

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基礎的研究

大阪市立大学大学院 学生員 金 仁浩 大阪市立大学大学院 正会員 北田俊行
大阪市立大学大学院 正会員 山口隆司 (株)横河工事 正会員 中村智昭
大阪市立大学大学院 正会員 松村政秀 大阪市立大学大学院 学生員 中井章人

1. まえがき

既設鋼橋における損傷の1つとして、鋼桁支承用ソールプレートの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したり、ウェブにまで進展したケースも報告されており、主桁の耐荷力の低下に著しい影響を及ぼす恐れがあると考えられる¹⁾。

本研究では、鋼橋支承部ソールプレート溶接部付近における、疲労亀裂が進展した後の桁端部の終局強度特性やその破壊挙動を調べることを目的とする。そこで、ソールプレート周辺の亀裂を有する鋼 I 桁端部をモデル化した静的載荷実験の結果を参考にして、鋼橋支承部ソールプレート溶接部付近における疲労亀裂の進展と終局せん断力との関係を定量的に評価するために、弾塑性有限変位解析を行った。

2. 実験方法

実験供試体の内訳を表-1 に示す。Type- I は亀裂を有さない健全な桁、Type- II は下フランジ全幅に渡って亀裂を有する桁、Type- III は下フランジ全幅およびウェブに 20mm の亀裂を有する桁である。

図-1 には、Type- III の実験供試体の寸法および亀裂位置を示す。他の供試体の形状寸法も Type- III と基本的に同じである。下フランジの亀裂は、製作の段階で下フランジを 2 分割することによって、ウェブの亀裂は下フランジの亀裂箇所から供試体高さ方向にレーザー切断することにより再現した。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。

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
Type- I	亀裂なし	-	亀裂なし	-
Type- II	亀裂あり	幅全域 (215mm)	亀裂なし	-
Type- III	亀裂あり	幅全域 (215mm)	亀裂あり	20mm

表-2 材料試験結果

	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

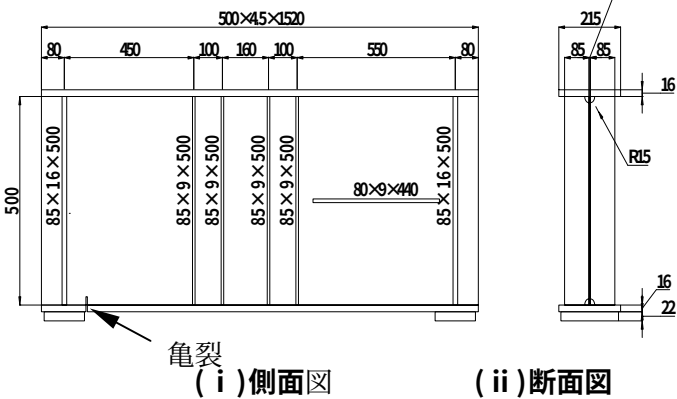


図-1 Type- III 実験供試体の寸法

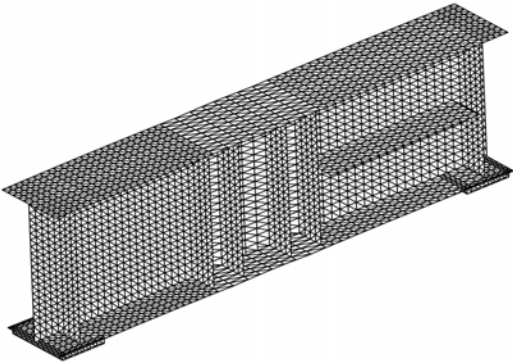


図-2 解析モデル

3. 実験と解析結果

解析モデルは、実験供試体の実測寸法に基づいて作成し、下フランジとソールプレートとの間のすみ肉溶接は、三木ら¹⁾のモデルを参考にすみ肉溶接ののど厚と同じ厚さを有する板要素で置き換え、モデル化した。下フランジと腹板の亀裂の要素分割状況は、図-3 に示すとおりである。なお、解析の材料特性は実験の材料試験で得られた結果 (表-2) を用いた。さらに、解析モデルには、実験前に腹板上に縦横に移動可能なフレームとレーザー変位計を

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工学研究科 TEL06-6605-2735

用いて計測した初期たわみを導入した。残留応力分布は文献 2)を参考にして導入した。

実験と解析の $v-\delta_w^2$ 関係を図-4～図-6 に示す。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を比較して示す。腹板パネルのせん断座屈荷重は $v-\delta_w^2$ 曲線の勾配が急変する時の荷重、終局せん断力は $v-\delta_w^2$ 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として算出し、理論値は文献 2)に基づいて求めた。図-7 には単一パネルの終局せん断応力度曲線²⁾と実験結果とを比較して示す。図-7 および表-3 によると、実験値は理論値とほぼ一致し、疲労亀裂の程度に反してせん断座屈荷重が増加することがわかる。一方、亀裂を有する場合には、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、亀裂進展後も十分な残存せん断耐荷力を有している。これは、設定した亀裂が大きい場合には、せん断座屈の発生が遅れるとともに腹板の面外変位のピーク位置が上方に移動し、腹板パネル内の応力状態が変化したためである。

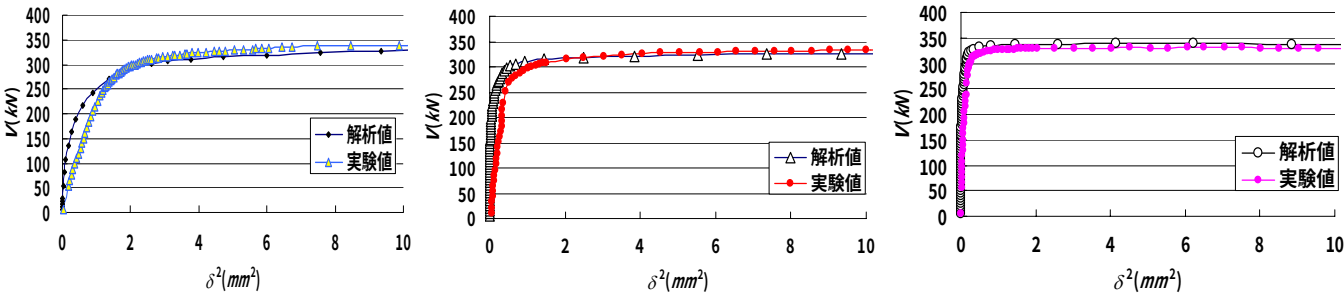


図-4 $v-\delta_w^2$ 関係(Type- I)

図-5 $v-\delta_w^2$ 関係(Type- II)

図-6 $v-\delta_w^2$ 関係(Type-III)

表-3 実験値と理論値との比較

	せん断座屈荷重 V_{cr} (kN)		終局せん断力 V_u (kN)		V_{cr}' / V_{cr} (実験/理論) (解析/実験)	V_u' / V_u (実験/理論) (解析/実験)
	実験値 V_{cr}'	理論値 V_{cr}	実験値 V_u'	理論値 V_u		
Type- I	247.50	242.38	342.19	312.19	1.02	1.10
	—	242.39	—	336.73	0.98	0.98
Type- II	260.82	242.38	335.48	312.19	1.08	1.07
	—	263.25	—	326.66	1.01	0.97
Type- III	271.00	242.38	332.20	312.19	1.12	1.06
	—	291.91	—	338.34	1.08	1.02

イタリック数値は解析結果であることを示す。

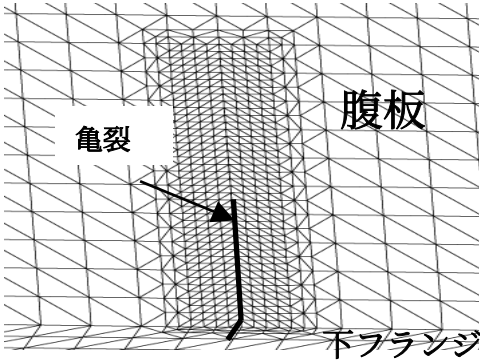


図-3 亀裂付近の要素分の状況

4. まとめ

亀裂を有さない Type- I のモデル場合、荷重初期段階において腹板パネルのソールプレート溶接部周辺に集中的に発生した応力がやがてパネル対角方向に広がり、斜張力場を形成して座屈崩壊に至っている。

(1) 下フランジおよびウェブに亀裂を有する Type- II および Type- III のモデルの場合、荷重初期段階において亀裂周辺に集中的に発生した応力は下フランジに沿って横方向に広がっている。その後、Type- I のモデルと同様に斜張力場を形成して座屈崩壊に至っている。

(2) 実験と解析の結果はほぼ一致し、本検討で用いたモデル化によって亀裂を有する桁の耐荷力の関係性を評価することが可能である。

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，土木学会，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.

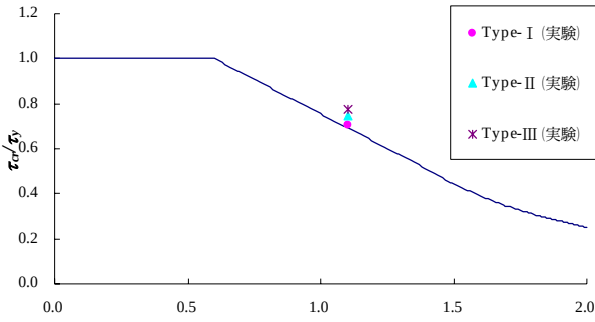


図-7 終局せん断応力度曲線