ソールプレート周辺に亀裂を有する | 桁端部の耐荷力特性に関する実験的研究

大阪市立大学大学大学院	学生員	中村智昭	大阪市立大学大学大学院	正会員	北田俊行
大阪市立大学大学大学院	正会員	山口隆司	大阪市立大学大学大学院	正会員	松村政秀

1.まえがき

近年注目を集めている既設鋼橋における疲労損傷の1つとして,鋼桁支承用ソールプレート溶接止端部に発 生する疲労亀裂が挙げられる.このソールプレート溶接止端部に発生した亀裂は,下フランジを貫通し,フラ ンジ幅方向に進展する.特に,亀裂がウェブにまで進展するケースも報告されており,主桁の耐荷力の低下に 大きな影響を及ぼす恐れがあると考えられている¹⁾.

本研究では,せん断力が最も支配的に作用する桁端部に対して, 健全な桁端部を再現したモデル, ソー ルプレート溶接止端部に発生した亀裂が下フランジを貫通し,フランジ幅方向に進展して下フランジを完全に 切断したモデル,さらには 亀裂がウェブにまで進展したモデルの計3体に対して,静的載荷実験を行い,疲 労亀裂進展後の桁端部の残存せん断耐荷力について実験的に検討している.

2.実験方法

実験供試体の内訳を表-1 に示す.使用鋼材は明確な降伏棚 を有する SS400 材であり,材料試験結果を表-2 に示す.図-1 には,Type-の実験供試体の寸法および亀裂位置を例に示す 他の供試体の形状寸法も Type-と基本的に同じである.

写真-1 には,実験供試体に与えた亀裂の状況を示す.下フ ランジの亀裂は,製作の段階で下フランジとウェブを溶接す る前に下フランジを2分割し,所定の箇所に亀裂がくるよう に溶接して導入した.ウェブの亀裂は,溶接前に下

フランジの亀裂箇所と同じところから供試体高さ 方向に 20mm レーザーで切断して作った.





(a)Type- (b)Type-写真-1 実験供試体に導入した亀裂

表-1 実験供試体の内訳

	実験供試体名	亀裂位置および長さ				
		下フランジ	亀裂長さ	ウェブ	亀裂長さ	
	Туре-	亀裂なし	-	亀裂なし	-	
	Туре-	亀裂あり	幅全域(215mm)	亀裂なし	-	
	Type-	亀裂あり	幅全域 (215mm)	亀裂あり	20mm	

表-2 材料試験結果 降伏点 引張強度 ヤング国 ポアソン比 N/mm² N/mm N/mm 腹板 2.02E+05 289 438 0.31 (板厚4.5mm 上下フランシ 451 2.01E+05 0.24 299 (板厚16mm) 1-Web. PL 500 x 4.5 x 1520 215 160 500 $35 \times 9 \times 500$ Panel B $35 \times 9 \times 500$ $5 \times 9 \times 500$ R15 85 × 16 > 5×9; Panel A 8 22 亀裂 (a)側面図 (b)断面図 1-Sole, PL 200 x 22 x 140 (c)下フランジ 図-1 実験供試体(Type-)(単位:mm)

3.実験結果

図-2 は,各供試体の作用せん断力 v と腹板パネル中央の面外変位 δ_w との関係 を, $v - \delta_w^2$ 曲線としてプッロットしたものである.本研究では,腹板パネルの せん断座屈荷重を $v - \delta_w^2$ 曲線の勾配が急変する点より求めた.また, $v - \delta_w^2$ 曲 線においてせん断力 v が一定となる最大作用せん断力を終局せん断力とした.

表-3 には, せん断座屈荷重と終局せん断力との実験値と理論値との比較を示す.また,図-3 には,式(1)で示される単一パネルの終局せん断応力度曲線²⁾と 実験結果との比較をして示す.



キーワード:	桁端部,ソールプレート,疲労亀裂,せん断耐荷力	
連絡先 :	〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138 大阪市立大学大学院	T E L 06-6605-2735





$$\tau_{cr}/\tau_{y} = 1$$
 : $R_{w} \le 0.6$ (1)

$$= 1 - 0.614(R_{\rm rw} - 0.6) : 0.6 < R_{\rm rw} \le \sqrt{2}$$
 (1)b

$$= 1/R_{_{TW}}^2$$
 : $\sqrt{2} < R_{_{TW}}$ (1) C

$$R_{\rm TW} = \frac{h}{t_{\rm w}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sqrt{3}E} \frac{12(1-v^2)}{\pi^2 \kappa_s}}$$
(2)

- $\kappa_s = 5.34 + 4.00/\alpha^2$ (3)a $: \alpha \ge 1$
- $\kappa = 4.00 + 5.34/\alpha^2$: α≤1 (3)b
- ここに, τ_{cr}: せん断座屈応力度, τ_v: 降伏せん断応力度,
 - R_{w} :幅厚比パラメータ, σ_{v} :降伏点, t_{w} :腹板厚,
 - h: 腹板高, E: ヤング係数, v: ポアソン比,
 - κ : せん断座屈係数, α : 腹板パネルのアスペクト比.



図-4~6 には,各荷重段階における腹板パネルの面外変位分布を示す.図-2 および表-3 から,実験値は理 論値とほぼ一致し、疲労亀裂の大きさに伴いせん断座屈荷重が増加することがわかる.一方,終局せん断力は 低下するものの,その低下量は極めて少なく,図-3に示すように亀裂進展後も十分な残存せん断耐荷力を有 していることがわかる.また,腹板パネル内に形成される斜張力場については,図-4~6から亀裂が大きくな るにしたがってその発達が遅れるとともに腹板面外変位のピーク位置が上方に移動していることがわかる.こ れは下フランジが亀裂箇所において切断されたことでウェブ直下のソールプレート溶接部に集中的に発生し ていた応力が開放され,腹板パネル内の応力状態が変化したためと考えられる.

4.まとめ

本研究で得られた主な結論を以下にまとめる.

- (1) 亀裂が大きくなるにしたがって腹板パネルの終局せん断力は低下するものの,その低下量は極めて少なく 疲労亀裂がウェブにまで至った場合であっても腹板パネルは十分な残存せん断耐荷力を有していた。
- (2) 健全なモデルに比べ, 亀裂の入ったモデルでは, せん断座屈荷重は上昇するが, 座屈発生後すぐに終局状 態に至った.

謝辞 本研究は,科学研究補助金:基礎研究(A)(1)「既設鋼道路橋の疲労抵抗度診断技術とレトロフィッティ ング技術の開発に関する研究(代表:三木千壽)」の一環として行われたものである.

参考文献

- 1) 三木千寿・妹尾賢一郎・森 猛:鋼橋支承部ソールプレート端に生じた疲労損傷と局部応力についての考 察,構造工学論文集, Vol. 36A, pp. 949-958, 1990.3.
- 2) 土木学会鋼構造委員会:鋼構造シリーズ2,座屈設計ガイドライン,土木学会,pp. 193-225, 1987.10.