

立体挙動を考慮した連続合成桁橋中間支点部の合理化設計法の基礎的研究

A Study of FEM Based Bridge Design for Intermediate Support Section of Continuous Composite Girder Bridges

山沢 哲也*・野上 邦栄**・三木 千壽***

Tetsuya YAMASAWA, Kuniei NOGAMI, Chitoshi MIKI

* 工修 東京都立大学大学院 助手 工学研究科土木工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

** 工博 東京都立大学大学院 助教授 工学研究科土木工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

*** 工博 東京工業大学 教授 工学部土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

Over the past few years, several studies have been made on continuous composite girder bridges. It has been proposed that some kind of rationalization design method in center span section, but very few attempts have been made at intermediate support section. By the way, the advance of recent computer technology is remarkable, and it has ready for the environment which can execute the spatial FEM analysis. We advance the research for designing the bridge using FEM which is automatically considers the problems in which the description is difficult in the elementary theory. The purpose of this study is to examine what influences on optimization design at the intermediate support section.

By parameter analysis, some of the factor which affected the design clarified.

Key Words : *finite element method, continuous composite bridge, intermediate support, bridge design, concrete crack, elast-plastic finite displacement analysis*

1. はじめに

鋼橋の省力化・低価格化が近年推進されるなか、その力学的合理性から連続合成桁橋が注目されている。わが国の連続合成桁橋は1950～60年代に数多く建設されてきたが、その後の交通量の増大や過度な重量交通のために床版のひび割れが問題となったために、中間支点部に作用している負曲げ力に対する設計・施工の煩雑さから、1970年代に入るとほとんど建設されなくなった。1973年に制定された道路橋示方書では、いわゆる「プレストレスしない連続合成桁橋」つまり中間支点部の負曲げの生じる主桁断面について、鋼桁と鉄筋のみで荷重に抵抗するとして設計するように定められた。

ところで、1990年に入ると、部材の集約を図り腹板を無補剛または一段の水平補剛材とすることが製作上、経済的に有利であるとの考え方から、併せて主桁数も集約した「少数主桁構造」が建設されるようになった。1995年に建設されたホロナイ川橋(橋軸方向は非合成桁橋として設計)は、主桁間隔を6mまで拡大し、少数連続合成主桁橋の発端となった。

1998年に建設された千鳥の沢川橋では、支間中央部の腹板厚を、上フランジと腹板の、降伏限界幅厚比の相関関係から、腹板幅厚比を大きくできることを実験的に検証し、実橋での腹板厚の低減を実現した。また、この支間中央部では剪断力が卓越しないことから、鉛直補剛材間隔を腹板

パネルの辺長比 $\alpha=3$ まで拡大可能であることを実験的に検証し、実橋で採用した¹⁾。

しかしながら負曲げモーメントを受ける中間支点部においては、床版のひび割れや支承部分の複雑な応力状態となることなどから、個々の事象の相互作用が影響し、従来の初等梁理論に基づく手法では現象の説明が困難である。そこで、筆者らはこのような複雑な事象を立体的に捉え、有限要素法解析によって、容易に部材の設計が可能となることを目的とし研究をすすめてきた。例えば文献²⁾では、橋梁全体を立体的に数値モデル化し、最適化設計計算を行うことで従来の非合成桁橋の鋼重を、大型車交通量の条件によっては大幅に低減可能であることを示した。このように有限要素法解析による最適化設計は、橋梁設計の合理化を大きく推進する可能性を持っているが、どのような因子がその合理化に寄与しているのかについては明らかになっていない。

本論文では、上記をふまえ、有限要素法解析による最適化設計を念頭に置き、特に連続合成桁橋の中間支点部に着目し、その合理化設計に及ぼす因子と影響の大きさについて解析的に検討したものである。

2. 中間支点部における問題点

2.1 中間支点部における問題点

(1) 道路橋示方書では、中間支点部の主桁断面設計では、「鋼桁と鉄筋」のみで荷重に抵抗するとして設計するよう

に定めている。これは床版コンクリートの剛性を全く無視するため、中間支点部の主桁鋼断面を大きくする原因のひとつとなっている。仮に床版にひび割れが生じたとしても全ての剛性を失っているわけではなく、版としての効果によって作用力は再配分される。

(2) そのうえ、中間支点部の設計断面力は、初等梁理論による骨組みモデルを支承幅を無視して求められた極大値を用いているため、実際中間支付近に作用する断面力よりも幾らか大きな値となっている。コンクリート標準示方書では、この部分の設計断面力を支承幅を無視して求められた値よりも最大10%低減してよいとしている。

(3) 中間支点部は剪断力も卓越するので、その合成効果を考慮する必要がある。厳密には、曲げ力とせん断力とが同時に作用する場合で、最も不利な載荷条件に対して設計しなければならない。一般的にこのような載荷条件を見つけることは困難なので、道路橋示方書(以下道示)³⁾では、曲げ力とせん断力のそれぞれが影響線載荷などによって求められた最も不利な状態による応力を簡便的に採用してもよいとしている。曲げ力最大となる活荷重載荷状態とせん断力最大となる活荷重の載荷状態は異なり、それらの応力成分が同時に発生することはないので、一般的にこのような簡便な方法によって設計された主桁断面は幾らか不経済となる。実際の設計例をみると、中間支点部では発生する剪断力は許容せん断力と比べて小さいので、曲げで最も不利な載荷条件の時のせん断作用力を用いて、設計断面力の低減を図っているようである。

(4) 一方床版の橋軸方向断面は、負曲げ力に対して、ひび割れを生じないか、もしくは規定の許容ひび割れ幅以内となるように設計される。一般的に中間支点部の床版上縁に作用する力は、コンクリートの引張強度値と比較して大きいことが多く、規定された許容値以内となるようにするためには、

a) PC鋼線などによって橋軸方向にプレストレスを導入する

b) ジャッキアップダウン工法により橋軸方向にプレストレスを導入する

c) 断面剛性を増やすことによって床版の作用応力を低減する

などの方法が考えられるがいずれにせよ、設計段階において適切なひび割れ幅 w の推定が必要になる。例えば土木学会では次式のような、鉄筋とコンクリートのひずみ差にひび割れ間隔 L を乗じることで推定する式が示されている。

$$w = L (\epsilon_{sa} - \epsilon_{ca}) \quad (1)$$

ここに、

ϵ_{sa} : ひび割れ間の鉄筋の平均ひずみ

ϵ_{ca} : コンクリートの表面ひずみ

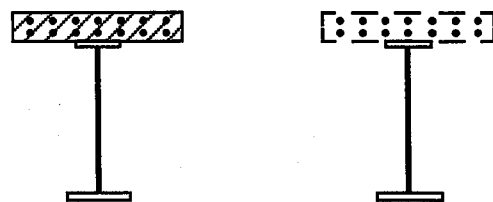
ひび割れ間隔 L の推定には、

$$L = k \{4C + 0.7(Cs - \phi)\} \quad (2)$$

ここに、

k : 鉄筋の付着による係数(異形鉄筋の場合1.0)

C : 鉄筋のかぶり



全断面有効(支間中央部) 「鋼桁+鉄筋」断面(中間支点部)

図-1 連続合成桁の設計断面

C_s : 鉄筋の中心間隔

ϕ : 鉄筋径

を用いることとしている。またコンクリートの乾燥収縮・クリープ等の不確定要素を考慮してひずみ項に0.000150を一律に加えて、式(1)は、

$$w = k \{4C + 0.7(Cs - \phi)\} (\epsilon_{sa} + 0.000150) \quad (3)$$

となり、中間支点部の配筋が決定されれば、鉄筋ひずみ ϵ_{sa} によってひび割れ幅を推定できることになる。この鉄筋ひずみの値に、前項(1)のように「鋼桁+鉄筋」断面で求めた鉄筋ひずみを用いた場合は、床版の存在を全く無視するので想定しうる最大のひずみ値となるが実際には、床版のテンションステイニング効果によって、鉄筋のひずみは幾らか拘束されるので、上記のような方法で求めた、床版のひび割れ幅は大きめに見積もられていることになる。

2.2 検討方法

以上のような中間支点部の問題点に対して、本論文では、支承幅を考慮することによる効果、中間支点部の床版の剛性を適切に評価することによる効果について検討する。検討方法には、有限要素法解析を用いる。立体モデル化によって、主桁作用として働く床版の有効幅や床版や横桁の荷重分配作用について、換算を行うまでなくその影響を考慮することが可能となるという利点がある。

3. 対象橋梁

3.1 諸元

対象とした橋梁は、一径間長 $L_0=53m$ を有する二径間連続合成桁橋で、主桁間隔6.0mの二主桁構造とした。主要諸元を表-1に示す。主部材の大きさは、輸送制限値を考慮し主桁腹板高は3.0m、長さは最長10m(中央支間部)・最短6m(中間支点部)とし、一主桁あたり13部材である。主桁は部材内で断面変化を行わず、水平補剛材を設けない省力化構造とした。設計荷重はB活荷重である。また、クリープ・乾燥収縮・温度差の影響は考慮していない。

有限要素法解析による断面設計と従来設計法との差を適切に評価するために、比較対象となる橋梁は従来設計法に基づき、一部の照査方法を替えて次のような方法で試設計した。

表-1 対象橋梁の主要諸元

形式	二径間連続合成I桁橋
支間長	2@53.0=106.0 m
主桁間隔	6.0 m
幅員	11.4 m
床版厚・舗装厚	30cm・7.5cm

3.2 鋼断面設計法

i) 荷重

主桁の断面力は、従来行われている骨組み解析の影響線荷重によって、着目点ごとにそれぞれ設計死荷重(D)・設計活荷重(L)による設計曲げモーメントM・設計剪断力Qを算出する。このような検討には荷重抵抗係数設計法(以下LRFD)が便利であり、土木学会などで現行基準とLRFDとを整合させるための係数の整備が推進されている。本論文では、我が国において荷重係数がまだ確立されていないため、道路橋示方書のプレートガーダ橋の降伏に対する照査荷重(鋼9.3.2)を参考とし、照査荷重として大幅に安全な(1.3D+2L)を採用した。この荷重によって発生する着目点の発生応力度が部材強度に相当する応力度と一致するように断面を決定するものとする。この時設計曲げモーメントの値が部材内で大きく変化する場合は、道示鋼2.2.1(3)-3)に規定されている等価換算曲げモーメントを用いるものとする。架設時の検討は行わないが、鋼桁部の応力度を算出する死荷重は前死荷重+後死荷重を、床版の応力度を算出する死荷重は後死荷重を用いる。

ii) 部材の発生応力度

着目点に発生する曲げモーメントに対する発生応力度 σ は、Navierの曲げ公式

$$\sigma = M / I \cdot y$$

ここに、

I: 正曲げに対しては、道示に規定する床版の有効幅を考慮した合成断面剛性

負曲げに対しては、道示に規定する床版の有効幅内に含まれる鉄筋と鋼桁を考慮した断面剛性

y: 中立軸から着目点までの距離

に従い算出され、剪断力に対する発生応力度 τ は、

$$\tau = Q / A_w$$

によって求めるものとした。

鋼部材の強度は、引張に対しては降伏強度を用い、圧縮に対しては、基準耐力力曲線として道示に採用されている

$$\sigma_{cr} / \sigma_y = 1.0$$

$$(\alpha \leq 0.2)$$

$$\sigma_{cr} / \sigma_y = 1.0 - 0.412 (\alpha - 0.2) \quad (\alpha > 0.2)$$

ここに、

σ_{cr} : 圧縮基準応力度

σ_y : 基準引張降伏応力度

$$\alpha = 2K / \pi \cdot (\sigma_y / E)^{1/2} \cdot l / b$$

$$K = 2$$

$$(A_w / A_c \leq 2)$$

$$= (3 + 0.5 A_w / A_c)^{1/2}$$

$$(A_w / A_c > 2)$$

を用いた。

iii) 照査方法

断面の照査方法は、上記によって算出された曲げモーメントおよび剪断力に対する着目点の発生応力度 σ 、 τ が、それぞれの強度の基準応力値よりも小さいことに加えて、曲げと剪断の組み合わせ応力に対して道示に習い、次のような照査を行った。

$$(\sigma / \sigma_{br})^2 + (\tau / \tau_{sr})^2 \leq \mu^2$$

ここに、

σ_{br} : 曲げモーメントに対する基準応力度

τ_{sr} : 剪断に対する基準応力度

σ : 曲げモーメントに対して最も不利となる活荷重載荷時の着目点の発生曲げ応力

τ : 曲げモーメントに対して最も不利となる活荷重載荷時の着目点の発生剪断応力

μ : 組み合わせ荷重時の余裕度(1.1)

3.3 床版の設計法

本研究では、中間支点部の床版上面の引張応力と、ひび割れ幅について着目する。前述のように一般に、連続合成桁橋の中間支点部の床版に発生する引張応力は、床版の引張強度よりも大きいため、許容値以内になるようにプレストレスを与えるが、ここではプレストレスの導入は行わず、応力値またはひび割れ幅のみで評価する。すなわち応力差は、橋軸方向プレストレスの必要量(ジャッキアップ・ダウン量)を間接的に評価しているものとした。

床版の設計基準強度 σ_{ck} は40N/mm²、鉄筋材質にはSD345を用いた。中間支点部の橋軸方向鉄筋量は、道示鋼9.2.3に従い2%とした。

また、数値解析の簡単のため、今回は乾燥収縮・クリープ・温度差の影響は考慮しないものとした。

3.4 試設計結果

以上のような設計方法で、試設計した結果を表-2・図-2に示す。(I)中間支点部において「鋼桁+鉄筋」で設計した結果の他、(II)「床版有効幅分全断面有効」として設計した場合と、参考に(III)非合成桁橋として設計した場合を示した。

4. 立体有限要素法解析

数値計算には、汎用有限要素法解析ソフトウェアMSC.MARC 2000[®]を使用する。

4.1 モデル化

基本モデルは、床版部分をソリッド要素で、鋼桁部分を等方性シェル要素で、鉄筋は異方性シェル要素を用いてモデル化した。橋軸方向の要素分割数は、事前に要素分割数による解の信頼性について検討を行った結果、極端に要素アスペクト比が悪くなるような要素分割(1:10)を避け、かつ計算コストを抑えるため、垂直補剛材で囲まれる一パネル内で橋軸方向に2分割以上とした。数値計算の際には想定ひずみ法・アダプティブメッシュ法を併用し、解の信頼性を向上させている。床版と鋼桁上フランジ・床版と鉄筋の境界は節点を共有し、完全合成挙動をする。中間支点部は、(II)中間支点部は床版有効幅分全断面有効として設計された断面とした。

端補剛材は、所要の断面剛性と断面積を有する弾性梁要素でモデル化し、支点上のシェル要素境界に配置した。中間補剛材は、重量のみを考慮しその重量を腹板に付加した。

①中間支点部を鋼桁＋鉄筋断面で設計

	53500 53000						
上フランジ 幅厚	500x16	500x16	500x16	500x16	500x16	500x34	700x44
上フランジ 材質	SM400			SM520			SM570
部材長	7000	7000	10000	10000	9000	7000	6000
ウェブ 幅厚	3000x25	3000x25	3000x25	3000x25	3000x25	3000x28	3000x28
ウェブ 材質			SM520			SM570	
下フランジ 幅厚	700x25	720x28	800x32	800x32	500x19	580x40	780x44
下フランジ 材質	SM400		SM520			SM570	
横桁間隔	8@6000=48000					5000	5000

③非合成として設計
(中間支点部)

上フランジ 幅厚	780x36	970x46
上フランジ 材質	SM570	
部材長	7000	6000
ウェブ 幅厚	3000x19	3000x19
ウェブ 材質	SM570	
下フランジ 幅厚	860x44	970x50
下フランジ 材質	SM570	
横桁間隔	8@6000=48000	5000

②完全合成として設計
(中間支点部)
その他の部材は①に同じ

上フランジ 幅厚	500x16	500x16
上フランジ 材質	SM570	
部材長	7000	6000
ウェブ 幅厚	3000x28	3000x28
ウェブ 材質	SM570	
下フランジ 幅厚	560x28	710x44
下フランジ 材質	SM570	
横桁間隔	8@6000=48000	5000

図-2 試設計結果

表-2 試設計結果 (応力表)

表-2.1 (I)中間支点部は「鋼桁＋鉄筋」断面で設計

部材番号								
正曲げ上フランジ	-157.9 (-235)	-244.6 (-352)	-259.9 (-352)	-250.8 (-352)	-161.3 (-352)			
正曲げ下フランジ	233.0 (235)	352.0 (352)	352.0 (352)	345.7 (352)	338.0 (352)			
負曲げ床版						*4.61 (4.0)	*7.26 (4.0)	*8.73 (4.0)
負曲げ上フランジ						111.2 (352)	434.7 (436)	418.6 (419)
負曲げ下フランジ						-210.8 (-256)	-408.3 (-436)	-410.0 (-419)
剪断応力度(正)	59.4 (206)	43.7 (206)	28.0 (206)	5.7 (206)				
剪断応力度(負)			-25.5 (-206)	-46.1 (-206)	-64.6 (-206)	-70.5 (-255)	-76.0 (-255)	
合成応力度の照査	1.02	1.01	1.00	0.96	0.92	1.03	1.05	
部材質量[kg]	5 599	5 745	8 634	8 634	6 633	7 062	7 227	
応力度の表示	太字= 発生応力度[MPa] (斜字)= 規定応力度[MPa]							

*: 床版の応力度は、全断面有効として算出した

表-2.2 (II)中間支点部は床版有効幅分全断面有効として設計

表-2.3 横桁断面

	端部・中間支点部	中間部
数量	3	7
上フランジ	400x16	300x20
ウェブ	1800x10	600x9
下フランジ	400x16	300x20
*材質はすべて SM400		

表-3 試設計結果 (質量表)

部材番号	(I)「鋼桁＋鉄筋」	(II)全断面有効	(III)非合成
主桁	180.5t	174.4 t	186.2 t
その他	39.6 t	39.5 t	49.5 t
合計	220.1 t	213.9 t	235.7 t
鋼重	1785N/m ² (0.182tf/m ²)	1736N/m ² (0.177tf/m ²)	1912N/m ² (0.195tf/m ²)
比率	100.00%	97.25%	107.11%

横桁は、支点部に配置する端横桁・中間支点上横桁については全断面をシェル要素で、その他の中間横桁は腹板をシェル要素で、フランジは梁要素とし腹板要素節点に配置した。

支承部のモデル化は、図-3のように剛性が非常に高い弾性梁要素を用いることで、支承幅と高さを表現し、集約節点に境界条件を表-4に示すように与えることで、支点反力を簡便に得られるようにした。

上記の有限要素モデルに荷重として、a)死荷重とb)活荷重を与えた。a)死荷重は、道示共2.1.2死荷重に定められている単位重量を各要素に与えた。ただし高欄部材につ

いては、強度部材として取り扱わないため、床版上面に線荷重として与えた。b)活荷重は、中間支点部G1桁を着目点として、道示に習い図-4に示すように、P1荷重及びP2荷重を床版上面に載荷する。その際衝撃を考慮し、衝撃係数分を割増している。

4.2 材料構成則

弾塑性有限変位解析における鋼部材の材料構成則は、図-5に示すようなひずみ硬化係数($E'/E=1/100$)を有する移動硬化型バイリニアモデルとする。鋼部材の降伏判定はvon-Misesの降伏条件を適用した。

弾塑性有限変位解析におけるコンクリート部材の構成則

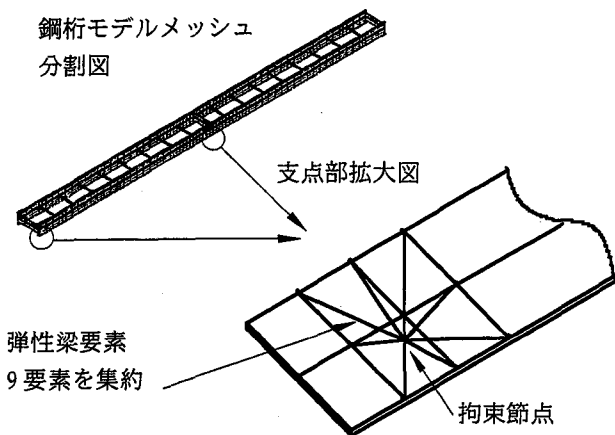


図-3 支承のモデル化

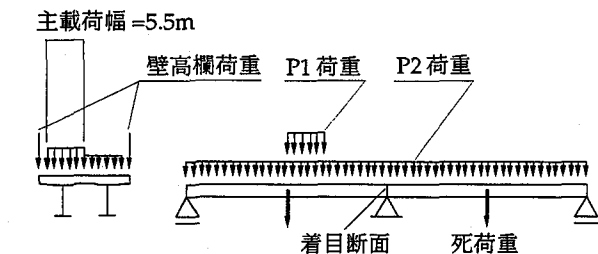


図-4 荷重条件

は、コンクリート標準示方書[設計編]3.2.3応力-ひずみ曲線および3.2.4ヤング係数に基づき、圧縮側は圧縮強度の1/3で初期降伏し、以降圧縮破壊ひずみ0.0035までを2直線で近似した。降伏条件にはモールクーロンを適用した。

一方引張側は、最大主応力が、圧縮強度の1/10に相当する引張強度に達すると、最大主応力方向に垂直にクラックが発生する。クラック発生後の挙動は、ソフトニング係数 E_{cs} (基本モデル=1.00e+4)によって支配されひずみ軟化する。 E_{cs} については、文献8)のように双曲線型の軟化経路が提案されているが、今回は簡単のため直線とした(図-6)。クラックが生じた後、最大主応力方向の要素の伸び量はクラックひずみとして取り扱われ、荷重状態によってクラックが閉じた場合は、圧縮力を伝達することが可能となる。また、その際クラック面を介して剪断力も10%伝達できるものとした。

非線形数値解析には弧長増分法を用いた。基本モデルの節点数は4485、要素数は5060であり、1回の剛性行列の求解時間はCPU:alpha600MHz、主記憶:384MBで約50秒(CPUtime)であった。

5. 支承幅の違いによる検討

5.1 弾性解析結果

まず、支承幅の違いによってどの程度発生応力度の違いが見られるかどうかについて、弾性解析を行った結果について述べる。図-7は、(1.3D+2.0L)相当の荷重載荷時における、中間支点部の着目主桁下フランジのvon-Mises相当

表-4 モデルの境界条件

拘束方向	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
端支点	自由	固定	固定	固定	自由	固定
中間支点	固定	固定	固定	固定	自由	固定

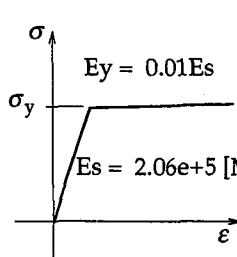


図-5 鋼部材の構成則

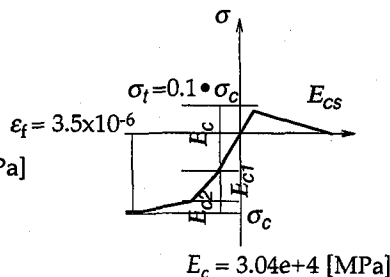


図-6 コンクリート部材の構成則

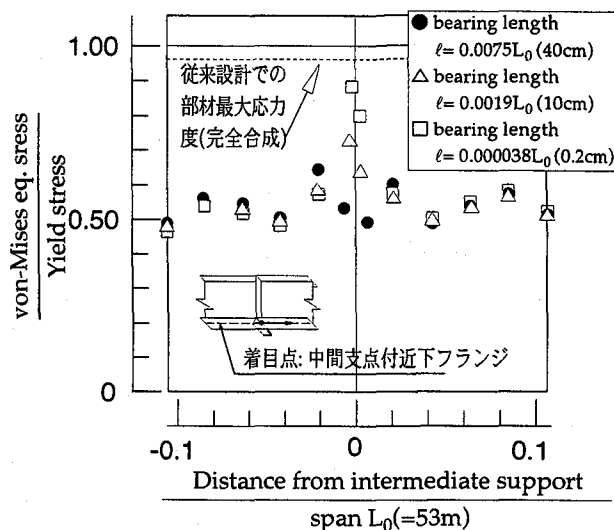


図-7 支承幅と部材応力度の分布

応力分布図である。この図を見ると、支承幅が狭くなるにつれて中間支点直上のごく狭い範囲に高い応力度が分布することが読み取れる。また、支承幅をほとんど無視した場合(□)の主桁に発生する最大応力は、支承上が最大値となり従来設計値に対して約90%の値を示した。対して、支承幅を現実に想定しうる幅としたとき(●)は、最大応力を示す断面は、断面支承縁端から若干離れた位置に移動し、その値も設計仮定値の7割程度であった。支承から2mも離れると、支承幅の影響はほとんど見られず、その値は設計仮定値の6割程度に低下した。

図-8に、支承幅と下フランジに発生した最大von-Mises換算応力値との関係をまとめた。支承幅を現実的な長さに近い付けていゆくと、発生応力度の最大値は低下し、その値は設計仮定値の7割程度となった。これは、設計断面力がそれだけ小さくなるので、主桁断面をより小さくすることができることを示している。ただし、支承幅が拡大することで、応力度の極大値が生じる断面は支承直上からは多少離れるので、断面設計における応力度の照査断面には注意が必要である。

図-9は、試設計(床版全断面有効△・鋼桁+鉄筋◇)に

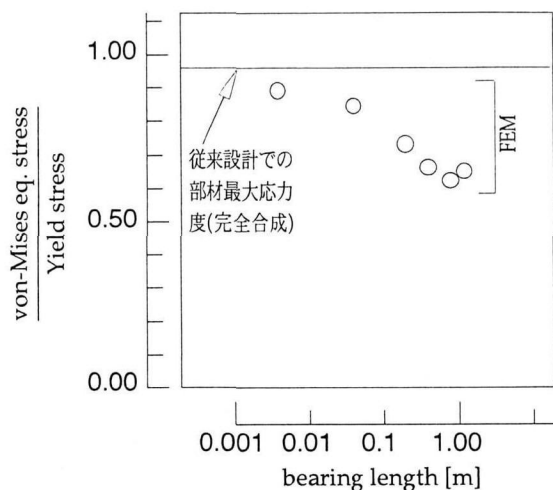


図-8 支承幅と部材最大応力度

よる中間支点上の応力をvon-Mises相当応力に換算したものと、 $\ell=60\text{cm}$ (●)、 0.2cm (■)の弾性解析結果のvon-Mises応力を比較したものである(ただし $\ell=60\text{cm}$ の場合は主桁に発生した応力度の極大値断面のもの)。この図から支承幅を無視できる程度小さい場合(■)の結果は、初等梁理論に基づいた試設計結果(△)に近い値を示していることがわかる。また、支承幅の違いがあっても、発生応力値が大きく異なるのは、下フランジに近い部分であり、ウェブや上フランジ側への影響はほとんどないことがわかる。このとき上フランジ側のFEMによる応力値は、従来設計値と比較して15%程度であり極端に小さいが、これは梁理論とは異なり、支承を断面の中立軸位置と仮定していないための桁高の効果である。図-10の応力分布図を見ると、中間支点部近傍で曲げ圧縮断面が減少していることを確認できる。

6. 荷重分配作用の検討

6.1 床版の剛性

次に、床版による荷重分配作用の効果を調べるために、中間支点部(負曲げモーメントが作用する区間)22m(=2 × 0.2 L_0)の床版の剛性 E_c を変化させた。道示では、中間支点部の床版剛性を無視するので、 $E_{cm}=0$ に相当する。ここでは、本来の剛性である $E_{cm0}=3.04\text{e}+4[\text{MPa}]$ (3.10e+5kgf/cm²)から $E_{cm}=0.001 \cdot E_{cm0}=3.04\text{e}+1[\text{MPa}]$ まで変化させ弾性解析を行った。この時支承幅は0.000038 L_0 (0.2cm)である。

図-11は、(1.3D+2.0L)相当の荷重を載荷した時の着目鋼主桁の中間支点直上のvon-Mises相当応力度の分布を示したものである。試設計における「鋼桁+鉄筋」断面(◇)の値と中間支点部の床版剛性を $E_{cm}=0.001E_{cm0}$ (+)の場合とがほぼ一致している。床版剛性が大きくなるにつれて主桁に発生する応力度が小さくなり、完全合成を保っている場合(■)は、「鋼桁+鉄筋」断面の時と比較して下フランジで6.0%小さい断面力となった。

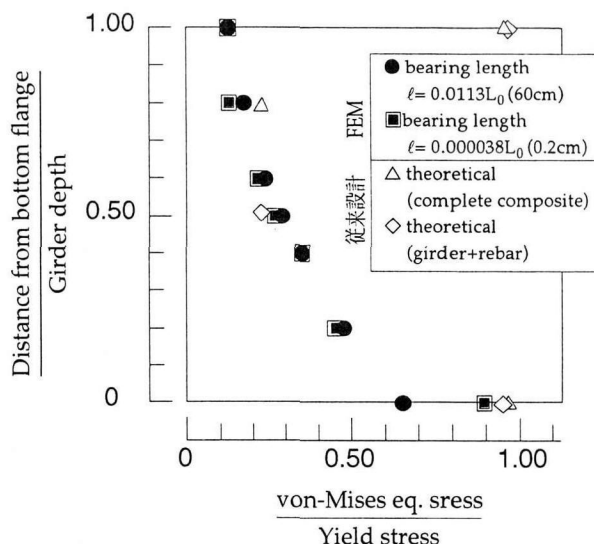


図-9 中間支点部 主桁断面の von-Mises 応力図

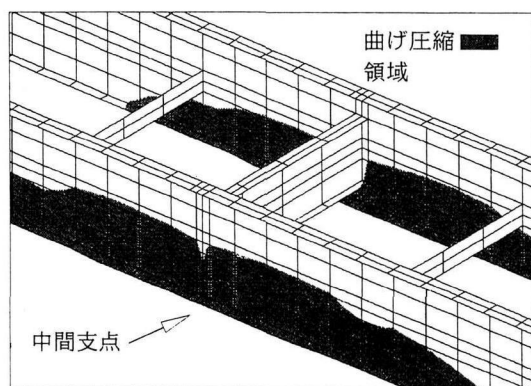


図-10 中間支点部の主桁曲げ圧縮領域 (支承幅 40cm)

一方上フランジ側は、約1/7にまで低い値となっている。これは、床版剛性の評価は、腹板上部から上フランジの発生応力度に大きく影響を及ぼすことを示している。ひび割れが発生し、床版剛性を1/10程度に見積もったとしても(△)、発生応力度は1/2程度である。よって床版に適切なひび割れ対策・橋軸方向プレストレスを導入し、床版コンクリートの剛性を期待することで上フランジ断面を低減することが可能である。

6.2 横桁剛性

次に、中間支点横桁の剛性の影響を調べるために、剛性を $E_{sm}=2.06\text{e}+6[\text{MPa}]$ (2.1e+7kgf/cm²)から $2.06\text{e}+3[\text{MPa}]$ まで変化させた。図-12は、(1.3D+2.0L)相当の荷重を載荷した時の着目鋼主桁の中間支点直上のvon-Mises相当応力度の分布を示したものである。この図から、中間支点横桁の剛性の違いによる主桁の応力度分布にはそれほど差異がないことが読み取れる。従って、むしろ床版による荷重分配効果の影響度のほうが横桁のそれと比較して相対的に大きいことを示している。

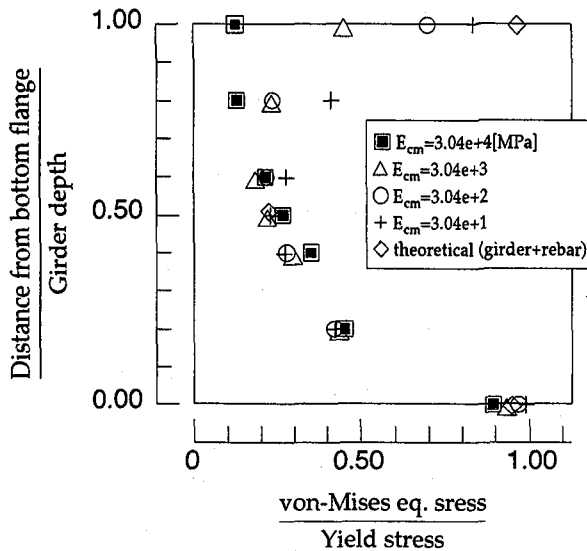


図-11 床版の剛性を変化させた時の主桁応力度分布

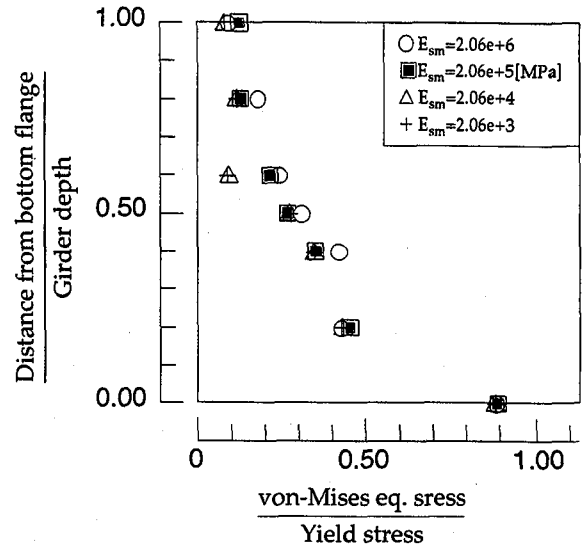


図-12 中間支点横桁の剛性を変化させた時の主桁応力度分布

7. ひび割れ幅の検討

前節までの結果から、支承幅の考慮・床版コンクリートの剛性の適切な評価を行えば、鋼桁断面の低減を図ることができる可能性を示したが、実際床版コンクリートがひび割れ後、どのような挙動となるかはひび割れ現象を考慮した弾塑性有限変位解析が必要になる。本節では、コンクリートの引張側の構成則を変化させることで、ひび割れ挙動(テンションスティフニング)にどの程度影響を及ぼすかについて検討することとした。

7.1 弾塑性挙動

まず、弾塑性挙動について述べる。弾塑性有限変位解析での荷重の載荷方法は、 $\alpha(1.3D+2.0L)$ の荷重を $\alpha=0$ から1まで漸増させた。支承幅 $l=0.0075L_0(40\text{cm})$ としたので、鋼桁断面には、5節に述べた通り設計値と比較して断面に余裕があるため、降伏・座屈の現象は見られなかった。図-13は、コンクリートのひび割れ後の弾性係数(E_{cs})を $E_{cs}=9.806e+3[\text{MPa}]$ から $9.806e+0[\text{MPa}]$ まで変化させた時の、 $\alpha=1.0$ 載荷時の着目鋼主桁の中間支点直上の von-Mises 相当応力度の分布を示したものである。これを見ると、非常に大きいひび割れ後の弾性係数 $E_{cs}=9.806e+3$ [MPa] (○)の時以外の3ケースについては、ほぼ同様な分布をしていることがわかる。

7.2 床版のひび割れ

表-5に、土木学会式(3)によるひび割れ幅の推定値と、FEM解析結果からコンクリート上面の最大ひび割れ幅値を示す。このとき、ひび割れ間隔について、両者とも式(2)による推定値と、配筋筋間隔との二種類を仮定したひび割れ幅を求めた結果を示す。7.1節と同様に、 $E_{cs}=9.806e+3$ [MPa](○)の時以外の3ケースについては、ほぼ0.35mm程度の値となり、土木学会式による「鋼桁+鉄筋」による結果の約70%程度となった。しかし図-14のひび割れ分布図をみると、橋軸方向分布は中間支点直上から4メートル

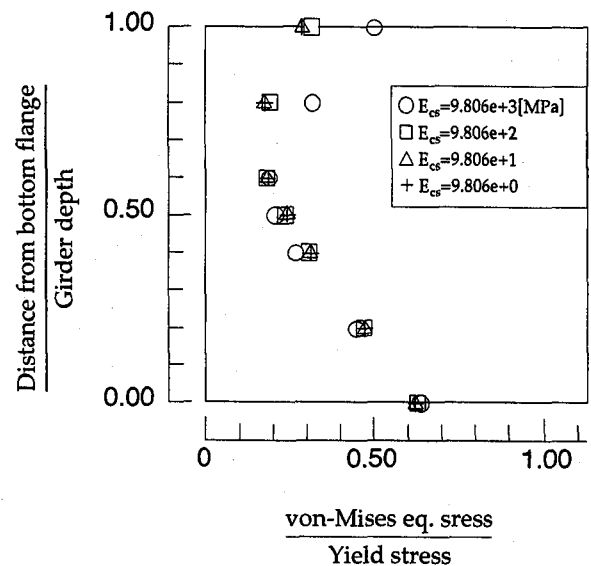


図-13 コンクリートのひび割れ後弾性係数 E_{cs} を変化させた時の主桁応力度分布

表-5 E_{cs} とひび割れ幅

ひび割れ間隔	26.3 cm*	12.5 cm**
床版全断面有効	0.116 mm***	0.055 mm***
鋼桁+鉄筋	0.495 mm***	0.235 mm***
$E_{cs}=9.806e+0$ [MPa](+)	0.343 mm	0.163 mm
$E_{cs}=9.806e+1$ [MPa](△)	0.346 mm	0.165 mm
$E_{cs}=9.806e+2$ [MPa](□)	0.377 mm	0.179 mm
$E_{cs}=9.806e+3$ [MPa](○)	0.516 mm	0.245 mm

* 土木学会式(2)によるひび割れ間隔 ** 主鉄筋間隔とした場合

*** 土木学会式(3)による鉄筋ひずみからの推定値

離れるとひび割れ幅(鉄筋ひずみ)は約1/3に、橋軸直角方向には床版の中央では主桁上の約1/2となっており、支点直上以外ではひび割れ幅は小さくなる傾向にある。

この結果から、 E_{cs} の値は $9.806e+0$ [MPa]~ $9.806e+2$ [MPa]程度の値であれば、ほとんど床版のひび割れ分布や大きさにはほとんど影響を与えないことがわかった。

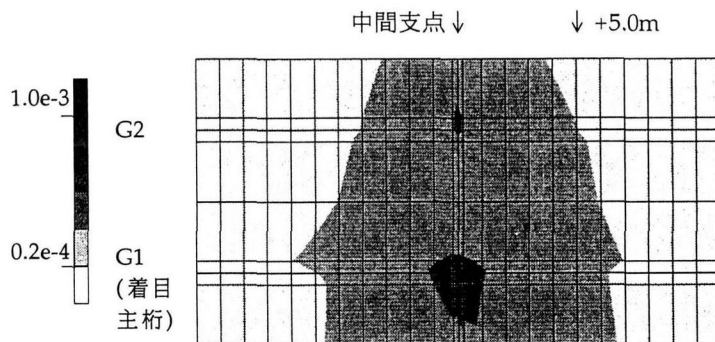


図-14.1 弾性モデルの弾性ひずみ

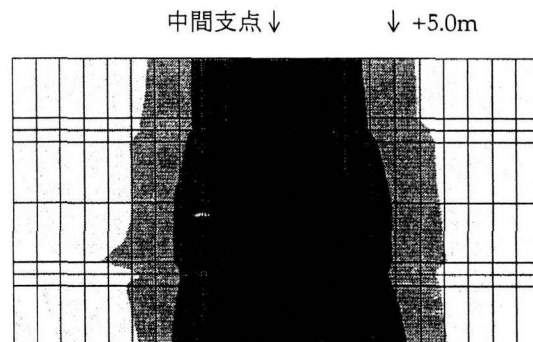


図-14.1 弾塑性モデル($E_{cs}=9.806e+2\text{MPa}$)のクラックひずみ

図-14 床版上面のひずみ分布図

ところで、図-13の $E_{cs}=9.806e+0\text{ [MPa]}$ (□)～ $9.806e+2$ (+)の時の主桁の応力分布は、図-11に示した弾性解析結果の床版剛性 E_{cm} が $3.04e+3\text{ [MPa]}$ (△)時の分布形状によく似ている。今、床版剛性を $0.1E_{cm0}$ として、鉄筋の応力度を算出し式(3)からひび割れ幅を求めると、 0.337 mm となり精度よい推定値を与えることができる。つまり、中間支点部においては床版剛性を1/10程度見積もれば、弾塑性有限変位解析を行わないでも、簡易にひび割れ幅を推定できる。

これは、最終的な照査の段階でのみ、弾塑性有限変位解析を用いて、設計最適化計算・感度分析計算では弾性解析でも、精度よい最適結果結果を得ることができる可能性を示している。

8. 結論

連続合成桁橋の中間支点部において、立体FEM解析を行った結果、以下の点が明らかになった。

- (1) 支承幅は、主桁に発生する下フランジの応力度の大きさに大きく影響を及ぼす。現実的な支承幅を見積もることによって主桁下フランジの設計断面力を30%程度低減できる。
- (2) 床版剛性は、主桁腹板上部および上フランジの応力度に大きく影響を及ぼす。ひび割れ発生によって床版のコンクリート剛性が1/10に低下したとしても、上フランジに発生する応力度の大きさは、それを全く無視する場合の発生応力度の半分程度である。
- (3) 横桁による荷重分配効果は、床版のそれと比較して相対的に小さい。ただし架設時の安定性確保のためには必要である。
- (4) ひび割れ幅の推定方法を立体FEM解析で示し、立体的なひび割れ分布の推定が可能であることを示した。コンクリートのひび割れ後弾性係数 $E_{cs}=9.806e+0\text{ [MPa]}$ ～ $9.806e+2\text{ [MPa]}$ 程度までの値であれば、床版上面のひび割れ幅に大きな影響を与えない。
- (5) 床版のコンクリート剛性を1/10程度と見積もることによって、従来設計法によって簡易にひび割れ幅の推定を

行うことができる。

今回は、限定された構造に対する数値解析的検討に留まったが、今後は、実際に床版にひび割れが生じた場合の主桁応力分布や中間支点上の補剛構造による影響、及びクリープや乾燥収縮・温度差、架設時の検討等の不確定要素等を、実験的に確認する予定である。

参考文献

- 1) 田村陽司・大垣賀津雄・川尻克利・作川孝一：PC床版連続合成2主桁橋「千島の沢川橋」の設計，橋梁と基礎，1998.9
- 2) 小西拓洋・高橋和也・三木千壽：高強度鋼の適用による鋼橋の合理化の可能性，土木学会論文集，土木学会，2000.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，II 鋼橋編，1996.
- 4) 中井 博・総田 完治・阪野 雅則：プレートガーダー端支点上補剛材の耐荷力実験と解析，構造工学論文集，土木学会，Vol.32A，1986.3
- 5) 大垣賀津雄・川口喜史・高橋昭一他：合成2主桁橋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，1998.3
- 6) MARC C 編 Program Input，1998.
- 7) コンクリート標準示方書，土木学会，1996
- 8) 岡村甫・前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991
- 9) 日本橋梁建設協会：合成桁の設計例と解説，1995.

(2000年9月14日 受付)