

ソールプレート周辺に亀裂を有する I 桁端部の耐荷力特性に関する研究

橋梁工学分野 中村 智昭

1. まえがき

近年、既設鋼橋において供用年数の経過と通過交通量の増加および車軸重量の増大に伴い、疲労損傷が大きな問題として取り上げられるようになってきている。その中の 1 つとして、鋼桁支承用ソールプレート溶接部に発生する疲労亀裂が挙げられる。ソールプレートは、我国の道路橋では板厚 22～25mm の鋼板を用い、通常下フランジにその全周をすみ肉溶接することにより取付けられている。多くの場合、鋼桁支承ソールプレート溶接部に発生する疲労亀裂は下フランジ下面のソールプレート前面すみ肉溶接止端部のウェブ直下近傍位置から発生し、すみ肉溶接の止端に沿って進展しており、下フランジを貫通し、ウェブにまで進展した例もある。これを放置した場合、損傷断面が橋台や橋脚上に位置するため落橋には至らないが、道路としての機能を停止することになり、早い段階に適切な補修・補強を施す必要があると考えられている。

実橋に生じた鋼桁支承ソールプレート溶接部の疲労亀裂は、図-1 に示す 4 タイプに分類することができる¹⁾。

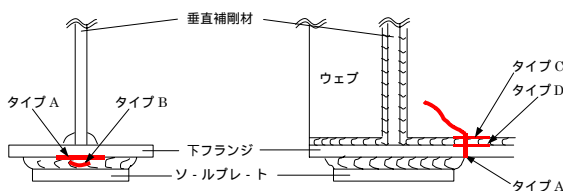


図-1 疲労亀裂の分類

過去に行われてきた研究では、疲労損傷の発生原因、損傷橋梁の補修方法および新設橋における対策案の検討などを主な目的としたものが多く、実際に疲労亀裂が発見された時点における残存せん断耐荷力について評価し、これを検討した研究は少ない。

本研究では、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 3 つのモデルに対する静的載荷試験を行い、疲労亀裂進展後の残存せん断耐荷力について実験と解析の両面から検討した。そして、疲労亀裂進展後の補修補強の緊急性について考察を与えた。

2. 鋼橋支承部ソールプレート溶接部周辺に亀裂を有する I 桁の耐荷力実験

2.1 実験供試体

本実験ではせん断力が最も支配的に作用する支点部近傍の腹板パネルにおいて、支承部ソールプレート溶接部周辺からの疲労亀裂の進展を想定した 3 体の実験供試体を用いて載荷試験を実施し、せん断耐荷力を求める。実験供試体の表示名と与えた亀裂のパターンを表-1 に示す。

表-1 供試体の表示名と与えた亀裂パターン

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
Type-	亀裂なし	-	亀裂なし	-
Type-	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

図-2 に Type- の実験供試体の寸法および亀裂位置を例に示す。Type-、Type- については、その形状寸法は基本的に Type- と同様である。実験供試体は、鋼 I 桁の桁端部を想定して着目する腹板パネルにせん断力が支配的に作用するように設計し、用いた鋼材はすべて SS400 材である。使用した鋼材の機械的性質を表-2 に示す。

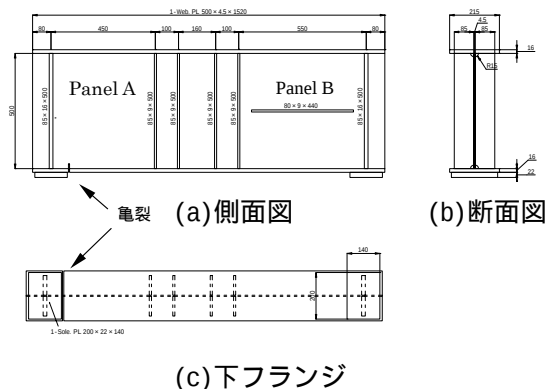


図-2 実験供試体 (Type-) (単位: mm)

表-2 使用した鋼材の機械的性質

	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	ヤング率 N/mm ²	ポアソン比
腹板 (板厚 4.5mm)	289	438	2.02E+05	0.31
上下フランジ (板厚 16mm)	299	451	2.01E+05	0.24

2.2 初期亀裂状況

写真-1 には、Type-、Type- の実験供試体と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作った．ウェブの亀裂は，下フランジの亀裂と同様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の亀裂をレーザーで切断して作った．

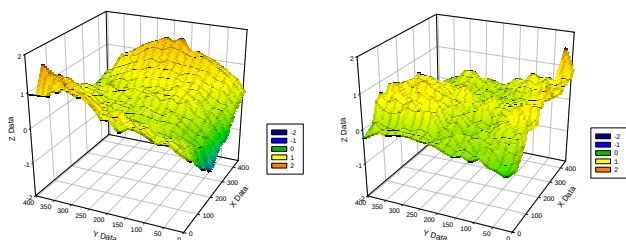


(a)Type- (b)Type-

写真-1 実験供試体の亀裂状況

2.3 初期たわみ

実験開始前に各実験供試体の腹板パネルの初期たわみを計測した．腹板パネルを供試体軸方向と高さ方向にそれぞれ20分割し，縦横に移動可能なフレームとレーザー変位計を用いて計測した．測定は腹板パネルごとに基準となる3点が同じ高さとなるようにフレームを設置し，1パネルにつきそれぞれフレームの位置を置き換えて3回測定して，その平均値を求めた．初期たわみの測定結果の一例を図-3に示す．X軸が供試体高さ方向測定位置，Y軸が供試体軸方向測定位置，Z軸が初期たわみを示している．



(a)Panel A (b)Panel B

図-3 実測初期たわみ (Type-)

表-3 初期たわみの最大値・最小値

	Type-		Type-		Type-	
	Panel A	Panel B	Panel A	Panel B	Panel A	Panel B
最大値	1.82	1.51	0.38	0.65	0.67	2.85
最小値	-1.09	-0.66	-0.62	-1.95	-1.98	-0.58

(単位：mm)

初期たわみの最大値と最小値を表-3にまとめて示す．この結果から腹板パネルの初期たわみは，実験供試体Type-，Type-，Type-のPanel A，Panel Bに対して，それぞれh/275，h/331，h/1316，h/769，h/746，h/175となりType-のPanel B以外は道路橋示方書²⁾に定められた製作基準であるh/250よりも小さい値となった．Type-，Type-のPanel Bにおける初期たわみの値がPanel Aの値に比べ大きくなった理由として，水平補剛材の取付けの影響によるものと考えられる．

2.3 実験方法

図-4に示すように1000kNの万能試験機を用いて供試体中央の2本の垂直補剛材間に1点載荷した．載荷荷

重は，油圧ジャッキと実験供試体の間に設置したロードセルにより測定した．また，横倒れ座屈を防止するため，図示の位置に横倒れ防止装置を設けた．

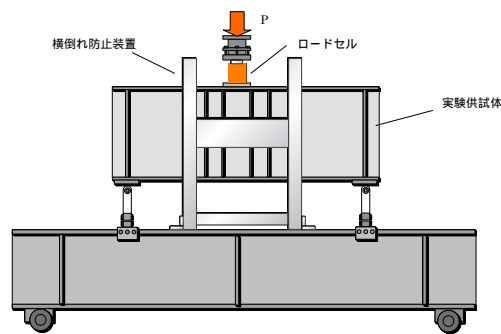
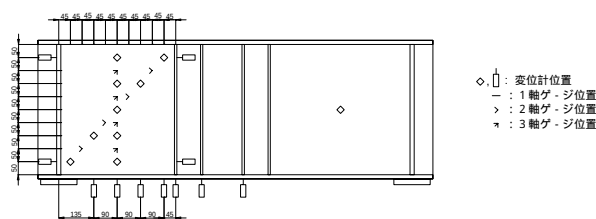


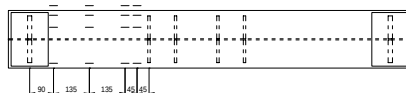
図-4 載荷方法

本実験では，座屈荷重および斜張力場が発達する極限荷重付近の実験パネルにおいて，急増する変位量，ひずみ量，ならびに，ロードセルによる載荷荷重値の測定には，同時多点ひずみ測定器を用いた．これらは，多チャンネルのひずみ量を同時刻に測定することが可能である．特に，極限状態寸前になると各部で塑性化が進み，ひずみあるいは，変位が一定荷重のもとでも時々刻々と変化するので，従来のひずみ計測器を用いた場合，多数の測定点の計測に時間がかかるため，瞬時の挙動を性格に把握することができない．しかし，本計測器を使用することにより，極限状態付近における貴重なデータを精度良く入手することが可能である．

図-5には，ゲージ貼付け位置を示す．腹板に貼付けた3軸ゲージは平面応力状態におけるひずみを計測するものであり，2軸ゲージは斜張力場に対して直角に貼付し，その有効幅を求めようとするものである．また，圧縮・引張フランジに関しては，塑性ヒンジの発生が予想される付近に1軸ゲージを貼付けた．



(a)側面図



(b)下フランジ

図-5 ひずみ・変位の測定位置 (単位：mm)

2.4 実験結果と理論値との比較

(1) 平板理論によるせん断座屈荷重と終局せん断力

腹板の弾性せん断座屈応力度 τ_{cr}^e は次式で与えられる．

$$\tau_{cr}^e = K_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h} \right)^2 \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \kappa_s &= 5.34 + 4.00/\alpha^2 & : \alpha \geq 1 \\ \kappa_s &= 4.00 + 5.34/\alpha^2 & : \alpha \leq 1 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

せん断座屈荷重 τ_{cr} は、弾性せん断座屈応力度 τ_{cr}^e に対するパラメータ $\lambda_s = \sqrt{\tau_y / \tau_{cr}^e}$ を用いて、次式から求められる³⁾。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{cr} / \tau_y &= 1 & : \lambda_s \leq 0.6 \\ &= 1 - 0.614(\lambda_s - 0.6) & : 0.6 < \lambda_s \leq \sqrt{2} \\ &= 1 / \lambda_s^2 & : \sqrt{2} < \lambda_s \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

したがって、せん断座屈耐荷力 V_{cr} は、腹板の断面積を A_w とすると

$$V_{cr} = \tau_{cr} A_w \quad (4)$$

で算定することができる。

また、Basler のモデルによると、終局せん断力 V_u は、次式で与えられることが明らかにされている。

$$V_u = V_p \left\{ \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{1 - (\tau_{cr} / \tau_y)}{1.15 \sqrt{1 - \alpha^2}} \right\} \quad (5)$$

ここに、 V_p は座屈が起こらないときの終局強度であり次式で表される。

$$V_p = \tau_y A_w \quad (6)$$

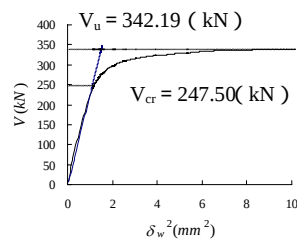
以上の式より求められる、Panel A におけるせん断座屈耐荷力と終局せん断力の値を表-4 にまとめて示す。

表-4 せん断座屈耐荷力と終局せん断力の計算値

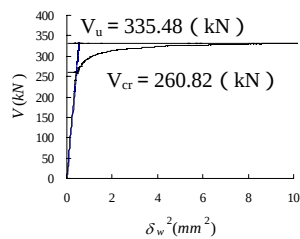
	せん断座屈耐荷力 $V_{cr}(\text{kN})$	終局せん断力 $V_u(\text{kN})$
Panel A	242.38	312.19

(2) 腹板の面外変位

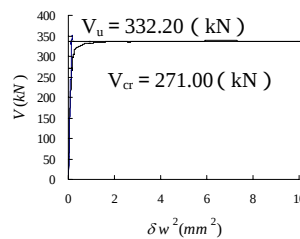
図-6 は、荷重 P と腹板パネル中央の面外変位 δ_w との関係を示す $P-\delta_w^2$ 曲線としてプロットしたものである。本研究では、実験供試体腹板パネルのせん断座屈耐荷力を $P-\delta_w^2$ 曲線の勾配が急変する点、つまり初期の勾配より離れ始める点より求めた。また、 $P-\delta_w^2$ 曲線においてせん断力 V が一定となるときのせん断力を終局せん断力とした。



(a) Type-



(b) Type-



(c) Type-

図-6 $P-\delta^2$ 曲線

表-5 に実験値と理論値との比較を示した。亀裂を有する Type- および Type- に対する理論値は、健全な Type- に対する理論値を参考とした。また、図-7 に

は式(3)より求められる単一パネルの極限強度曲線と実験結果との比較を示す。

表-5 実験値と理論値との比較

供試体	せん断座屈荷重: $V_{cr}(\text{kN})$		終局せん断力: $V_u(\text{kN})$		V_{cr}/V_{cr}	V_u/V_u
	実験値: V_{cr}	理論値: V_{cr}	実験値: V_u	理論値: V_u		
Type-	247.50	242.38	342.19	312.19	1.02	1.10
Type-	260.82	(242.38)	335.48	(312.19)	1.08	1.07
Type-	271.00	(242.38)	332.20	(312.19)	1.12	1.06

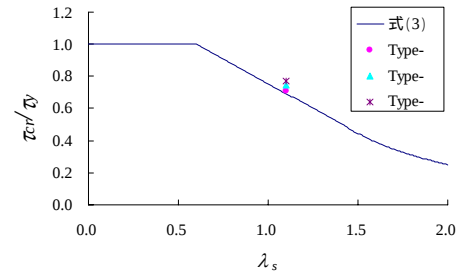


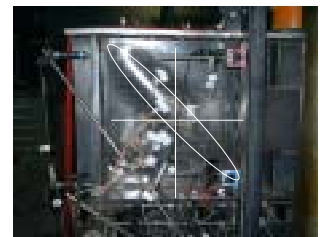
図-7 単一パネルの極限強度曲線(せん断)

表-5 に示すように、実験値は理論値とほぼ一致する結果となった。亀裂の進展に伴いせん断座屈荷重は増加し、終局せん断力は低下している。

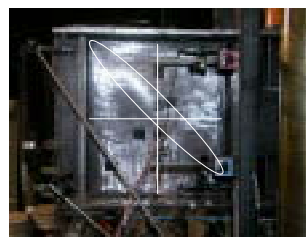
せん断座屈荷重が増加した理由としては、下フランジが亀裂箇所切断されたことで、ウェブ直下のソールプレート溶接部に集中的に発生していた応力が開放され、腹板パネル内の応力状態が変化し、せん断座屈の発生が遅れたのではないかと考えられる。さらに、Type- の供試体では、亀裂がウェブにまで進展したことで、腹板パネルの有効断面が減少し、アスペクト比が増加しせん断耐荷力が上昇したのではないかと考えられる。

一方、終局せん断力については、亀裂の進展に伴い低下しているものの、その低下量は極めて少なく、図-7 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といえる。

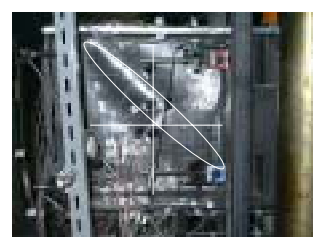
写真-2 に実験供試体の破壊状況を示した。健全な Type- の実験供試体では、腹板パネル内対角方向に形成される斜張力場がパネル中央を通っているが、Type-、Type- と亀裂が進展するに伴い、斜張力場がパネル中央から上方へと移動していることがわかる。このことから、亀裂の進展により腹板パネル内の応力状態が変化したものと推測される。



(a) Type-



(b) Type-



(c) Type-

写真-2 破壊状況

3. 解析的検討

実験供試体を有限要素の集合体としてモデル化した弾塑性有限変位解析を行い、その解析結果と実験結果との比較から解析モデルにおける亀裂のモデル化の検討、さらには残存耐荷力に及ぼす亀裂の影響を検討した。

3.1 解析モデル

解析モデルは、実験供試体の実測寸法に基づいて製作した。要素分割状況を図-8 に示す。また、本解析においてモデル化した亀裂のイメージ図を図-9 に示した。

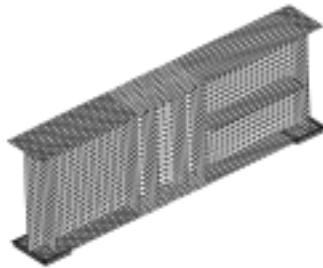


図-8 要素分割状況

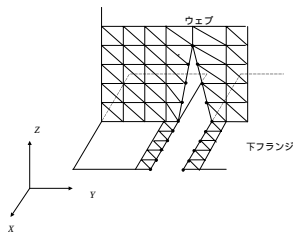


図-9 亀裂のイメージ図

3.2 解析条件

(1) 初期たわみ

腹板パネルの初期たわみは実測値を用いた。フランジの初期たわみ波形としては、垂直補剛材取り付け位置を節とする局部的な波形と、フランジ全体に渡る波形とを重ね合わせた初期たわみを解析モデルに導入した。

導入した初期たわみ波形は、以下の式で表される。

$$Z = w_{0 \max, f} \sin\left(\frac{\pi Y}{a}\right) \frac{2X}{b} \quad (7)$$

$$Z = w_{a \max, f} \sin\left(\frac{\pi Y}{L}\right) \frac{2X}{b} \quad (8)$$

(2) 残留応力

残留応力分布としては、文献 3) を参考に図-10 に示すような分布形状を仮定した。

(3) 材料定数および応力-ひずみ関係

材料定数には、材料試験より得られた値を設定した。なお、応力-ひずみ関係は、降伏棚とひずみ硬化領域を有するトリリニアモデルに理想化した。

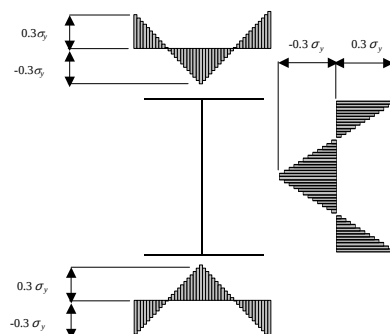


図-10 残留応力分布

3.3 解析結果

Type- , Type- , および Type- 供試体について解析を行った結果、得られた $P-\delta^2$ 曲線を図-11 に示す。また、実験結果との比較を表-6 に示す。

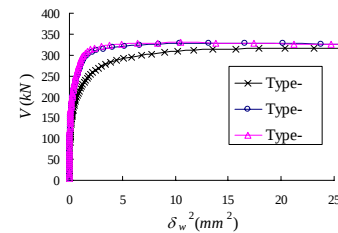


図-11 $P-\delta^2$ 曲線

表-6 実験値との比較

供試体	せん断座屈荷重: V_{cr} (kN)		終局せん断力: V_u (kN)		$V_{cr''}/V_{cr'}$	$V_{u''}/V_{u'}$
	解析値: $V_{cr''}$	実験値: $V_{cr'}$	解析値: $V_{u''}$	実験値: $V_{u'}$		
Type-	179.00	247.50	316.25	342.19	0.72	0.92
Type-	225.00	260.82	328.64	335.48	0.86	0.98
Type-	234.00	271.00	329.87	332.20	0.86	0.99

終局せん断荷重については、亀裂による影響は極めて少なくほぼ一定であり、解析結果は実験結果とほぼ一致していることがわかる。

せん断座屈荷重については、実験結果よりも 2~3 割低下するものの、実験結果と同様、亀裂の進展に伴ってせん断座屈荷重が増加している。これは、上述したように亀裂の進展に伴って腹板パネル内の応力状態が変化し、斜張力場が上昇するとともにその形成が遅れることで座屈の発生が遅れ、せん断座屈荷重が増加したと推測される。

4. まとめ

本研究で得られた結論を以下に示す。

1. 亀裂の進展に伴い、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、疲労亀裂が下フランジを貫通して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る。
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る。
3. 解析において亀裂の進展を扱うことはできないが、亀裂進展後の残存せん断座屈耐荷力を解析的に評価することが可能である。

参考文献

- 1) 三木千寿・館石和雄・徳納 優・名取 暢：プレートガーダーソールプレート部の局部応力と疲労，土木学会第 47 回年次学術講演会，pp440-441，1992，4。
- 2) 日本道路協会：道路橋示法書・同解説，共通編，および 鋼橋編，2002，3。
- 3) 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，1987，10。