

㈱東京鐵骨橋梁製作所○正員 田中 雅人
 大 阪 大 学 正員 鈴木 博之
 大 阪 大 学 正員 堀川 浩甫
 阪神高速道路公団 正員 本村 春一

1. はじめに 国の内外を問わず、鋼製橋梁に少なからぬ疲労亀裂が発見されている。疲労亀裂は応力の流れがスムーズでない支点付近および横構取付け補剛材付近に特に多い。このような亀裂の補修方法として溶接が用いられる場合もある。補修・補強溶接の特徴は応力を負荷された状態で行うことである。このような溶接についての研究は、実工事の施工試験的なものの他、基礎的なものとして平板への溶接の場合についての検討がなされている。本研究では、曲げ、せん断および圧縮応力の作用するプレートガーターの支点上補剛材とウェブの溶接部の補修を取りあげた。基礎的資料を得るため、より実橋に近い試験体をもちいて実験的に検討した。

支点付近の破壊モードは(1)ウェブのせん断座屈(2)フランジの圧縮座屈(3)補剛材の柱としての座屈の3つが考えられるが今回の実験は(1)にのみ着目して行った。また補修溶接が構造物に与える影響として(1)溶接その他の熱が加わりヤング率や降伏点の低い高温領域が広がる。
 (2)補修作業中に大きな変形や残留応力を生じる。
 (3)これにより耐荷力が減少する。

などが、考えられる。本実験では次に述べる条件下で補修溶接を行ない耐荷力の比較を行う。

2. 実験方法 本実験では支点上補剛材をウェブに取付けるすみ肉溶接に発生した疲労亀裂の補修を想定した。このため補修作業はすみ肉溶接をガウジングした後、新しくすみ肉溶接を再施工した(図-1)。施工条件は実際の工事の施工条件に準じた。

試験体はS-1, S-2の2体である。それぞれの試験体のパネル(図-2参照)は異った条件で実験することとし、都合4つの条件で実験することとした。それらの条件を以下に示す。

- | | |
|--------------------------|---------------|
| Case 1: 無補修 | : (S-1, Bパネル) |
| Case 2: 無応力下での溶接補修 | : (S-2, Bパネル) |
| Case 3: 応力作用下での溶接補修 | : (S-2, Aパネル) |
| Case 4: 応力作用下での溶接補修および矯正 | : (S-1, Aパネル) |

Case 3, 4での溶接補修および矯正は $\tau_a = 80.0 \text{ kg/cm}^2$ の作用応力下で施工することとした。

2. 1 試験体 試験体を図-2に示す。スパンは2m、桁高は850mmとした。ウェブ板厚は8mmとし実橋により近い板厚とした。ウェブのせん断座屈に着目したため、支点上補剛材は柱としての検討により安全率を大きくとった。なお試験体の材料はSS41である。

2. 2 載荷 載荷は図-2に示すように3点曲げで行った。耐荷力の目安となる荷重を表-1に示す。両端の補剛材のコバ面をローラーで拘束し横倒れを防止した。

2. 3 補修溶接 図-1に示すように支点上補剛材とウェブの4本のすみ肉溶接について補修作業を行った。作業は1本の

溶接について、未溶接部が見えるまでガウジングした後、3層の埋めもどし溶接を被覆アーク溶接で行った。各溶接線の間には実施工に準じて休止時間を設け、約4時間で全作業を終了した。

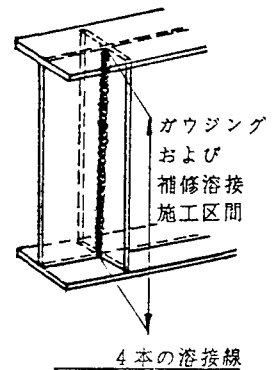


図-1 補修範囲ならびに順序

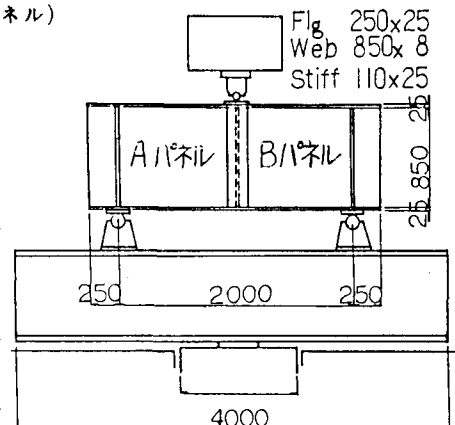


図-1 2, パネル名称および載荷

2. 4 矯正 補修溶接により少なからざる変形が生じたため、応力作用下で跳出しパネルの溶接変形が矯正出来る事を確認した。矯正は次の2つの方法で行った。①ジャッキを併用して下フランジを加熱する。

②加圧しながらウェブを加熱する。また、実際の現場施工を考慮し水冷は行なわなかった。

2. 5 破壊試験 試験体は補修溶接、あるいは矯正終了後室温まで冷却し、一旦除荷した後、破壊試験を行った。荷重は補修溶接実験と同じ3点曲げで行った。試験体で2つのパネルに着目したため、片側のパネル座屈後、一旦除荷し、ウェブをアングルを高力ボルト接合する事により補強し、他方のパネルの耐力力を求めた。

表-1 耐力力の目安となる荷重

	許容せん断 応力となる 荷重	合成応力 が1とな る荷重	弾性せん 断座屈荷 重	全塑性せん断 応力 時の荷重
荷重P(Ton)	109	176	188	243
σ (kg/cm ²)	874	1413	1510	1951
τ (kg/cm ²)	800	1294	1383	1790

$$\sigma_{cr}=4015 \quad \tau_{cr}=1383 \quad Z=6226.6 \quad A_w=68 \quad \tau_y=3100/\sqrt{3}=1790$$

3. 結果および考察 図-3に破壊試験の

P- δ 曲線を示す。実線は荷重点直下のたわみ

であり、破線は着目したパネルの面外方向変位である。Case-1~4の耐力力は表-2に示すとおり198~209tであることがわかる。表-2にはウェブの変形量も記載されているがパネルの変形量と耐力力の間には関連性を見出せない。以上により応力作用下で補修溶接を行ったこの実験系列においては耐力力の減少は認められなかったと言える。

結果を要約すると以下の通りである。

①. 補修溶接による温度影響範囲は補剛材全幅とウェブの橋軸方向70mmの範囲で、その温度の最高値もたかだか150℃であった。

②. 補修溶接による変形は中央パネル側では表-2に示すように1.0~1.8mmと少なかった。一方 跳出し側には2.3~4.4mmと少なからざる変形を生じた。

③. 跳出しパネルにおける補修溶接作業中の変形は最大で10mm程度であり、これはウェブに対して対称に溶接することにより打ち消された。中央パネル側の溶接は作業中の変形に大きな影響を与えなかった。変形の発生は溶接作業中(高温時)におけるよりも冷却過程に大きかった。

④. 補修溶接時の作用応力の有無はウェブの面外変形の絶対値に有意差を与えなかった。しかし、変形モードは1次モードから2次モードとなった。

⑤. 応力作用下でもジャッキを併用した線状加熱を行い、空冷することにより、補修溶接による跳出しパネルの変形を軽減させることができた。

⑥. 補修溶接によって、なかには跳出しパネルで面外変形が道路橋示方書の規定($h/250=3.4mm$)を超えるものもあったが、ウェブのせん断座屈に支配

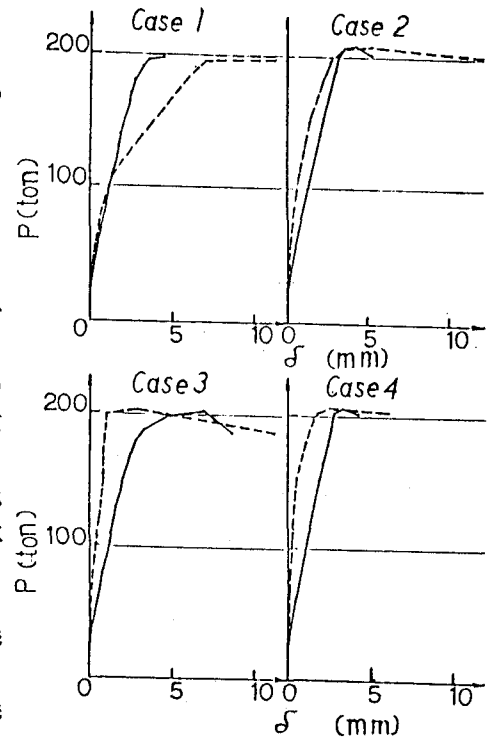


図-3 P- δ 曲線

表-2 ウェブの変形量および耐力力

	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
中央パネル変形量(補修後) (mm)	1.8	1.4	1.0	1.2
自由端パネル変形量(補修後) (mm)	3.1	2.3	4.4	3.2
耐力力 (ton)	198	209	204	204
弾性せん断座屈荷重(188t)に対する比	1.05	1.11	1.09	1.09
全塑性せん断応力時荷重(243t)に対する比	0.81	0.86	0.84	0.84
許容せん断応力時の荷重(109t)に対する比	1.82	1.92	1.87	1.87

の荷重に対して1.8~1.9の安全率を有していた。

本実験において有益な御助言、御援助をいただきました大阪大学溶接研究所 中辻義弘技官に深謝いたします。