

1. 研究背景および目的 交通ネットワークには欠かせない道路橋の多くは高度経済成長期に急速に整備され、今後建設から 50 年目を迎える橋梁が多く存在する。現在に至るまでに交通量の増大により、疲労といった橋梁の劣化が顕在化してきた。本研究では、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している板要素に着目し、疲労き裂を有する鋼板の曲げおよびせん断耐荷力評価を行う。

2. 解析モデル 有限要素解析コード ABAQUS を用い幾何学および材料的非線形性を考慮した弾塑性有限変位解析を行った。解析モデルには一辺 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。また、応力-ひずみ関係は図-1 に示す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 までは 0.2 刻みで変化させ、式(1-a),(1-b)にてそれぞれのモデルの板厚 t を算出し決定する。以降、式中の添字が σ の式(-a)は曲げを、 τ の式(-b)はせん断を示すこととする。ここで τ_y は σ_y より算出される。($\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$)

$$R_\sigma = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_\sigma}} \quad (1-a)$$

$$R_\tau = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\tau_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_\tau}} \quad (1-b)$$

k は板の座屈係数と呼ばれ、板の縦横比 (アスペクト比) α ($=a/b$) の関数である。式(2-a),(2-b)は曲げおよびせん断における座屈係数 k を示す。

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

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

初期不整として初期たわみのみ考慮し、式(3-a),(3-b)に示す形状で初期たわみを与える。

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

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

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。

3. 解析ケース き裂を有する鋼板の解析モデルを図-2 に示す。本解析ではき裂の進展性は考慮しないものとする。き裂のケース名は'case1-1'のように表す。case の後の数字はき裂の位置を示しており、-の後の数字はき裂の長さを示している。き裂の長さとして板の垂直縦方向に全長の 1/2, 1/4, 1/6, 1/8 について検討する。

表-1 材料強度

使用材料		SM400
寸法 $a \times b \times t$	(mm ²)	1000×1000× t
ポアソン比 ν		0.3
降伏応力 σ_y	(N/mm ²)	235
引張強さ	(N/mm ²)	400
ヤング率 E	(N/mm ²)	210000

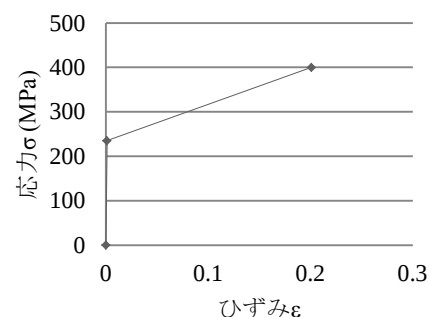


図-1 応力-ひずみ曲線

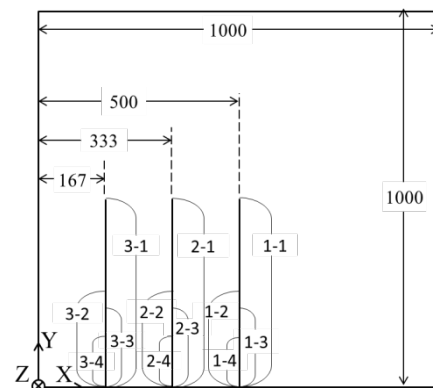


図-2 解析モデル

表-2 き裂ケース

き裂ケース名	長さ(mm)
case1-1, case2-1, case3-1	500
case1-2, case2-2, case3-2	250
case1-3, case2-3, case3-3	167
case1-4, case2-4, case3-4	125

4. 解析手法 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 の辺上全節点に, X 軸方向の強制変位を与える変位増分法を採用する.

5. 解析結果 曲げモデルおよびせん断モデルの耐荷力曲線を図-3 に示す. (1)における縦軸は解析結果で得られた座標(0,500)と(1000,500)の 2 点の平均面内曲げモーメントの最大値から算出した終局応力 σ_u を, 降伏応力で無次元化して表している. (2)における縦軸は解析結果で得られた図-2 の X=1000 の辺と Y=1000 の辺の平均せん断応力度の最大値から算出した終局せん断応力 τ_u を, 降伏せん断応力 τ_y で無次元化して表している. ($\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$)

(1)より, き裂の位置の違いによる影響はほとんど見られないが, き裂の長さが長くなるほど耐荷力に大きな影響を与えていること分かる. 終局強度はき裂なしのケースに比べき裂の長さが 1/2 のケースは 0.4~0.6 倍に, 1/4 のケースは 0.7~0.8 倍に, 1/6 のケースは 0.8~0.9 倍に, 1/8 のケースは 0.85~0.95 倍になった. また(2)では, $R=0.7$ まではき裂の位置の違いによる耐荷力への影響はあまり見られないがそれ以降は 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, き裂の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. これ

はき裂が入ることにより荷重に対して抵抗する板のアスペクト比が変わったことが要因のひとつと考えられる.

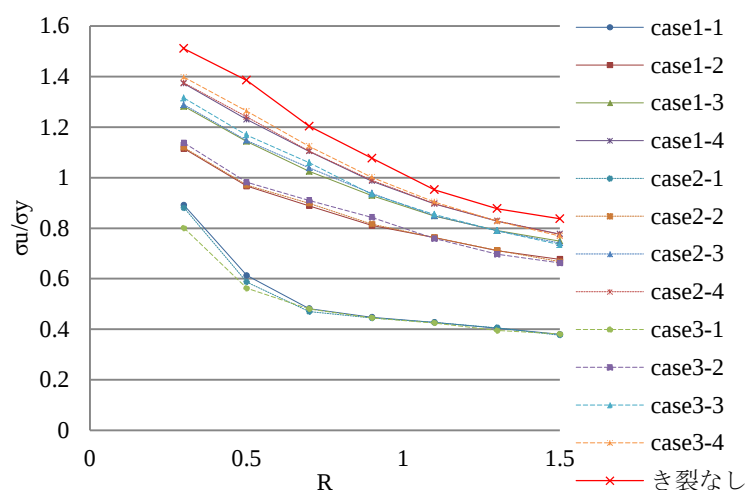
6. 結論 き裂を有する面内純曲げを受けるモデルでは, き裂の長さによる耐荷力の違いは見られたが位置による耐荷力の違いは R が変わっても見られなかった. 面内純曲げを受ける鋼板の耐荷力はき裂が板長さの 1/6 以下の長さの場合は終局強度に対する影響が少なく, き裂の位置はさほど重要ではなくき裂の長さに関係してくることが言える.

き裂を有する面内純せん断を受けるモデルでは R が大きくなるほどき裂の位置の違いによる影響が見られた. 特にき裂の長さが 1/2 と 1/4 のケースはその違いが顕著にみられる. これらの原因のひとつとして, き裂が入ったことにより板のアスペクト比が変わったことが影響していると考えられる. また, き裂部分は Z 軸方向の拘束条件がないため面外変形しやすく座屈形状が終局強度の低下に関係したと考えられる.

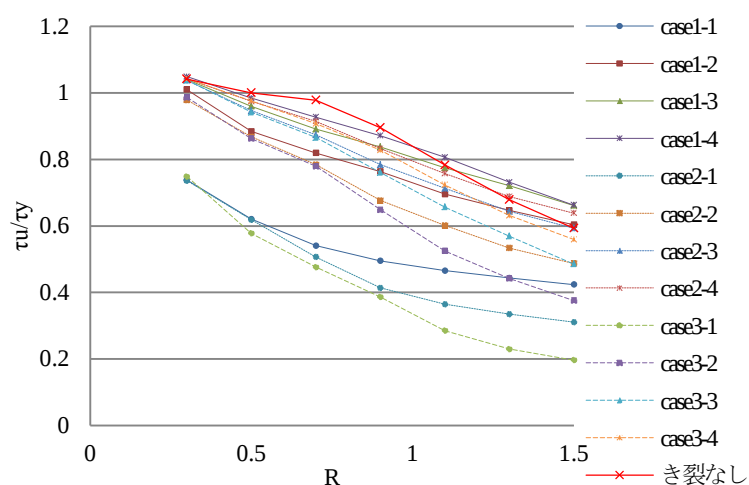
せん断モデルでは R が大きくなると, き裂長さ 1/6 ケースと 1/8 ケースの中でき裂のない場合より最大強度が高くなる結果が得られた. これにもき裂によるアスペクト比の変化が関係していると考えられる.

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, pp.55-65, 2005.10.
 舘石和雄：鋼構造学, コロナ社, pp.46-78, 2011.9.



(1) 曲げモデル



(2) せん断モデル

図 3 耐荷力曲線