

横構を配置した構造では、この局所的な曲げ変形が横構により抑えられるために変形量は小さくなり、水平変位の最大値の差は25%であった。

図-3 (b)に示した風荷重による変形性状は、地震時における変形性状とほぼ同様な傾向であるが、風上側の主桁ウェブが風圧力により変形するため横桁位置で凹凸を伴って変形した。また、図-1に示したように、横桁が上フランジ側に配置された構造であるため、水平変位の最大値は風上側の主桁下フランジで生じた。横構はこの変形を抑えるためにも働き、水平変位の最大値の差は34%と、地震時における値よりも大きい。

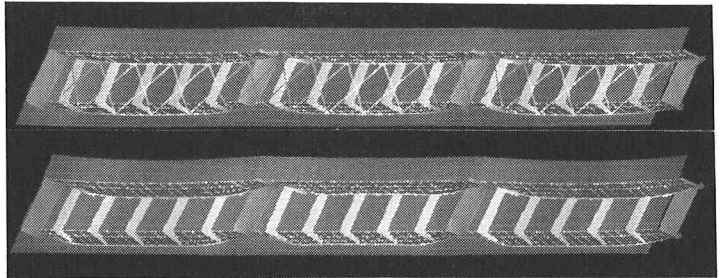
(2) 応力性状 上記の変形性状に対し、主桁では下フランジの中間支点上で最大応力が発生した。その量を上フランジの応力度とともに表-2にまとめた。本橋の主桁で使用した鋼材は SM490Y, SM520B, SM520Cであり、この風荷重および地震時により付加される応力度は、従荷重に対する許容応力度の割増しを考慮すると十分に余裕のある値であり、横構を省略しても主桁応力には問題ないことが確認できた。

床版については、水平曲げにより発生する圧縮および引張応力はわずかであったが、せん断応力は支点部で集中した。図-4は、地震時に床版に作用するせん断応力の分布であり、横構を配置した構造、配置しない構造でほぼ同様な分布を示し、その最大値はそれぞれ、 12.7kgf/cm^2 、 13.5kgf/cm^2 であった。この図から、横構がこのようなせん断応力の低減には、ほとんど寄与しないことがわかる。ところで、床版はプレキャスト床版でスタッドにより鋼桁と連結する構造であるため、床版や橋面死荷重による慣性力は、主に支点付近のスタッドを伝って主桁、支点上横桁、支点へと力が流れる。したがって、スタッドについては、この地震による慣性力に耐え得るように配置する必要があることは明らかである。

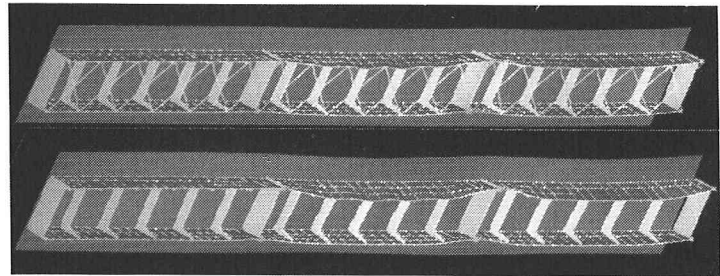
5. あとがき 以上に示したFEM立体解析結果から、水平荷重に対して、横構を省略しても主桁応力には問題ないことが確認できた。一方、床版については、横構の有無にかかわらず支点付近でせん断力が集中する傾向にあり、特に、広幅員やさらに長い径間の2主桁橋を計画する場合には、床版部から鋼桁部に伝わる力も大きくなるために、その評価方法や構造検討が今後の課題のひとつになるものと考えられた。

【参考文献】

- 1) 日本鋼構造協会；構造物の立体挙動と設計法，JSSCテクニカルレポート，No.21，1992。



(a) 地震の影響



(b) 風荷重

図-3 変形性状

表-2 中間支点上の主桁フランジ応力度

荷重	横構	上フランジ 引張応力度	下フランジ 圧縮応力度	許容応力度の 割増し量
地震	有り 無し	111kgf/cm ² 131kgf/cm ²	147kgf/cm ² 198kgf/cm ²	1050*kgf/cm ²
風	有り 無し	52kgf/cm ² 67kgf/cm ²	113kgf/cm ² 190kgf/cm ²	525**kgf/cm ²

*) 活荷重および衝撃以外の主荷重+地震の影響(割増し係数1.5)
**) 主荷重+風荷重(割増し係数1.25)

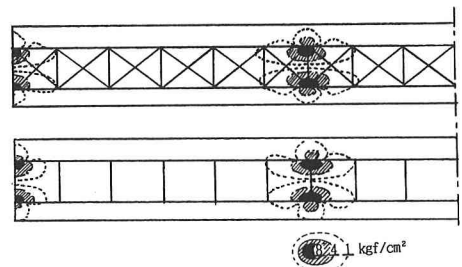


図-4 床版せん断応力の分布