

I - 512

水平荷重を受けるPC床版2主桁橋の挙動について

(財)高速道路技術センター 正会員 酒井 秀昭
 川田工業(株) 正会員 ○ 橋 吉宏
 川田工業(株) 正会員 志村 勉
 川田建設(株) 正会員 小西 哲司

1. まえがき

広幅員のPC床版を鋼2主桁で支持する構造形式は、最近、その経済性および合理性から、ヨーロッパを中心に脚光を浴びている橋梁形式である。このヨーロッパにおける2主桁橋の特徴のひとつに、対傾構や横構を省略して、横方向部材は横桁のみとすることが挙げられる。このような横繋材は、床版とともに主構造のねじりや横方向の剛性に寄与し、主要部材の機能を効果的に発揮させている。ところで、地震や風荷重などの水平荷重については、周知のとおりわが国とヨーロッパとでは異なり、この構造形式について、水平荷重に対する挙動を把握しておく必要があるものと考えられる。そこで本文は、PC床版2主桁橋について、従来のように横構を配置したものと、配置しないものを対象に、FEM立体解析を行った結果を報告し、設計における一検討資料を提供するものである。

2. 対象橋梁

対象とした橋梁は、有効幅員9.0mの3径間連続（3@40m=120m）非合成I桁橋であり、標準的な高速道路橋として設計されたものである。床版支間は、図-1に示すように、床版張出部と支間部のバランスやレーンマーク位置などを考慮して5.5mとし、横桁構造は、主桁上フランジと横桁上フランジとを連結して、主桁フランジの首振りや主桁間のたわみ差による疲労の影響を小さくするように配慮した構造である。なお、支点上の横桁はフルウェブである。床版は、プレキャスト床版を使用し、橋軸直角方向にプレストレスを導入する1方向PC版で、床版厚は27cmである。

3. 解析モデル

FEM立体解析は汎用プログラム MSC-NASTRANを使用して行い、橋梁上部工をシェル要素、梁要素、棒要素を用いてモデル化した¹⁾。ここで図-2に、横桁位置とともに要素分割（平面図）を示す。解析では、床版と主桁とは合成構造とみなしたが、壁高欄については剛性を無視した。地震荷重としては、質量を持たせた個々の要素に水平方向の慣性力を作用させた。ここで、水平震度は0.2とした。また、風荷重としては、3径間のうち連結した2径間の壁高欄および主桁ウェブに、道路橋示方書による規定値を圧力換算した350kgf/cm²を作用させた。

4. 解析結果

(1) 変形性状 解析結果の一部として、風荷重および地震時による変形性状を図-3に、水平変位の最大値を表-1に示す。地震時における変形性状は、図-3(a)に示すように、横構を配置した構造、配置しない構造とともに、主桁上フランジは床版とともに全体的に水平方向に剛体移動する傾向であるが、主桁下フランジは、支点に隣接する横桁までの区間で局部的な曲げ変形を生じた。

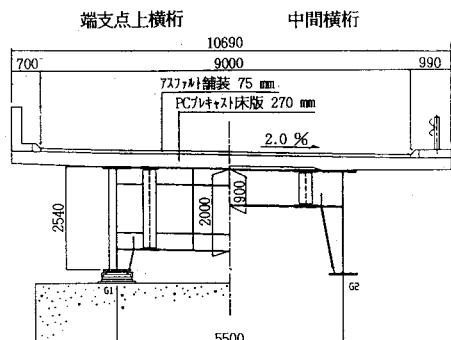


図-1 断面図（単位:mm）

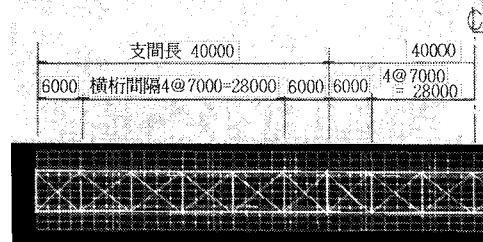


図-2 横桁位置および要素分割（横構配置, 単位:mm）

表-1 水平変位の最大値

荷重	横構	最大変位	変位の比
地震	有り 無し	2.55mm 3.40mm	0.75 1.00
風	有り 無し	2.11mm 3.21mm	0.66 1.00

横構を配置した構造では、この局部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に横横位置で凹凸を伴って変形した。また、図-1に示したように、横構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度の分布であり、横構を配置した構造、配置しない構造では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度の低減には、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ッドを伝って主桁、支点上横構、支点へと力が流れる。したがって、スタッッドについては、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】

- 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.

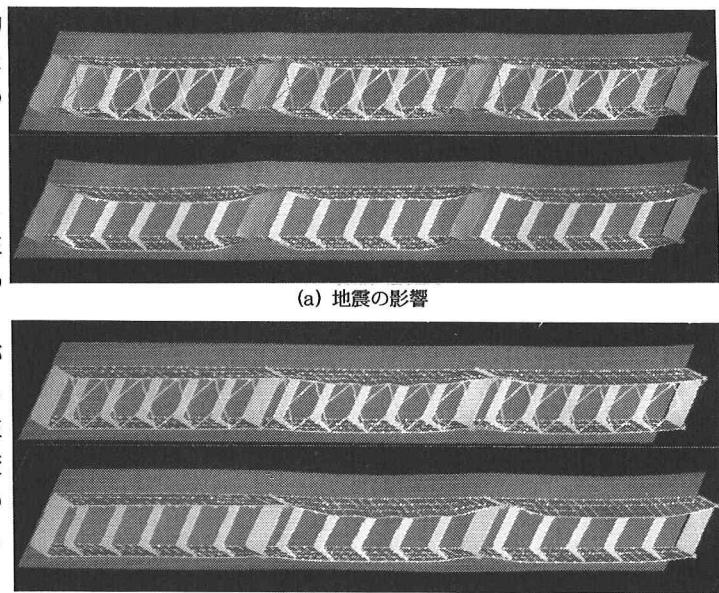


図-3 変形性状

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)

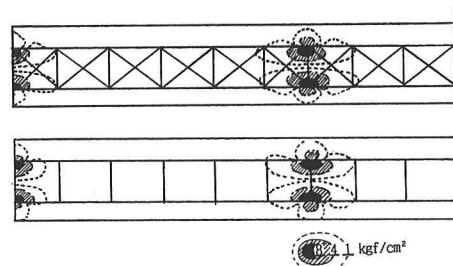


図-4 床版せん断応力の分布