

I - 292

1/2 スケール模型を用いた2主桁橋の立体挙動に関する実験的研究

日本道路公団 高橋 昭一
川田工業(株) 正会員○橋 吉宏
川田工業(株) 正会員 志村 勉

日本道路公団 鈴木 隆
川田工業(株) 正会員 伊藤 博章
東京工業大学 正会員 三木 千壽

1. はじめに

PC床版を有する鋼2主桁橋は、その経済性および合理性から最近注目されるようになっており、日本道路公団・北海道縦貫自動車道「ホロナイ川橋」(2径間連続非合成鋼桁橋、耐候性鋼材使用、径間割2653m=106m、有効幅員10.0m)は、高速道路橋として初めてこの構造形式が採用された橋梁である。この2主桁橋と従来の多主桁橋の相違のひとつがリダンダンシイの有無であり、リダンダンシイの無い2主桁橋の主構造には、特に疲労を含めた十分な安全性の確保が要求される。そこで、疲労に対する安全性を確認することに加え、2主桁橋の立体的な挙動および断面変形を把握し、その変形に伴う横桁取付構造部の局所的な応力集中を把握する目的で、1/2スケール模型による静的載荷試験および疲労載荷試験を実施した。本報告はこれらの試験のうち、静的載荷試験の結果について主に報告するものである。

2. 1/2スケール模型

図-1に1/2スケール模型を示す。1/2模型は、疲労載荷時の応力レベルおよびバランスを考慮して部材寸法を表-1のように決定した。特に床版については、主桁フランジの首振りによる垂直補剛材の応力集中がひとつの着目点であることが予測されたため、床版厚を設定するにあたり床版の支点回転角を指標とした。すなわち、1/2模型では、実橋の1/2の荷重を作用させれば実橋と同じ床版の支点回転角になるように床版厚を19cmとした。ただし、設計検討時に実施した実橋モデルによるFEM立体解析によれば、首振りによる垂直補剛材の変動応力レベルは300kgf/cm²程度であった。なお、横桁取付構造については、別稿^{1)・2)}で報告したウェブ貫通型の引張ボルト接合およびコネクションプレートによる接合の2タイプの構造を用いた。

3. 載荷試験

静的載荷試験は、載荷板寸法を20×50cmとして10tfを載荷した、ここでは、載荷試験結果の一部として、片側主桁中央載荷時と床版中央載荷時の結果を示す。

(1) 偏載載荷 片側主桁中央に10tfを載荷した時の断面変形図(床版：鉛直方向変位、ウェブ：橋軸直角方向変位)を図-2に、横桁取付部の主応力図を図-3に示す。横構のない2主桁は開断面桁の挙動を示し、断面にねじりモーメントが作用すると、構造全体が回転するように変形することが、設計検討時に実施したFEM立体解析により確かめられている。図-2に示した変形図は、若干の断面変形は認められるものの構造全体が回転するような変形挙動を示し、横桁取付部に発生する応力は、図-3に示すように主応力の最大が39kgf/cm²と小さかった。

(2) 床版中央載荷 床版中央に10tfを載荷した時の断面変形図を図-4に、横桁取付部の主応力図を図-5に示す。図-4に示した変形図より、床版変形により主桁上フランジに

表-1 1/2スケール模型と実橋との比較

		1/2 模型	実 橋
主 桁	上フランジ	450 x19 mm	950 x 31~49mm
	ウェブ	1500 x10 mm	3000 x 23 mm
	支間	1 0 m	5 3 m
	垂直補剛材	200 x 16 mm	320 x 25 mm
	スタッド 横桁部 一般部	150,200mm ピッチ 500mm ピッチ	200mm ピッチ 500mm ピッチ
床 版	床版厚	1 9 cm	3 1 cm
	床版支間	3 m	6 m
横 桁	サイズ	H-340x250x 9x14	H-700x250x12x19
	位置	615 + 340 + 545 mm	1400+700+900 (G1) 1136+700+1164(G2)

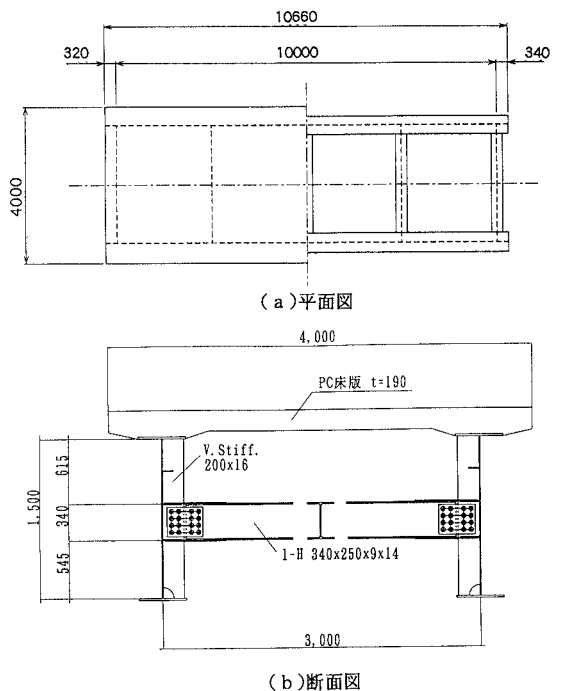


図-1 1/2スケール模型

首振りが生じ、ウェブの変形は、横桁上フランジ位置でほぼゼロであり、横桁上フランジから主桁上フランジで挟まれた区間では外にふくらむように変形することがわかる。これは、床版の支点回転の中心が床版中立軸であるために、主桁上フランジ位置ではウェブが外に押されるように変形することによる。この変形に伴い、図-5に示すように垂直補剛材上縁では主応力で 282kgf/cm^2 、鉛直方向応力で 271kgf/cm^2 の応力が生じた。

ここでは省略したが、別に実施した1/2模型モデルによるFEM立体解析によれば鉛直方向応力は約 345kgf/cm^2 であり、計測値とほぼ対応するといえた。このような変形状態と垂直補剛材に発生する応力度を関係づけるために、文献3)を参考に図-6に示したモデルを考えた。このモデルでは、横桁上フランジ位置で固定された片持ち梁に、垂直補剛材上端に回転角 θ と橋軸直角方向変位 δ を与えたモデルであり、首振りにより垂直補剛材上縁に発生する曲げ応力は $\sigma = E \theta y / L$ で表すことができる。ここに E は鋼材のヤング率であり、 y は梁の中立軸からの距離である。ウェブ中心を軸に回転すると仮定し、模型における寸法および計測された床版回転角を代入すると $\sigma = 205\text{kgf/cm}^2$ となった。この曲げによる応力成分に、軸力成分を加えた応力が計測値に対応すると考えられる。なお、頭付きスタッドの応力を測定したが、コンクリートと鋼材の付着が効いているため、有意な応力は計測されなかった。

4. あとがき 静的荷重試験の結果から、偏載荷重に対して構造全体が断面を保持して回転するように変形するため、横桁取付部に発生する応力は小さく、有害な応力集中は発生しないことが確認された。また、床版中央荷重時は、主桁上フランジの首振りにより垂直補剛材上縁に比較的大きな応力が発生したが、この応力は理論解析およびFEM立体解析で予測できた。上述のように、実橋モデルのFEM立体解析で予測された変動応力レベルは 300kgf/cm^2 程度であり、静的荷重試験時と同レベルの発生応力であったが、疲労荷重時には安全をみて静的荷重荷重の1.5倍の15tfを床版中央に荷重し、また、同時に80tfを片側主桁中央に荷重する状態で、ジャッキ2台を連動させて繰返し荷重を実施した。疲労試験の結果からは横桁取付部には損傷が観察されず、本橋で採用した横桁構造の疲労に対する安全性が確認できたが、耐候性鋼材を使用する場合の排水性から標準的な構造となっている支点上の垂直補剛材スカーラップ部に疲労クラックが発生し、この構造詳細については改善を行った。なお、本橋では垂直補剛材を下フランジに溶接した構造を採用しており、疲労の観点からは溶接しないほうが望ましい。そこで疲労試験後に溶接部を切断して荷重を実施した結果、有害な局部応力は測定されず、鉛直荷重に対してはその必要性がないことが示唆できた。

【参考文献】 1) 高橋、鈴木、志村、田中、伊藤、橘；PC床版2主桁橋（ホロナイ川橋）の設計、第50回土木学会年次学術講演会概要集、1995。 2) 高橋、鈴木、橘、森下、志村、三木；2主桁橋（ホロナイ川橋）の横桁取付構造に関する実験的研究、第50回土木学会年次学術講演会概要集、1995。 3) A. Jutila; The Effect of Bracing on the Behaviour of Double Girder Slab Bridges, ACTA POLYTECHNICA SCANDINAVICA, CIVIL ENGINEERING AND BUILDING CONSTRUCTION SERIES No. 84, 1985。

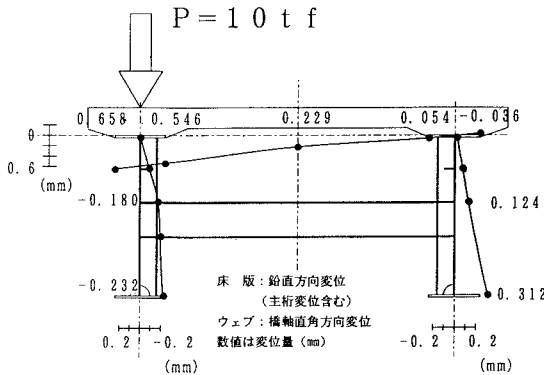


図-2 偏載荷重時の断面変形

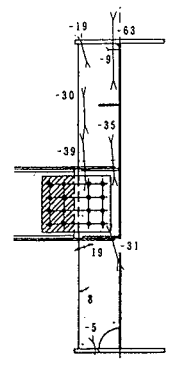


図-3 偏載荷重時の主応力 (kgf/cm²)

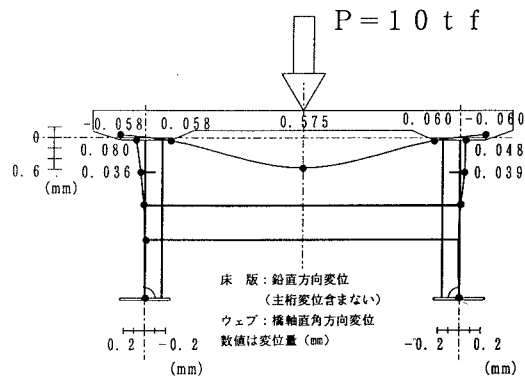


図-4 床版中央荷重時の断面変形

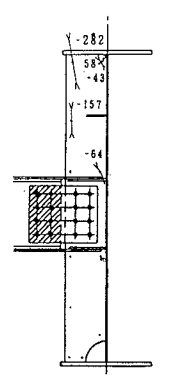


図-5 床版中央荷重時の主応力 (kgf/cm²)

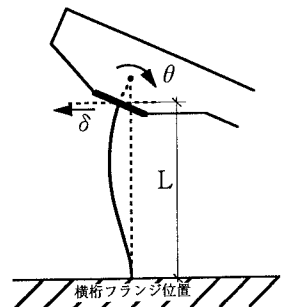


図-6 首振りによる変形モデル