

斜角を有する鋼箱桁の支点上ダイアフラムの応力性状

STRESSES OF THE SUPPORT DIAPHRAGMS IN SKEW STEEL BOX GIRDER

金原 慎一* 清水 茂**

by Shin-ichi KIMBARA and Shigeru SHIMIZU

The Support Diaphragms in skew steel box-girder bidges under vertical loads distributed uniformly along the web plates are analyzed to investigate the stress distributions and to evaluate the allotment of reaction forces to the two shoes by finite element method(FEM).

In this paper, the stress distributions of the Support Diaphragms and their behaviors in skew box-girders are compared with those of the straight box-girder bridges without skew in the same loads and boundary conditions. And if reaction forces may be known, the vertical stress distributions of Support Diaphragms in skew box-girders can be evaluated easily at every half panel of Diaphragms.

1. まえがき

主桁のウェブ直下に支点がある I 桁とは異なり、箱桁では支点上ダイアフラムを介して主桁のウェブ、フランジに反力を伝達させる構造となっている。この支点上ダイアフラムは、大きな外力としての支点反力を直接受け、その崩壊が橋梁全体の崩壊にも及ぶほどの重要な部材であるにもかかわらず、我が国の示方書等には合理的な設計法が確立されていない。

現在、この支点上ダイアフラムは鉛直方向応力度と水平方向応力度、せん断応力度に対して設計されている。このうち鉛直方向応力度は、図-1 の斜線部のように有効幅を考慮したダイアフラムパネルと補剛材からなる柱とみなした、I 桁ウェブに準じた計算を行っている^{1,2)}。また、水平方向応力度、せん断応力度は主桁ウェブを支点とする単純梁として算出したものとなっている²⁾。従って、設計者は、支点上ダイアフラムの設計にあたってその複雑な応力性状、局部的に生ずる大きな応力等を把握することはできない。このため、設計者は上記の計算によって応力を算出した後、自らの技術的判断によって、ダイアフラムや補剛材の板厚を大きめに決定している場合が多い。

支点上ダイアフラムについては、過去にその崩壊によって架設途中の箱桁が落橋した事例が海外にあること¹⁶⁾、また我が国においては、その設計方法が確立されていないことからいくつかの研究がなされてきている。今までの研究の範囲内でわかっている支点上ダイアフラムの挙動については、例えば、文献15) にま

* 工修 株式会社宮地鐵工所 (〒103 中央区日本橋小伝馬町15-18)

** 工博 信州大学助教授 工学部社会開発工学科 (〒380 長野市若里 500)

とめられており、また、その後の研究もいくつか報告されている。

まず、清水らは文献3)の手法を連続直線箱桁の中間支点上ダイヤフラムに適用してその応力分布を調べている⁴⁾。また、清水らは曲線箱桁において、中間ダイヤフラムの間隔によって左右の反力バランスが異なること、直線桁の場合と同様に支点反力を精度よく求めることによって支点上ダイヤフラムの応力が文献14)に示される簡易式によって容易に推定できること⁶⁾、などから文献4)の手法によって、1箱2沓の曲線連続箱桁の中間支点における反力分配係数と主桁断面形状、曲率の関係を解析している⁵⁾。草野らは、箱桁解析のための新しい手法を紹介するなかで、斜角のある場合の支点上ダイヤフラム厚と反力の関係を計算している¹⁷⁾。

依田らは偏心荷重の作用する箱桁のFEM解析結果から支点上ダイヤフラムの必要剛度並びにこれに共同する主桁フランジの有効幅について報告している⁷⁾。

一方、支点上ダイヤフラムの座屈・耐荷力に関して、福本らは実橋を目的とした供試体によるひずみ測定ならびに耐荷力実験を行い、文献4)の方法による解析結果、文献14)の簡易計算式との比較検討を行っている⁸⁾。また、堂垣らは補剛材が取り付けられていない無補剛の支点上ダイヤフラムに対する弾性座屈解析を行っている⁹⁾。筆者らも連続曲線箱桁の支点上ダイヤフラムの応力解析を行い、その弾性座屈解析を行った⁶⁾。一方、清水は文献4, 8)の研究結果を基にして支点上ダイヤフラムの境界条件、作用荷重を定め、大変形解析によってその崩壊荷重の解析を行っている¹⁰⁾。

以上のような支点上ダイヤフラムに関する研究は、まだ実用的に充分とはいえないうえ、その大半が直線直橋を対象としたものであり、曲線箱桁についてもダイヤフラムは主桁に直角に配置されることを前提にしたものであって、斜角を有する箱桁の支点部に着目した研究は著者らの知る限りまったく行われていない。

一方、最近では、用地問題などから複雑な道路線形が採用されるようになり、橋梁区間の線形もまた単純なものばかりではなくなってきている。また、コンピュータの発展、設計・製作・架設技術の向上などから、直線直橋にこだわらず、曲線橋、斜橋が多く計画されてきている。周知のように斜橋では、均等な鉛直荷重が作用してもその斜角によって、主桁にねじり、そり等の変形が生じ、反力分配も異なってくる。そして、支点上ダイヤフラムを含む支承部周辺の応力状態やその耐荷力に対して、斜角の大きさの影響が生ずる可能性がある。

本論文は、このような斜角を有する箱桁の支点上ダイヤフラムの耐荷力を調べる前の第1段階として、支点部付近の応力状態を数値解析によって求め、その性状を示そうとするものである。解析は文献11)と同様に、小松・北田の論文¹³⁾にある平面シェル要素を弾性・微小変形の範囲に用いた有限要素法（以降FEMと記す）によった。

2. 数値解析モデル

本論文で用いた数値解析モデルを図-2に示す。主桁形式は、実際の橋梁にもよく用いられ、また、形状

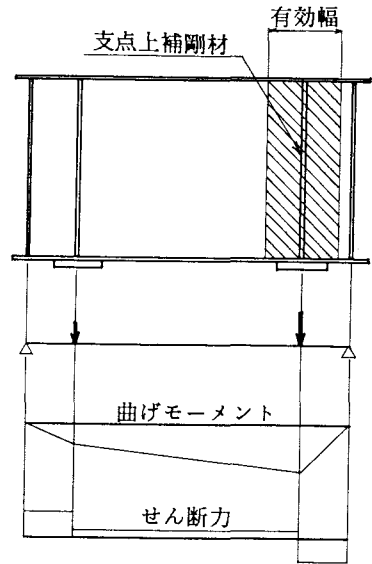
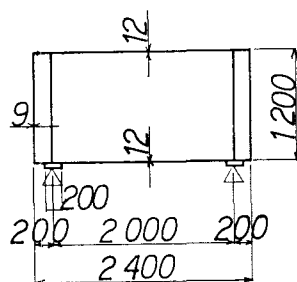


図-1 支点上ダイヤフラムの
応力算出モデル

Diagram of a rectangular plate with dimensions 300, 15000, and 300. The plate is tilted at an angle θ . The height is labeled 2400 and 1200.



(d) V S 1 モデル

図-2 解析モデル

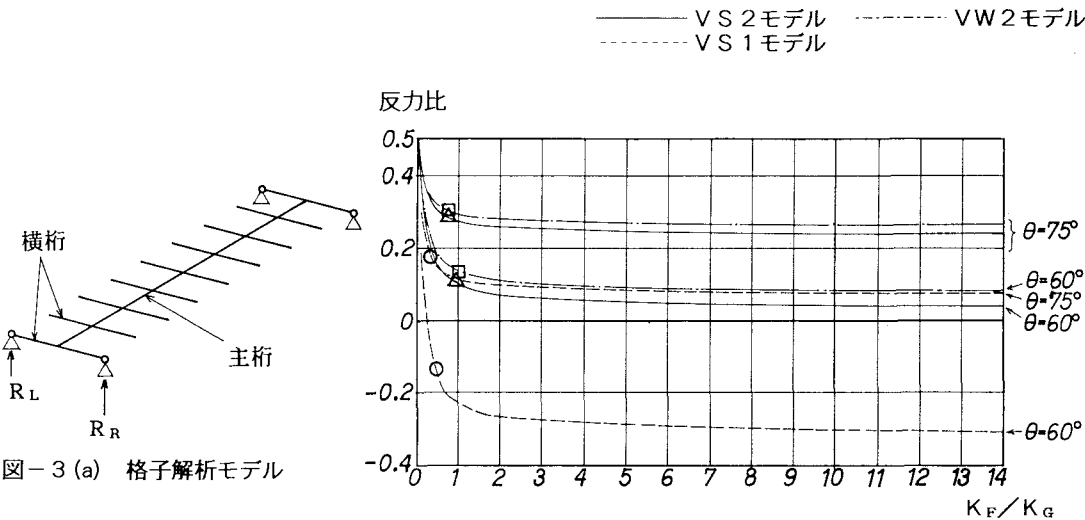
番号	モデル名	$\theta(^{\circ})$	B/H	支点条件	支点位置
1	VS 1	90,75,60	1.0	ピボット	補剛材直下
2	VS 2	90,75,60	2.0		主桁ウェブと補剛材の1/2
3	VW 2	90,75,60	2.0		補剛材直下
4	PS 2	90,75,60	2.0	ピン	

これら、今回の解析で用いた解析モデルは表－1 に記号表示しており、以下この記号を用いて説明することにする。VS2、VS1モデルは支点上補剛材の直下に支点を設け、ピボット支承を想定して全方向の回転を自由としたものである〔図－2 (b), (d) 参照〕。VW2モデルは、主桁ウェブと補剛材の間に支点を設け、ピボット支承を想定したもの〔図－2 (c) 〕、PS2モデルはVS2モデルと同様に支点上補剛材の直下に支点を設け、ピン支承を想定して橋軸回りの回転を拘束したものである。

一方、支点の周囲100mm×100mm の範囲の要素は支承の上査に接する比較的剛な部分であると考え、その板厚をフランジ厚の5倍に増厚した。

3. 反力比

通常、桁橋を設計する際、その設計断面力は、主桁と横桁からなる格子解析によって求められる。箱桁の場合、ダイアフラムは横桁の要素として組み入れられ、1箱2査の橋梁においては図－3 (a) に示すような格子構造にモデル化される。本研究では、まず、FEMによるダイアフラムの応力解析に先立って、通常行われている方法で格子解析を行った。図－3 (b) はこのような格子モデルでの反力比 $R_L / (R_L + R_R)$ を縦軸、横桁と主桁の剛比 K_F / K_G を横軸にとって表したものである。ここに、 K_F, K_G は、横桁、主桁の剛度であり、それぞれの断面2次モーメントをその支間長で除したものである。また、 R_L, R_R はそれぞれ鋭角側、鈍角側の支点反力である。上記の定義から、反力比が0.5 の場合 $R_L = R_R$ となり、これが0.5 を下回れば $R_L < R_R$ 、0 を下回ると鋭角側に負反力が生じていることになる。図中の△□○印はそれぞれVS2、VW2、VS1モデルのFEM解析結果をプロットしたものである。なお、この格子解析に用いた主桁の断



図－3 (b) 格子解析とFEMでの反力比の比較

面2次モーメント、ねじり定数はFEM解析モデルの断面寸法から算出したものであり、横桁の断面2次モーメントを変化させることによって、格子解析を行った。

格子解析では剛比が0に近づくにしたがって反力比は0.5 に近づき、左右の反力が均等化する。これは、

ダイアフラムの剛性が小さくなることによる当然の結果である。ダイアフラムの剛性が相対的に増加する、すなわち、剛比が増加すると、反力比は、はじめは急速に減少し、その後は次第に一定値に集束する傾向がある。

現状の設計ではダイアフラムは剛な部材と考えられ、それをモデル化する横桁要素の剛性（断面 2 次モーメント）には、主桁に相当する要素剛性の 100 倍程度、すなわち、図-3 (b) では VS1 モデルにおいて剛比 $K_F/K_G \approx 5$ 、VS2、VW2 モデルでは $K_F/K_G \approx 1.3$ 程度の値が慣用的に用いられている。このような値を用いるのは、ダイアフラムの剛性が不明確であり、また、主桁のフランジやウェブがこれに共同していることを期待しているためと考えられる。しかし、FEM 解析結果は VS2、VW2 モデルで剛比 $K_F/K_G \approx 1.0$ 、VS1 モデルで $K_F/K_G \approx 0.3 \sim 0.5$ となっている。従って、通常的设计で行っている格子解析におけるダイアフラムの剛性はかなり過大評価をしている可能性がある。格子解析におけるこのような剛性評価によると支点反力も大きく計算され、かなり安全側の評価になる。しかしながら、平面曲線形状や斜角の関係から、解析結果として非常に大きな常時負反力が算出され、支承及びその周辺の設計にかなりの困難さを要求される場合がある。当然、橋脚等下部工の構造にも大きな影響を与えるケースもあり、現状の設計のようにダイアフラムを剛体として取り扱うことは、一概に妥当な剛性評価とはいえない。

4. 支点上ダイアフラムの応力度

(1) 鉛直方向応力度 (σ_{DV})

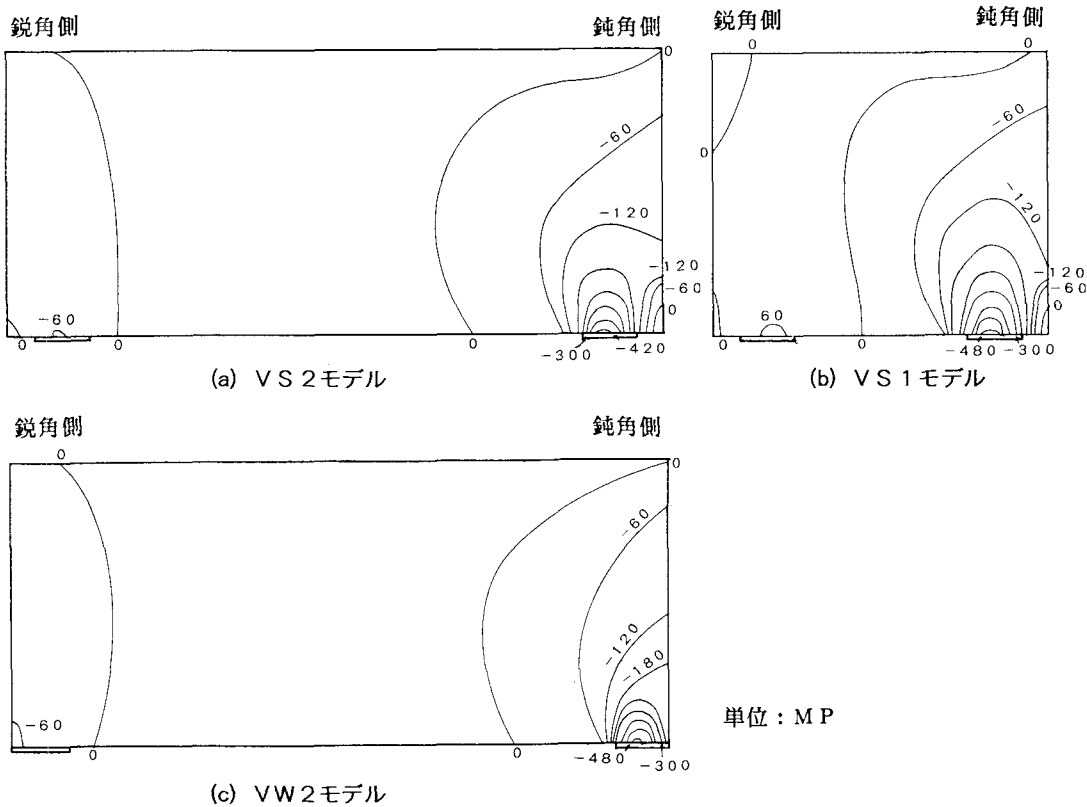


図-4 ダイアフラムの鉛直方向応力度

図-4に鉛直方向応力の一例としてVS1, VS2, VW2各モデルにおける斜角 $\theta=60^\circ$ の応力分布を示す。支点上ダイヤフラムの鉛直方向応力度は、いずれの解析モデルでも斜角にともなって支点反力の増加する鈍角側の支点到に大きな応力が発生する。これらの応力は支点上補剛材に沿って上方に広がり、もう一方の支点との中央部、即ち、箱桁中心ではほとんど発生していない。箱の幅が狭く、鋭角側の支点到に負反力が生じているVS1モデルにおいても同様で、支点反力によって発生する鉛直方向応力に着目するとダイヤフラムの半パネルごとに限定して評価できるものと考えられる。また、上フランジ付近では応力レベルが低いものの主桁のウェブに沿って応力が伝達されており、ダイヤフラム上端に載荷されている線荷重の影響が多

$$\sigma_{DV} = \frac{R_v (1 - Z/D)}{\{0.75 \sum A_{sz} + (b_{eff} - \sum W_c) t_D\}} \quad \text{----- (1)}$$

少あるものと考えられる。VSモデルでは、図中、右側のウェブに沿ったダイヤフラム側辺の応力はその最下端部で小さく、そのやや上部で大きくなる。これは、支点反力に抵抗するダイヤフラムパネルの幅が高さが高くなるにしたがって広くなることを示している。

一方、文献14)では、以下に示す支点上ダイヤフラムの鉛直方向応力度の算定式が提案されており、文献6,8)においてその実用性が調べられている。

ここに、 σ_{DV} は高さDのダイヤフラムの下からZの位置での鉛直方向応力であり、 R_v は支点反力、 A_{sz} は支点上補剛材の断面積、 b_{eff} は応力計算する断面での有効幅〔図-5参照〕、 $\sum W_c$ はその断面での欠損幅、 t_D はダイヤフラム厚である。

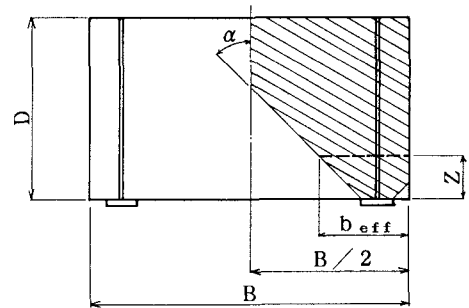


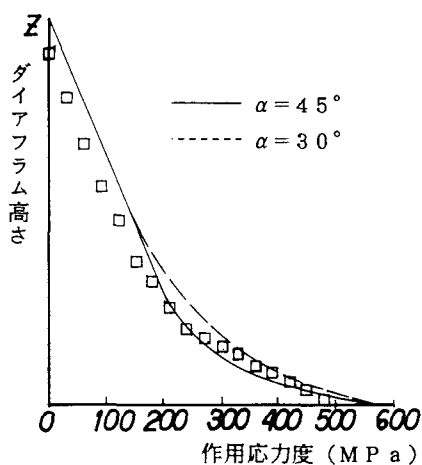
図-5 ダイヤフラムの有効幅

本論文でも、文献4,6,8)に示される応力性状との類似性を調べる目的で式(1)による応力値とFEM解析結果との比較を行うことにした。VS1 ($\theta=60^\circ$)、VS2 ($\theta=60^\circ$)についての比較結果を一例として図-6に示す。なお、式(1)ではダイヤフラムパネルの有効幅 b_{eff} は角度 α で広がるものと仮定している〔図-5参照〕。図-6は、この角度を $\alpha=45^\circ$ および $\alpha=30^\circ$ とした両方の計算結果を示したものであり、計算にあたっての反力 R_v はFEM解析結果を用いている。図中の□印はFEM解析による応力値を示したものであるが、簡易計算結果とFEM解析結果は全体的にはよくあっていることがわかる。なお、FEMによる応力はダイヤフラム上部の応力が小さい部分では $\alpha=45^\circ$ とした場合の応力とほぼ同じか、あるいは若干小さな値となっている。しかし、強度に大きく影響すると考えられるダイヤフラム下部では、FEM解析結果は $\alpha=45^\circ$ とした曲線よりも、むしろ $\alpha=30^\circ$ として求めた線上に載っている。

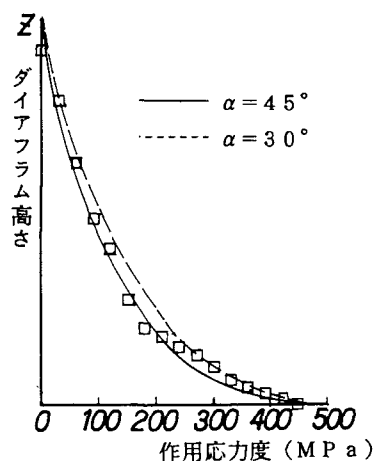
以上のことから、支点上ダイヤフラムの鉛直方向応力性状は、斜角のある場合にも、式(1)で簡易的に推測することが可能である。従って、清水らの報告⁴⁾にある直線桁と同様に、着目すべき支点側の半パネルごとにその鉛直方向応力度を評価すればよいものと思われる。

(2) 水平方向応力度

一例として、図-7にVSモデルの水平方向応力分布を示す。PSモデルでの応力性状も本図と同様であり、上フランジ側が引張、下フランジ側に圧縮応力が生じている。また、上フランジ側の引張応力は下方に向かってほぼ一定の間隔でその値が減少している。また、下フランジ側では、荷重作用点(支点)付近に局



(a) VS1モデル



(b) VS2モデル

図-6 簡易式及びFEM解析による支点上ダイアフラムの鉛直方向応力度

所的に大きな応力が発生し、その値は上フランジ側最大応力値の2倍程度にもなっている。また、ダイアフラム下辺の中央における圧縮応力は小さいものの、応力値が0となる位置、すなわち、中立軸は応力の乱れの大きな支点付近を除けば、高さのほぼ1/2の位置となっている。断面が狭く、一方の支点到負反力が生じているVS1モデルにおいても同様の傾向がみられる。従って、ダイアフラム全体としてみれば、主桁ウェ

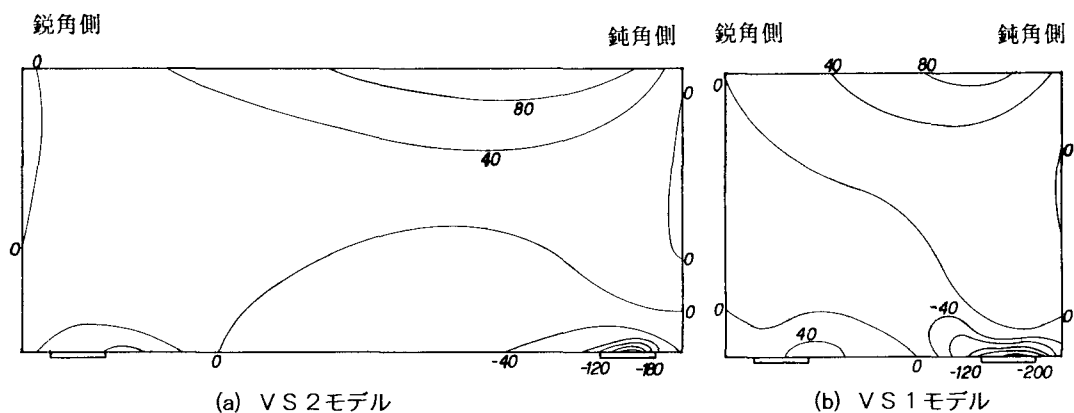


図-7 支点上ダイアフラムの水平方向応力(単位:MPa)

ブを支点とする単純梁とみて問題はないものと考えられる。ただし、支点近傍に大きな局所応力発生すること、ダイアフラムを梁としたときの曲げ応力値(絶対値)が上フランジ側と下フランジ側で大きさが異なることなど、その評価法についての検討が必要であろう。

(3) せん断応力度

図-8にVS2($\theta=60^\circ$)、VW2($\theta=60^\circ$)モデルのせん断応力分布を示す。VS、PSモデルの等応力線は図-8(a)に見られるように、ソールプレートからほぼ鉛直に伸びている。このことは、支承の形式に関

係なく、支承の範囲内ではほぼ様な反力（外力）を受け、梁としてのせん断力が直線的に変化していることを表している。また、VW2モデルにおいても、等応力線がほぼ鉛直に伸びる傾向は同様であるが、ソールプレートの端部付近に比較的大きなせん断応力が発生している。

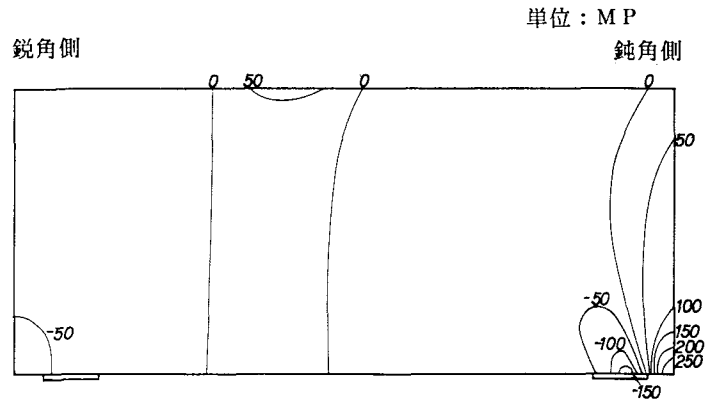
また、いずれの解析モデルにおいても、主桁ウェブ下端付近に大きなせん断応力が発生しており、支点反力の大部分がこの狭い範囲のせん断変形によって主桁ウェブに伝達されていることがわかる。

(4) 面外曲げ応力度 (σ_{bh})

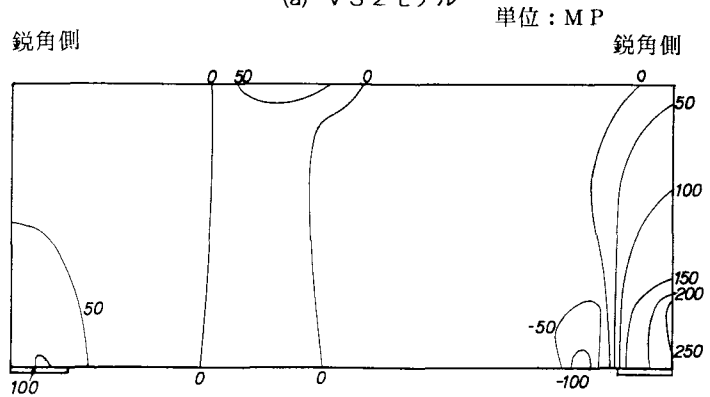
今回解析したいずれのモデルでも鉛直方向の板曲げ応力はほとんど発生していない。一方、水平方向（支承線方向）の板曲げ応力 σ_{bh} は、図-9

に示すV S 1モデルのように鈍角側の支点と主桁ウェブ間のパネルの下端に比較的大きな応力が発生している。この局所的な板曲げ応力はソールプレートの範囲ではほとんど0であり、その端から主桁ウェブに近づくにしたがって大きくなる。

解析モデルの1箱2沓の箱桁を図-3(a)に示すような格子構造と考えると、単純桁とはいえ横桁要素の曲げモーメントの橋軸方向分力としての端モーメントが主桁に作用する。図-10はV S 1モデル支点付近の主桁ウェブ（鈍角側）における橋軸方向応力分布を示したものである。この図から、支点付近において、主桁ウェブの上フランジ側に引張応力、下フランジ側に圧縮応力度が作用し、高さ方向にほぼ等間隔でその値が変化している。これは、主桁の端支点付近に発生する負の曲げモーメントの存在を裏付けたものである。この主桁ウェブに作用する橋軸方向応力は、斜めに配置されたダイアフラムに対して、面内力成分と面外力成分として作用する。このうち面内力成分はダイアフラム面内の水平方向応力として作用し、面外力成分は板曲げ応力を誘発する。支点条件としてピボット沓やピン沓を想定しているため、支点が内側に入っているV S、P Sモデルの場合には、橋軸方向変位が拘束された支点と主桁ウェブとの間隔が小さいため、このような比較的大きな曲げ応力が発生するものと思われる。また、鋭角側は支点反力が小さいため、図-7に示すように水平方向応力も小さく、当然、曲げ応力も小さくなる。斜角にともなって、端支点部に作用する曲げモーメントが大きくなることから、支点上ダイアフラムに発生する板曲げ応力も増加している。これは、斜橋特有の応力といえよう。一方、支点が主桁ウェブと支点上補剛材にまたがったVWモデルではこの局部曲げ応力はほとんど発生していない。



(a) VS2モデル



(b) VW2モデル

図-8 支点上ダイアフラムのせん断応力

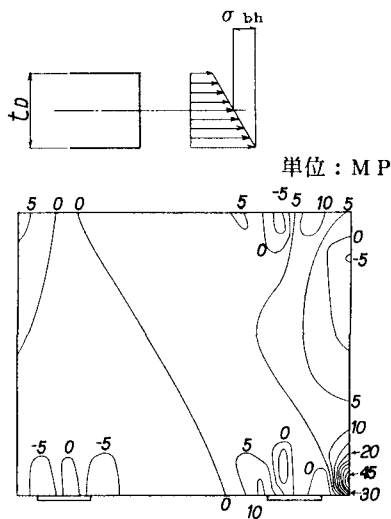


図-9 VS1モデル支点上
ダイヤフラムの σ_{bh}

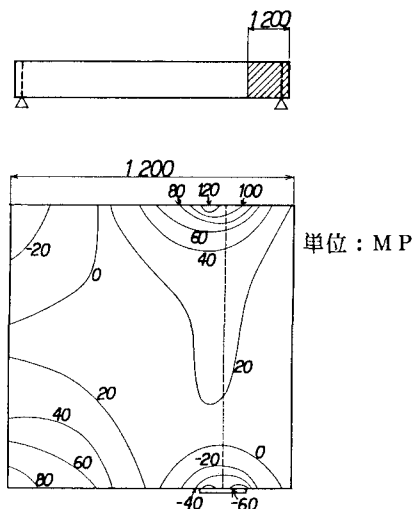


図-10 VSモデル主桁ウェブ
の橋軸方向応力度

(5) 斜角による支点上ダイヤフラムの最大面内応力度の比較

本報告でのFEM解析による鉛直反力と支点上ダイヤフラム面内応力度の最大値をまとめると表-2となる。表中()内は直橋($\theta=90^\circ$)の応力度に対する比である。

表-2 斜角による支点上ダイヤフラムの最大応力度の比較

解析 モデル	鉛直反力 (kN)			鉛直方向応力 (MPa)			水平方向応力 (MPa)			せん断応力度 (MPa)		
	$\theta=90^\circ$	$\theta=75^\circ$	$\theta=60^\circ$	$\theta=90^\circ$	$\theta=75^\circ$	$\theta=60^\circ$	$\theta=90^\circ$	$\theta=75^\circ$	$\theta=60^\circ$	$\theta=90^\circ$	$\theta=75^\circ$	$\theta=60^\circ$
VS1	1560	2576.8 (1.65)	3533.3 (2.26)	-225	-360 (1.60)	-480 (2.13)	-100	-165 (1.65)	-220 (2.20)	120	180 (1.50)	200 (1.67)
VS2	1560	2233.5 (1.43)	2788.9 (1.79)	-280	-405 (1.45)	-450 (1.61)	-100	-150 (1.50)	-200 (2.00)	120	140 (1.17)	180 (1.50)
VW2	1560	2188.8 (1.40)	2728.7 (1.75)	-320	-405 (1.27)	-510 (1.59)	-90	-125 (1.39)	-180 (2.00)	200	250 (1.25)	275 (1.38)
PS2	1560	2277.9 (1.46)	2853.9 (1.83)	-240	-450 (1.88)	-530 (2.21)	-120	-165 (1.38)	-200 (1.67)	110	150 (1.36)	175 (1.59)

支点が主桁ウェブの内側に配置されピボット杓を想定したVSシリーズの鉛直方向、水平方向応力度は、斜角に伴う最大反力の増加とほぼ同様な比率で大きくなる。また、支点が主桁ウェブと補剛材の中央にあるVWモデルにおいては、鉛直方向応力度の増加率は支点反力の増加率より小さく、水平応力度の増加率は反力のそれとほぼ同じかそれよりも大きい。一方、支点位置がVSシリーズと同じでピン杓を想定したPSモデルではVWモデルとは逆に鉛直方向応力度の増加率は反力の増加率に比べて大きく、水平方向応力度は反

力のそれに比べて小さい。また、最大せん断応力度の増加率はどの解析モデルにおいても反力のそれに比べて小さいという結果となっている。

5. 主桁ウェブの応力度

(1) 鉛直方向応力度

図-11にダイアフラム近傍での主桁ウェブの鉛直方向応力分布を示す。支点が内側に入ったVS、PSモデルではウェブ上下端の応力度は小さく、中央部になだらかなピークがある。これは、支点反力を負担するダイアフラムパネルの有効幅が高くなるにしたがって広がることを裏付けたものである。

一方、図-11(b)に示す支点が補剛材と主桁ウェブにまたがるVWモデルでは、ダイアフラムの位置での鉛直方向応力は比較的小さく、支承部両端から大きな応力が発生している。そして、ダイアフラム高さの1/3程度の位置に達すると支承両端の等応力線が一緒となり、一様な広がりを見せる。このように複数の応力ピークが現れることから、VWモデルの支承部付近では、主桁ウェブパネルとダイアフラムが各々反力に対して抵抗しているものと考えられる。従って、本論文での解析結果の範囲だけから判断すると、ダイアフラムと主桁ウェブを一体と

する柱として鉛直方向応力を算出する現状の設計手法は妥当なものとはいえない。

また、図-11(c)、(d)に示すように、この支承部両端に発生する応力のピークは斜角の変化とともに、鋭角側支点部では支間中央側へ、鈍角側支点部では桁端側へ移動する傾向にある。

(2) 面外曲げ応力度

図-12にVS2モデル鈍角側の主桁ウェブ鉛直方向の板曲げ応力分布を示す。VSモデルでは直橋の場合、ソールプレート支間中央側の端に局所的な曲げ応力度が発生する。この局所的な曲げ応力度は鋭角側支点部においては、図-12(b)、(c)からわかるように、そのピーク位置、応力の最大値は斜角が変化しても

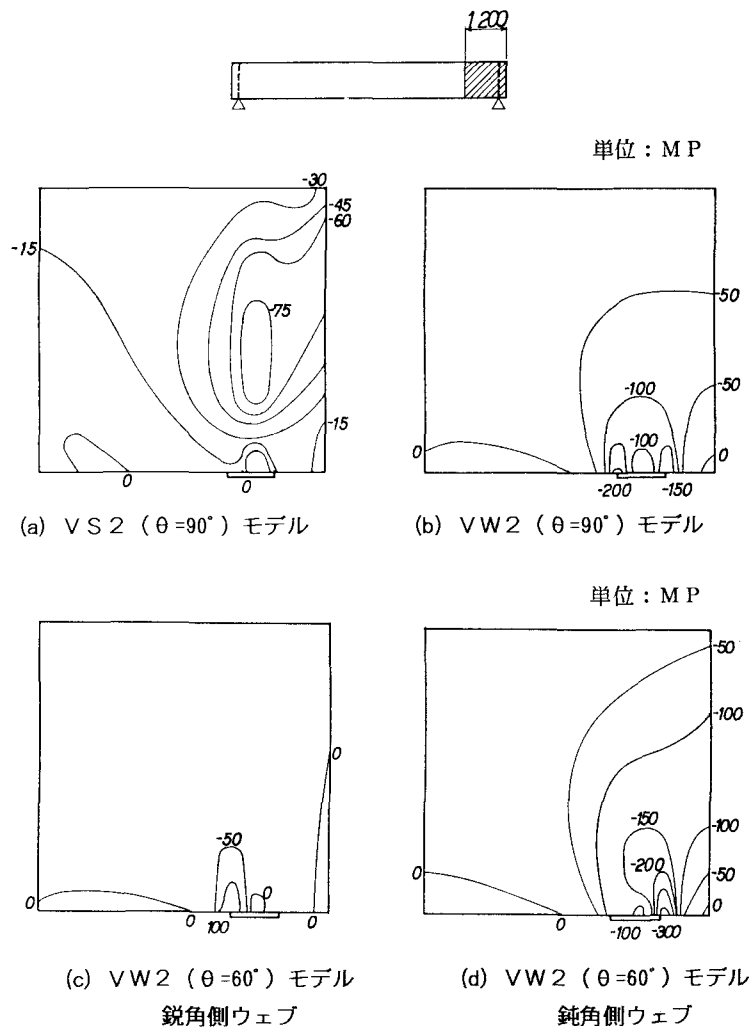


図-11 主桁ウェブの鉛直方向応力

ほとんど変わらない。一方、鈍角側支点においては、局部応力の発生位置が斜角が大きくなるとともに桁端側に移動する。また、橋軸方向の板曲げ応力は解析した全てのモデルにおいて、ほとんどみられなかった。

単位：MP

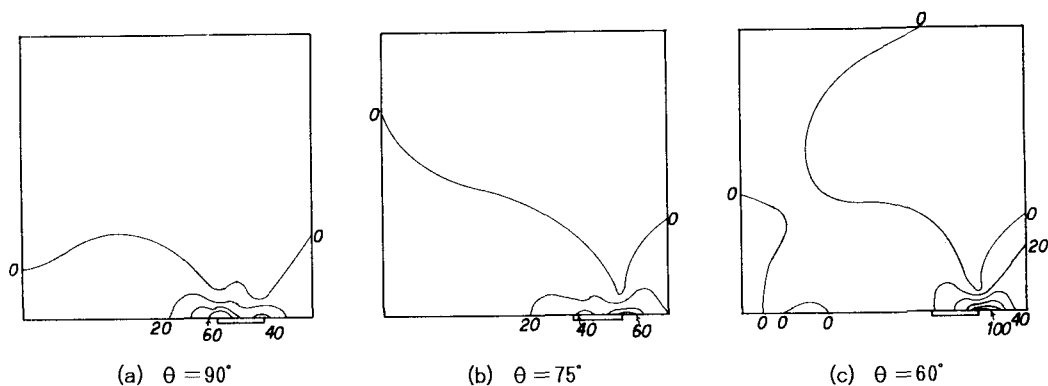


図-1 2 主桁ウェブの鉛直方向板曲げ応力（V S 2モデル）

6. まとめ

本研究は斜角を有する箱桁の支承部付近の基本的な性質を調べるために、1箱2沓の単純箱桁の弾性解析を行った。これらは限られた範囲内での解析にとどまっており、一般的な考察は不可能と思われるが、結果をまとめると以下ようになる。

- ① 設計断面力を求める目的の格子解析において剛体とみなしているダイアフラム相当の横桁要素に関しては、その剛性の評価のしかたによって同一支承線上の反力分配が大きく左右される。本研究で行ったFEM解析の範囲内では、横桁と主桁との剛比は $K_F/K_G=0.3\sim1.0$ の範囲にあって、現在設計で評価しているダイアフラム剛性よりも小さいという結果となった。

一般に行われているように、平面線形上で斜角や曲率などが大きな橋梁において、ダイアフラムなどの横桁要素を剛体と評価した場合、次のような問題が生じ、設計技術者に困難な作業を強いることになる。

- ④ 同一支承線上における支点反力のバランスが極端に悪くなり、ひとつの支点到に大きな常時負反力が計算されるケースがある。こういった場合、主桁支点部付近の詳細構造だけでなく下部工においても、負反力に対する特別な構造を採用しなければならない。
- ⑤ 負反力が生じるほどでなくとも、格子解析の反力によって決定する使用沓が同一支承線で大きく異なることもある。この場合、反力の小さな鋭角側の沓は危険側の評価となり、また、各沓にほぼ均等に作用すると考えられている異常時の水平荷重に対しても弱点となる可能性がある。
- ⑥ 鉛直反力の小さな沓も他と同様な水平力で設計することによって、鋳鋼が主体の支承に標準沓の適用が難しく、コストアップにつながることもある。

しかしながら、上記のように、本研究での解析結果は、ダイアフラムの主桁に対する剛比が通常扱われているものに比べかなり小さいことを示している。この傾向が一般的であれば、上記のような問題も

軽減される方向となる。今後、中間ダイアフラムの有無等を考慮し、横桁要素の合理的な剛性評価法を調べる必要があろう。

② 支点上ダイアフラムの耐荷力に対して支配的と考えられる鉛直方向の面内応力は、支点反力が精度よく求まりさえすれば、斜角の有無に関係なく、その応力は着目する支点上のダイアフラムパネルごとに評価を行えばよい。ただし、式(1)において、ダイアフラムの有効幅の広がりをも $\alpha=45^\circ$ と仮定すると、応力が比較的大きな範囲で FEM 結果を下回る傾向にある。斜張橋ケーブル定着部等の設計でも考えられているように、 $\alpha=30^\circ$ として応力評価することが安全側の判断からも合理的と考えられる。

③ 斜角が大きくなることによって、主桁に発生するねじりモーメントの影響も大きくなり、鈍角側の支点反力や、その支点付近の応力も増加する。支点近傍での最大応力度の増加率は支承の境界条件によって異なり一概にその増加率を特定することができない。一方、本報告での解析モデルの範囲内であるが、 $H/B=1.0$ のモデルでは $\theta=75^\circ$ の場合 65%、 $\theta=60^\circ$ の場合約 130%、直橋に比べて支点反力が増加する。また、 $H/B=0.5$ のモデルでは $\theta=75^\circ$ の場合約 40%、 $\theta=60^\circ$ の場合約 80%、直橋に比べて支点反力が増加するという結果が得られた。

④ 支承部が主桁ウェブと支点上補剛材にまたがる構造の場合、鉛直方向応力の大きな支点近傍ではダイアフラムと主桁ウェブの共同作用が小さく、主桁ウェブ下辺のソールプレート端部に大きな応力が発生する。この応力は、斜角を有する箱桁の鈍角側ウェブに大きく発生し、 $\theta=60^\circ$ の場合、直橋の 1.5 倍程度にもなる。主桁ウェブのこの部分は支点上ダイアフラムと同等な耐力を確保すべきところと考えられ、一部の橋梁で実施しているように補剛材等を追加し、補強すべきであろう。

⑤ 斜角がある場合、支点が補剛材直下にある解析モデルでは、ソールプレート端と主桁ウェブ間のパネルに比較的大きな水平方向の板曲げ応力が発生する。このことは、補剛材と主桁ウェブ間のパネルに面外変形を与える、すなわち、補剛材とダイアフラムからなる柱を想定すれば、その下端付近に局部的なねじれ変形が生ずることになる。

一般的に、圧縮力が作用する十字断面柱はねじれ座屈で崩壊する。また、文献8)における直橋の支点上ダイアフラムの耐荷力実験報告でも補剛材がねじれた形で崩壊している。これらのことを考慮すれば、現状ダイアフラムの設計で照査している柱の曲げ座屈モードではなく、ねじれ座屈モードが卓越するものと考えられる。従って、本研究の解析で得られた上記の板曲げ応力が支点上ダイアフラムの耐荷力に影響を与えるものと考えられ、今後研究を進めたい。

以上、本研究で得られた解析結果についてまとめたが、今後はさらに大変形弾塑性解析を行った上で、今回得られたデータを含めてとりまとめ、支点上ダイアフラムの設計に対する考察を加えていきたい。

本研究の数値解析には、信州大学情報処理センター、及び、東京大学大型計算機センターを利用した。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1990
- 2) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，1980

- 3) 大塚久哲, 吉村虎蔵, 彦坂熙, 藤津卓司 : 有限帯板法による中間隔壁をもつ曲線箱桁橋の解析, 九大工学集報, 49.2, pp.67-74, 1976.2
- 4) 清水茂, 梶田建夫, 成岡昌夫 : 連続箱桁における中間支承部の応力状態について, 土木学会論文報告集, 第276号, pp.13-22, 1978.5
- 5) SHIMIZU, S., YOSHIDA, S. : Reaction Allotment of Continuous Curved Box Girders, Thin walled Structures, Vol.11, pp.319-341, 1991
- 6) 金原慎一, 清水茂, 吉田俊彌 : 連続箱桁の中間支承上ダイアフラムの座屈強度評価に関する一考察, 土木学会第35回年次学術講演会概要集, pp.291-292, 1980.9
- 7) 依田照彦, 平嶋政治, 中田隆, 神田恭太郎 : 支点上ダイアフラムの簡易設計法について, 土木学会第42回年次学術講演会概要集 pp.440-441, 1987.9
- 8) 福本嘯士, 清水茂, 古田秀博 : 鋼箱桁支点上ダイアフラムの強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第318号, pp.149-161, 1982.2
- 9) DOGAKI, M., HARADA, M. and YONEZAWA, H.: Elastic Buckling of Support Diaphragms with Rectangular Holes in Steel Box Gieders , Technical Report of Kansai University, No.27 , pp.173-185 , 1986
- 10) 清水 茂 : 鋼箱桁支点上ダイアフラムの大変形解析, 土木学会第47回年次学術講演会概要集, 1992.9
- 11) SHIMIZU, S., YOSHIDA, S. and ENOMOTO, N. : Buckling of Plate with a Hole under Tension , Thin walled Structures, Vol.12 , pp.35-49 , 1991
- 12) 清水茂, 吉田俊彌 : 面外初期たわみのある有孔板の大変形解析, 構造工学論文集, Vol.38a, PP.203-212, 1992.3
- 13) 小松定夫, 北田俊行, 宮崎清司 : 残留応力および初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析, 土木学会論文報告集, 第224号, pp.1-14, 1975
- 14) The Committee of Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges : Interim Design and Workmanship Rules , Her Majesty Stationary Office , London , 1973
- 15) 小松定夫編 : 鋼構造の補剛設計, 森北出版, PP.214-222, 1982
- 16) MASSONNET C. : Tokyo Seminar on some European Contributions to the Design of Metal Structures, with Emphasis on Plasticity and Stability; Ultimate Strength and Optimum Design of Steel Buildings , and Steel Plate and Box Girders, Department of Civil Engineering , NAGOYA Univ. , pp.313-368, 1974
- 17) 草野兼人, 長井正嗣, 林 正, 岩崎英治 : 斜め支持直線および曲線箱桁橋の立体的解析と断面変形挙動, 土木学会第46回年次学術講演会概要集 pp.630-631, 1991.9

(1992年9月21日受付)