

薄鋼板と鉄筋を併用した合成梁の特性について

高崎一郎*
原 昭恵**

1. まえがき

現場に於ける施工環境の制約や工期の短縮を目的として、薄鋼板を埋め殺し型枠として使用しコンクリートを打設する場合がある。しかし、この鋼板を構造部材として積極的に利用し、経済性と合理性を追求しようとする試みは合成床版等に僅かな例が見られるに過ぎず、梁部材についての報告は筆者らの提案¹⁾以外に見当たらない。

この原因については経済性に劣ることをも含めて種々考えられるが、その一つに梁引張部としての鋼断面の決定的な不足があげられよう。

本文は、上記のことに鑑みて行った薄鋼板と引張鉄筋を併用した合成梁に対する基礎的な耐力試験の結果と、その設計上の扱い方に対する検討結果について報告するものである。

2. 断面の構成

本報告で扱う基本的な断面構成を図-1に示す。鉄筋コンクリート床版①はスタッド③によってU字型に成型された鋼製梁②と合成されている。下部の鉄筋④は腹部コンクリート⑤の中に埋没されているのみで鋼製梁とは直接連結されていない。又、U字形鋼板の内部には一切ずれ止めを設けていない。従って、コンクリートと鋼板の付着を無視するならば、本構造はRCのT型梁と鋼梁との合成梁と見做すことが出来る。

3. 試験の目的

この特異な構造を実際の構造物として具体化しようと

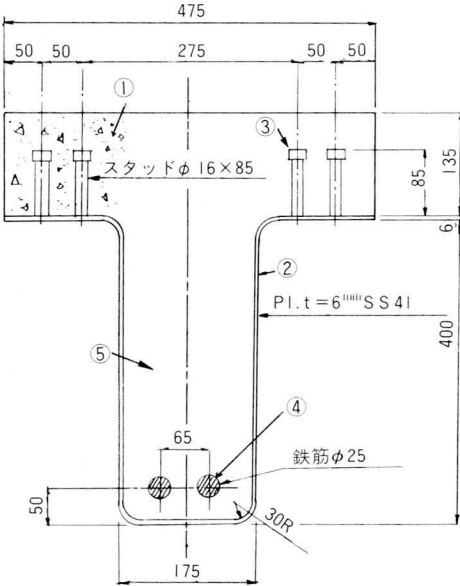


図-1 基本断面

すれば次のような問題を明らかにしておかなければならない。すなわち

- 1) 断面内での歪みに対する平面保持の仮定が成立するか？ もし成立しないとすれば、剛性（荷重、応力、変形の関係）をどう評価するか？
- 2) 鋼板とコンクリートのせん断力の分担はどうか？
- 3) 床版と鋼製梁の合成効果は完全か？

等である。これらの問題を理論によってのみ説明することは極めて困難であり、実物あるいは模型による試験に

* 技術本部設計部長
** 技術本部技術開発部開発課長

頼らざるを得ない。但し、本断面は腹板に相当する二枚の垂直な鋼板を有している為、座屈防止が可能であればせん断力に対しては十分な耐力を持っていると考えられ、上記2)の問題は1)との関連においてのみ重要となってくる。

4. 試験体とその製作

試験体は図-2に示すごとく3種類のものを製作した。すなわち、NO.1は、引張部に鉄筋を配さない単なる鋼板とコンクリートの合成梁であり、本試験における基本的データを得ることを目的としたものである。

NO.2、NO.3は共に引張部に鉄筋を配してある。

表-1 コンクリートの配合

強度試験結果	300kg/m ²
スランブ	10cm
水	152kg/m ³
セメント	287kg/m ³
細骨材	786kg/m ³
粗骨材	1108kg/m ³
混和材	0.718kg/m ³
水・セメント比	53%

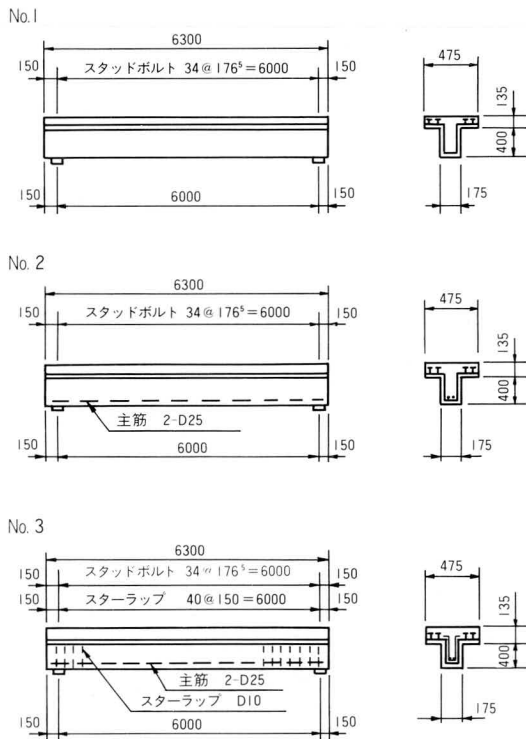


図-2 試験体の種類

NO.2はスターラップを配さず、NO.3はスターラップを配したものである。

試験体は各タイプ1体、合計3体製作した。使用材料については、コンクリートの配合は表-1の通りであり、鋼材についてはSS41、鉄筋はSD35を使用した。なおコンクリートの養生は、1週間の湿潤養生とし、その後は室内で放置した。又、鉄筋およびスタッド以外の鋼材については、コンクリートの接触面に付着力が発生せぬようにグリースを塗布した。

5. 試験方法

試験方法は、図-3、および写真-1に示すごとく、門型フレームを使用し、ロードセルで荷重を計測しながら、ジャッキで載荷した。その時のスパン中央における撓みを変位計により計測し、各部のひずみをひずみゲージにより計測した。

なお、各試験体に取り付けたゲージの配置は図-4の通りである。

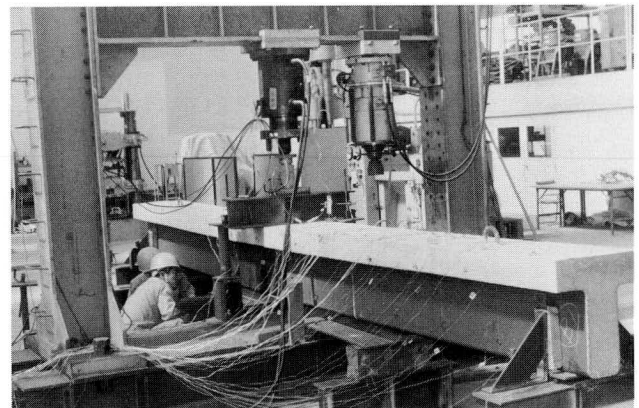


写真-1 載荷試験全景

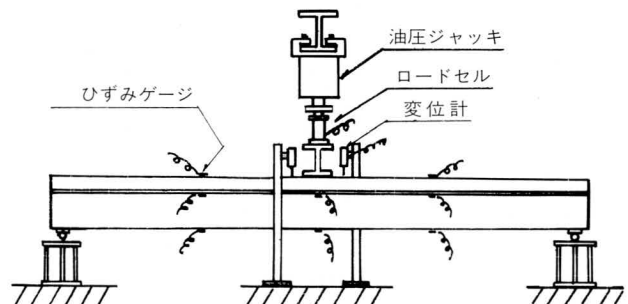


図-3 載荷試験装置

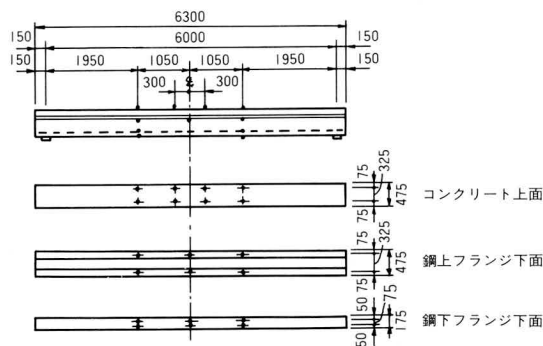


図-4 ひずみゲージ配置

6. 試験結果

図-5は、3種の試験体の各載荷荷重とスパン中央における撓みを表したものである。図6~8は、各々の曲げモーメントと応力度の関係を表したものである。実測データは、材軸に対して、左右のデータを平均してプロットしてある。なお、理論曲線については、次項の考察に記す。

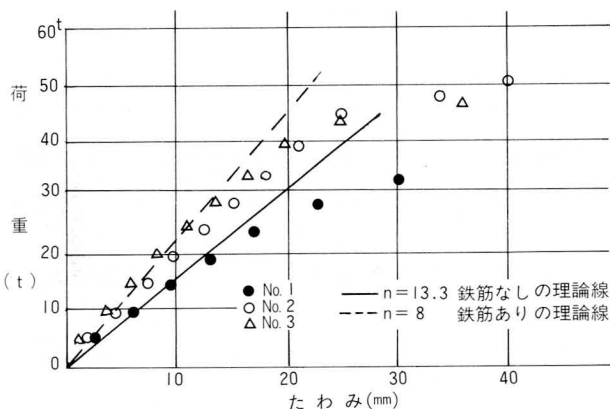


図-5. 支間中央のたわみ

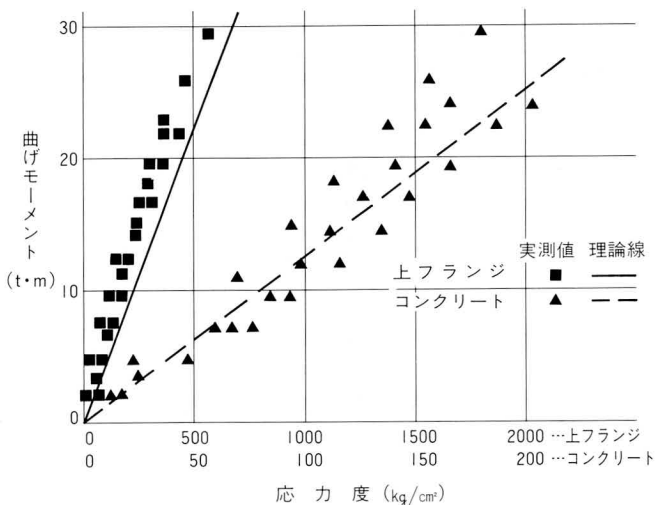


図6-1 No.1 上フランジ、コンクリートの曲げモーメント応力度図

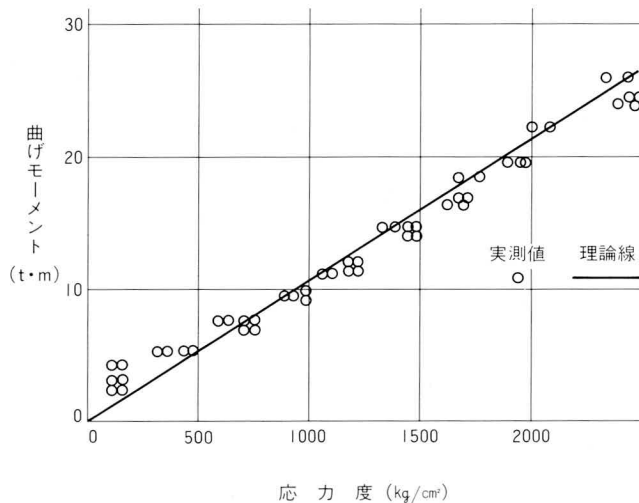


図-6-2 No.1 下フランジ 曲げモーメント 応力度図

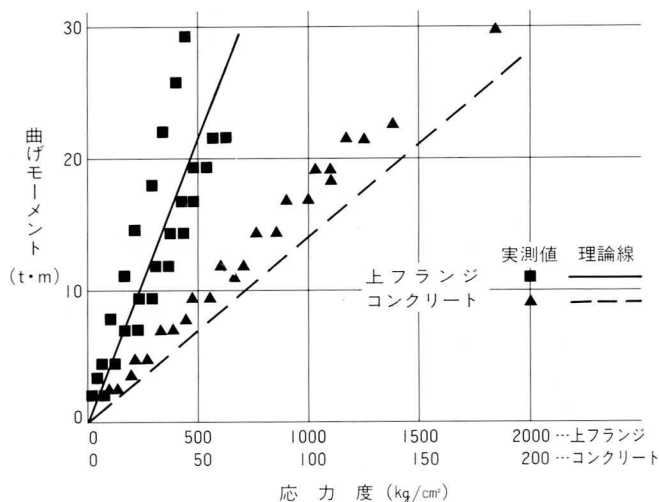


図7-1 No.2 上フランジ、コンクリートの曲げモーメント応力度図

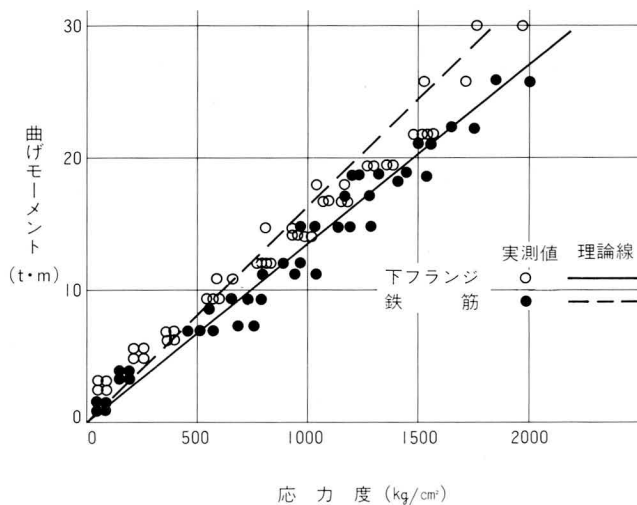


図7-2 No.2 下フランジ、鉄筋の曲げモーメント・応力度図

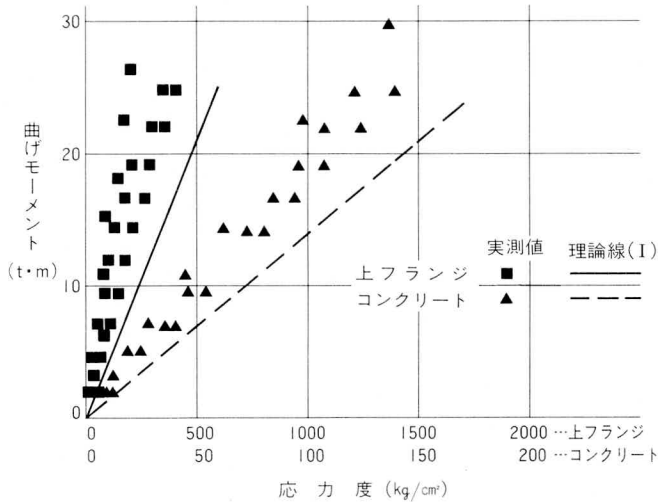


図-8-1 No.3 上フランジ、コンクリートの曲げモーメント・応力度図

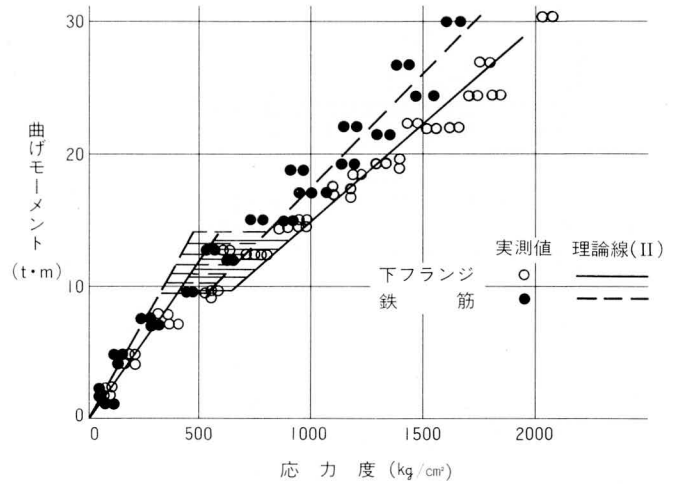


図-8-4 No.3 下フランジ、鉄筋の曲げモーメント・応力度図

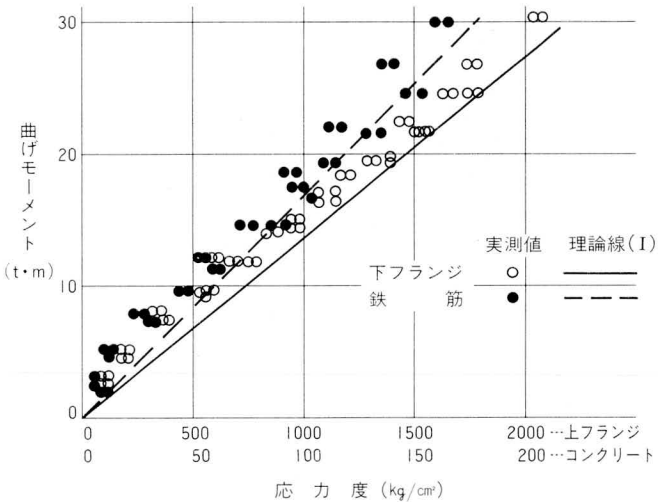


図-8-2 No.3 下フランジ、鉄筋の曲げモーメント・応力度図

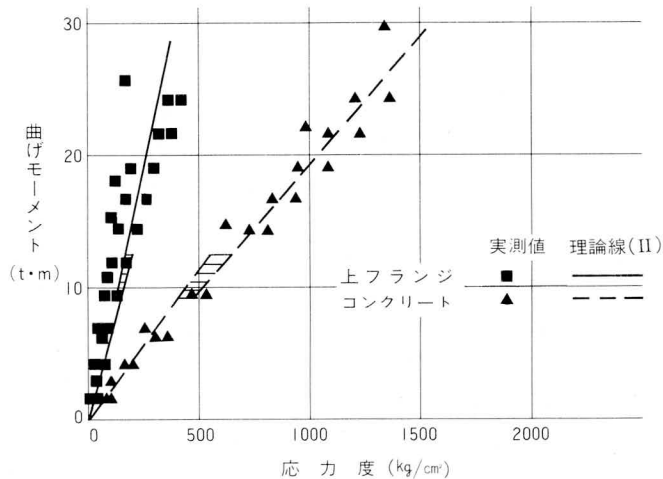


図-8-3 No.3 上フランジ、コンクリートの曲げモーメント・応力度図

7. 考 察

(1) 試験体NO.1 (基準試験体)

NO.2、NO.3における梁引張域に追加された鉄筋の効果を評価するに先立って、コンクリート床版と鋼板梁のみで構成された試験体NO.1の試験結果に対して理論上の裏付けを試みる。この試験体は2枚の腹板に挟まれた部分のコンクリート(大部分が引張域)を無視すれば、床版コンクリートと鋼板梁の単純な合成梁である。しかし、例えば「道路橋示方書」等に従った通常の合成断面としての扱いでは試験結果を説明することが出来なかった。

この原因として、

- ① 上フランジの板が薄く、またスタッドから見て鋼板梁の上フランジの境界条件が非対称であるため、鋼板が面外および水平面内での曲げを受け、合成作用が不完全となる。

- ② 試験荷重が集中荷重であるため、コンクリートの応力分布が梁軸直角方向に著しく不均等となる。この二点が考えられる。これらを床版コンクリートの有効巾の減少として捉え、有住らの報告²⁾に従って不完全合成桁としての解析を試みた結果が、図-9である。同報告では、床版を等方性平板と仮定して応力関数を導入し、床板と鋼梁のズレを考慮した境界条件のもとに、級数解を得ている。即ち、床版全巾を $2B$ 、片側有効巾を λ とすると、

$$\frac{\lambda}{B} = \frac{\sum_{m=1}^{\infty} \{M_m / (f_1 + f_2)\} \sin kx}{\sum_{m=1}^{\infty} \{M_m f_1 / (f_1 + f_2)\} \sin kx} \quad (m=1, 3, 5 \dots)$$

ここに、 $k = m\pi/\ell$ として、

$$f_1 = \bar{I} B k^2 / K_3 - R_m B / H_m, \quad f_2 = (1 + K_2) / K_1 K_2$$

$$K_1 = n A_s / B \bar{I}, \quad K_2 = I_s / A_s a^2, \quad K_3 = Q / E_c$$

$$n = E_s / E_c, \quad H_m = k B_m - k + C_m + D_m$$

$$R_m = k^2 (1 + \nu) (1 + B_m) + 2k (D_m - C_m)$$

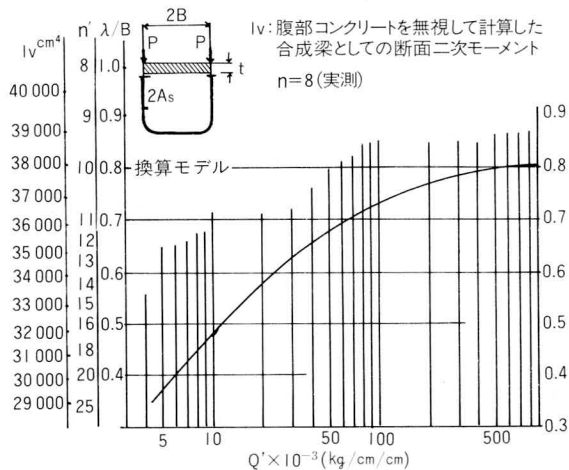


図-9 スタッドの剛性と床版有効巾及び換算剛性

図-9中のモデルに対して、

$$B_m = -1, \quad C_m = -(e^{2kB} + 1), \quad D_m = (e^{-2kB} + 1) / 2B$$

\bar{I} : 床版厚

となる。又、

Q (kg/cm/cm): ずれを考慮したスタッドの剛性

M_m : 曲げモーメント $M(x)$ を展開したときの

Fourier係数

ν : コンクリートのポアソン比、 $\nu = 0.15$

E_s, E_c : 鋼及びコンクリートのヤング係数(本試験体に対しては $n = 8$)

A_s, a : 鋼梁の断面積及び中立軸から接合面までの距離

ℓ : 支間

x : 着目点の支点からの距離

である。

試験荷重10 t (載荷位置での鋼板梁の下縁応力度が約1400kg/cm²) に対する支間中央の鉛直たわみは図-5から6.2mmとなるから、見掛けの断面二次モーメント I_v は、

$$I_v = \frac{P \ell^3}{48 E_s \delta} = 34\,500 \text{ (cm}^4\text{)}$$

となる。無筋である引張域コンクリートの剛性を無視すれば、図-9から

$$\text{有効巾比: } \lambda/B = 0.61$$

$$\text{スタッドの見掛けの剛性: } Q' = 25\,000 \text{ (kg/cm/cm)}$$

が得られる。 $\phi 16$ のスタッドをH型鋼に溶植した場合の剛性については、既の実施した耐力試験⁷⁾の結果から、 $Q \doteq 70\,000$ (kg/cm/cm/4本)と判断されるから見掛けの剛性は約 $1/3$ に低下していることになる。これらの数値を用いて計算された本試験体の曲げモーメントと断面各部の応力の関係を、図-6に示したが、双方は比較的良く一致しており、実用上は床版の換算有効巾を用い、引張域のコンクリートを無視して、平面保持の仮定のもとに合成断面として扱って良いと判断される。

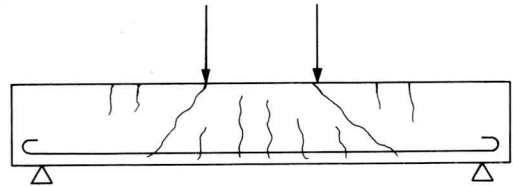


図-10 せん断圧縮破壊

(2) 試験体NO. 2

鋼板とコンクリートの間の付着がなく、かつ腹部コンクリート内に斜引張、あるいはせん断に対する鉄筋を配置してない場合の下側引張鉄筋の効果を調べるのが目的である。図-7の直線は平面保持の仮定のもとに合成梁として計算した理論値である。この場合の床版有効巾は(1)の場合と同様に扱った。図から次のことが判る。

- ① 鉄筋の応力は計算値よりかなり大きい。
- ② 鋼梁下縁の応力は計算値よりかなり小さい。
- ③ 鉄筋の応力は鋼梁下縁の応力よりかなり大きい。

即ち、この断面では平面保持がなされていないのみならず、鋼梁外縁に較べて中立軸からの距離が短い鉄筋に大きな応力が生じている。これは、腹部コンクリート内に鉄筋が配置されていないために、斜めひび割れが早期に発生し、図-10に示すように部材の抵抗機構の一部が梁から、引張鉄筋をタイ材とするタイドアーチないしは三角トラス的機構に移行したことによると判断され⁸⁾せん断圧縮破壊としてせん断支間に比べ梁高の比較的高いRC梁に見られる現象である。したがって、本試験体では腹部コンクリートにひび割れを生ずる荷重を境として鋼、コンクリート合成梁と残存アーチないしはトラス機

構とが併存する構造体となり、鋼梁下縁には梁としての曲げ引張力が生じ、鉄筋には主としてアーチタイとしての引張り応力が生じる。その耐荷力を定量的に評価することは難しい。

(3) 試験体NO. 3

図-8-1, 2中の直線は前述した床版有効巾を用いて計算した合成梁としての理論値であり、荷重の小さい領域に対しては腹部引張域のコンクリートを有効と考えている。応力の実測値には当然のことながらNO.2試験体に見られた鋼梁下縁と鉄筋との逆転現象は見られないが、値はいずれもNO.1試験体で得られた有効巾を用いて計算した理論値を下まわっており特に鋼梁上縁と床版コンクリートにおいて著しい差が認められる。この原因としては、腹部コンクリート中のせん断筋（スターラップ）の存在によって完全なT型RC断面が構成され、床版内部のせん断遅れが緩和されていることが揚げられよう。ちなみに、弾性係数比 $n=8$ とし、床版コンクリートが全巾有効であると仮定した時の合成断面としての理論値との対比を図-8-3, 4に示した。ほぼ完全に一致していることが出来る。また、支間中央の撓みの実測値（ $P=20t$ で $8.5mm$ 、図-5）から計算された断面二次モーメントは $50400cm^4$ であり、引張域コンクリートを無視した合成断面としての理論値 $49300cm^4$ とも良い一致を見ている。

実験の計画段階では、腹部コンクリート中のスターラップは引張鉄筋をも含めた断面全体の平面保持を保証する目的のみを考えており、NO.1試験体の耐力に単純に引張鉄筋の効果を加算すればNO.3試験体の耐力が得られると考えていたため試験結果はやや意外であった。しかし、良く考えて見れば当然のことであって、NO.1試験体のような断面は実構造物としても不完全であろう。

なお3試験体とも最終耐荷力は鋼梁下フランジの降伏によって決まり、試験は梁が折損するまでは続かなかった。

(4) 結論

上記3種類の載荷試験はそれぞれ1体づつしか行っておらず、また、解析に当たっても剛性の評価に大きな仮定を設けてはいるが、試験の結果から一応下記のように結論づけて良いと考える。

- ① 試験体NO.1即ち腹部コンクリート中に全く鉄筋

を有しない梁については、鋼板の薄さ、構造の非対称性をずれ止めの剛性低下に換算し、引張域のコンクリートを無視した合成梁として扱うことが出来る。

- ② 試験体NO.2即ち引張部鋼断面の不足を補う目的で腹部コンクリートに引張鉄筋のみを配置した梁は、ひび割れによる耐力機構の移行があり、剛性ならびに応力状態を簡単には評価出来ない。
- ③ 試験体NO.3のように引張鉄筋の分担する曲げモーメント（正確には曲げモーメントの変化、即ちせん断力）に見合った腹鉄筋を配置すれば、断面全体として平面保持がなされていると見做して良く、応力状態、曲げ剛性とも床版コンクリートとの合成梁として取扱うことが出来る。この場合、合成作用の不完全性は可成り解消されるが、厳密にはNO.1試験体に於けると同様な考慮が別途必要であろう。

8. あとがき

型枠を兼ねて薄鋼板と床版コンクリートとの合成梁ならびにその引張部鋼断面の不足を補う目的で腹部コンクリート中に引張鉄筋を配置した場合についての静的耐荷力試験の結果について報告した。後者の場合に対する腹鉄筋の必要性に関してはRC梁の理論から推測されることであるが、これによって全体を合成梁として扱うことが出来ることを確認した。本試験では鋼板が無応力となる状態でコンクリートを打設したため、鋼梁下縁の断面不足は決定的ではないが、実構造物では死荷重の殆どを鋼梁のみで負担することになり、引張鉄筋の必要性は極めて大きい。また実構造物では鋼梁上部が自由端となることは少なく、例えば床版の鋼型枠と連結されるなどが想定されるので、本試験で問題となった合成作用の不完全性については実用上問題がなくなるものとする。機会を見て更に検討したい。

<参考文献>

- 1) 上前、高野；薄鋼板を用いた新しい鋼・コンクリート合成桁、土木学会構造工学委員会、鋼・コンクリート合成構造小委員会「鋼とコンクリートの合成構造に関する調査研究報告書」昭和59年3月、(宮地技報創刊号；昭和60年3月、に再掲)
- 2) 有住・浜田・梶田；不完全合成桁の有効幅、土木学

会論文報告集第273号、1978年5月

- 3) 若下; 合成構造橋梁の継手部の応力、橋梁と基礎
1983年7月
- 4) P.Ansourian; Beitrag zur plastischen Bemessung
von Verbundträgern, Bauingenieur 1984-7
- 5) H.Schmidt; Stahltrapezprofildecken - Bemessung
und Brandschutz, Stahlbau 1984-10

- 6) 前田・岡村・佐伯; 道路橋示方書における有効幅の
改訂、道路1972年11月
- 7) 高崎・原・鬼頭; 縦リブを利用したずれ止め構造の
耐力試験、宮地技報創刊号1985年3月
- 8) 池田・小柳・角田; 鉄筋コンクリートの力学、土木
学会 新体系土木工学 32、1982年11月

グラビア写真説明

三郷IC上部その6工事

三郷インターチェンジは、我が国最初の、全線高架の大形タービン形インターチェンジである。中央部は最大三層で本線およびランプが複雑に交差した立体交差を形成している。本橋の架設地点は、埼玉県南部の中川と江戸川に挟まれた沖積低地のほぼ中央に位置し、沖積有楽層が厚さ40mにおよぶ軟弱地盤であり、架設地点としては極めて悪い地盤条件である。ICを構成している主要路線は、東京外かく環状道路・常磐自動車道・首都高速道路（足立～三郷線）・国道298号・高速ランプ・一般ランプなどであり、主要幹線を結ぶ重要な構造物であることから、特に耐震設計には慎重な配慮がなされている。

大阪港入路鋼桁及び鋼製橋脚工事

本工事は供用中の高速道路の出入路を利用し、将来インターチェンジを造ろうとする区間にある。その中心部に位置し、既設構造物を拡巾、分岐させるものである。

この区間は昭和49年7月に開通されたもので、当初から将来インターチェンジとして利用するという計画であったが、その後、線形の大巾な変更がなされ、計画で全く考えられていない所に拡巾・分岐を行うことになった。従って、この区間を設計するに当たり、当時の示方書、設計思想、設計方法を把握し、施工段階毎の安全性を確認し、既設構造物の形状に合わせて製作し、工事の支障を排除して施工した。更に、工事中の交通量の確保、安全性の配慮を行った。それでも新しい問題が生じ、発注先と当社とが一体となり、解決にあたり、昭和61年2月末の工事完了を予定している。

千葉都市モノレール支柱第4工区

千葉都市モノレールは、千葉駅から千城台・中央港・県庁へと3方向へ行く懸垂式モノレールである。写真の第4工区は、スポーツセンター駅から動物公園駅間に位置し、門型1基、T型3基、ラケット型2基で合計6基の製作・架設を行なった。モノレール脚は寸法形状が小さく（円柱径1.5m、梁高0.9m、梁幅0.7m程度）製作する上では、梁部に密閉部を設け、組立と溶接を繰返し行った。

又P13脚はT型ではあるが、柱径が1.5m～1.2mへと変化するテーパ管であり、P11脚は柱径1.5m（厚さ50mm）の内径に、30mm厚のカバープレートを2枚溶接する構造となっている。

東北新幹線通勤別線第一武蔵野線線路橋

本橋は桁形式が日本で最初の3径間連続H型鋼埋込み桁である。上部工の軽量化のため、ホロー形式の採用や桁高を極力低くするためSM53材の使用等、非常にユニークな桁橋である。周辺構造物との関連で桁高は低くおさえられ、このメリットは最大限に活用されている。

型枠は工場製作の鋼製埋め殺し型枠を使い、線路上の型枠作業を省いている。このことは鋼桁の採用と相まって工期短縮に寄与している。外観上は一見して、扁平な箱桁のようであるが、下フランジが露出しており、新形式の特長を示している。以上の特色が土木学会で認められ、昭和60年度の作品部門で田中賞を受けた。