

ランガ-桁橋の端横桁連結板に発生した疲労亀裂の解析

大阪大学工学部 正員 前田幸雄
大阪大学工学部 正員 大倉一郎

大阪大学大学院 学生員 芝池利尚
大阪大学工学部 学生員 〇福永 勲

1. まえがき 近年、橋りよの部材連結部に、設計上考慮されなかった2次応力によって疲労亀裂が発生している事例がいくつか報告されている。一般県道江戸崎-神崎線の利根川に架橋されている神崎橋(ランガ-形式)の端横桁の取付部に発生した疲労亀裂もその一例である。図-1に示すように、この疲労亀裂は、端横桁の上フランジを補剛桁に連結するコネクションプレートの溶接ビード部に発生したもので、発見されたときには溶接ビードの全幅にわたって伝ばしていた。本研究は、神崎橋を3次元骨組構造解析することにより、疲労亀裂の発生原因となった2次応力を明らかにしたので、以下に報告する。

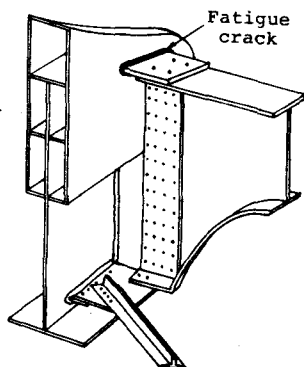


図-1 コネクションプレートに発生した疲労亀裂

2. 神崎橋の3次元骨組構造モデル ランガ-形式の神崎橋を3次元骨組構造解析する際、次の仮定のもとに要素分割と断面諸量を決定した。1)アーチと補剛桁の連結部の偏心を除いて、格点部で各部材間の偏心を無視する。2)一般にランガ-桁橋の構造計算においては、フリ材はアーチおよび補剛桁にヒンジで連結されていると仮定されるが、神崎橋においては、添接板により剛結と考えられる連結構造になって 図-2 神崎橋の3次元骨組構造モデル いるため、剛結と仮定する。3)一般にアーチの曲げ剛性は補剛桁の曲げ剛性に比べて小さいため無視されるが、本解析ではアーチの曲げ剛性も考慮する。

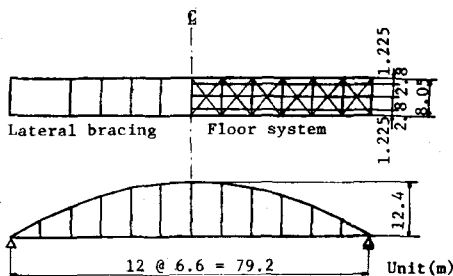


図-2 神崎橋の3次元骨組構造モデル

要素分割を図-2に示す。

3. 構造モデル コネクションプレートに生ずる2次応力の増加に及ぼす力学的影響因子を明らかにするために次の3つの構造モデルについて解析を行なった。

(I)下横構およびアーチと補剛桁間の偏心を無視したモデル。(II)下横構を無視し、アーチと補剛桁間の偏心(神崎橋においては40cm)を考慮したモデル。(III)下横構およびアーチと補剛桁間の偏心を考慮したモデル。

なお、偏心を考慮した骨組要素の剛性マトリックスは、文献[1]に基づいて作成した。

4. 荷重モデル 神崎橋においては、疲労亀裂の発生に重要な応力レンジを生じさせる活荷重に関する資料がないので、次の3つの荷重モデルについて計算を行ない、結果を比較した。(A)死荷重載荷。(B)L荷重載荷:車道全面に自動車が満載した場合を想定して、道路橋示す書(昭和55年版)のL荷重のうち、等分布荷重を載荷する。神崎橋

は2等橋であるのでL-14を載荷する。(C)T荷重載荷：自動車1台が橋を通過する場合を想定して、道路橋示方書のT-14を載荷する。神崎橋は片側1車線なので、14tの集中荷重を補剛桁の隣の縦桁上を移動させる。

5. コネクションプレートに生ずる応力

端横桁に生ずる断面力から求められたコネクション表-1 コネクションプレートに生ずる各応力成分の比較
プレートの各応力成分の比較を表-1に示す。ここで、

Load model	Structure model	Stress components (kgf/cm ²)				
		σ_x	σ_y	σ_z	τ_z	τ_s
A	I	1	23	2053	21	0
	II	1	24	1961	20	2
	III	1	24	1918	20	2
B	I	0	9	1281	13	0
	II	0	10	1236	12	1
	III	0	12	1213	12	1
C	I	0	62	411	4	0
	II	0	63	420	4	2
	III	0	52	436	4	2

σ_x , σ_y , σ_z , τ_z , τ_s は、それぞれ端横桁の軸力、面内方向のモーメント、面外方向のモーメント、面外方向のせん断力、ねじりモーメントに対応する。表からわかるように、 σ_z が他の応力成分よりも非常に大きく、死荷重で既にコネクションプレートの使用鋼材SM50Aの許容曲げ応力度1900 kgf/cm²に達している。また、構造モデル(I), (II), (III)に対して σ_z の変動はわずかであるので、アーチと補剛桁の偏心あるいは下横構の存在は σ_z の発生にあまり関係していないようである。このように σ_z が非常に大きく生ずる原因は次のように説明される。

ランガー桁橋においては、補剛桁は、常に引張りの軸力を受けるため、橋軸方向に変位する。したがって、補剛桁と縦桁との間に相対的な変位差が生じ、この相対的な変位差のために、I型断面のため面外方向の剛性が小さい端横桁が面外に変形し、端横桁の取付部に面外の曲げモーメントが生じるからである。

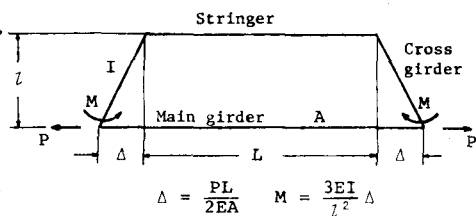
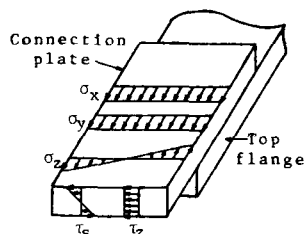


図-3 変位差によって生ずる面外の曲げモーメント

6. σ_z の推定式

σ_z の発生機構から、図-3を参照して、端横桁の取付部に生ずる面外の曲げモーメントMの推定式が次のように与えられる。

$$M = 1.5P(I/A)(L/l^2) \quad (1)$$

ここに、P=補剛桁に生ずる軸力、L=支間長、A=補剛桁の断面積、I=端横桁の弱軸回りの断面2次モーメント、l=補剛桁と縦桁との間隔。

構造モデル(II)に対して従来の計算方法²⁾で算出されたPを用いて式(1)から求められた σ_z は、荷重モデル(A), (B), (C)に対して、それぞれ6165, 1618, 458 kgf/cm²になる。式(1)から得られる値は、活荷重(B), (C)に対しては、3次元骨組構造解析の結果にかなり近い値を示すが、死荷重(A)に対しては全く異なった値を示す。これは、3次元骨組構造解析の際には、活荷重に対しては、コンクリート床版を縦桁の合成断面として取り扱ったために、縦桁の伸び剛性が大きくなり、縦桁の変位が補剛桁の変位に対して相対的に小さくなり、式(1)の誘導仮定である縦桁の変位を無視する条件に近づいたためと考えられる。

参考文献 1)川井・川島三本木：コンピュータによる構造工学講座 薄板構造解析，培風館，pp.48~52, 1973. 2)平井：鋼橋Ⅲ，技報堂，pp.162~168, 1967.