

合成桁におけるスラブ分割の影響と 柔ずれ止めの開発

EFFECT OF DIVISION OF SLABS IN COMPOSITE GIRDER AND DEVELOPMENT OF FLEXIBLE CONNECTORS

阿部英彦* 中島章典** 堀内 博***

By Hidehiko ABE, Akinori NAKAJIMA and Hiroshi HORIUCHI

For railway bridges with a long span, non-composite girder bridges are often rather economical in comparison to composite girder bridges, because it is difficult to obtain reliable high-strength concrete at site. For this purpose, development of flexible shear connectors are required, which allow repetition of large deformation, carrying no or little shearing force. On the other hand, an excessive slip is not preferable and it can be restricted either by adjusting the rigidity of the shear connectors or by dividing the concrete slab into some portions.

The paper presented here deals with theoretical investigation of the effects of division of the concrete slab and variation of the rigidity of shear connectors on the stress in the slab and the amount of slip between the slab and the upper flange of the steel girder. Also it describes the experiment conducted to develop practical flexible connectors subjected to repeated loading.

The flexible connectors can be applied also to the connection between the concrete slab and the stringers of floor system in a railway truss bridge and to the portions at and near intermediate supports of continuous composite girders.

1. はじめに

鉄道用のプレートガーダー橋では騒音軽減などの目的でかなり長いスパンにも合成桁を採用している。また、鉄道橋では一般的に疲労を考慮する必要があるので、合成桁についても弾性設計を用いるが、長支間になると高強度の鋼材の使用と共にバランス上、床版に高強度のコンクリートを用いる必要がある。しかし現場施工の管理を考えると余り高い強度のコンクリートの採用には問題がある（従来は $400\text{kgf/cm}^2:39.2\text{MPa}$ 程度を上限としている）。その代わりとして強度の余り高くないコンクリートを用いて床版厚を増すことになるが、死荷重が増して合成桁の利点が発揮されなくなる。

そこで長支間のガーダーについては非合成桁の構造を採用した例もあるが¹⁾、床版と鋼桁の上フランジとの間で大きなずれが繰返し作用することは接触面のすり減りなどのおそれがあり、好ましくない。また、この場合のスラブアンカーの性能は床版の橋軸方向にかなりの量のずれが可能であるが、橋軸直角方向のずれや上下方向の離れに対しては強く抵抗するものでなければならない。このような目的に対し、静的には従来のスラブ止めのひげ鉄筋や少数のスタッドを用いることで対処しても差支えないと考えられるが、鉄道橋のように繰返し荷重、または、繰返しずれが加わる場合には破断する可能性があるので、適当でないと考えられる。そこで、スタッドのまわりにゴムを巻いたり、ガーダーのフランジに過大孔をあけ、スタッドボルトをばね座金を介して立てたりしたが、実橋における性能が明確でないので、確実に性能を発揮する柔ずれ止

* 工博 宇都宮大学教授 工学部建設学科 (〒321 宇都宮市石井町2753)

** 工博 宇都宮大学助教授 工学部建設学科 (〒321 宇都宮市石井町2753)

*** 工修 NKK 技術開発本部応用技術研究所 耐風構造チーム (〒210 川崎市川崎区南渡田町1-1)

め構造を開発する必要にせまられた。

過大なずれの繰返しは前述のように好ましくない問題を生ずるので、床版に目地を入れて幾つかに分割したり、ずれ止めの剛性を適度に調整することにより、ずれ量も、床版に作用する圧縮力も共に所定の限度内に収めることができると考えられる。

以上述べた方法は他の構造にも利用することができる。例えば、鉄道用トラス橋で騒音軽減のためにコンクリートの床版を設けることがある。この場合、強度上は床組の縦桁を合成桁にする程のことはないにもかかわらず、床版の断面積が縦桁の断面積に比べて相対的に大きいので、スタッドの所用本数が非常に多くなるという矛盾が生ずる。その結果、かえって非合成構造とした方が経済的になる。また、連続合成桁では中間支承上近辺の床版の引張りひび割れを防ぐ方法の一つとして、この部分の合成の程度を低減する方法が考えられている。

以上のような背景の下に行われた本研究は、

- 1) 合成桁の床版に目地を入れた場合の床版の圧縮応力や鋼フランジとのずれ量の分布の解析。
- 2) ずれ止めの剛度を変化させた場合の上記に対する影響の解析。
- 3) 大きなずれの繰返しに耐えられる実用的なずれ止めの開発のための実験的研究。

等を扱ったが、この研究の結果、実橋にこのような構造を適用できるものと考えられる。

2. 分割床版をもつ不完全合成桁の基礎式

合成桁の鋼桁とコンクリート床版の間では、通常スタッド等のずれ止めがせん断力を集中的に伝達する。しかし、ずれ止めの弾性変形を考慮した不完全合成桁の挙動を基礎微分方程式により解析する場合には、一般的に、鋼およびコンクリートの応力-ひずみ関係が線形であるという仮定に加えて鋼桁とコンクリート床版の間で、連続的にせん断力を伝達するという仮定が用いられるが^{(2)~(5)}、これらの仮定の範囲内で、不完全合成桁の挙動が十分に把握できると考えられる。

ここで、弾性合成の程度を表す橋軸単位長当りのずれ止めのばね定数をCとし、橋軸単位長当りの水平せん断力Tによるばねの弾性変形量をδとすれば、

$$\delta = \frac{T}{C}, \quad \frac{d\delta}{dx} = \frac{dT}{dx} \cdot \frac{1}{C} \quad \text{-----}(1)$$

となる。図1に示すように長さdxの合成桁要素について、この桁が任意の外力を受けて変形した場合のつり合いおよび変形の適合条件を考えることにより、次のような基礎微分方程式が求まる。

$$\frac{d^2 N}{dx^2} - \omega^2 N = -\gamma M_0 \quad \text{-----}(2)$$

ここに、Nは軸力、M₀は作用曲げモーメントであり、ωおよびγは次式で与えられる。

$$\omega^2 = \left(\frac{1}{E_c A_c} + \frac{1}{E_s A_s} + \frac{D^2}{E_c I_c + E_s I_s} \right) C$$

$$\gamma = \left(\frac{D}{E_c I_c + E_s I_s} \right) C \quad \text{-----}(3)$$

上式中のDはコンクリート床版および鋼桁のそれぞれの重心間距離である。また、式(2)の誘導には、

$$T = \frac{dN}{dx} \quad \text{-----}(4)$$

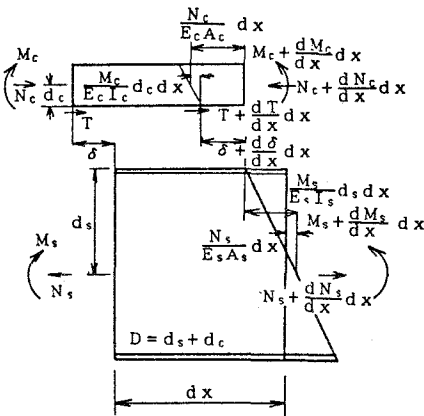


図1 不完全合成桁の変形とつり合い

の関係が用いられている。

ここで取り上げる形式の合成桁を解析する場合、作用曲げモーメント下において、目地部および桁端ではコンクリート床版の軸力がゼロという境界条件を用いて式(2)の微分方程式を解けば、床版を任意に分割した場合にも床版の軸力や各部の応力等を求めることができる。ただし、実際には目地部のコンクリート床版は曲げを負担しないはずであるが、ここでは目地部のコンクリート床版では非合成桁に相当する曲げを負担するものとしている。この影響は目地から離れるにつれて急激に小さくなると考えられる。もちろん、ばね定数 $C=0$ (非合成) および $C=\infty$ (完全合成) の場合を解くことはできない。

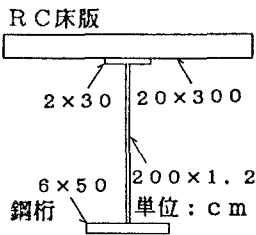


図2 合成桁断面

3. 数値計算例

(1) 合成桁モデル

1つの計算例として、図2の断面を有するスパン20mの単純桁が等分布荷重5tf/m(49kN/m)を受ける場合を検討する。鋼桁およびコンクリート床版の弾性係数はそれぞれ $2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ (206GPa) および $3.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ (29.4GPa) とする。したがって、鋼とコンクリートの弾性係数の比は7となる。ここでは、目地を設けない場合(目地なし)と、目地を1~9箇所、等間隔に設けた場合(床版を2~10等分)について、ずれ止めのばね定数と軸力、応力およびずれの関係等に注目して、計算結果を無次元化された形で示す。これにより、異なった断面、スパンあるいは荷重強度をもつ場合にも以下の結果を適用することができると考えられる。

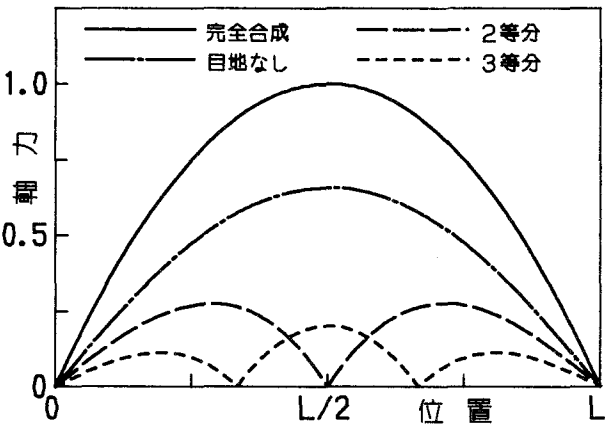


図3 橋軸方向の軸力分布 ($C=10^3 \text{ kgf/cm/cm}$)

(2) コンクリート床版軸力とずれ止めのばね定数の関係

図3は、コンクリート床版の軸力の長手方向分布を示している。縦軸は軸力を、完全合成の場合の最大値で無次元化して表し、横軸は長手方向の位置を示している。実線は完全合成を、他は、一例としてばね定数 $C=10^3 \text{ kgf/cm/cm}$ (98 MN/m/m) の不完全合成の場合を示している。完全合成の場合に比較し

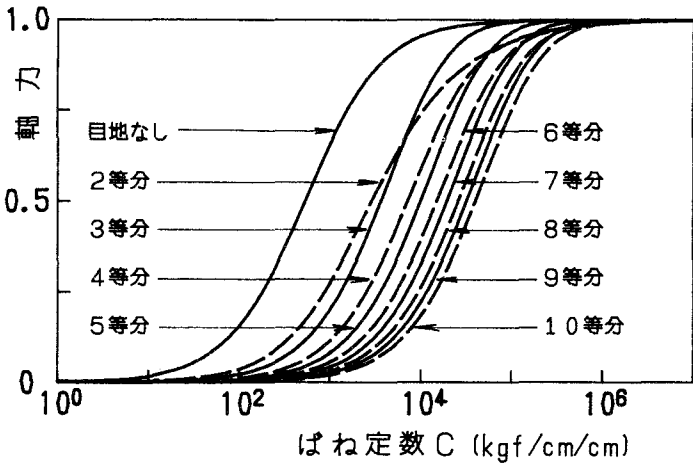


図4 ばね定数と軸力の関係

て、不完全合成の場合の方が軸力は小さくなり、また、目地の数が多くなるほど、軸力の最大値は低下する傾向が認められる。

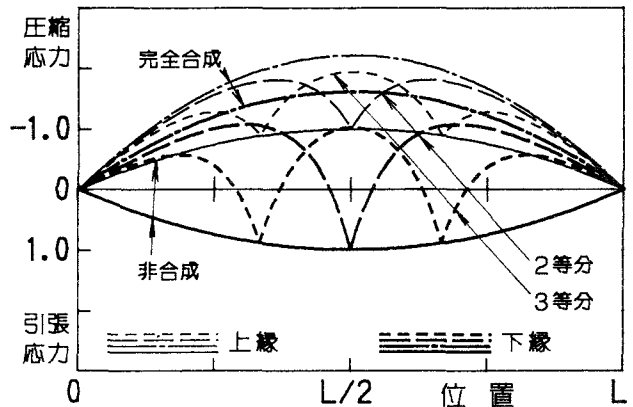
そこで図4には、目地の数が0～9個の場合について、長手方向における軸力の最大値とずれ止めのばね定数の関係を示す。縦軸は軸力を、完全合成の最大値によって無次元化して示し、横軸はずれ止めのばね定数を対数目盛で表している。実線は床版の分割数が奇数の場合を示し、破線は偶数の場合である。この図より、床版の分割数に拘らず、軸力はばね定数が大きくなるにつれて非合成の値（軸力がゼロ）から完全合成の値に変化することがわかる。通常の合成桁橋のずれ止めのばね定数は 10^5 kgf/cm/cm 程度であると考えられる^{6)～8)}。床版の分割数が奇数の場合と偶数の場合では、変化曲線にわずかな傾向の違いが認められる。これは、床版の分割数が奇数の場合には、軸力の最大値はスパン中央部に生じるのに対して、分割数が偶数の場合にはスパン中央部に目地が存在し、軸力の最大値はスパン中央部から離れた位置で生じるからである。しかし、ばね定数が一定の場合には、一般に分割数が多くなるほど軸力が低下する傾向があると言える。

(3) 桁各部の応力とずれ止めのばね定数の関係

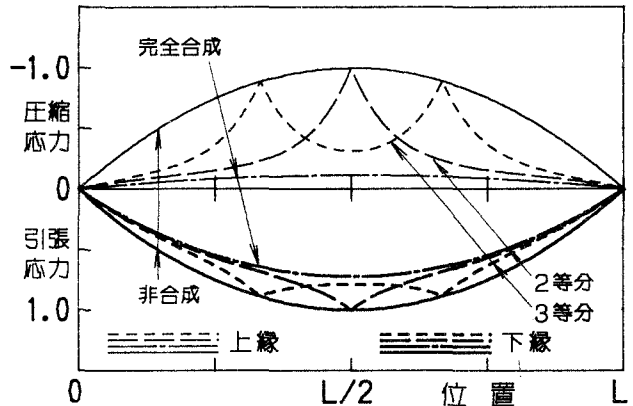
図5は、桁各部の応力の長手方向分布を非合成、完全合成および不完全合成の場合について示している。図5(a)はコンクリート床版上縁および下縁の応力分布、図5(b)は鋼桁上縁および下縁の応力分布である。縦軸は応力を非合成の値が1あるいは-1になるように無次元化して表し、横軸は長手方向の位置である。実線は非合成、一点鎖線は完全合成の場合であり、破線および点線は、コンクリート床版の分割数が2等分および3等分、ずれ止めのばね定数 $C=10^4 \text{ kgf/cm/cm}$ (980M N/m/m)の不完全合成の場合の応力分布である。細線は上縁応力、太線は下縁応力を示している。コンクリート床版、鋼桁の応力分布とも不完全合成の応力分布は完全合成と非合成の間で変化し、目地の位置では非合成の値に一致している。しかし、コンクリート床版の上縁応力に着目すると、不完全合成の圧縮応力は完全合成の場合より小さいことがわかる。

本研究では、柔ずれ止めを用いることにより、特に、コンクリート床版の圧縮応力を低下させることが目的である。そこで図6はコンクリート床版上縁応力の

長手方向の最大値とずれ止めのばね定数との関係を示している。縦軸は応力を完全合成の最大値を1、非合成の最大値を0として表し、横軸はばね定数の大きさを表す。応力分布の傾向は図4の軸力分布とほぼ同様であり、ばね定数が小さいほど、また、目地の数が多いほどコンクリート床版上縁の圧縮応力は低下するこ



(a) コンクリート床版



(b) 鋼桁

図5 橋軸方向の応力分布 ($C=10^4 \text{ kgf/cm/cm}$)

とがわかる。

(4) コンクリート床版と鋼桁の長手方向のずれの検討

前述のように、ずれ止めのばね定数を小さくするほどコンクリート床版上縁の圧縮応力を低下させることはできるが、これにつれて、コンクリート床版下縁と鋼桁上縁との間の長手方向のずれが大きくなる。過大なずれは特に繰返しの場合、好ましくないので、ずれ量がどの程度であるかを把握することが必要である。

図7には、コンクリート床版下縁と鋼桁上縁のずれの長手方向分布を示している。実線は非合成、他はずれ止めのばね定数 $C=10^3 \text{ kgf/cm/cm}$ (98 MN/m/m) の不完全合成の場合である。縦軸はずれ量を非合成の場合の最大値、つまり桁端での値により無次元化して表している。目地がない場合には、桁端でずれが最も大きくなるが、目地を設けると桁端よりもスパン中央部に最も近い目地部でのずれが最大になることがわかる。また、非合成の場合の桁端でのずれ量は計算例に用いた合成桁の場合、約 3.4 mm である。

図8は、長手方向ずれ量の最大値とずれ止めのばね定数との関係を示している。縦軸はずれ量を非合成の場合の最大値で無次元化して表している。目地がある場合と目地がない場合とでは、変化曲線の傾向に差異が認められる。これは、目地がない場合にはずれ量の最大値は桁端で生じるのに対して、目地がある場合には、ずれ量の最大値はスパン中央部に最も近い目地部において生じるからである。ずれ止めのばね定数が小さいほど、ずれ量は大きくなるが、目地を設けることによってずれ量を適度に小さくできることがわかる。

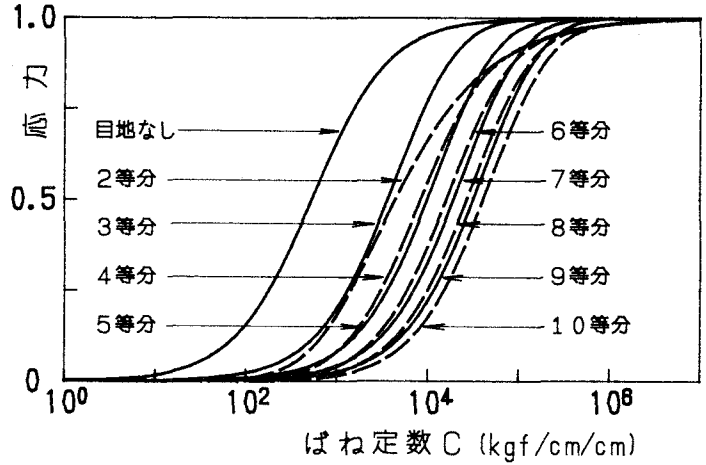


図6 ばね定数とコンクリート床版上縁応力の関係

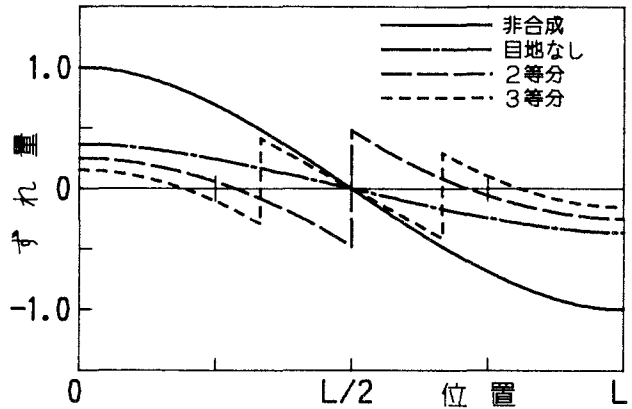


図7 橋軸方向のずれ分布 ($C=10^3 \text{ kgf/cm/cm}$)

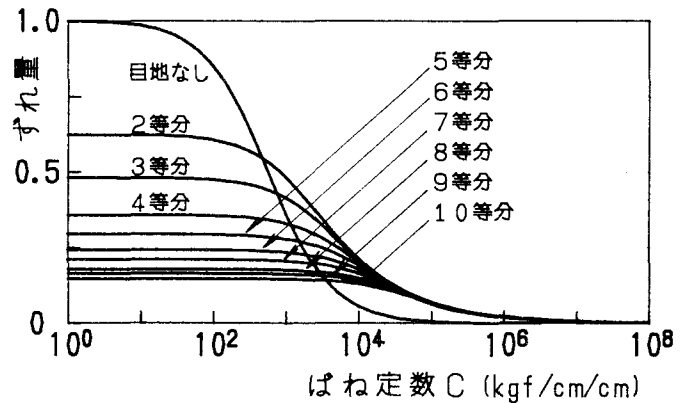


図8 ばね定数とずれ量の関係

このとき、目地の寸法はずれ量よりも大きくしなければならないので、目地の寸法を例えば10mm程度にしてゴム系統の目地材を填充すれば、ずれを充分許容することができると考えられる。

4．柔ずれ止めの疲労試験

従来のずれ止めよりもはるかに大きいずれを許容し、しかも繰返しの荷重またはずれに耐えられ、かつ信頼性があり、経済的なずれ止めを開発する必要がある。そこで次のようなH形鋼を輪切りにしたものおよびそのフランジの一つを切り落としたものについて確認の試験を行った。

(1) 供試体

図9に試験で使用した押し抜き供試体を示す。供試体は、H形断面の鋼柱（材質SS41）の両フランジに総計4個のずれ止めを溶接（すみ肉溶接）し、200mm厚のコンクリートブロック（基準強度300kgf/cm²：29.4MPa）に埋め込んだものである。

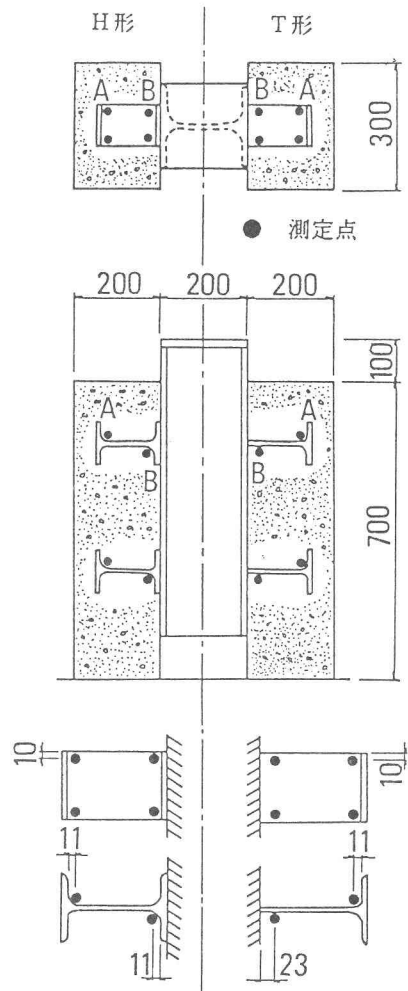


図9 供試体と測定位置

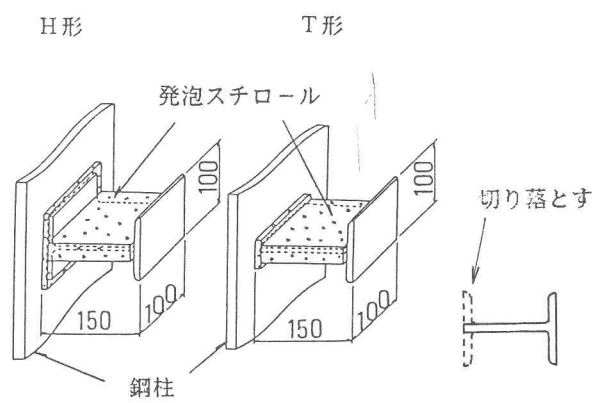


図10 柔ずれ止めの詳細部

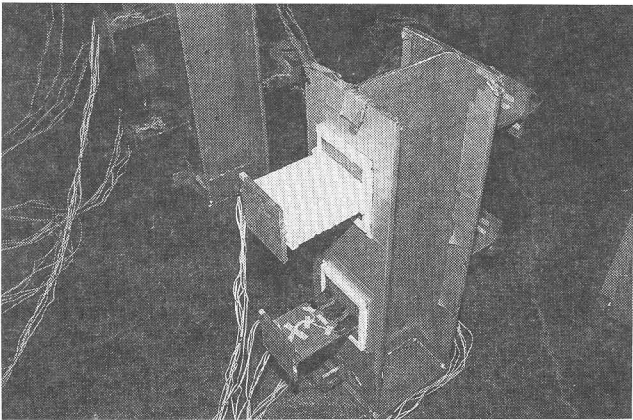


写真1 柔ずれ止め試験体

溶接したずれ止めは、図10に示すように、高さ150mm、幅100mmのH形鋼（材質 SS41、降伏強度 34.2kgf/mm^2 : 335MPa 、引張強度 45.4kgf/mm^2 : 445MPa ）を長さ100mmに切断したH形タイプと、一方のフランジをウェブ面に沿って切断したT形タイプの2種類とした。ずれ止め上部（H鋼の上フランジ）を除いてずれ止めとコンクリートの間にずれのための空隙を設けるよう、ずれ止めのウェブや溶接部を厚さ10mmの発泡スチロールで覆った（写真1）。発泡スチロールは十分軟らかいので、ずれに対してずれ止めは支圧では抵抗せず、ずれ止めウェブ（厚さ $t=6\text{mm}$ ）の曲げ剛性だけで抵抗するものと考えられる。なお、実験ではコンクリートブロックと鋼柱との摩擦力を極力小さくするため、鋼柱のフランジ表面にクラフトテープを貼付けた。供試体の製作数量は、ずれ止めがH形タイプのものを4体、T形タイプのものを2体、計6体とした。

（2）試験方法

試験には50tf (490kN)油圧サーボ型疲労試験機を用い、変位を一定（変位制御）とした片振圧縮荷重で行った。変位の設定は最小変位を0とし、最大変位を種々変えて行った。試験機の繰返し速度は6Hzを標準とした。写真2に試験状況を示す。

測定は、ずれ止めにひずみゲージ（ゲージ長10mm）を貼り、そのひずみ波形をペンレコーダに連続して記録した。測定点のひずみ振幅に変化が現れた時点がその点における疲労亀裂の発生と考えられるが、実際には図11に示すようにひずみ振幅が急激に増大（亀裂がゲージの付近に発生した場合）あるいは5%減少（亀裂がゲージから離れた箇所に発生した場合）した時を亀裂の発生とした。測定点における亀裂の発生が4～5箇所に達したところで試験を終了した。測定点は、図9に示すようにずれ止めに大きな引張

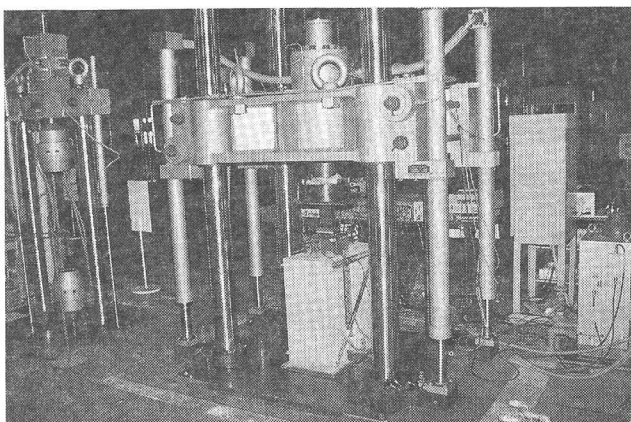
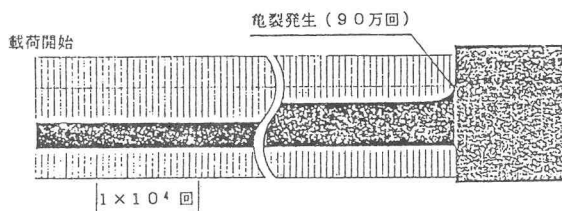
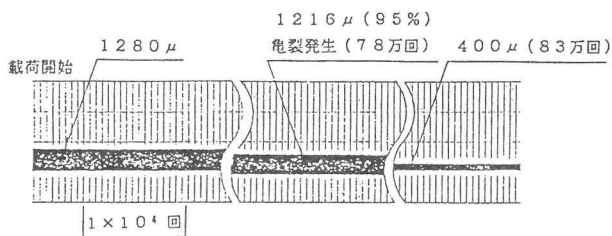


写真2 疲労試験状況



(a) 亀裂がゲージ付近の場合(FH-4)



(b) 亀裂がゲージから離れた場合(FT-2)

図11 疲労亀裂発生の決定

表1 試験ケース

供試体No.	タイプ	相対ずれ	応力
FH-1	H	1.3 mm	28.3kgf/mm^2
FH-2	"	1.4 "	30.4 "
FH-3	"	1.7 "	36.9 "
FH-4	"	1.9 "	41.2 "
FT-1	T	1.6 "	30.4 "
FT-2	"	1.9 "	36.1 "

応力が作用する位置に定め、1 供試体あたり 1 6 箇所とした。ただし、T 形タイプではすみ肉溶接部の影響を避けるため、溶接部側の測定点を H 形よりもさらに 12mm だけウェブ側にずらした位置とした。表 1 に試験ケースの一覧を示す。表に示す応力は、ずれ止めのウェブを図 1 2 の上部に示したような両端部固定の梁と仮定し、支点が移動したときの支点上の計算値である。

(3) 結果と考察

図 1 2 は、疲労試験に先立って行った静的試験 (FH-4) で得られたずれ止めの応力と相対ずれ量との関係を示したものである。実線は計算値であり、○は実測値である。図において実測値は線形性を示し、計算値とよく一致していることから、ずれ止めがずれに対して支圧では抵抗せずウェブの曲げ剛性だけで抵抗していることが確認できる。なお、このずれ止め 1 個当りのばね定数は約 $2.0 \times 10^3 \text{ kgf/cm}$ であり、20cm 間隔で配置したとすれば、単位長さ当りのずれ止めのばね定数は 10^2 kgf/cm/cm 程度であり、実用的には抵抗力はゼロに近いといえる。

図 1 3 は各疲労試験ケースにおける、相対ずれ量と各測定点における亀裂発生までの繰返し数との関係をプロットしたものである。これより H 形タイプでは 200 万回のずれ限度は 1.3mm 程度であると考えられる。T 形タイプのずれ限度は H 形よりも若干小さい傾向ではあるが、実用上ほぼ同程度であると考えられる。T 形タイプは H 形タイプのフランジをウェブに並行に切断しているためフランジ厚 (9mm) 分だけウェブ長が長く、計算上では同一の相対ずれ量に対応する応力は T 形タイプの方が小さくなる (表 1 参照)。しかしながら、T 形タイプは実際の施工を考慮して溶接部のグラインダー仕上げをしておらず、応力集中の度合いが H 形よりも大きくなったため、T 形タイプの疲労寿命が H 形よりも若干小さくなったものと考えられる。

ずれ止めに亀裂が発生する箇所は、H 形タイプでは図 9 の A 測点側と B 測点側のうちどちらか一方であったが、T 形タイプでは常に B 測点側であった。また、H 形、T 形タイプともに、亀裂はどれか 1 つのずれ止めに集中することなく 3 ~ 4 個のずれ止めに平均して発生した。試験終了後にコンクリートブロックを破壊して亀裂の様子を確認した。亀裂は写真 3、4 および図 1 4 に示すように H 形タ

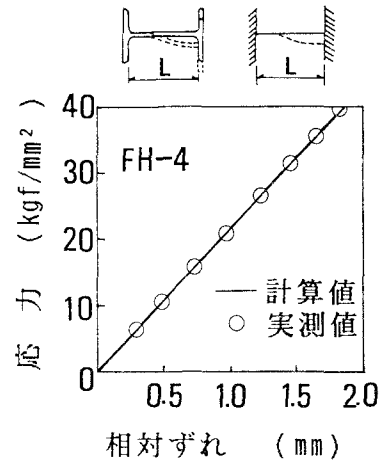


図 1 2 静的試験結果

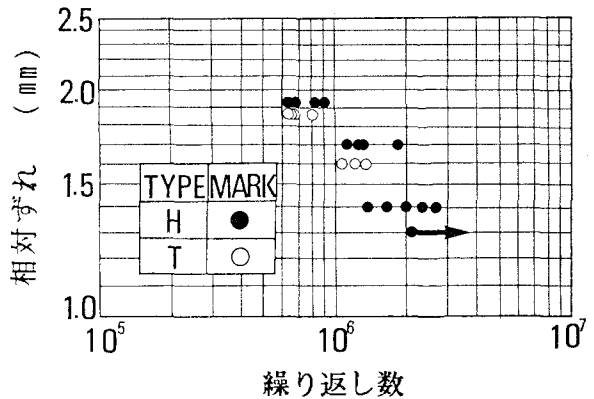


図 1 3 疲労試験結果

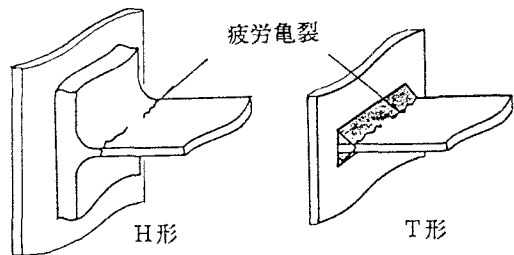


図 1 4 亀裂の発生箇所

イブではウェブ側のフィレットのRが始まる部分に、また、T形タイプではウェブ側の溶接止端部に発生した。

今回の試験ではH形とT形の疲労強度の差は小さかったが、H形の方が疲労に対する溶接の影響が小さく、ロールから得られる平滑なフィレットが安定して、より優れた疲労耐力を有すると考えられるので、T形よりH形の方が一般的に好ましいと判断される。

5. まとめ

今回の理論解析の結果見出されたことの主なまとめを示すと、

- 1) 従来程度の剛度をもつずれ止めとその配置では床版に相当数、目地を入れても、各床版の中間部の圧縮力はほとんど軽減されず、ずれ止めに適度の柔軟性を与える必要があることがわかった。
- 2) 適度のずれ止めの剛性と床版の分割により、床版の圧縮応力もずれ量も共に所定の限度内に収めることができることがわかった。
- 3) 相当大きなずれの繰返しに耐えることができ、経済的で取り付け容易な柔ずれ止めが静的実験および疲労実験により開発された。

以上の研究の結果、近くこれを実橋に応用する予定である。

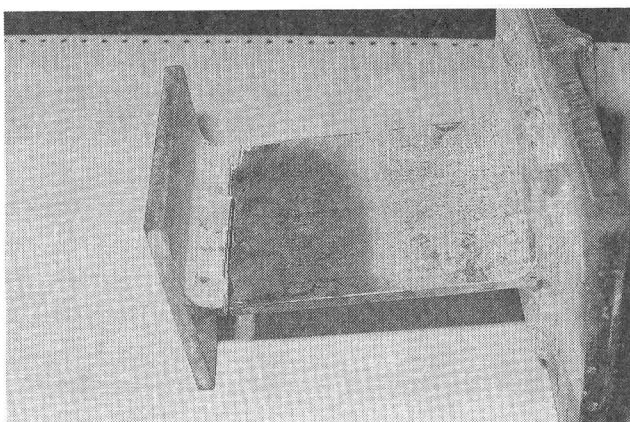


写真3 試験体の亀裂の状況（H形）

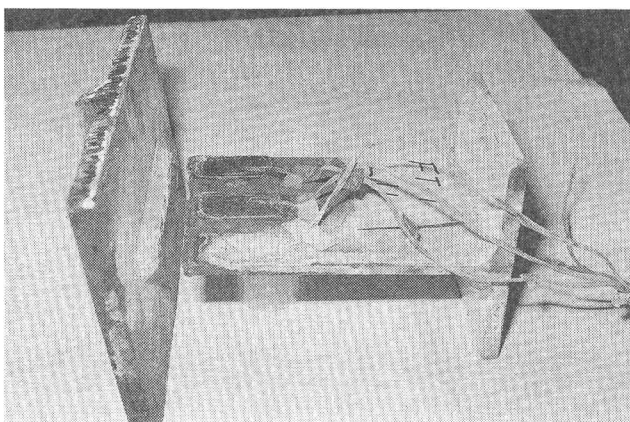


写真4 試験体の亀裂の状況（T形）

謝 辞

本研究を行うに当り、数値解析の一部は当時卒研生の坂本秀行氏（現：日本国土開発勤務）に、また、実験に際しては、NKKの関係各位に御協力を頂いた。なお、本研究の一部は文部省科学研究費の補助を受けた。ここに謝意を表します。

《参考文献》

- 1) 谷口紀久・星川正明・高木芳光：非合成桁のスラブ止めの設計、構造物設計資料 No.82、pp.19～24、1985年6月
- 2) Newmark, N.M., Siess, C.P. and Viest, I.M.: Test and analysis of composite beams with incomplete interaction, Proc. of the Society for Experimental Stress Analysis, Vol.9, No.1, pp.75～92, 1951
- 3) Hawranek, A. and Steinhardt, O. (橋善雄・小松定夫訳)：鋼橋の理論と設計、山海堂、pp.443～480、1965年1月
- 4) 阿部英彦：鉄道用合成桁のずれ止めに関する実験的研究、鉄道技術研究報告、No.961、1975年3月
- 5) 橋善雄・足立義雄：不完全合成桁について、土木学会論文集、第112号、pp.11～19、1964年12月
- 6) 浜田純夫・有住康則：不完全連続合成桁の有限要素解析、土木学会論文報告集、第265号、pp.1～9、1977年9月
- 7) 小松定夫・佐々木孝：不完全合成格子桁橋の理論と近似計算法について、土木学会論文報告集、第329号、pp.27～37、1983年1月
- 8) 島田静雄・熊沢周明：合成桁の理論と設計、山海堂、1973年7月

(1988年10月12日受付)