

異種形式橋梁の床版連続化の一検討

A Study on Non-Jointification of Floor Slab between Different Types of Bridges

盛川 勉*, 岩熊 哲夫**

Tsutomu Morikawa, Tetsuo Iwakuma

*工修, 株横河ブリッジ, 生産情報サービス第一部 (〒273-0006 船橋市山野町 27 番地)

** PhD 東北大学大学院教授, 工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

Non-jointification of floor slab between 2 main-chord bridge and I-shaped plate girder bridge is examined using FEM simulation. Non-jointification of floor slab, so called No-Joint method, is usually applied between I girders of the same size because the deformation behavior is rather simple. On the other hand, in case of connecting different types of bridges, for example, between 2 chord bridge and I girders, the behavior after non-jointification should be examined. In this study, the following 2 points are emphasized.

- (1) How can we make the simple FEM analysis model to examine the behavior of the detail?
- (2) What is the characteristics of the behavior of non-jointification details?

Key words : non-jointification, floor slab, different types, 2 chord bridge, I-girder, FEM analysis

キーワード : 床版連続化, 異種形式, 2主構橋梁, I桁, FEM解析

1. はじめに

床版および主桁の連続化(あるいは連結化)¹⁾は近年, 伸縮装置の撤去による走行性の向上と維持管理の軽減²⁾, 耐震性の向上³⁾などの目的で多径間にわたる単純桁橋の補修・補強工事に多く取り入れられつつある。鋼橋においては連結型ノージョイント化工法と称され, 主桁端部を連結板で連結する主桁連結工法と, 鉄筋コンクリート床版および上フランジ同士を連結する床版連結工法^{4)~6)}とに大別される。いずれの工法も構造を連続化するため, 設計段階では連結部とその付近の既設部材への影響について十分な検討が必要であり, 例えば文献1)では, 橋梁型式が同じで桁高・主桁間隔・支間などの諸元がほぼ同じ場合には比較的容易に適用できるとしている。

これに対し, 形式が異なる橋梁間についても慎重な検討を行えば床版の連続化が不可能な訳ではなく, 落橋防止の観点から床版の連結(連続化)が妥当であると判断される工事例も生じている。異種形式橋梁で床版を連続化させる場合の問題の多くは, その2橋の構造形式の違いそのものに起因する。この論文でとりあげる2主構橋梁と多主I桁の床版連結部分を例にとると, 多主I桁側は橋軸方向に主桁が支点で支持されているのに対して, 2主構橋梁側は2主構間に主部材つまり端横桁が橋軸直角方向に配置される。ここで, 2主構橋梁側は一般に主構位置に支点を設け

るので, 端横桁は主構間隔を支間とする単純梁となる。したがって, 床版を直接支持する床組構造の鉛直剛性およびたわみ性状がこの境界部分の両側で異なってくるので, この部分の床版を連続化するためには連結部の応力挙動を十分に把握することが必要になる。

つまり2主構橋梁と多主I桁の床版連続化に関しては,

①どのような連結構造が望ましいか?

②ローゼ桁端横桁のたわみの影響はどう作用するか?

③連続化構造の検討のモデル化はどう行うべきか?

すなわち, 連結部の構造として, 床版と主桁上フランジのみを連結するだけでよいのか, あるいは鋼部材にもある程度曲げ剛性をもたせて連結して連結部の床版応力を緩和する方がよいのか, また可能か?といった事項を検討する必要がある。またローゼ桁端横桁のたわみの絶対値は大きくなるのが普通であり, 連結構造においても十分考慮しなければならない重要な項目となる。

近年では比較的小さな計算機でもFEMシェル解析が可能となっているが, 設計という観点からすると, 部材断面の初期設定から連結部の詳細も含めてFEM解析するのは未だそれ程容易ではない。しかし, 上述のように特に異種形式橋梁同士の連結では, この連結部の細部構造が重要な検討対象であり, 連結部両側の鉛直剛性の違いも上述のように重要な因子である。したがって, 連結部以外をできるだけ簡単なモデルで置き換えることは簡便な設計方法を

構築する上で意義がある。そこで本論文の目的は以下の通りである。

①異種形式橋梁で床版を連続化した場合の施工例を紹介し、問題点と検討結果を述べる。

②2主構橋梁と多主I桁の床版連続化をとり挙げ、その検討のために簡易モデルを提案する。

③簡易モデルにより施工例の連結部の挙動を考察し、他橋へ適用するに当たっての注意点を述べる。

異種形式同士の床版連続化の例は著者の知るところでは2例のみであり、そのうちのひとつの合戸橋^{7a)}をとり挙げてその簡易モデル化の考え方を示す。なお、合戸橋は新設橋であるが、建設費の初期投資を抑える観点の経済比較から2主構橋梁+多主I桁の形式が選定された。

2. 合戸橋の床版連続化

2.1 床版連続化の概要

一般図を図-1に示したが、本橋は磐越自動車道のいわき三和IC付近に位置している。本橋は中間橋脚が民家に近接しており、伸縮装置から発生する騒音（衝撃音）に対する対策が必要とされた。そこで、ニールセンローゼ桁は構造特性として活荷重たわみ角が小さく、本橋の合成桁は比較的桁高が大きいので活荷重たわみ角が小さい点に着目し、床版連続化を実施した。

連結構造を図-2に示したが、ニールセンローゼ桁の床版は主構には打ち下ろされていない間接載荷形式である。床版連続化に当たっては、格子モデルによる基本検討で連結構造を決定し、次ぎにFEM解析による連結部の詳細検討を行った⁷⁾が、本論文で提案する簡易モデル構築に必要

な点を同文献から列挙しておく。なお、この検討は平成4～5年にかけて行い、合戸橋は平成7年8月より供用開始した。

2.2 格子モデルによる検討

格子モデルは後出の図-6にあるように、合成桁の下り線4主桁の全長と下り線側ローゼ桁縦桁4本の3径間の範囲とした。格子モデルでは予備検討⁷⁾から連結部、ローゼ桁縦桁の床版との合成作用を考慮しないものとした。格子計算では主に、連結部材の形式・剛度と連結部の合成桁反力・連結部材応力に着目したが、計算の結果、連結部の

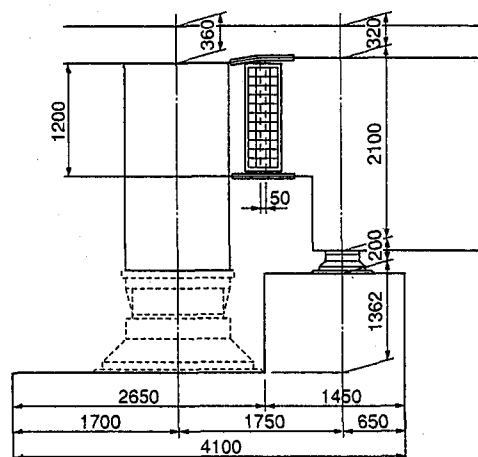


図-2 合戸橋の連結構造

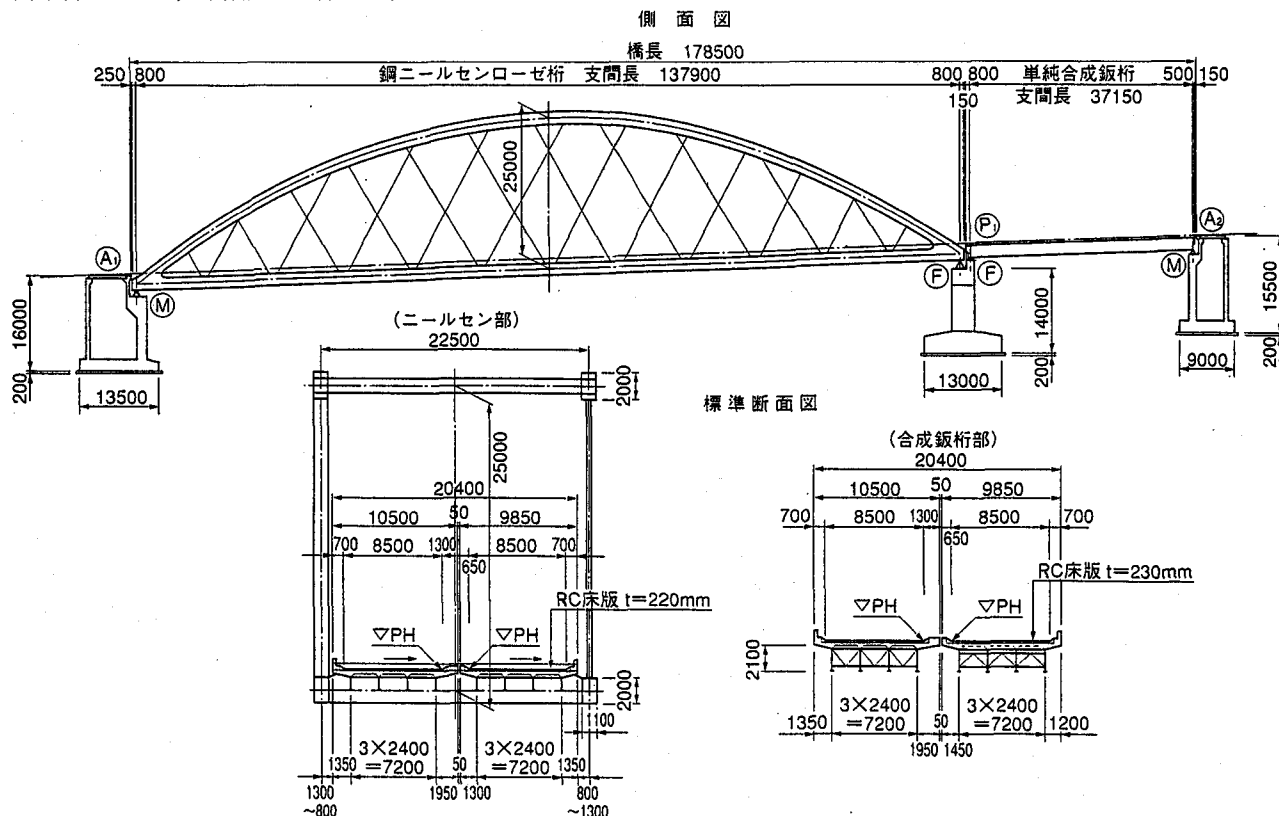


図-1 合戸橋一般図

設計断面力と反力は合成桁に載荷されるL荷重によるものが支配的であることがわかった。要約すると以下のようである。

- ①合成I桁載荷時は合成桁+連結部の2径間連続桁として挙動している。連結部材(床版を除く)のみを考えると、ローゼ桁端横桁は回転自由の端支点とみなされ、ローゼ桁縦桁へ曲げモーメントは伝達されない。これは、端横桁のねじり剛度が比較的小さいためである。連結部は曲げ剛度そのものは小さいが、支間が短いため相対的にたわみ変形に対する剛度は大きい。
- ②一方、ニールセンローゼ桁の縦桁に荷重載荷された場合は、荷重は縦桁→横桁→補剛桁(主構)へと流れるため、連結部を介して合成I桁に伝達される断面力は小さい。この場合、縦桁曲げモーメントは、端横桁にねじりモーメントとして伝達される分を除いて連結部に伝達されるが、連結部に作用する曲げモーメントは非常に小さい。
- ③したがって、連結部の応力度は、合成I桁に載荷した場合の方が大きくなる。縦桁相当の連結部材を設けた場合では、合成I桁の最大応力時(L荷重による最大たわみ時)とローゼ桁縦桁の最大応力時(T荷重による最大たわみ時)の連結部最大応力度はそれぞれ概算で $1200\text{kgf/cm}^2(118\text{N/mm}^2)$ 、 $350\text{kgf/cm}^2(34\text{N/mm}^2)$ 程度となる。

合戸橋の床版連続化により一体となる床版・連結部材の設計においては、ローゼ桁・合成桁を連続とみなした。すなわち、連結部の応力度が大きくなる方の載荷つまり合成桁のL荷重により設計を行い、ローゼ桁に同時に載荷される荷重状態については以下のように照査した。

- ①ローゼ桁L荷重載荷時
ローゼ桁にL荷重が載荷された場合は、前述のように合成桁側にほとんど応力伝達されない。そのため、ローゼ桁と合成桁とにL荷重を同時に載荷するケースは考慮しなかった。
- ②ローゼ桁端横桁T荷重載荷時
図-3に示す端横桁のT荷重と合成桁の設計活荷重であるL荷重の荷重組合せを照査した。この場合の合成桁支点反力を表-1に示す。このケースでの許容応力度・許容反

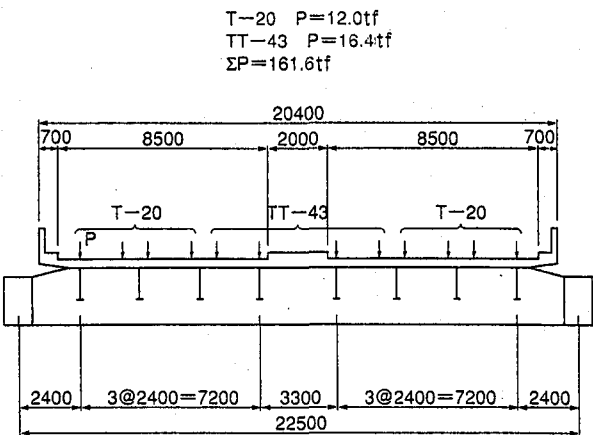


図-3 端横桁上のT荷重

力はT荷重とL荷重で載荷状態が異なるので、道示6.2.2を準用して割増し率を1.4とした。この結果から、ローゼ桁端横桁に載荷された荷重は連結部材を介して合成桁支点到に伝達されることが分かる。

2.3 連結構造の特徴

格子モデルの検討結果より図-2に示す構造としたが、連結に関する主な特徴を列挙すると以下の通りである。

- ①連結前の両桁の活荷重最大たわみ角は以下の通りである。
ニールセンローゼ桁 1.5mrad
(たわみ支間比 $1/2700 < 1/600$)
合成I桁 2.47mrad
(たわみ支間比 $1/1600 < 1/540$)
- ②合成桁の桁端は検査通路確保のため張り出しが大きくなっていることを利用し、床版応力を軽減するために鋼桁も部分的に連結した。
- ③連結部のP1橋脚がいずれの支間でも固定支承のため、合成桁鋼製支承のストッパーに遊間を設けて可動支承とし、桁端回転による変位拘束が生じないようにした。その結果、合成桁の橋軸方向地震力は床版・桁連結部→ローゼ桁端横桁→ローゼ桁トポット支承→橋脚躯体へと伝達されることになり、ローゼ桁固定支承の設計水平反力は増加した。ただし橋軸地震時の下部工への作用力は変わらない。
- ④合成桁支点部は、連続化によって反力が増加するため支承をランクアップし、補剛材・桁端張出し部を補強した。外桁支承は125tfを225tfに、内桁は100tfおよび125tfを150tfに変更した。
- ⑤後述のFEM解析の結果から床版の橋軸方向配力筋を最大D22@100まで補強した。補強範囲は連結部中心よりローゼ桁側に2m、合成桁側に3mまでの床版を後打ちする範囲とした。
- ⑥合成桁に載荷されるT-20 1台による連結部の応力度はL荷重載荷時の20%である。

2.4 FEM解析による検討

(1)解析モデル

合戸橋では、ニールセンローゼ端横桁と多主I桁を部分的に鋼部材で連結しているが、この構造では図-4に示す

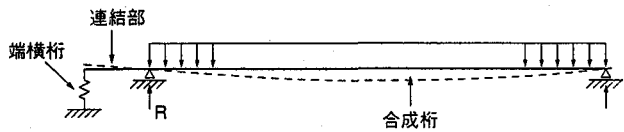


図-4 端横桁の弾性支持作用

表-1 ローゼ桁端横桁にT荷重を載荷した時の合成桁支点反力

	端横桁荷重	活荷重反力	合計反力	備考
下り線 G1桁 ($R_d=69.1\text{tf}$)	なし	144.9	214.0	(基本ケース)
	T荷重	160.4	229.5	$R_a=225 \times 1.4 = 315\text{tf}$
下り線 G4桁 ($R_d=71.1\text{tf}$)	なし	79.3	150.4	(基本ケース)
	T荷重	139.3	210.4	$R_a=159.2 \times 1.4 = 223\text{tf}$

ように、端横桁のたわみ変形による弾性支持状態（バネ作用）になっている。しかも単位荷重による端横桁のたわみ量は、外桁位置ほど小さいため、外桁連結部ほど端横桁の支持は強いバネとなる。合成I桁に荷重載荷された場合を考えると、外桁連結部ほど応力が大きくなる。

- そのため、合戸橋の検討では、
- ①端横桁は梁要素も併用して全長モデル化して、端横桁のたわみの影響を忠実に取り入れた。すなわち、境界条件のモデル化をできるだけ避けた。
 - ②床版は厚肉シェル要素としたが、そのモデル化の範囲は床版そのものによる荷重分配効果が生じてくるため、橋軸直角方向は下り線全線（4本主桁全体）とし、橋軸方向には第1対傾構までとした。その結果、節点数は約6,500であった。
 - ③床版と鋼桁の結合条件は、合成桁とローゼ桁端横桁はスタッドを打っているため剛な梁要素で結合し、連結部材はスラプアンカーも設けていないので結合していない。

また②より、モデル化の上での整合性をとるため対傾構にも荷重分配作用をもたせた。載荷荷重は、ローゼ桁端横桁のバネ定数が最も大きいG1桁に着目して、連結部が最大応力となる荷重、すなわち合成桁G1桁が最大たわみとなる荷重とした。本橋のFEM解析モデルと載荷荷重を図-5、図-6に示す。この荷重状態はG1桁の最大たわみ時であるが、G2桁も最大たわみの96%となっている。

(2) 解析結果

(a) 合成桁～端横桁間の応力分布（図-7 参照）

全体としては、合成桁支点部では、ウェブ高 $h=1200\text{mm}$ 程

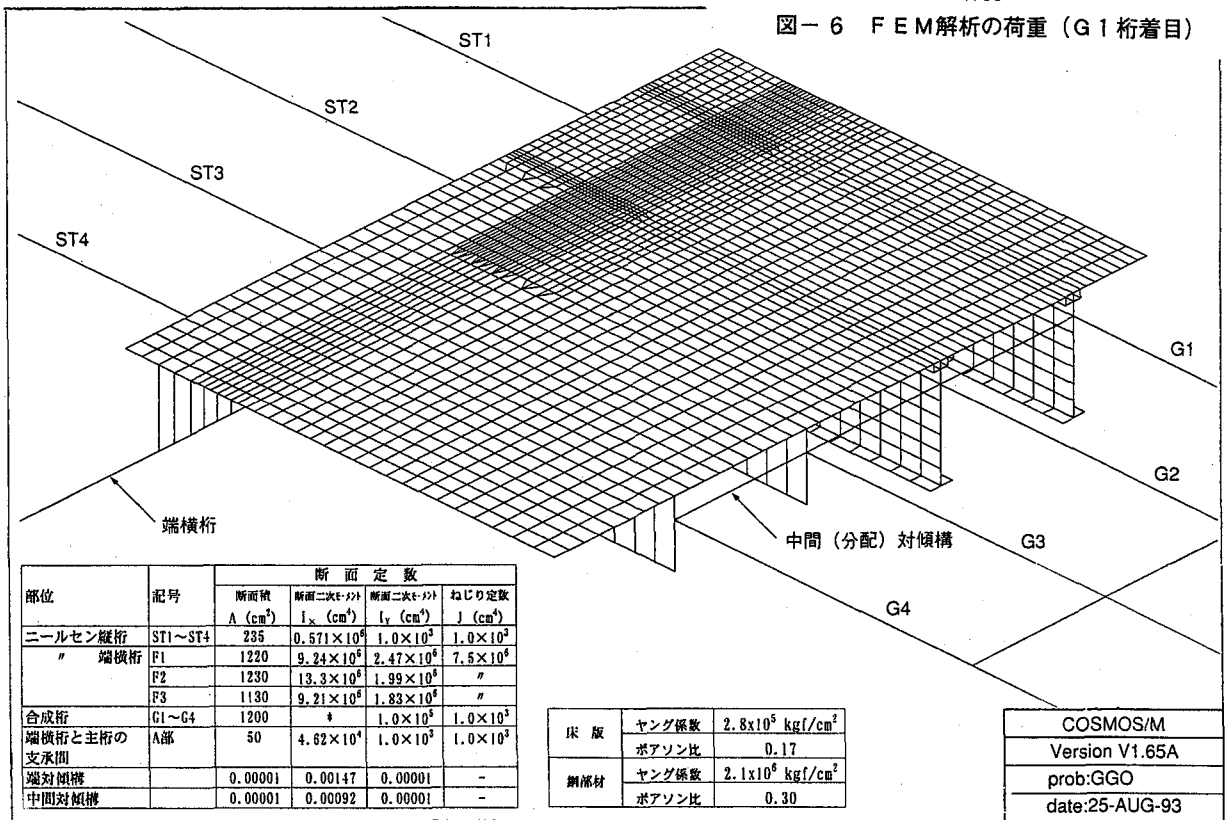


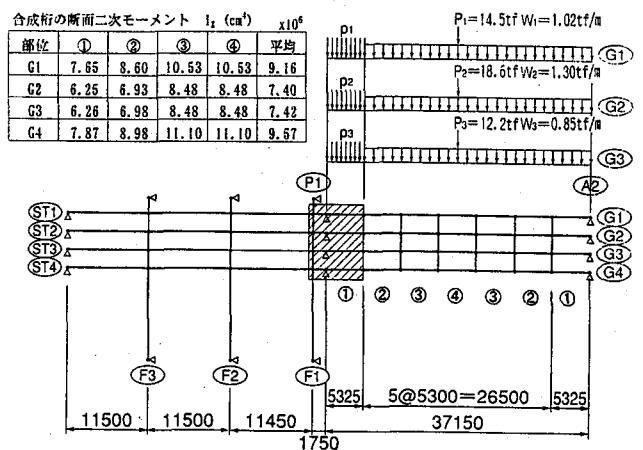
図-5 FEM解析モデル

度のT断面合成桁としての応力分布に近く、ローゼ桁端横桁取付部では、非合成断面として、鋼桁で圧縮応力、床版で引張応力を受け持つような挙動を示している。また、ウェブ高が2100mmから1200mmに変化した位置で床版に最大引張応力が発生している。

(b) ウェブ高変化位置の応力状態

橋軸方向の直応力 σ_x は連結桁取付部 Pt. A で $862 \text{ kgf/cm}^2 (84 \text{ N/mm}^2)$ （ミーゼスの相当応力度は $2027 \text{ kgf/cm}^2 (199 \text{ N/mm}^2)$ ）となっている。これは、ウェブ高が連結中心へ向かって600mmまでしぼられているために、曲げに抵抗する軸方向応力がすでに上方へ移行し応力度がそれほど大きくなっていないものと考えられる。

これに対して、Pt. B では直応力 σ_x は $2643 \text{ kgf/cm}^2 (259 \text{ N/mm}^2)$ （ミーゼスの相当応力度は $2375 \text{ kgf/cm}^2 (232 \text{ N/mm}^2)$ ）と応力集中の影響が計算上大きくなり、格



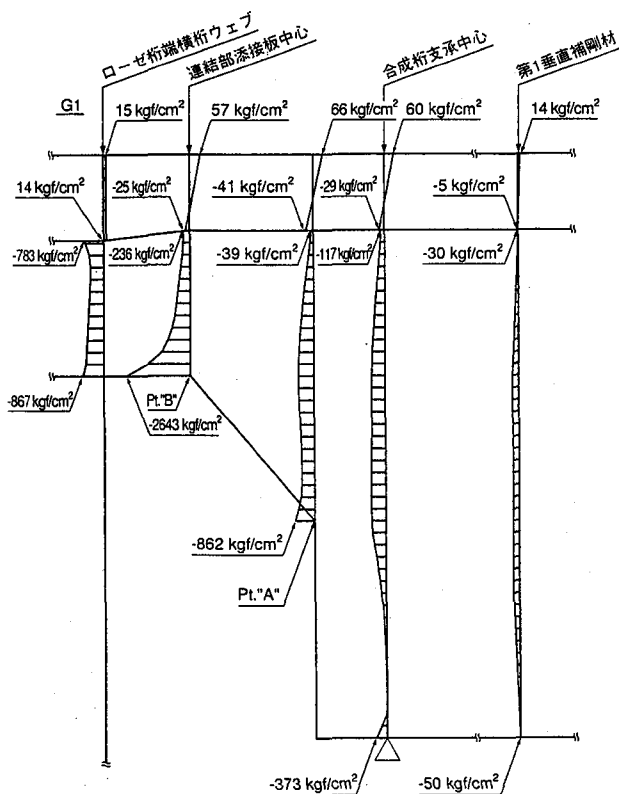


図-7 合成桁 (G1桁) の橋軸方向の垂直応力度分布

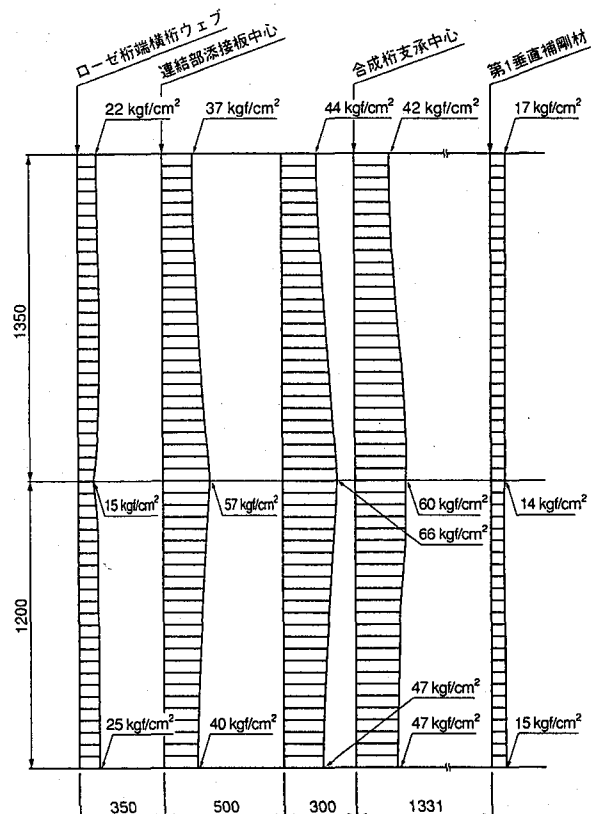


図-8 床版上面 (G1桁) の橋軸方向の垂直応力度分布

子計算による梁応力のほぼ2倍の応力となっている。しかし、実構造ではこの点は高力ボルト継手部の中心であるので母材は自由端であり、添接板の板厚アップにより応力を緩和させることが可能である。また、このFEM解析による応力に対する下段第1ボルトのすべり安全率は1.37である。

(c) 床版の応力分布 (図-8 参照)

床版の最大応力は合成桁支点部から連結部添接中心のごく狭い範囲に発生し、床版上面最大値はG1桁で 66 kgf/cm^2 (6.5 N/mm^2)、G2桁で 49 kgf/cm^2 (4.8 N/mm^2) となっている。G1桁床版上面の引張応力度は、合成桁側の支点隣接垂直補剛材位置で $15 \sim 20 \text{ kgf/cm}^2$ ($1.5 \sim 2.0 \text{ N/mm}^2$)、ローゼ桁側の端横桁腹板上で $20 \sim 25 \text{ kgf/cm}^2$ ($2.0 \sim 2.5 \text{ N/mm}^2$) と小さくなっている。また、橋軸直角方向の応力分布はほぼ均等で、全幅有効に近い性状を示している。この床版応力度に対して連続桁の中間支点部と同様の補強を行った。

なお、床版コンクリートの曲げひび割れ幅の照査⁹⁾の結果は、G1桁上で許容値 0.25 mm に対して 0.14 mm である。

3. 簡易モデルの提案

3.1 モデルの範囲

前章までの格子およびFEMモデルの結果に整合する簡易モデルを提案するが、2章の結果からは、簡易モデルではそれぞれの主桁間で主桁・床版を独立に取り出すことが可能であることを示している。その理由は、

- ①床版応力の卓越方向は橋軸方向であった。
- ②横桁のたわみ制限があるため、床版の橋軸直角方向応力の問題はなかった。
- ③橋軸方向の応力度の変化率が小さいため、主桁間中央の鉛直面で、床版にはせん断応力はほとんど生じてない。

したがって橋軸方向のモデル化の範囲は、合成I桁～連結部～端横桁 (ニールセンローゼ桁) の部分とする。端横桁はそのたわみの影響を考慮するためにもバネ支持端部境界としてモデル化する必要がある。以下では合成I桁の最大応力時 (最大たわみ時) の荷重状態を対象にして検討する。

3.2 モデルの境界条件

ローゼ桁端横桁のたわみが重要であったので、それを境界条件としてモデル化したものとして次の3つのタイプを比較検討する。

(1) 端横桁埋込み端モデル (TYPE-1)

まず最も単純な境界条件として端横桁の軸心位置の変形を完全に拘束したモデル (バネ定数が無限大) を取りあげる。このモデルをTYPE-1とし、図-9に示す。モデルの諸元を表-2に示す。また、合成桁の支承は鉛直バネ定数 K_v を $10,000(98)$, $30,000(294)$, $50,000(490)$, $70,000(686)$, $\infty(\infty) \text{ tf/m (MN/m)}$ の5種類と設定した。これは固定支承及びゴム支承をモデル化したものであり、 K_v の違いによる比較を行う。

解析モデルは、上述のように合成桁1主桁のみを取り出したもので、ウェブ肉厚中心線に関する対称性を考慮した

半モデルである。連結部近傍では床版をソリッド要素、主桁をシェル要素で部材をモデル化したが、この着目点から離れた部分は、床版と一体となった合成桁全体を梁要素でモデル化した。連結部の床版には、I 桁同士の床版連結のディテールに合わせて切り欠きを設けた。また、載荷荷重は着目桁の最大たわみが生じる等分布荷重を逆算して載荷した。簡易モデルの節点数は2,250 であり前節のFEMモデルの1/3 程度に抑えられている。

(2)端横桁弾性支持モデル (TYPE-2, 3)

これに対し、端横桁の鉛直方向たわみ・面外たわみ(橋軸方向)・ねじり変形をバネに置き換えたバネ支持モデルを考える。端横桁のバネ定数は、連結部応力度が最も大きい外桁に着目した強いバネ (TYPE-2) と内桁を想定した弱いバネ (TYPE-3) の2つの種類を設定した。

合成桁支点のバネ定数は TYPE-1 と同じく5種類とした。TYPE-2, 3の解析モデルを図-10 に示す。モデルの諸元は表-2 に示す。載荷荷重はTYPE-1 と同様である。

さらにこのモデル化では、床版・端横桁の境界条件として以下の3種類を考えることができる。

- ①床版自由+端横桁バネ
- ②(端横桁+床版) のバネ
- ③床版固定+端横桁バネ

しかし①のモデルでは、連結部の水平たわみと回転変形に対する床版の拘束効果を見逃したことになる。このため連結部の床版にはほとんど応力を生じないが、合戸橋のFEM 解析結果は連結部の床版応力に対して橋軸方向の拘束効果が無視できないことを示している。したがって、①のモデル化は適当でない。また、②のバネは、床版と端横

桁が一体となった拘束効果を表すものである。しかし、このニールセンローゼ桁は間接載荷形式で主構とは一体となっていないため、拘束効果の厳密な評価には拡張モデルまたは全橋モデルを組み上げる必要があり、簡易モデル作成の意図を越えるので検討対象から除くことにする。

したがって、本検討では床版の橋軸方向変位を固定とした③のモデルを用いることにするが、その根拠は以下の通りである。

(a)床版の橋軸方向伸び(軸方向変位) 剛性そのものは十分大きい。

(b)床版が打ち下ろされている床組(縦桁、横桁)のうち横桁は横構と連結されているため、床版の橋軸方向変位は拘束されている。

(c)床版を橋軸方向に固定することは曲げ変形を拘束することになるため、連結部の曲げによる床版応力は大きめに評価される。

以上の検討から決定した端横桁のバネ定数を表-3 に示す。弱いバネは一般的な実橋での範囲のほぼ最小値から設定した。なお、端横桁をバネでモデル化する場合、実際には格子モデルで明らかのように、4主桁の相互作用を考慮しなければならない。つまり、ある特定の載荷状態に対して隣接主桁間の荷重分配によって、着目している主桁の端横桁支持バネの見かけのバネ定数は変化し、一種の連成バネとして4主桁の端横桁支持バネ係数ととらえる必要がある。しかし、本論文の主目的は、バネ定数の設定も含めて簡略化したモデルを作成し、連結部の挙動を検討することであるので、ここでは最も単純なモデルとして端横桁単体の単純梁に対する単位荷重より求めたバネ定数(本論文では単純バネ定数と呼ぶ)を用いる。なお、主桁間の相互作用を含めた端横桁バネ定数については3.4 節で考察する。

解析ケースを表-3 に示す。

表-2 簡易モデル諸元

合成桁断面	U.Fl.g 270×12
	Web 2100×10
端横桁断面	L.Fl.g 430×22
	U.Fl.g 1200×32
	Web 2000×19
連結部	L.Fl.g 1200×32
	U.Fl.g 270×12
	Web t=10
床版厚	32 cm

表-3 解析ケース一覧

合成桁支点バネ定数 KV (tf/m)		10,000	30,000	50,000	70,000	∞	備 考 (端横桁バネ定数 tf/m)
端横桁モデル							
端横桁埋込み	TYPE-1	○	○	○	○	○	$K_{FY}=\infty, K_{FY}=\infty, K_{FR}=\infty$
端横桁	強いバネ TYPE-2	○	○	○	○	○	$K_{FY}=75,000, K_{FY}=15,000, K_{FR}=25,000$
バネ支持	弱いバネ TYPE-3	○	○	○	○	○	$K_{FY}=15,000, K_{FY}=5,000, K_{FR}=25,000$

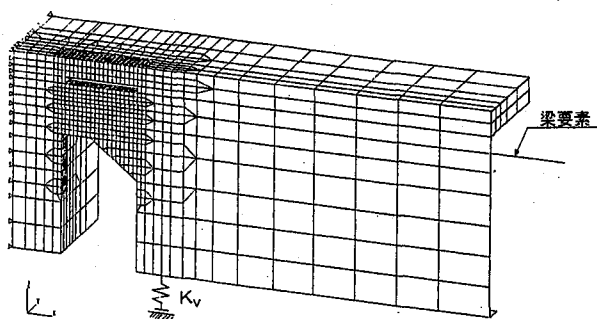


図-9 端横桁埋込みモデル (TYPE-1)

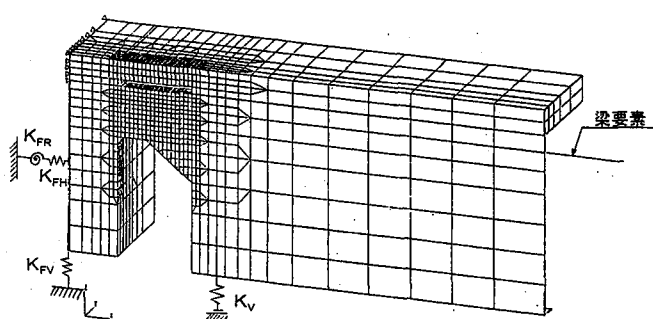


図-10 端横桁バネモデル (TYPE-2, 3)

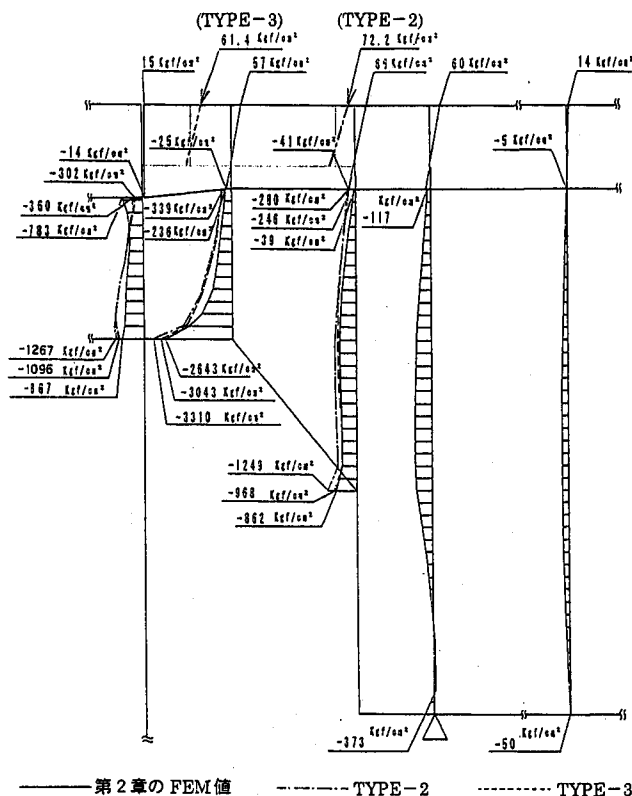


図-11 主桁ウェブ (G1) 位置の橋軸方向応力度

3.3 FEM 解析結果との比較

図-11 に主桁ウェブ位置での床版と連結部材の軸方向応力度を示す。この図の簡易モデルの値は合戸橋の実際に合わせて、合成桁が剛支点の場合である。簡易モデルと合戸橋 FEM の対応関係は TYPE-2 (合戸橋外桁想定) が合戸橋 G1 桁の諸元を用いているので、そのまま比較できる。TYPE-3 は実橋内桁の最小値を想定して端横桁のパネ定数だけを変えたため、合戸橋 G2 桁とそのままの比較はできない。TYPE-3 と合戸橋 G2 桁の比較には、以下の手続きが必要となる。

①合成桁 G2 のたわみへの換算

TYPE-3 でも合成桁の載荷荷重、剛度は外桁 (G1) の値を用いているため、桁端たわみ角を G2 桁のたわみに合わせるために曲げモーメントと剛度から換算する。換算率 α は以下ようになる。

$$\alpha = (287.7 \times 0.96 / 431.7) \times (9.16 / 7.40) = 0.79$$

α の求め方は 3.4 節で明らかにする。

②端横桁パネ定数の違いの影響度

G2 桁着目の鉛直単純パネ定数 (K_{FV}) 23,800tf/m(233MN/m) に対して、TYPE-3 では K_{FV} が 15,000 tf/m(147MN/m) としている。このパネ定数の違いによる影響を 3.4 節で述べる。

(1)床版応力度と変形状

簡易モデル TYPE-2 の床版応力度は、合戸橋 G1 桁の FEM 値 66kgf/cm²(6.5N/mm²) に対して 72kgf/cm²(7.1N/mm²) と得られている。簡易モデルが 10%

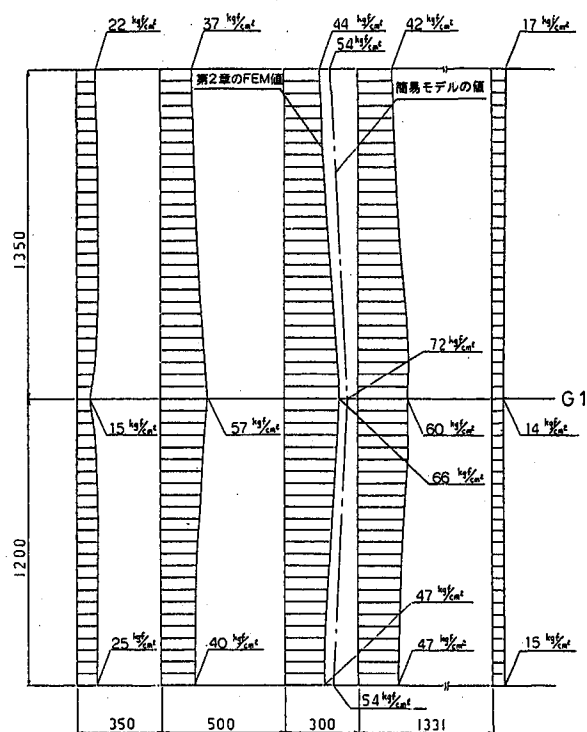


図-12 床版応力分布の比較(G1)

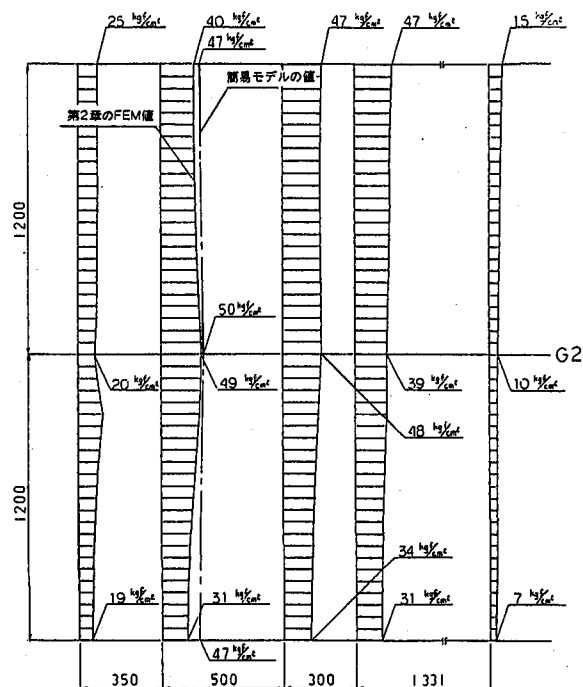


図-13 床版応力分布の比較(G2)

過大評価しているが、最大応力の発生位置はほぼ同じで合成桁端部である。

一方端横桁が弱いパネ (TYPE-3) では床版最大応力度は 61.4kgf/cm²(6.0N/mm²) となっている。この値を上述のように G2 桁のものに置き換えると、上記の換算率 α を用いて、

$\sigma_x = 61.4 \times 0.79 = 48.5 \text{ kgf/cm}^2 (4.7 \text{ N/mm}^2)$
 となり、合戸橋 G2 桁床版最大応力の FEM 値 49 kgf/cm^2
 (4.8 N/mm^2) とほぼ一致する。端横桁が弱いパネ (TYPE
 - 3) の床版最大応力度 $61 \text{ kgf/cm}^2 (6.0 \text{ N/mm}^2)$ は、端横桁
 取付部付近に生じている。これは合成桁が剛支点であるた
 め、端横桁のパネが強い場合は連結部材が曲げ剛性を持っ
 ているので支点付近で角折れしようとするのに対して、端
 横桁が弱いパネの場合は端横桁が上方へ変位するため端
 横桁取付部で角折れが生じるためである。この変形状は
 合戸橋 FEM の G2 桁にも現れている。

橋軸直角方向の応力分布は合戸橋 FEM 解析の結果では
 なだらかな直線状になっており、ほぼ全幅有効とみなされ
 た。簡易モデルでもこの傾向は良く現れている (図-12、
 13)。また、床版断面内の応力分布は簡易モデルでは連結
 部で切り欠き部を設けているが、応力勾配は比較的良くあ
 っている。

TYPE-2 で床版応力が FEM より若干ではあるが大き
 くなる。その要因は以下の通りである。

- ①簡易モデルでは、床版を橋軸方向に固定していること
- ②端横桁のパネ定数を単位荷重によるたわみから算出
 しているため、合成 4 主桁間の相互作用を無視していること。
 これについては 3.4 節で考察する。

(2) 連結部材応力度

連結部材の応力分布は、端横桁取付部で FEM 解と若干
 の違いがあるものの、添接中心位置・桁端張り出しの付け
 根部とも良く一致している。設計照査では応力度の高い後
 者位置が重要であるため、簡易モデルの有効性を示してい
 る。

簡易モデル TYPE-2 (G1 桁) では鋼連結部材下
 端の軸方向圧縮応力度は、添接中心の角部で -3310 kgf/cm^2
 (-324 N/mm^2) と、合戸橋の FEM 値 -2623 kgf/cm^2
 (-257 N/mm^2) に比べて 26% 大きくなっている。端横桁取
 付け部応力度は、FEM 値では 867 kgf/cm^2 (85 N/mm^2) に
 対して、簡易モデルでは 1123 kgf/cm^2 (110 N/mm^2) とや
 や大きくなっている。軸方向応力 σ_x は 25~30% 程度の差
 となっている。この理由は床版を橋軸方向に拘束したこと
 が、端横桁の水平たわみとねじり変形を拘束することにな
 った影響と考えられる。この影響は、端横桁のパネ定数が
 大きい外桁で強く現れる。

端横桁が弱いパネ (TYPE-3) では連結部材の軸方向
 応力度は角部で -3043 kgf/cm^2 (-298 N/mm^2)、取付部で
 -1069 kgf/cm^2 (-105 N/mm^2) であるが、これを床版応力
 と同様に換算率 α を用いて G2 桁に換算すると角部で
 -2404 kgf/cm^2 (-236 N/mm^2)、取付部で -845 kgf/cm^2
 (-83 N/mm^2) となり、FEM 値の -2094 kgf/cm^2 (-205 N/mm^2)、
 -911 kgf/cm^2 (-89 N/mm^2) に対してそれぞれ 15%、8% の差
 であり、簡易モデルを設計に用いることは可能である。

ミーゼスの相当応力は比較的差が大き目になっている
 が、この理由は以下のように考えられる。

- ①簡易モデルでは連結部で床版を切り欠いたモデルとし

ているため、鉛直せん断力を鋼連結部材で負担する分が大
 きくなった。

- ②端横桁鉛直パネ定数を単位荷重のたわみから算出して
 いるため、合成 4 主桁間の相互作用を無視している。

3.4 端横桁のパネ定数 (K_{FV}) について

本簡易モデルは合成 4 主桁の 1 本のみに着目した 3 次
 元 FEM 解析に相当するモデルである。ここでは簡略化の
 ためにローゼ桁端横桁単体の梁に単位荷重を与えて端横
 桁パネ定数を算定している。しかし、多主 I 桁は実際には
 4 主桁が格子として荷重分配しているわけで、それを考慮
 してパネ定数を求める方法を概説し、FEM 解と簡易モデ
 ル解との差異・精度を検討する。

- ①いま、G1 主桁に着目して、その最大たわみの荷重状態
 を考える。本検討の例の G1、G2 桁の分配係数を図-14
 に示すが、G1 主桁の最大たわみ時は G3、G4 にはほと
 んど荷重載荷されていない。

- ②G1 桁最大たわみ時には G2 桁もたわんだ状態となるた
 め、端横桁の連結位置で同時に負反力がはたらき、端横桁
 を上方へ変位させようとする。本検討例では G1 主桁最大
 たわみ時における G2 桁支間中央たわみの最大たわみ時
 に対する比率が $\beta = 0.96$ である。

- ③この荷重状態での G1、G2 の上揚力 R1、R2 の比率を
 求める。R1、R2 の比率は連結部材の剛度が同じであれば、
 G1 桁・G2 桁の支間中央の最大たわみに比例すると考え
 て良い。ゆえに、曲げモーメント (= たわみ) と剛度の比
 率より (図-6 の合成桁の断面 2 次モーメント参照) 、

$$R2/R1 = (287.7 \times \beta / 431.7) \times (9.16 / 7.40) = 0.79$$

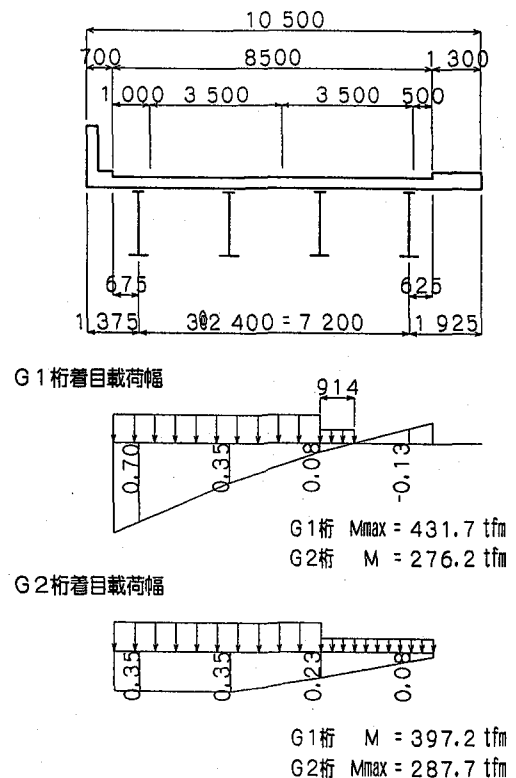


図-14 合成桁の分配係数

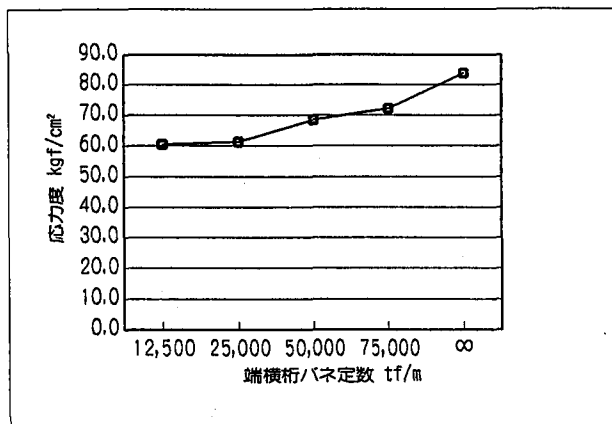


図-15 端横桁バネ定数と床版最大応力度 (合成桁剛支点)

④すなわち、この特定の载荷状態 (=G1 桁最大たわみ状態) では端横桁 G1 位置のバネ定数 (荷重とたわみの関係) は、端横桁単体の単純梁に G1 位置に単位荷重 1.0tf と同時に G2 位置に 0.79tf の荷重が载荷された時のたわみより求められる。この結果、G1 桁着目の鉛直バネ定数 K_{rv} は 32,100tf/m (315MN/m) と求められる。

合成桁支点が剛支点の時に、端横桁のバネ定数を変化させた場合の床版上面の最大引張応力度と連結部材の軸方向最大応力度の変化を図-15 と図-16 に示す。この図より端横桁の鉛直バネ定数 K_{rv} が 32,100tf/m (315MN/m) の時の簡易モデルの床版上面最大引張応力度と連結部材の軸方向最大応力度はそれぞれ 63.5kgf/cm² (6.2N/mm²) と、3000kgf/cm² (294N/mm²) になり FEM 解析との誤差は 4%、14%となる。

G2 桁の最大たわみの状態のバネ定数も同様に求められ、 K_{rv} が 13,000tf/m (127MN/m) 程度となるが、図-15、16 より連結部の応力度は単純バネ定数の場合の値とほとんど変わらない。

3.5 簡易モデルの妥当性

簡易モデルでは、モデル化した境界条件の影響は避けられないが、

- ①連結部の変形特性が把握され、定性的な説明が可能である。
- ②端横桁のたわみ性能の違いによる連結部の変形・応力度への影響度と値が定量的に把握できる。
- ③簡易モデルの端横桁バネ定数を単純バネ定数 (着目点に単位荷重を载荷した場合のたわみから求める) としても、FEM 解析結果と比較すると床版応力では 10%、連結部材応力では 25~30% 大きくなるが比較的良く合っている。問題となる高い応力度は連結部の非常に狭い範囲に限定されており、この簡易モデルを設計に用いることの障害にはならない。
- ④さらに端横桁バネ定数を合成桁が最大たわみを生じる载荷状態に特定して、主桁の荷重分配による主桁間の相互作用を考慮したものに修正すると、FEM 解析結果と床版応力では 5%、連結部材の応力では 15% 以下の誤差となつ

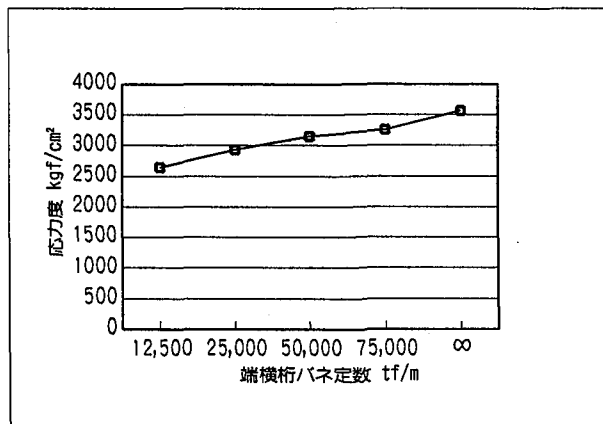


図-16 端横桁バネ定数と連結部材軸方向最大応力度 (合成桁剛支点)

た。

以上より、簡易モデルで端横桁のバネを適切に設定することにより、連結部の変形を定性的に説明することができ、床版応力度を精度よく把握することが可能であることを示した。

4. 2主構橋梁床版連続化の検討について

簡易モデルにより第2章の施工例の連結部の挙動を考察し、簡易モデルを他橋に適用するに当たっての注意点を述べる。

4.1 簡易モデルによる連結部挙動の考察

(1) 合成桁支承条件と連結部の変形の関係

連結部の主桁ウェブ位置での変形図を、端横桁埋込みモデルと端横桁バネ支持モデルのものを図-17 に示す。図中には、床版上面の最大引張応力度の発生位置と応力を示した。合成桁の変形は、連結位置の床版がほぼ固定点のように拘束され、合成桁支点が2主構橋梁側へ移動した形で回転変形する。

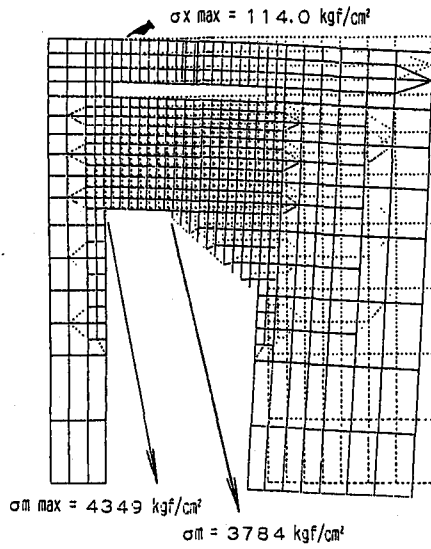
この合成桁支点のバネ定数が小さい場合には、合成桁支承の圧縮変形による沈み込みが起こるので、2主構橋梁の端横桁取付部で角折れが生じている。逆にバネ定数が大きくなると、合成桁支点の鉛直変形が生じにくくなり、連結部の角折れ点は合成桁支点に近づく。この連結構造では合成桁側の連結部下フランジ側に変形が大きく生じる。床版応力は埋込み端の TYPE-1 が大きくなるが、連結部の変形性状に関しては TYPE-1 と TYPE-2、3 との間に大きな違いは見られない。

(2) 合成桁支承条件と床版上面引張応力の関係

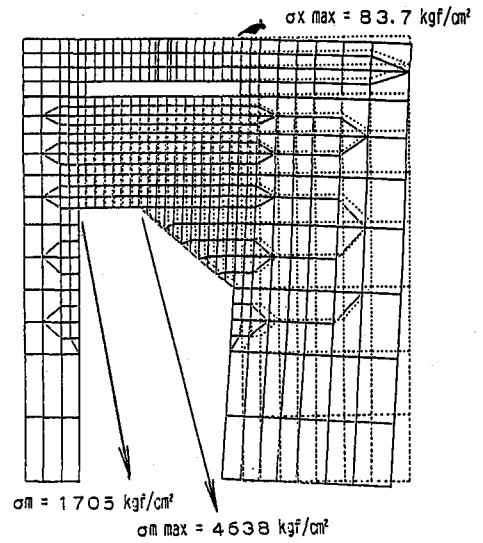
連結部で最も重要な点である床版上面の最大引張応力度を図-18 に、また合成桁支点反力を図-19 に示す。端横桁バネの違いによる床版引張応力度の差は、合成 I 桁の支点鉛直バネ定数 K_v が 10,000tf/m (98MN/m) と小さい時は支点での沈み込みのため 20~30% と大きいですが、合成 I 桁のバネ定数が大きくなるにしたがって小さくなり、バネ定数が 70,000tf/m (686MN/m) では 10~15% となる。なお、

端横桁埋込みモデル (TYPE-1)

$K_v = 10,000 \text{ tf/m}$

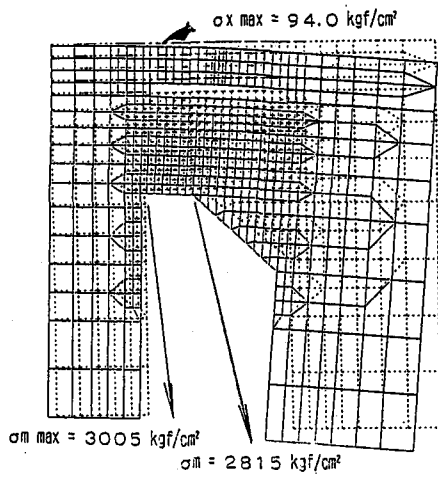


$K_v = \text{FIX}$

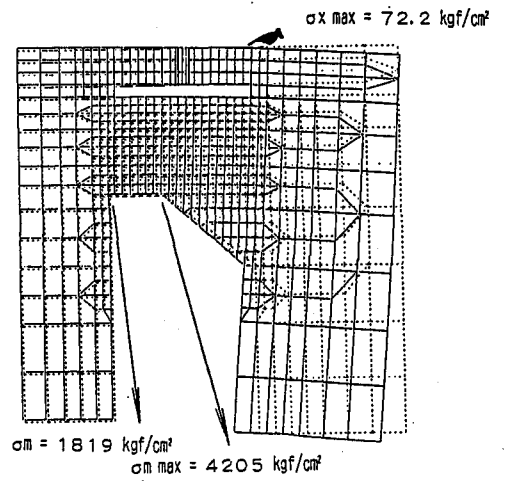


端横桁強いVバネモデル (TYPE-2)

$K_v = 10,000 \text{ tf/m}$

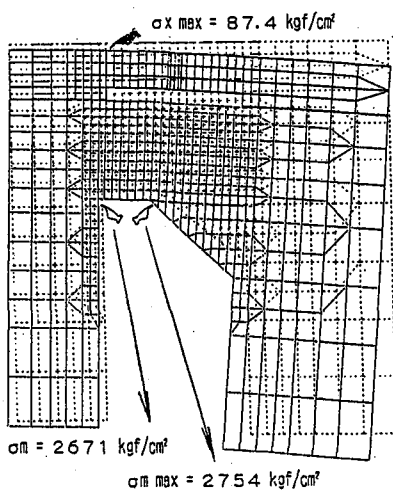


$K_v = \text{FIX}$



端横桁弱いVバネモデル (TYPE-3)

$K_v = 10,000 \text{ tf/m}$



$K_v = \text{FIX}$

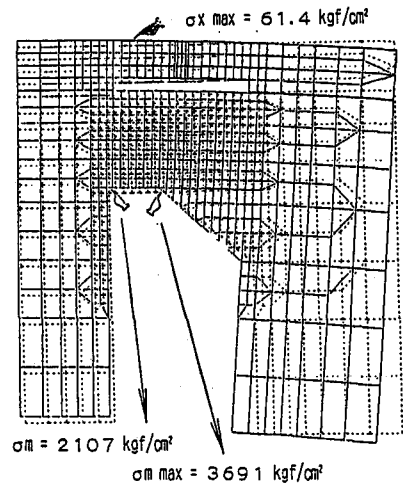


図-17 連結部の変形図

合成桁支点のバネ定数が ∞ (剛支点) になると、埋込みモデルでは床版応力が上昇するのに対して、弱いバネ支持モデルでは減少する。その理由は以下になる。

- ①合成桁支点のバネ定数が小さい場合は合成桁支点の沈み込みの影響がまさり、端横桁取付部近傍で角折れがおきて床版応力が大きくなる。
- ②合成桁支点のバネ定数が大きくなるにしたがって、合成桁支点の沈み込みが小さくなり、端横桁のバネ作用と合成桁支点のバネ作用が均衡して床版の角折れが緩和され床版応力が最小値をとる。
- ③合成桁支点のバネ定数がさらに大きくなり剛支点になった場合で端横桁が強いバネでは、端横桁の変位が抑えられるため、連結部の角折れが合成桁支点近傍で生じ床版応力が大きくなる。そのため、端横桁のバネ定数が大きい場合は、合成桁支点が剛支点の場合は反力が大きく上昇する。

なお、詳細については割愛するが、連結部材のミーゼス最大応力度と橋軸方向最大応力度を図-20, 21 に示す。

4.2 埋込みモデルとバネモデルの比較

第3章の検討例のTYPE-2, 3の応力がTYPE-1の応力に対して軽減された差分を、端横桁のたわみによる弾

性支持効果ととらえることにすると、TYPE-2では概略15%程度、TYPE-3では概略20%程度である。したがって、合成桁側がゴム支承の場合でも、端横桁のバネを考慮しないと設計できない可能性があるので注意しなければならない。なお、合成桁支承のバネ定数は通常 30,000 ~ 50,000 tf/m (294 ~ 490 MN/m) 程度であるが、大伸縮量を生じる桁端位置ではゴム支承の鉛直バネ定数が小さくなる可能性がある。

4.3 設計上の連結部床版応力軽減策

連結部材を設けないと T 荷重による端横桁たわみの影響で床版の角折れが大きくなる可能性がある。連結部床版応力度が過大である場合は、

- ①合成桁支点のバネ定数を適切に設定する。(特に外桁)
 - ②連結部材剛度を大きくして床版応力度を緩和させる¹⁰⁾。
- などの設計上の対策が必要と考えられる。これらの検討において簡易モデルを用いることができる。

連結部にはたらく応力は主桁の変形に伴って生じる2次応力である。床版連続化により床版および連結部材とも高い応力度が生じるが、補修作業の難易度を判断して連結部材に応力のしわ寄せをする方法も考えられる。

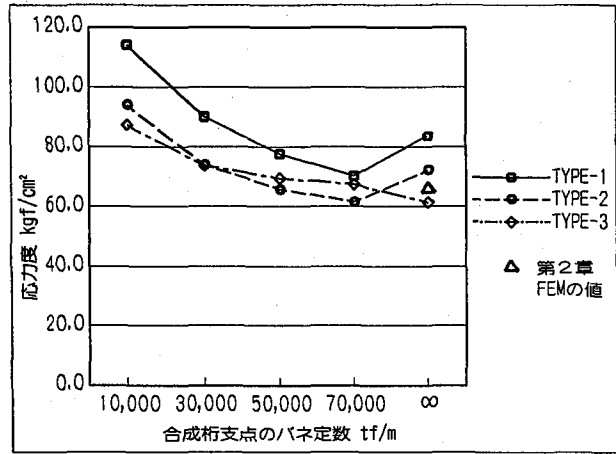


図-18 床版上面の最大引張応力度

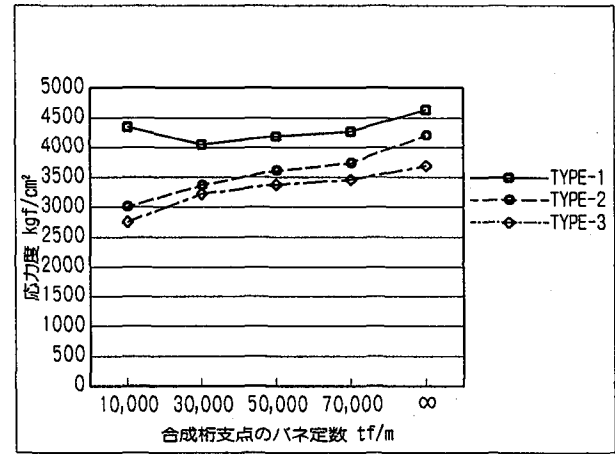


図-20 連結部材ミーゼス最大応力度

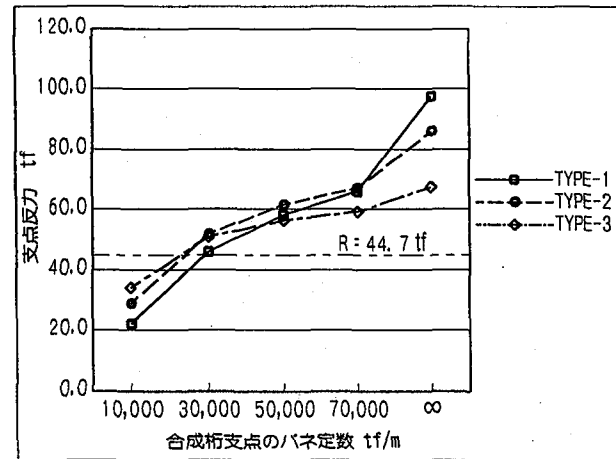


図-19 合成桁支点反力

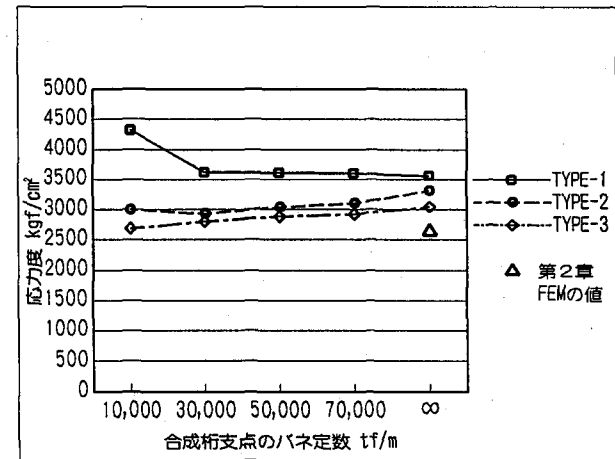


図-21 連結部材橋軸方向最大圧縮応力度

4.4 他橋への適用にあたって

ここで取り上げた例は、間接載荷の2主構橋梁と多主I桁の床版連続化である。直接載荷形式の場合は、主構支承位置では端横桁のたわみ作用がないため、この位置の端横桁鉛直バネのみが剛となるが、本検討では扱わないものとする。

本検討から分かるように、2主構橋梁と多主I桁の場合には、端横桁のたわみの効果が有利に作用するため、既設橋梁に多く使われている剛支承のままでも床版連続化できる可能性がある。構造系変更の問題がある場合は多主I桁をゴム支承へ取り替えること等が必要となる。

間接載荷2主構橋梁の場合であっても連結部の局所応力は、連結構造の形状寸法によって支配されるが、その主要なものを列挙すると次のようになる。

- ・主桁（主構）活荷重たわみ
- ・両支承中心間距離
- ・支承タイプ
- ・2主構橋梁の端横桁構造（I or Box）と曲げ剛性
- ・桁配置関係（外側主桁と2主構橋梁支承との距離）

これらの構造諸元に対して、基本挙動を把握するためには格子モデルのような簡易なモデルで両主桁間の荷重・変形挙動を知ることが必要である。その格子モデルの結果を見て本検討が提案している簡易モデルを構築すれば、連結部の局所挙動を検討し設計に用いることが容易になる。

5. まとめ

2主構橋梁と多主I桁の床版連続化について、その事例を紹介して問題点を述べ、簡易モデルを提案して、それを用いたFEM解析により連結部の挙動を検討した。その結果次のような知見を得た。

- (1) 2主構橋梁の問題点としては、主構間隔（横桁支間）が大きい場合に横桁のたわみが大きく、走行性、衝撃音、伸縮装置の損傷の問題をはらむ。床版連続化をする場合は、この端横桁たわみが連結部の応力度に影響するので簡易モデル作成にこの点を留意する必要がある。
- (2) 合成I桁の1主桁を取り出した簡易モデルで2主構橋梁端横桁のモデル化について考察した。端横桁バネを着目位置に単位荷重を載荷して求めた単純バネ定数を用いると、FEM解析値との床版応力度の差は10%程度、連結部材応力度は25~30%の差となり、簡易モデルを設計で用いることが可能である。したがって床版以外の構造部分をどのように連結するかについての設計計算を、この簡易モデルで比較的少ない有限要素数で行うことが可能になった。
- (3) さらに端横桁バネ定数を格子モデルにより合成4主桁間の相互作用を考慮したバネ定数に修正すると、床版応力

度の誤差は5%、連結部材では15%以下となった。つまり簡易モデルで端横桁のバネを適切に設定することにより、連結部の変形を定性的に説明することができ、床版応力度を精度よく把握することが可能であることを示した。

なお簡易モデルで床版を含めた連結構造を設計した後で、最終的な精度の良い照査のために主構側のモデル化の影響を最小限にした再照査を必要により行っても良い。

(4) 床版連続化をすると床版・連結部材の応力とも大きくなる場合は、設計検討の中で合成桁支点のバネ定数あるいは連結部材の剛度を適切に設定することによって床版応力を低減させる方法が可能と考えられる。

参考文献

- 1) (財)道路保全技術センター：既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き、平成7年1月
- 2) 西川和廣、村越 潤、山本悟司、上仙 靖、福地友博、中嶋浩之：ミニマムメンテナンス橋に関する検討、建設省土木研究所資料、第3506号、1997
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、丸善、平成8年12月
- 4) 西川和廣、山本悟司、鹿嶋久義：床版連結による既設橋梁のノージョイント化に関する実験的検討、平成5年度土木学会年次学術講演会概要集 I-437, pp.1022-1023, 1993.9
- 5) 西川和廣、鹿嶋久義、山本悟司：床版連結による既設橋梁のノージョイント化に関する実験的検討、平成6年度土木学会年次学術講演会概要集 I-187, pp.372-373, 1994.9
- 6) 西川和廣、山本悟司：ノージョイント連結部に及ぼす弾性支承の影響に関する検討、平成6年度土木学会年次学術講演会概要集 I-126, pp.250-251, 1994.9
- 7) 盛川 勉：ニールセンローゼ桁と合成桁の床版連続化について、横河ブリッジ技報 No25, pp.124-134, 1996.1
- 8) 盛川 勉、小出宣央、法邑信夫、中村 元：異種型式橋梁の床版連続化の検討、平成7年度土木学会年次学術講演会概要集 I-A316, pp.632-633, 1995.9
- 9) 土木学会：コンクリート標準示方書、設計編、平成3年
- 10) 盛川 勉、日比野智明、岩熊哲夫：2主構橋梁と多主I桁の床版連続化における連結構造の検討、構造工学論文集 Vol47A, 掲載予定, 2001.3

(2000年9月14日受付)