

## (14) 消音鋼板の鉄道橋への応用

阿部英彦 国鉄構造物設計事務所 次長  
○柏葉紀昭 ————— “ ————— 主任技師  
森脇良一 神戸製鋼構造技術研究所 次席研究員

### 1. まえがき

鋼鉄道橋における騒音は主として車輪とレールとの接触音および橋梁各部の振動によるものであるが、これ迄の対策としては側面および下面を遮音板によって覆ったり、合成桁などでは鋼桁部に制振材を貼るなどして効果をあげてきた。下面遮音板として自体の振動を避けるためと強度上の理由で「消音板」と称している特殊な板（4.5mm厚の2枚の鋼板の間に0.5mm厚の特殊な合成樹脂をはさんだサンドイッチ板ではがれ防止のためスポット溶接で綴じてある。）を使用したか、振動減衰特性が非常によいので、更に厚い板を作り、これを鋼橋の主部材にも利用すれば少なくとも部材の振動に起因する騒音を軽減できるのではないかという意図で一連の実験を行ない、また実橋の縦桁と横桁の腹板に試用して音響的および構造的性状を調べたので、ここにその結果を報告する。なお、主な研究項目は次のとおりである。

- ①スポット溶接の適性条件。
- ②すみ肉溶接の溶接性。
- ③高カボルトの軸力低下。
- ④腹板としての座屈強度。
- ⑤スポット溶接部およびすみ肉溶接部の疲労。
- ⑥縦桁模型の静的挙動と疲労性状。
- ⑦素材としての振動・音響特性。
- ⑧実橋における振動・騒音特性。

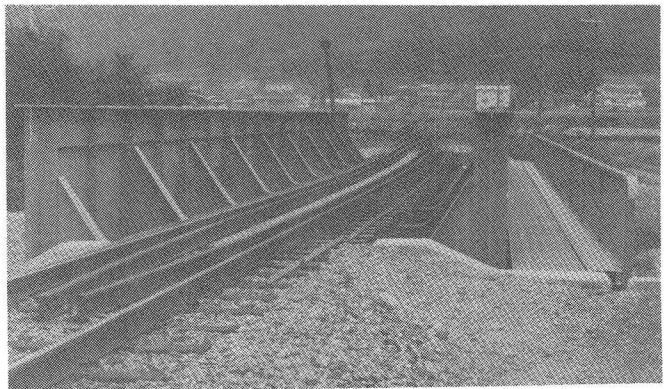


Photo-1: Railway Bridge made of Vibration Conforol plates

### 2. 基本試験

#### 2-1 ダンピング効果

ダンピングの特性上、はさんだ樹脂はクリープする性質があり、長時間のうちにはがれたり、座屈強度が低下したりするおそれがあるので、スポット溶接で2枚の板を綴じる必要があるが、これがダンピング性能を低下させるおそれがあるので、スポット溶接したものの音響特性の試験が必要となる。消音鋼板は内部樹脂層の粘弾性によって、振動エネルギーを熱に変換し、振動を減衰する機構になっている。図-1に消音鋼板の一例について、損失係数( $\eta$ )と温度との関係を示す。このように減衰性は内部樹脂の粘弾性に関連することから、とくに使用温度への依存性が高く、この例では $10^{\circ}\sim 30^{\circ}\text{C}$ で最も高い性能を有する。したがって消音鋼板を実橋に適用した場合、冬期夏期とで減衰特性が異なることになるが、一般に制振材としては、 $\eta$ が0.1以上あれば充分制振効果が期待できると考えてよい。

消音鋼板の音響特性がスポット溶接のピッチによってどの程度変化するかを知るために、スポット溶接のピッチを変えた等厚2枚板について1000mm角の供試体の中央部をタッピングマシンで打撃を与えて加振させ、1m直上音および振動速度を測定した。図-2にその結果を示す。同図より、1m直上音、振動速度ともに500Hzまでは消音鋼板と普通鋼板との間に大きな差は認められないが500Hz以上、コインデンス周波数1200Hz付近で供試体全面からの放射音に20~25dBの差が認められ、消音鋼板と普通鋼板の間のダンピング特性の差が顕著にあらわれている。また遮音性能は普通鋼板とほぼ同程度の透過損失を示す。

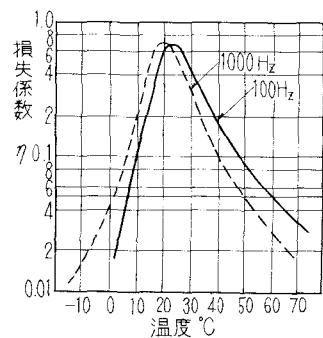


Fig-1: Relation of Loss-Factor and Temperature of Vibration Control plate

## 2-2 溶接性

消音鋼板は内部に電氣的に絶縁材である樹脂が介在しているため、良好なスポット溶接のためにはどのように条件を設定するのがよいが問題となる。

スポット溶接部のせん断強度を大きく左右する要因は、主として溶接電流、加圧力、および通電時間である。ここでは、RWMA（米国溶接機製造者協会）で規定されているBクラス程度を目標として、溶接条件を設定し、供試体をスリット加工して、スポット溶接部の引張せん断試験を実施した。その結果を図-3に示す。この図から電氣的な絶縁材である樹脂が介在するため、全体の通電時間は一定でも樹脂を押しつける時間の違いによって溶着のための通電時間にばらつきが生じる。また引張せん断強度は通電時間が長くなるほど、溶接電流が高くなるほど上昇する。結論として、短冊形の消音鋼板（9.5mm厚）をスポット溶接する条件としては、RWMA-Bクラスの参考値より、電流を10%上げ、通電時間に30%を加え、溶接電流 $18 \times 10^3$  A、通電時間110ms、加圧力700kgとするのが適当と思われる。

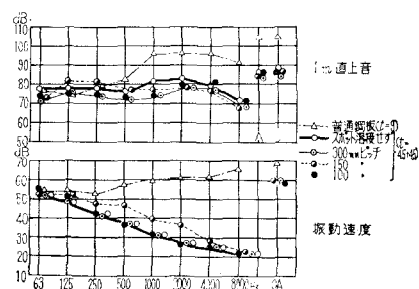


Fig-2: Acoustic Characteristic of the Spot-welded Vibration Control Plate

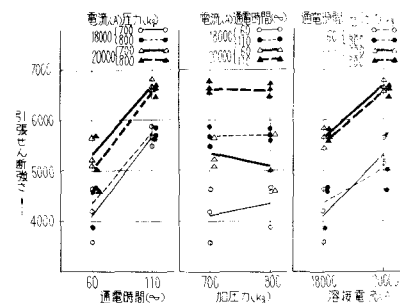


Fig-3: Influence of Electric Current Time, Amperage and pressure Intensity on Shearing Strength of Spot Weld

大板に多数のスポット溶接を行う場合には、スポット溶接機のフトコロに磁性材である鋼板を挿入せざるを得ず、そのため電圧を一定に設定していても自己誘導作用によるリアクタンス変抗変化によって溶接電流が大幅に変動する。この溶接電流は板溶接板の挿入距離が大きくなるほど、低下し、低下量は距離にほぼ比例する。供試材として全厚9.5mm、600×1,800の消音鋼板に3列×11行のスポット溶接を施し、各スポット溶接ごとにスリット付きの引張試験片を製作して、溶接電流と引張せん断強度の相関を求めたところ、相関係数0.77と高い値を示した。したがって挿入長さがわかり、あらかじめ推定できる電流低下量を上積みすれば一定

強度の溶接が可能となる。

消音鋼板を腹板に使用する場合、フランジとはすみ肉溶接で接合することが多いが、この際、内部樹脂が溶接熱によって気化、変質し溶接部に欠陥が生じる恐れがある。

材質 S S 41 のフランジに消音鋼板を T 字形に脚長 6 mm のすみ肉で溶接し内部樹脂の気化および変質が始まる  $250^{\circ}\text{C}$  線および炭化の始まる  $300^{\circ}\text{C}$  線を、テンピルスティックで求めたところ、それぞれフランジ線より 35 mm および 20 ~ 25 mm の位置にあらわれた。また溶接部の X 線検査を行ったが、溶込部分にブローホールが若干認められた。この程度の欠陥であれば実橋への適用にあたってあまり問題にならないと考えられた。

### 2-3 高力ボルトによる締付特性

高力ボルトでの摩擦接合の場合、中間樹脂層の存在によって導入軸力がどのように変化するかを調べた。

初期締付けは 18.2 ton である。図-4 に初期締め

たは 2 度締め後の軸力低下量を普通鋼板と比較して示す。軸力の低下量は、1 度締めのものは 24 時間後、

1 枚板で 3.5 %、消音鋼板で 40 % となるので、初期締めの軸力低下がほぼ一定となった時点（締付後ほぼ 3 時間以上経過）で 2 度締めする必要があることがわかる。

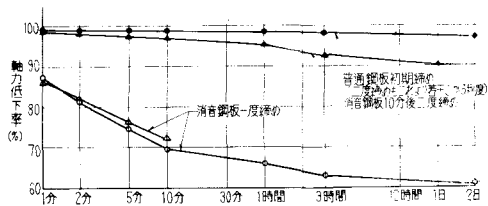


Fig-4: Reduction of Clamping Force of High-Strength-Bolt

### 2-4 単体試験片の疲労強度

スポット溶接、あるいは腹板のフランジとのすみ肉溶接を行なった場合、内部に介在する樹脂の影響によって、これらの溶接部にブローホールなど溶接欠陥の生ずる可能性が高い。そこで溶接欠陥を有する鋼材の疲労強度を把握し、この種の防音桁を設計するのに必要な基礎資料を得るため疲労試験を行った。

試験片は、(1)スポット溶接した板、(2)スポット溶接でくぼみを大きくした板、(3)スポット溶接部（せん断）、(4)消音鋼板を縦ビードで取付けた普通板（腹板とフランジとの溶接を想定）、の4ツリーズからなる。使用鋼種は S S 41 で、 $\sigma_{y\text{mean}} = 28.9 \text{ kg/mm}^2$ 、 $\sigma_{b\text{mean}} = 45.3 \text{ kg/mm}^2$  で片振引張りでくり返し載荷した。それぞれの供試体形状および試験結果を図-5、図-6、図-7に示す。

(1)スポット溶接および(2)スポット溶接でくぼみを大きくした板（図-5）の試験結果から、200万回疲労強度は約  $15 \text{ kg/mm}^2$  程度になり、1 mm 程度のくぼみでは疲労強度に影響を及ぼさないようである。また破断面の代表的な例を写真-2に示す。スポット溶接内に大きなブローホールがあり、そこが疲労クラックの発生点となっているようである。この図を鋼鉄道橋設計標準の付録に掲載されている既往の各種継手に対する疲労強度直線と比較すると、スポット溶接の疲労強度はリブ付十字継手のそれとほぼ同一となり、設計に際しての許容応力度は C 線（完全片振れの場合  $10.5 \text{ kg/mm}^2$ ）を採用すれば充分安全であると考えられる。

(3)スポット溶接部（図-6）の試験結果から、200万回の疲労強度は約  $10 \text{ kg/mm}^2$  程度となる。クラックはスポット溶接のナゲット部端縁から発生し、引張りに垂直な方向に破面を形成して破断し

た。なお本試験ではせん断力以外に、作用力軸線の偏心による曲げ力が作用し、単純にせん断力のみの評価は出来ない。

(4)消音鋼板を縦ビードで取付けた普通板(図-7)の試験結果から、200万回時間強度で約22  $\text{kg/mm}^2$  となり、既往の縦ビードのある母材のデータとほぼ同一となり、設計上の許容応力度はA線(完全片振れの場合、14  $\text{kg/mm}^2$ )を採用すれば安全であると思われる。なお、本縦ビード継手のX線写真をとった。その結果ブローホールらしきものが溶着部の先端に沿って長手方向に散在していたが、その疲労強度に与える影響は、本実験の場合、あまりないようである。

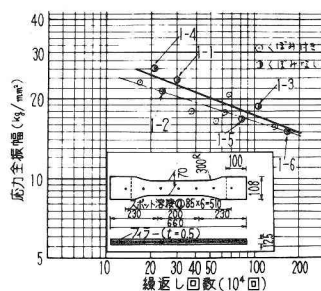


Fig-5: Fatigue Strength of Spot welded Sandwich plate

### 3. 模型試験

#### 3-1 座屈および破壊強度

消音鋼板を桁材の腹板として使用したときの座屈および破壊強度が、従来の一枚板を使用したものとのような相違を示すか実験的に比較するとともに、理論的にはBaslerの式で解析したもので検討することにした。

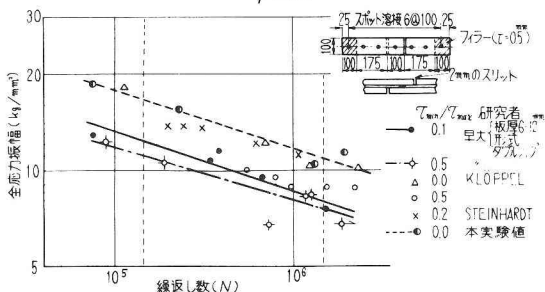


Fig-6: Fatigue Shear Strength of Spot welded Sandwich plate

板のせん断応力度に関する理論式から、せん断係数  $k_s$  と幅厚比  $D/t$  が一定である限り座屈強度は板の曲げ剛性に左右されることがわかる。したがって、まず曲げ剛性実験を行ない、50 mmピッチでスポット溶接した板は一枚板と同等の曲げ剛性を有することが明らかになった。(図-8)

座屈、耐荷力実験は表-1に示す系列で行った。試験桁全部で8体、うちA-1, B-1, C-1は腹板に普通鋼板を使用したもの、A-2, A-3, B

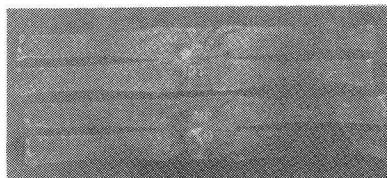


Photo-2: Fatigue Crack of Spot Weld

-2は腹板に消音鋼板をそのまま使用したもの、またC-2, D-2は腹板に50 mmピッチのスポット溶接を施した消音鋼板を使用したものである。この内A-3の消音鋼板は樹脂をはさむ2枚の鋼板の板厚が等しくないものである。実験系列はこのように3種類の腹板をもった系列を基本とし、さらに力学的系列を考慮してA-1, A-2, A-3, C-1, C-2は  $D/t \approx 75$  として塑性座屈をおこすような値に、また、B-1, B-2, D

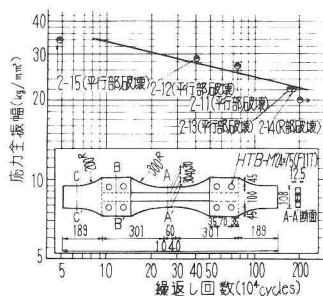


Fig-7: Fatigue Strength of Longitudinal Fillet welded Sandwich plate

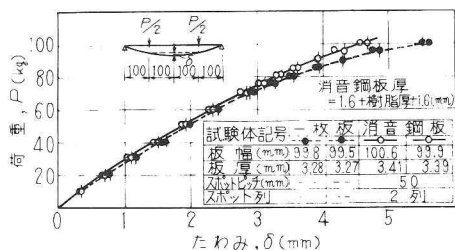


Fig-8: Rigidity in Reference to Bending of Sandwich plate and Solid plate

- 2, は  $D/t \approx 125$  として弾性座屈をおこすような値にしたものである。ただし, ここで消音鋼板の腹板の板厚を, 樹脂をはさむ 2 枚の鋼板の板厚の合計としている。

試験体の材料にはすべて SS41 を使用し, その製作はあらかじめ初期変形をできるだけ少なくおさえる対策をこうじて対処した。

写真-3 に崩壊後の状態 (D-1) を示す。座屈荷重は  $P-\delta^2$  法で, 耐力は載荷実験における最大荷重より求めた。また図-9 にせん断座屈応力度を鋼材のせん断降伏応力度 (鋼板の引張応力度より算出) で除して無次元化した値を縦軸にとり, 同じく鋼材のせん断降伏応力度を考慮に入れた幅厚比, いわゆる座屈パラメータを横軸にとり, 実験値および比較の上で Basler の理論曲線を示す。この図では, 実験結果を腹板の素材別に分類するとともに, 消音鋼板を使用したものについては, さらに腹板を一枚板として解析 (D-2 を例にとると  $t = 3.2 \text{ mm}$ ) した場合と, 2 枚板として解析 (D-2 で  $t = 1.6 \text{ mm}$ ) した場合を比較して示す。図-9(a) と (c) との比較より, 腹板に 1 枚板を用いた桁 (A-1, B-1, C-1) の座屈および崩壊強度は, Basler の理論曲線にほぼ一致している。一方, スポット溶接を施した消音鋼板に用いた桁 (C-2, D-2) の座屈強度は Basler のそれより 5% 程度低い, 崩壊強度は逆に 30% 程度高くなっている。このように一枚板と消音鋼板の座屈強度にほとんど差のないことは, 曲げ剛性実験での結果から予測されたものと一致するものである。図-9(b) より, 消音鋼板をそのまま腹板に用いた桁 (A-2, A-3, B-2) の座屈および崩壊強度は, 内部樹脂をはさむ 2 枚の板厚を合計して 1 枚板とみなして計算した場合, Basler のそれより大幅に低下するが, 2 枚板としての計算では逆に高い値を示している。後者による計算が Basler の理論曲線に近似している。ただし, A-3 は異なった板厚をもつ消音板であり, 一概に比較はできないが, 平均的な板厚を考えると A-2, B-2 と同じ傾向にあると推測できる。以上の実験および理論値との考察から, 消音鋼板に 50mm ピッチのスポット溶接を施した桁では, 樹脂をはさんだ 2 枚の板は一体として働き, 2 枚の板の合計厚さと同じ板厚を有する一枚板の

表-1 座屈・耐力実験系列

| 試験体記号 | ウェブ高 (mm) | ウェブ厚 (mm)     |
|-------|-----------|---------------|
| A-1   | 600       | 8.2           |
| A-2   |           | 4.5+(0.5)+4.5 |
| A-3   |           | 6.1+(0.5)+3.4 |
| B-1   | 1,000     | 8.2           |
| B-2   |           | 4.5+(0.5)+4.5 |
| C-1   | 240       | 3.2           |
| D-2   | 400       | 1.6+(0.5)+1.6 |

注 1) アスペクト比はすべて 2  
2) C-2 および D-2 のスポット溶接のピッチは 50mm

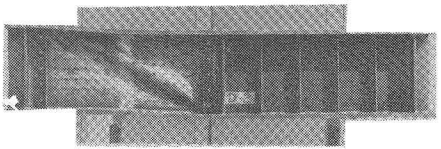


Photo-3: Web Buckling in Test Specimen

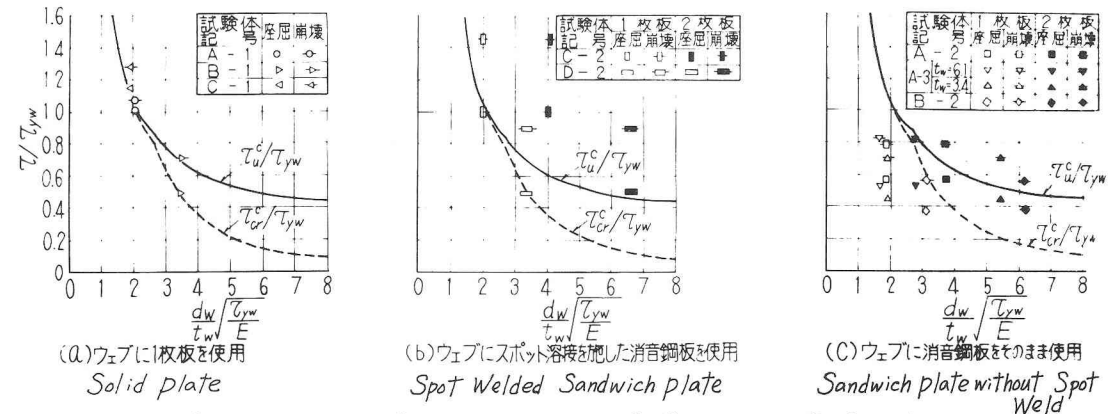


Fig-9: Buckling Strength and Ultimate Strength of Girder Web

桁の場合と同等として座屈および崩壊強度を評価してよいことがわかる。しかし、設計面への配慮としては、設計標準に規定されている座屈に対する安全率を5%程度高めにとるのがよいと思われる。

3-2 桁の疲労強度

桁試験体は実橋（福知山線、美和川橋梁）の床組への応用を考え、それらの諸元も参考にして鋼鉄道橋設計標準に準拠して設計した。載荷点直下の補剛材を腹板へ直接溶接で取付けることは、その部所が疲労強度上の弱点となり、スポット溶接および縦ビード継手を焦点にした本来の実験目的に反するので、補鋼材の取付けは高カボルトによった。この場合、消音鋼板の補鋼材該当部には樹脂を塗布せずに、それと同厚(0.5mm)のフィラーを挿入し、高カボルトの機能をより確実に発揮させるようにした。

試験体の疲労試験条件と破壊形式を表-2および3-1試験体を例として図-10に示す。3体の試験体のうち、引張りフランジ側の純曲げパネル内の縦ビードのルート部から疲労破壊したものは、図-10に示す3-1試験体のみである。その他の試験体は $N=200$ 万回でも引張フランジ側の縦ビード部から疲労クラックは発生せず、疲労破壊しなかったが、3-1試験体と同様、載荷点の補強プレートの前面のすみ肉ビードおよび載荷点直下の縦ビード、さらに支持点真上の縦ビードにせん断疲労クラックがみられた。一オ、全試験体とも腹板のスポット溶接部での疲労クラックの発生は認められなかった。なお、各試験体のフランジと腹板の縦ビード部のせん断応力は応力全振幅で考えると、所定の荷重で $10\sim13\text{ kg/mm}^2$ 程度に、またスポット溶接部の応力は、vonMisesの式で求めた最大合成応力振幅で考えると、 $16\sim19\text{ kg/mm}^2$ 程度になる。試験体の数量の関係から正確なS-N線図は求められないが、縦ビード継手試験体の結果などと比較すると、いく分高目の値に相当することがわかる。

表-2 けた試験体の疲労試験結果 (3-1~3-3)

| 試験体記号 | 荷重<br>P (ton)          | 引張応力<br>(計算値)<br>$\sigma^t_{f1}$<br>( $\text{kg/mm}^2$ ) | 引張応力<br>(実験値)<br>$\sigma^t_{f2}$<br>( $\text{kg/mm}^2$ ) | 破壊形式                                      |
|-------|------------------------|----------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| 3-1   | 上型<br>下型<br>3.0<br>3.0 | 53.0<br>27.8                                             | 29.1<br>1.7                                              | $N_f=96.65\times10^4$<br>で縦ビード部より<br>疲労破壊 |
| 3-2   | 上型<br>下型<br>3.0<br>3.0 | 45.5<br>23.6                                             | 21.2<br>1.4                                              | $N=200\times10^4$ で疲労破壊せず                 |
| 3-3   | 上型<br>下型<br>3.0<br>3.0 | 48.0<br>25.9                                             | 27.7<br>1.7                                              | $N=208\times10^4$ で疲労破壊せず                 |

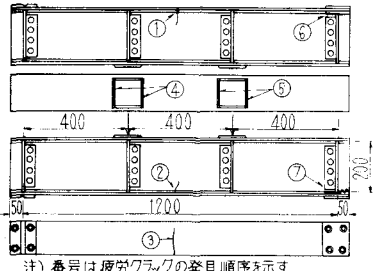


Fig-10: Location and Fatigue Cracks of Beam Specimens

3-3 縦桁の偏心曲げ試験

マクラギを直接縦桁上に載せた場合、レール間隔よりも縦桁間隔が大きいためにマクラギの曲げ剛性に応じて縦桁上フランジが強制的に曲げ作用を受け、上フランジと腹板の首溶接部近辺に大きな局部応力が発生することが知られている。腹板に消音鋼板を使用した縦桁では腹板が重ね板であり、しかもそれを一体化するため50~100mmピッチごとにスポット溶接しているが、上フランジの局部曲げによってこれまでのような一枚板の挙動と当然異なることが予想されるので、実験的に研究するとともに実橋測定によってその性状を確かめることとした。

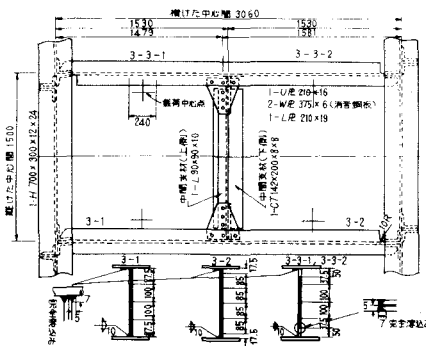


Fig-11: Dimensions of Full Scale Test Model of Stringers of Through-type Railway Bridge

図-11に試験縦桁の形状寸法を示すが、美和川橋梁と同じ形状寸法であり、隣接する2本の横桁に連結された1スパンの縦桁を取り出した形となっている。マクラギ代りに厚さ50mm、幅240mmの50キロ鋼板を使用し、その上にレール間隔(140mm)にセットした治具により載荷した。また、マクラギと縦桁上フランジ間には、厚さ5mmの硬質ゴム(200×210)を挿入し、さらにマクラギとフランジ縁をフックボルトによって連結した。

図-12に初期たわみと各載荷重段階でのマクラギ直下における腹板の面外たわみを示す。面外たわみは初期たわみに重加された形で現われ、3-1桁が最大となっている。また初期たわみを除いた載荷重のみによるたわみも同じ桁でより大きな値を示している。通常一枚板を腹板に使用した実験では、下フランジより腹板高の比で約0.65~0.7の位置に最大たわみが生じているが、本実験では腹板高さのほぼ中央に生じていた。

図-13は、マクラギ直下断面での腹板に生ずる鉛直応力分布を示したものであり、いずれもポアソン効果を加味した値で示している。図中の平均値とは腹板の内外両面における応力の平均値であり、面外曲げによる応力を考えない鉛直力だけの応力となる。またこの平均値と測定値との差が腹板の面外曲げによる曲げ応力を示すこととなる。首溶接部直下の位置(腹板上端より17.5mm)で最大値を示し、首溶接のビード表面(腹板上端より3.5mm)では予想より小さく、一枚板での実験でこの部分が最大鉛直方向応力を示している点と大きく異なっている。この理由は、おそらく一枚板での実験では首溶接をサイズ6mmのすみ肉溶接で施工しているのに対し、本実験では腹板に開先をとりK形完全溶込み溶接として、溶接断面を大幅に増やしているためと考えられる。

疲労試験は荷重2~56.5t、繰返し速度1~2Hzで行なった。荷重の全振幅は美和川での設計荷重すなわちK-16標準活荷重に衝撃を加えた荷重にほぼ等しくした。疲労き裂の代表例(3-2桁)を図-14に示す。繰返し数125万回で静的試験で最も大きな応力を記録した縦桁内側のマクラギ直下の首溶接ビード趾端部と、外側の純曲げを受ける側の同一部分よりき裂が発生し、以後図のようにき裂の進展が認められた。他の桁でも同様のき裂が観察されたが3-2桁が特に著しかった。次に各試験桁腹板のスポット溶接部に発生した疲労き裂は、試験終了後に初めて確認されたものである。各試験桁の腹板中

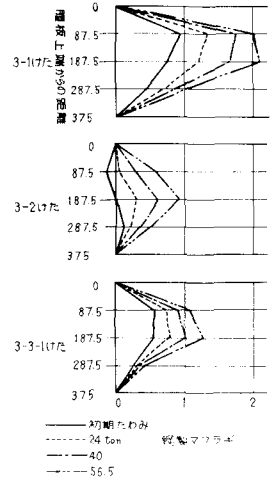


Fig-12: Sectional Deflection of Stringer Web

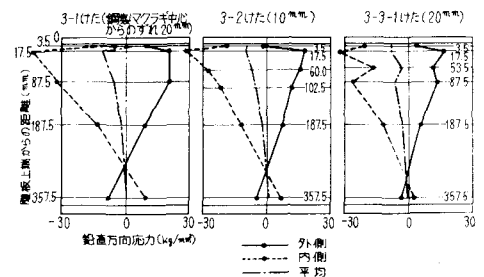


Fig-13: Stresses in Vertical Direction within the Section of Web under Loading point in Test Specimen of Stringer

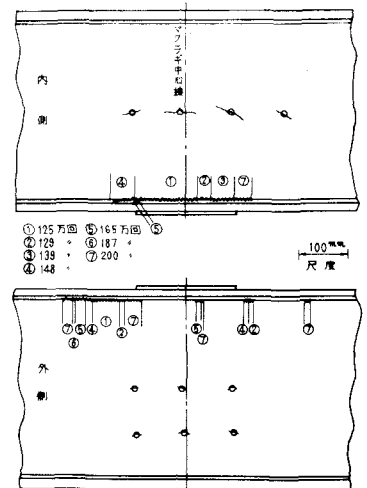


Fig-14: Typical Fatigue Cracks in Test Specimen of Stringer

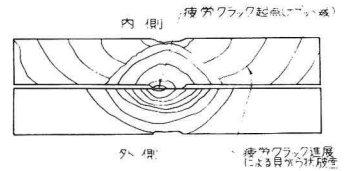
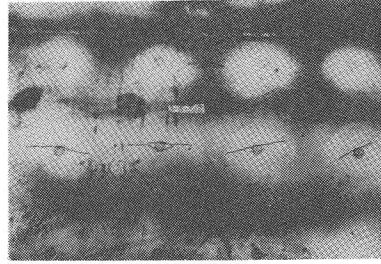
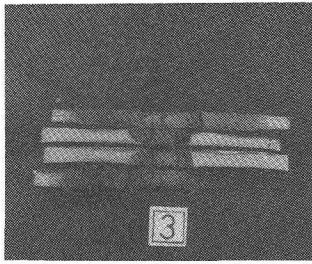


Fig-15: Propagation pattern of Fatigue Crack

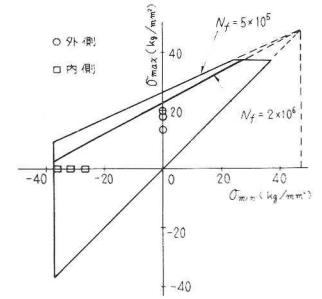


Fig-16: Goodman Diagram of Fatigue at Location Subject to Maximum Measured Stress

Photo-4: Propagation of Fatigue Crack in Test Specimen  
 夫のスポット溶接表面に貼付した歪ゲージの各繰返し数ごとの値が、60万回前後から乱れており、おそらくこの回数前後でき裂が発生したものと推察された。写真-4はこの部分を切出して疲労き裂の破面を見たものである。この種の疲労き裂は図-15の推定図のようにスポット溶接のナゲット部端縁からまず発生し、一旦腹板表面に到達した後、その到達点を起点としてさらに内側に向って進展したと推定される。き裂長さは各試験体とも2枚の板から構成された消音鋼板の縦桁内側の板ほど、またマクラギ中心に近いほど大きかった。き裂の発生したスポット溶接位置は各試験体とも腹板中央行およびそれから1段下側の行であり、鉛直および水平方向応力のより大きな上フランツに近い箇所のスポット溶接行には発生していない。

図-16は首溶接ビード趾端部の応力を代表する意味から上フランツに最も近いスポット溶接表面の鉛直応力をGoodman線図にプロットしたものであるが、ガス切断縁母材の既報の200万回強度と比較しても割合よい一致がみられる。これらの部分の応力状態は複雑で、既報のデータと単純には比較できない。

表-3 橋りょう各部材の最大振動加速度レシ

| 橋りょう部材        | 美和川橋りょう             | 多田川橋りょう               |
|---------------|---------------------|-----------------------|
| 主けた<br>腹下フランジ | 3.6~5.7g<br>0.6~1.0 | 11.4~30.0g<br>0.2~0.5 |
| 横けた<br>腹下フランジ | 2.9~4.0<br>0.7~1.4  | 9.0~28.8              |
| 縦けた<br>腹下フランジ | 1.0~3.6<br>0.6~2.3  | 14.4~30.0<br>2.3~8.1  |
| マクラギ          | 2.6~5.1             | 10.0~20.4             |

#### 4 実橋測定

##### 4-1 各部材の振動と騒音測定結果

51年7月、福知山線美和川橋梁(WTG 625)の架換えに際して、その床組の縦桁および横桁の腹板に消音鋼板を使用し、列車による部材の振動、騒音および歪の測定を行なった。同時に消音鋼板使用による効果を確認するため、構造および形式がほぼ類似で消音鋼板を使用していない通常の橋梁(多田川橋梁: WTG 622)と比較することとした。

美和川橋梁および多田川橋梁の振動測定位置を図-17に示す。なお、騒音は両橋梁とも床組は開床式であるため騒音は車輪とレールとの接触部からの音が支配的となり、そのため両橋梁間で騒音の差は顕著に現われないので、消音鋼板使用の効果は部材の振動測定から判断することにした。測定方法は加速度式ピックアップからデーターレコーダーに記憶させ、周波数成分はリアルタイムアナライザーにより、また時間経過による

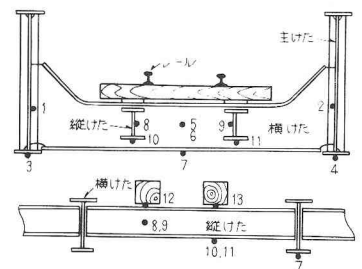


Fig-17: Location of Vibration Measured in Actual Bridge

レベルの変化は分析器を通してレベルコーダーでそれぞれ分析した。

表-3に両橋梁の各部材での振動加速度レンジを総括的に示す。表中の数値は36本の通過列車ごとの最大振動加速度のレンジを表わしたものである。消音鋼板を使用した横桁および縦桁の腹板の面外振動は、普通鋼板のものに比べ、 $1/3 \sim 1/10$  程度の大幅な低下を示している。振動はマクラギから縦桁および横桁を通して主桁に伝達されるが、縦桁および横桁のダンピング効果のためか主桁の腹板の面外振動も大幅に低下していることがわかる。

図-18は測定列車の内5本のディーゼルカーについて振動測定結果よりPWLを計算し、美和川および多田川両橋梁の各種部材について100, 500, および1000 Hzについて示したものである。消音鋼板を使用した美和川ではそうでない多田川に比べ、縦桁および横桁で周波数全域にわたって、PWLが10~30 dB 程度低下していることがわかるが主桁では500 Hzおよび1000 Hzの高周波域での低下は著しいものの、100 Hzの低周波域ではあまり差がでていない。

騒音測定結果の比較では両橋梁とも開床型式のため顕著な差となつて現われないが、その結果を示すと図-19のとおりである。消音鋼板の使用により5 dB(A) 程度の差が認められる。図-20に、ある代表列車(DC急行)について両橋梁の騒音測定値の $1/3$  オクターブバンド周波数分析結果を示す。多田川橋梁では500 Hz付近にピーク値が現われているが、美和川橋梁ではその付近がカットされ平坦な分布形を示している。

#### 4-2 縦桁の偏心曲げ測定

実橋で列車によるマクラギ直下の縦桁腹板の歪測定を行なった。実橋の縦桁断面は模型試験縦桁とま、たく同じ形状寸法で、測定位置も模型試験の場合にはほぼ類似させ、首溶接趾端部の直下およびスポット溶接部とした。図-21に、それぞれ美和川橋梁でのマクラギ直下の縦桁腹板鉛直応力分布をDL列車とDC列車の代表例について示す。測定応力は模型試験の場合と非常に類似した傾向を示し、模型による各種試験結果の信ぴょう性は高いと考えられる。

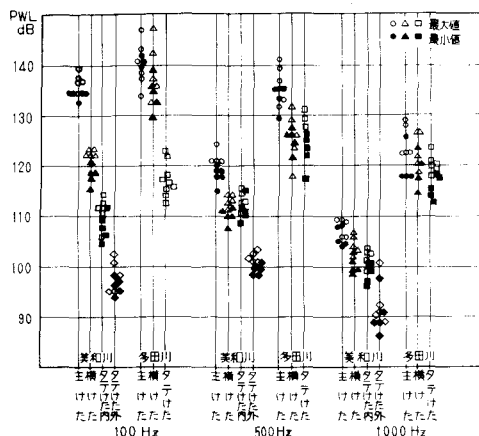


Fig-18: Power-levels of Noise Estimated from Measured Vibration of Members of Actual Bridge

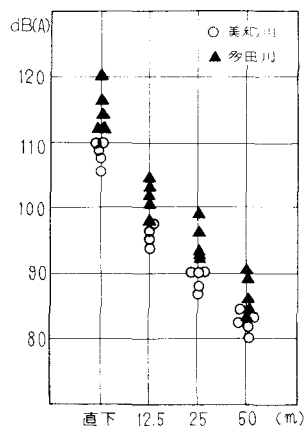


Fig-19: Noise Levels of Actual Bridge

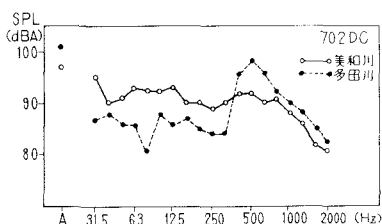


Fig-20: Sound pressure Level Spectrum at 12.5m from Actual Bridge

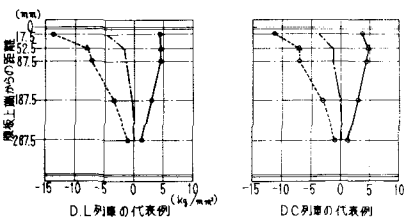


Fig-21: Stress in Vertical direction within the Section of Web under Sleeper in Stringer of Actual Bridge

## 5 結論

各種の基本および模型による確認試験の結果、消音鋼板を実橋へ使用したが、今後の鉄道橋の防音の爲の一方法として、その効果および経済性から構造音の低減には、有効な対策である事が判明した。しかし開床式のものでは、レールと車輪の接触音もあるので、これに対しては別個の対策が必要である。

以下、各種試験、および実橋測定の結果をまとめると下記の通りである。

### (1)基本試験

- 1) 消音鋼板の振動減衰特性は、使用温度への依存性が高いが、通常の温度( $10^{\circ}\sim 30^{\circ}\text{C}$ )で損失係数は最大0.6と良好である。
- 2) スポット溶接の制振効果への悪影響は少ない。
- 3) スポット溶接部のせん断強度は、通電時間が長くなるほど、溶接電流が上昇するほど、増大し、ほぼ一定のせん断強度を得るためには、溶接条件の管理が重要である。
- 4) 大板に多数のスポット溶接を行なった場合、スポット溶接の位置によって、大幅に異なるが、溶接電流を管理する事によって、ほぼ一定値を得ることができる。
- 5) 消音鋼板と普通鋼板とのすみ肉溶接では、内部樹脂の介在によって、溶込部分に若干のブローホールが認められる程度で、実橋への適用に当って問題になるものではない。
- 6) 消音鋼板を高力ボルトで摩擦接合するには、初期締めめの軸力低下がほぼ一定となる時点で2度締めする必要がある。
- 7) 単体試験片による疲労試験の結果、(a) スポット溶接した板の200万回強度はほぼ $15\text{ kg/mm}^2$ で、1mm程度のスポット溶接部のくぼみの影響はほとんどない。(b) スポット溶接部(せん断)の200万回疲労強度は $10\text{ kg/mm}^2$ 程度となる。(c) 消音鋼板を縦ビードで取付けた普通板の200万回疲労強度は $22\text{ kg/mm}^2$ となり、普通板同志の場合にほぼ等しい。

### (2)模型試験

- 1) 消音鋼板を腹板に使用した桁の座屈および崩壊試験より、50mmピッチ程度のスポット溶接では、1枚板とほぼ同等の座屈および崩壊強度を有する。また、スポット溶接ピッチの相異による影響は板の曲げ剛性試験より評価できる。
- 2) 桁の疲労試験から、200万回で載荷点直下附近のフランジと腹板との縦ビード部に疲労クラックが発生したが、実橋での使用条件から考えて特に問題となるものではない。
- 3) 縦桁の偏心曲げ試験より、マクラギの曲げに伴って上フランジと腹板との首溶接部より若干下の断面に比較的大きな面外曲げ応力が作用するので、設計上配慮する必要がある。また疲労試験では、上記首溶接載荷点直下の趾端部に、また、腹板面のスポット溶接端部にクラックが発生したが、いずれも実橋での使用条件から考えて特に問題となるものではない。しかし後者のクラック発生原因については今後さらに解明していく必要がある。

### (3)実橋測定

- 1) 消音鋼板を使用した部材の振動測定から、普通鋼板使用のものに比べ $1/3\sim 1/10$ 程度となり、大幅な低下を示した。

- 2) 上記の振動から推定したPWLの比較では10~30dBの低下を示した。
- 3) 騒音測定と比較では開床型式のため顕著な差となって現れないが、それでも5dB(A)程度(橋梁直下)の差が認められた。
- 4) 縦桁の偏心曲げ測定の結果は、模型試験の場合と非常に類似した傾向を示し、模型による各種試験結果の信ぴょう性は高いと考えられる。しかし、模型試験より推定した実載荷重による相当応力値より、なお1/1.4~1/1.8程度の余裕がある。

## 文献

- ①阿部，稲葉，森脇，：「腹板に消音鋼板を使用した桁の諸特性」構造物設計資料 NO.48 1976-12
- ②——— “ ———：「消音鋼板を主部材に使用した橋梁の研究」——— “ ——— NO.53 1978-3
- ③滝本，森脇，阿部，：「消音鋼板の圧縮座屈強度」53年度(オ33回)土木学会年次学術講演会概要集 I-314
- ④阿部，稲葉，森脇，：「鉄道橋に使用した消音鋼板の疲労強度」——— “ ——— I-338
- ⑤阿部，森脇，藤野，：「消音鋼板の座屈強度に関する実験的研究」54年度(オ31回)土木学会年次学術講演会概要集 I-
- ⑥阿部，稲葉，森脇，：「消音鋼板を使用した橋梁の振動および騒音」52年度(オ32回)土木学会年次学術講演会概要集 I-
- ⑦田島，伊藤，水越，：「上路プレートガーダー軌道支承部の応力」鉄道技術研究報告 NO.624 1968-12

## EXPERIMENTS ON RAILWAY BRIDGES MADE OF NOISE CONTROL PLATE

Hidehiko ABE\*, Noriaki INABA\* and Yoshikazu MORIWAKI\*\*

The noise caused by passage of a train across a steel bridge consists mainly of pounding between wheels and rails and of vibration of the bridge components. This kind of noise especially gave rise to annoyance of the people living along the Shinkansen Rail Line, and it was urgently necessary to find methods for reduction of the noise as much as practicable.

The most popular method for this purpose is to shut off the both kinds of noise by side walls and an under-cover. In order, however, to minimize the weight for the required strength and to prevent the plate from resonance with the vibration of the bridge members from which the frames for the wall and the under-cover are supported, special vibration-controlling plate was used for the under-cover, composed of two 4.5mm thick sheets of steel plate and a 0.5mm thick layer of a special synthetic material sandwiched in between. The two sheets of steel plate are connected by spot-welds in order to prevent them from separation from each other.

Its characteristic to damp the vibration was so pronounced that it was intended to utilize such plate for main members of bridges subject to the train loading, so that the noise caused by vibration of bridge members might be effectively reduced. There were, however, many problems to solve before it was adopted to main members of actual bridges from view-points of the acoustic characteristics and the physical properties of the plate.

The authors have conducted various kinds of experiments for investigation of such items as listed below.

- (1) Optimum conditions for spot welding between plates of different thicknesses sandwiching synthetic material.
- (2) Weldability of fillet-welding of such plates.
- (3) Reduction of clamping force of high-strength bolts due to creep of the synthetic material inserted between the steel plates.
- (4) Buckling behavior of the web plate of a plate girder made of such spot-welded sandwich plates.
- (5) Fatigue strengthes of longitudinally fillet-welded sandwich plates and spot-welded ones.
- (6) Full-scale model experiments on stringers of a bridge for investigation of the static behavior and the fatigue damage.
- (7) Vibrational and acoustic characteristics of the special plate of the standard specimen dimensions.
- (8) Field measurements of an actual bridge carrying trains, concerning stresses, deformation, vibration and noise of the bridge members made of the special plates. They were compared with data of an ordinary railway bridge.

The test results were generally satisfactory except noise reduction. The vibration of the members were found to be well reduced but the noise caused by pounding between rails and wheels had to be controlled by some other means in combination with use of this new kind of plate.

---

\*Structure Design Office, Japanese National Railways

\*\*Structural Engineering Laboratory, Kobe Steel Ltd.