

疲労き裂を有する鋼部材の残存耐荷力に関する研究

神戸大学大学院工学研究科 学生員 ○星野 加奈
神戸大学大学院工学研究科 正会員 橋本 国太郎

1. 研究背景と目的

交通ネットワークを支える道路橋の多くは、高度経済成長期に急速に整備され、その多くが今後建設から 50 年を迎える。現在に至るまでに交通量の増大などにより、疲労といった橋梁の劣化が顕在化してきた。本研究は、既存鋼橋の老朽化への対策のための基礎的資料の提供を目的とし、鋼橋の鋼部材を構成する板要素に着目し、疲労き裂を有する鋼板の残存耐荷力評価を行う。

2. 解析モデル

汎用有限要素解析コード ABAQUS を用い幾何学的および材料的非線形性を考慮

表 1 材料強度

使用材料		SM400
寸法 $a \times b$	(mm)	1000×1000
ポアソン比 ν		0.3
降伏応力 σ_y	(MPa)	235
引張強さ	(MPa)	400
ヤング率 E	(MPa)	210000

した弾塑性有限変位解析を行う。解析モデルは一辺 1000mm の 4 辺単純支持正方形鋼板を用い、メッシュ分割は 40×40 とし等方硬化に従う材料として仮定する。使用材料は SM400 を想定し、材料特性を表-1 に示す。応力-ひずみ関係はバイリニア型で与える。

本研究の解析パラメータの一つである幅厚比パラメータを 0.3 から 1.5 まで 0.2 刻みで変化させ、式(1)にてモデルの板厚 t を算出し決定する。($\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$)

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (1)$$

k は板の座屈係数と呼ばれ、板の縦横比 (アスペクト比) α ($=a/b$) の関数であり、曲げ、せん断についての座屈係数 k は式(2-a),(2-b)のようになる。

$$k_\sigma \cong 23.9 \quad \left(\alpha > \frac{2}{3} \right) \quad (2-a)$$

$$k_\tau = 4.34 + \frac{5.00}{\alpha^2} \quad (\alpha \leq 1) \quad (2-b)$$

初期不整として初期たわみのみ考慮し、曲げ、せん断における初期たわみ形状を式(3-a),(3-b)に示す。

$$W_\sigma = W_{0max} \sin \frac{\pi X}{a} \sin \frac{\pi Y}{b} \quad (3-a)$$

$$W_\tau = W_{0max} \sin \frac{\pi X}{a} \sin \frac{2\pi Y}{b} \quad (3-b)$$

ここで、 W_{0max} (mm)は面外方向の初期たわみの最大値を意味する。本解析は桁のウェブを想定するため $W_{0max} = b/250$ を採用する。疲労き裂を有する鋼板の残留応力が明確になっていないため、本解析では残留応力を考慮しない。解析手法として、曲げモデルは 2 点(0,500), (1000,500) に Z 軸まわりの強制回転角を与える変位増分法を、せん断モデルは $Y=1000$ の边上全節点に、 X 軸方向の強制変位を与える変位増分法を採用する。解析モデルを図-1 に示す。

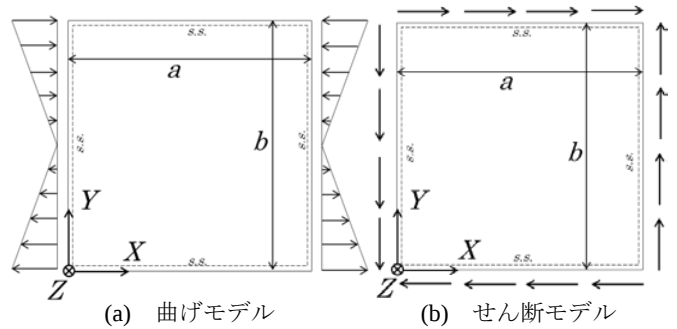


図 1 解析モデル置

3. 解析ケース

き裂モデルを図 2 に示す。本研究では、耐荷力解析時の疲労き裂の延性的な進展は考慮しないものとする。

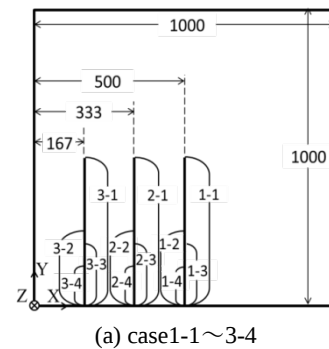
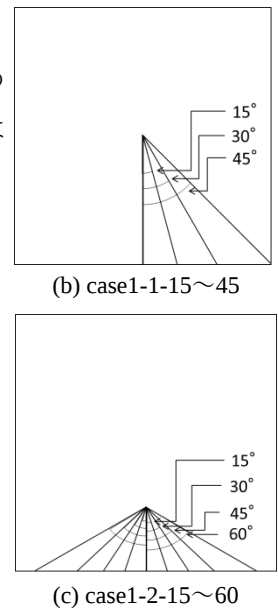


図 2 き裂位置



(c) case1-2-15~60

キーワード 疲労き裂, 耐荷力, 曲げ, せん断

連絡先: 〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 TEL: 078-803-6011

4. 解析結果

図3, 4にそれぞれの耐荷力曲線を示す. 図3の(1)では, き裂の位置の違いによる影響はほとんど見られないが, き裂の長さが耐荷力低下に大きな影響を与えていること分かる. 図3の(2)では, $R=0.7$ 以降は R が大きくなるにつれき裂の位置の違いによる影響が顕著にみられ, き裂位置が中央よりも板端にあるケースの方が耐荷力は低下している. 図4の(1)(2)ではき裂角度による影響はあまり見られず, (3)では板中央よりき裂が左側の case(- R)が右側の case よりも耐荷力低下に影響する.

5. 結論

- (1) case1-1~3-4の曲げモデルでは, き裂の長さによる耐荷力の違いは見られたが位置による耐荷力の違いは R が変わっても見られなかった.
- (2) 斜めき裂モデルより, 曲げモデルではき裂角度は耐荷力にほとんど影響しないことが分かった. 曲げモデルではき裂の角度や長さではなく, き裂先端の板の高さ方向の位置が耐荷力に影響しているのではないかと考えられる.

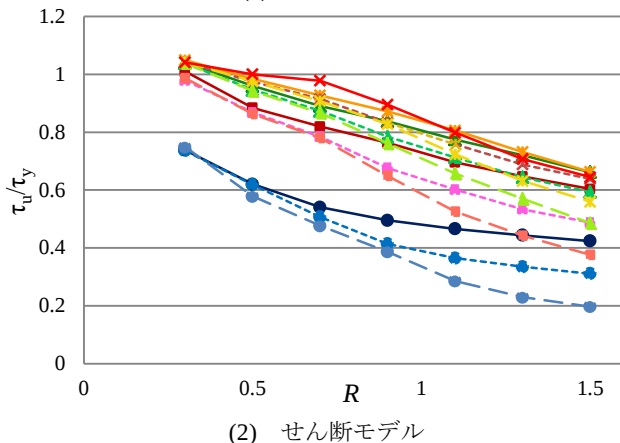
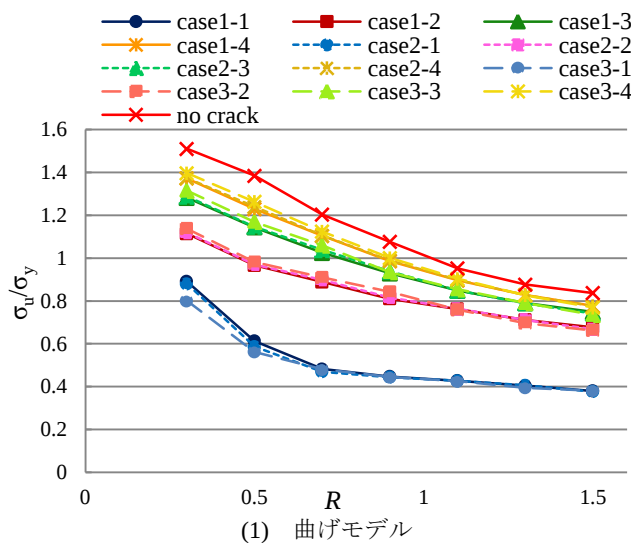


図3 耐荷力曲線 (case1-1~3-4)

- (3) case1-1~3-4のせん断モデルでは, R が大きくなるほどき裂の位置変化の影響が見られた. これは, き裂により板のアスペクト比が変化したことが影響していると考えられる. また, き裂部分は面外支持がないため板厚が薄いほど座屈変形が大きく, 終局強度が低下したと考えられる.
- (4) せん断モデルでは R が大きくなると, き裂のない場合より最大強度が高くなるケースがあった.
- (5) 図2(c)において, 基準の垂直き裂よりも左側のケースが右側のケースよりも耐荷力が低下する.

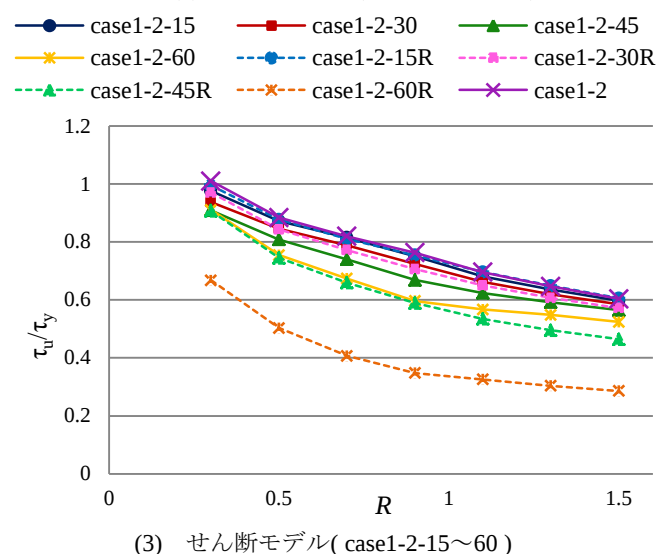
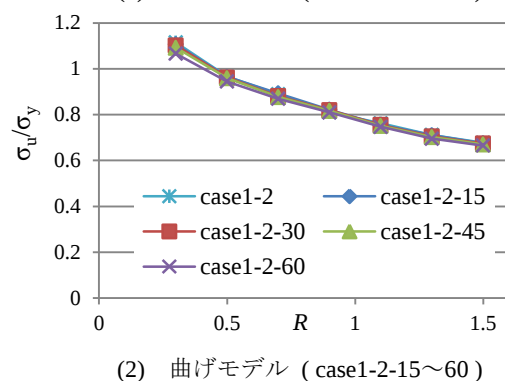
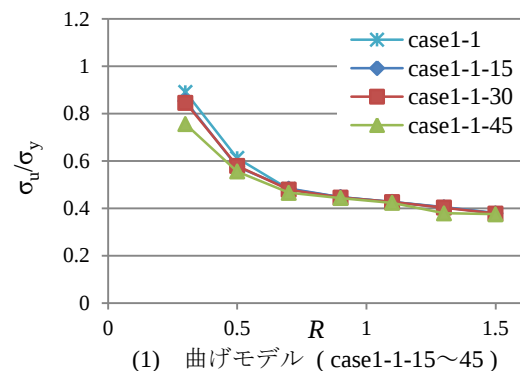


図4 耐荷力曲線 (case1-1-15~45, case1-2-15~60)

参考文献

土木学会鋼構造委員会座屈設計ガイドライン改訂小委員会：
座屈設計ガイドライン 改訂第2版, 丸善, 2005.10.