

RC 横桁で連結された H 形鋼連続合成桁の負曲げ載荷実験

Negative Bending Test on the Continuous Composite Rolled-H Girders Jointed by RC Cross Beam at the Intermediate Support

吉村直樹*, 大山 理**, 栗田章光***, 梶川靖治****

Naoki YOSHIMURA, Osamu OHYAMA, Akimitsu KURITA and Yasuharu KAJIKAWA

- * 工修 ボーフム大学大学院 (Universitätsstraße 150, IC 4/135 D - 44780 Bochum, Germany)
 ** 工博 大阪工業大学 工学部 都市デザイン工学科 講師 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5-16-1)
 *** 工博 大阪工業大学 工学部 都市デザイン工学科 教授 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5-16-1)
 **** 工博 摂南大学 工学部 都市環境システム工学科 教授 (〒572-8508 寝屋川市池田中町17-8)

As for the short span bridges up to approximately 30m, prestressed concrete bridges are mainly adopted because of their low construction cost. In this study, to expand the application of the steel girder in the short span bridges, a continuous composite rolled-H girder bridge with new type of the joint system using concrete cross beams at the intermediate support is proposed as an alternative to prestressed concrete bridges. This system aims to create simple construction method and economical structural system. Adjacent rolled-H girders which have been erected as simple spans using temporary supports are connected by cast-in-place concrete cross beams at the intermediate support. To validate the performance and identify force transfer mechanisms of this joint system, the negative bending test was conducted. The results are discussed here.

Key Words : RC cross beam, rolled-H girder, small span bridges, static loading test

キーワード: RC 横桁, H 形鋼桁, 小スパン橋梁, 静的載荷試験

1. はじめに

わが国におけるスパン長 30m 程度までの小スパン道路橋としては、これまでは鋼橋よりもプレテン連結 T 桁橋、プレテン中空床版橋などのプレストレストコンクリート(PC)製橋梁が、主に経済性の面から多く採用されてきた。しかし、鋼材を主桁構造として採用することにより、上部工の軽量化に伴う下部工のスリム化、さらには耐震性向上などにより、一層、橋梁全体の性能アップならびに工費削減が期待できることは明らかである。小支間 PC 橋に対抗できる鋼橋として、従来、主桁に圧延 H 形鋼を用いる H ビーム橋形式が挙げられるが、どちらかといえば非合成の単純桁形式のものが多く、その採用事例は少なかったようである。近年の公共事業のコスト縮減に加えて走行性の改善やミニマムメンテナンス化などの諸要求に応えるべく、H 形鋼合成桁橋の連続形式化が見直される気運にある¹⁾。

例えば、ヨーロッパでは、中小スパン橋梁における PC 橋優勢の状況から鋼橋の地盤回復を図る試みが多く行われており、その状況は変わりつつあるようである²⁾。写真-1 は、ルクセンブルグにおける跨線橋として建設された 3 径間連続合成 H ビーム道路橋(スパン: 25m+40m+25m)であり、6 本の主桁には桁高 1m の大型圧延 H 形鋼(高降伏点

強度鋼 S460-HISTER QST, $\sigma_y = 460 \text{ N/mm}^2$)が使用され、中間支点部での鋼桁どうしの連結には鉄筋コンクリート(RC)製横桁構造が採用されている。

これらの背景をふまえ、本研究では連続合成 H 形鋼桁道路橋について、主として中間支点上での主桁連結工法に注目し、過去、種々提案されている工法の中から、特に、現場施工の簡略化や施工期間の短縮など低コスト化に有利と考えられる RC 横桁連結構造に着目することにした。ここでいう RC 横桁連結構造とは、多径間にわたり単純形式で架設された H 形鋼を中間支点部で場所打ちのコンク

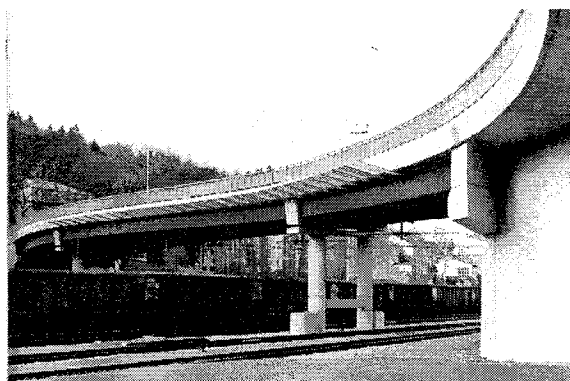


写真-1 3 径間連続合成 H ビーム道路橋の例²⁾

リート横桁によって連結するという極めてシンプルな構造である。本構造の特徴は、現場での施工の簡素化を図ることであり、縦締めおよび横締めなどのプレストレスングを一切必要としない。また、橋脚との剛結構造を適用することで、耐震性の向上、維持管理費の削減が可能である。したがって、これに付随して、例えば、支点上付近の床版コンクリートおよびRC横桁のひび割れの問題、支点部でH形鋼桁を不連続とすることによる曲げ・せん断の応力伝達機構への影響、負曲げモーメントに対する床版内橋軸方向鉄筋のみによる引張力分担の可否とずれ止めへの影響、連結部の最終破壊形態と終局耐力問題、さらには設計計算における抵抗断面の考え方や橋軸方向鉄筋量の決定方法など、実用化までには数多くの解決すべき課題が挙げられる。

そこで、実用化の可能性を探る第一段階として、RC横桁部を模した桁供試体についての静的載荷試験を実施することにより、床版と連結部コンクリートのひび割れ状況、負曲げに対する応力、変形状態さらには最終破壊形態と最大耐力力などに重点をおいて調査することにした。本報告はこれらの実験結果をとりまとめたものである。

2. 中間支点部のRC横桁連結構造

本研究で対象とする中間支点部のRC横桁の構造詳細および応力伝達に対する考え方を図-1に示す。

実際のRC横桁の形成手順は、以下のとおりである。すなわち、仮ベントを用いて単純形式で架設されるH形鋼の端部には予め鋼板(以下、エンドプレートという)が溶接され、エンドプレートの外側にはずれ止めが取り付けられている。これらの隣り合うエンドプレート間にひび割れ防止の補強鉄筋を配置するとともに、左右の床版を連続一体化するための橋軸方向鉄筋や床版主鉄筋を配置し、最後に複数のH形鋼主桁を横方向に連結一体化させるためのRC横桁を場所打ちコンクリートで形成するものとする。

このRC横桁連結部における主桁作用としての応力伝達機構は、弾性状態から終局状態を通じて、負曲げモーメントによって床版に作用する引張力は、RC横桁を貫通する床版内橋軸方向鉄筋によってその全てが負担され、一方、鋼桁下フランジに作用する全圧縮力は、エンドプレートを介して横桁コンクリートに支圧力として分散伝達されるものとする。これにより支点上断面はいわゆる単鉄筋RC断面とみなすことができる。また、主桁に作用するせん断力は、エンドプレートに配置したずれ止めによってRC横桁を介して支承に伝達されるものとする。

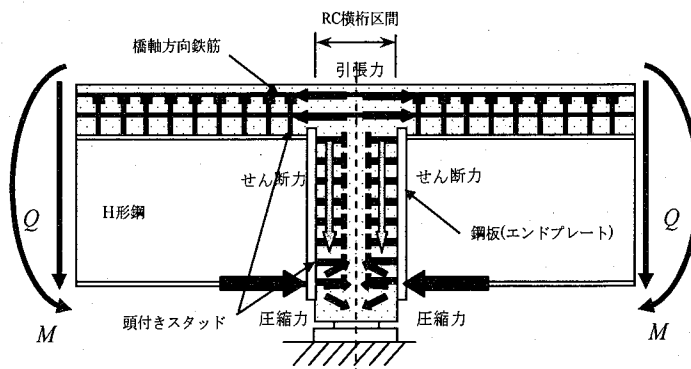


図-1 RC横桁構造における応力伝達機構

3. 載荷実験の概要

3.1 供試体と載荷方法

実験に先立ち実施した1径間20mの2径間連続合成桁橋の実橋モデルの試設計結果に基づき、合成断面に占める鋼桁の割合である断面構成比の値を合わせることで、図-2に示すような中間支点部付近に重点をおいた床版厚150mm、桁高738mm、全長8.6mの天秤形の梁供試体を製作した。H形鋼端部のエンドプレートは、支圧板となるため厚板($t=32\text{mm}$)を使用²⁾し、その外側には頭付きスタッド($\phi 19 \times 100\text{mm}$)を取り付けた。左右のエンドプレート間の間隔すなわちRC横桁の区間は600mmとし、その幅は、床版幅と同じ1200mmとした(図-3(b)参照)。床版内の橋軸方向鉄筋量は、上述の試設計結果に基づき、コンクリート断面積の約3.5%となるようにD19を22本配置した。



写真-2 載荷状況

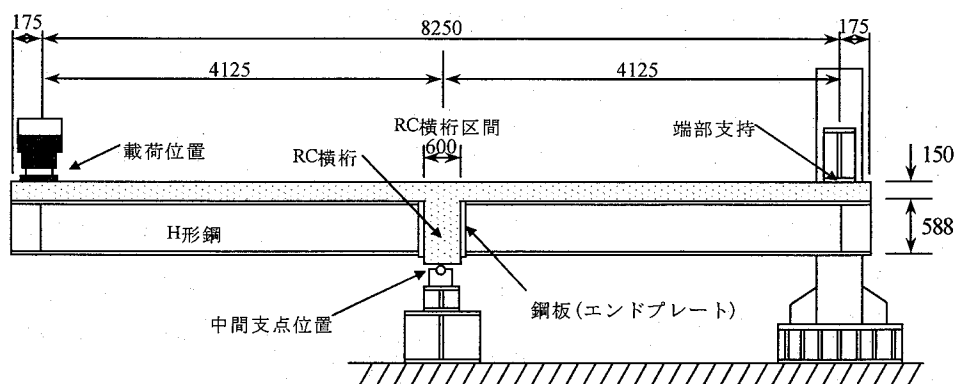


図-2 供試体の概要 (単位: mm)

荷重方法は、図-2に示すように桁片側端部の床版上側をおさえつけ、もう一方の端部に上面から荷重を載荷して負曲げモーメントを与えた。写真-2に荷重状況を示す。

供試体に用いた材料試験結果を表-1に示す。

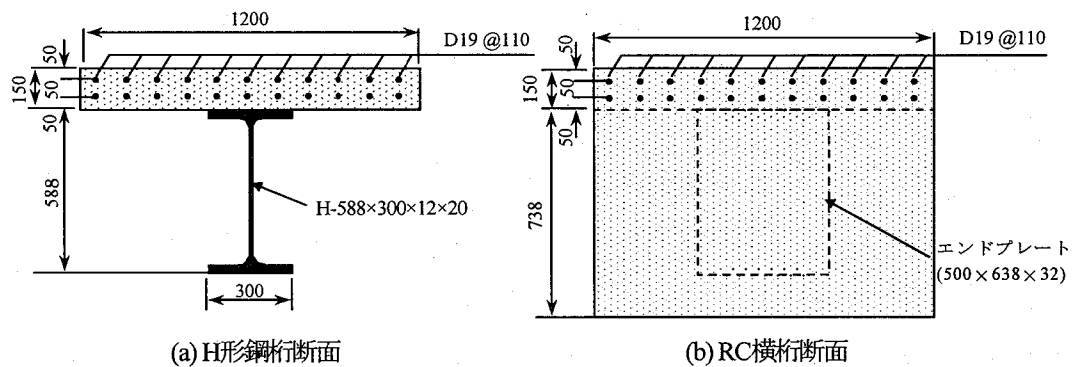


図-3 供試体の断面寸法 (単位: mm)

表-1 材料試験結果

コンクリート	材令 41 日 一軸圧縮強度 (実験日当日)	圧縮強度	38.4 N/mm ²
		引張強度	2.77 N/mm ²
		静弾性係数	3.17×10 ⁴ N/mm ²
		ポアソン比	0.191
圧延 H 形鋼 (SS400) (ミルシート値)		降伏点	292 N/mm ²
		引張強度	481 N/mm ²
鉄筋 (SD295A) (ミルシート値)		降伏点	380 N/mm ²
		引張強度	528 N/mm ²

3.2 測定方法

荷重実験における主な測定項目と方法は以下のとおりである。

- ① 図-4に示すように、中間支点を中心とした左右対称の A~E の 5 断面についてコンクリート床版、床版内橋軸方向鉄筋、H 形鋼桁および横桁コンクリートのひずみを荷重ステップ毎に測定した。なお、横桁コンクリートには予めひずみゲージを貼付した鉄筋を所定の位置に埋め込んでおいた。
- ② 主桁の曲げ変形は、荷重点、中間支点および固定端部でそれぞれ鉛直変位を測定し、補整計算により荷重点のたわみを代表値として算出した。
- ③ 予めコンクリート床版上面には、図-5に示すように主鉄筋あるいはエンドプレートをもたぐようにひび割れ幅測定用のπゲージを配置しておき、荷重ステップ毎に中間支点の左右約 4m の範囲内のコンクリート表面に生じたひび割れを観察・記録した。

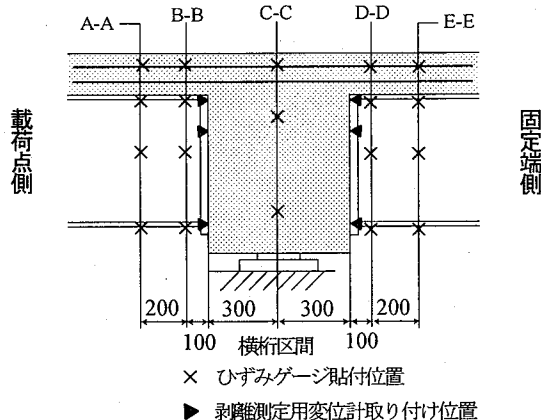


図-4 ひずみゲージ貼付断面位置 (単位: mm)

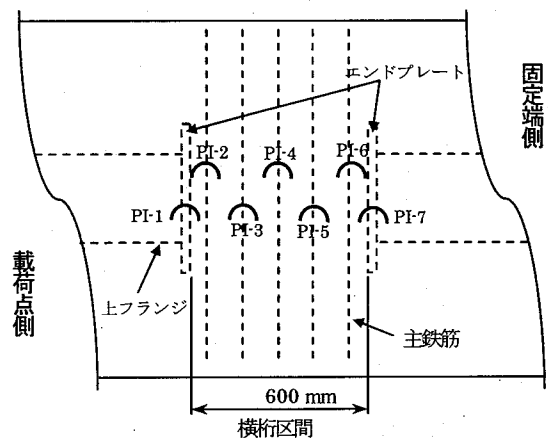


図-5 床版上面のπゲージ取付け位置

- ④ エンドプレートと横桁コンクリートの接触面には、両者の水平方向の剥離を測定するための変位計を図-4に示すように設置した。

3.3 荷重理論値

荷重の荷重ステップを決定するに際して、基準となる中間支点上 C-C 断面の床版内橋軸方向鉄筋に着目し、各応力段階を設定することにより表-2 のように各荷重ステップの最大荷重を決定した。

表-2 荷重ステップ

荷重荷重 P	特性荷重	部材の応力状態
0 → 30kN	ひび割れ発生荷重	床版コンクリート 引張強度
30 → 130kN	設計荷重	鉄筋許容応力度 140N/mm ²
130 → 350kN	降伏荷重	鉄筋降伏応力度 380N/mm ²
350 → max	終局荷重	—

4. 実験結果と考察

4.1 コンクリートのひび割れ

中間支点付近の床版と RC 横桁部の設計荷重時におけるひび割れ分布を図-6に、RC 横桁部上面の終局時におけるひび割れ状況を写真-3に示す。また、πゲージより検知できたひび割れの荷重-ひび割れ幅関係を図-7に示す。

初期ひび割れは、連結部付近に荷重 $P = 20\text{kN}$ 時に発生した。しかしそれ以降荷重を増加しても連結部にひび割れが集中することなく、設計荷重時では20～30cm 程度の間隔で橋軸方向にほぼ一様に分散した。

また、図7からわかるように、いずれのひび割れ幅も設計荷重時では一般的な許容ひび割れ幅である 0.2mm を超えることはなく、降伏荷重までは荷重の増加に対してほぼ線形的にひび割れ幅が大きくなった。さらに、降伏荷重以降は、ひび割れ幅が急増し、最終的にエンドプレート直上あたりのひび割れだけに集中するような形となった。床版上面の最終的なひび割れ状況は、10～15cm 間隔で、中間支点を中心とする約 4m の範囲内にひび割れがほぼ均一に分布した。

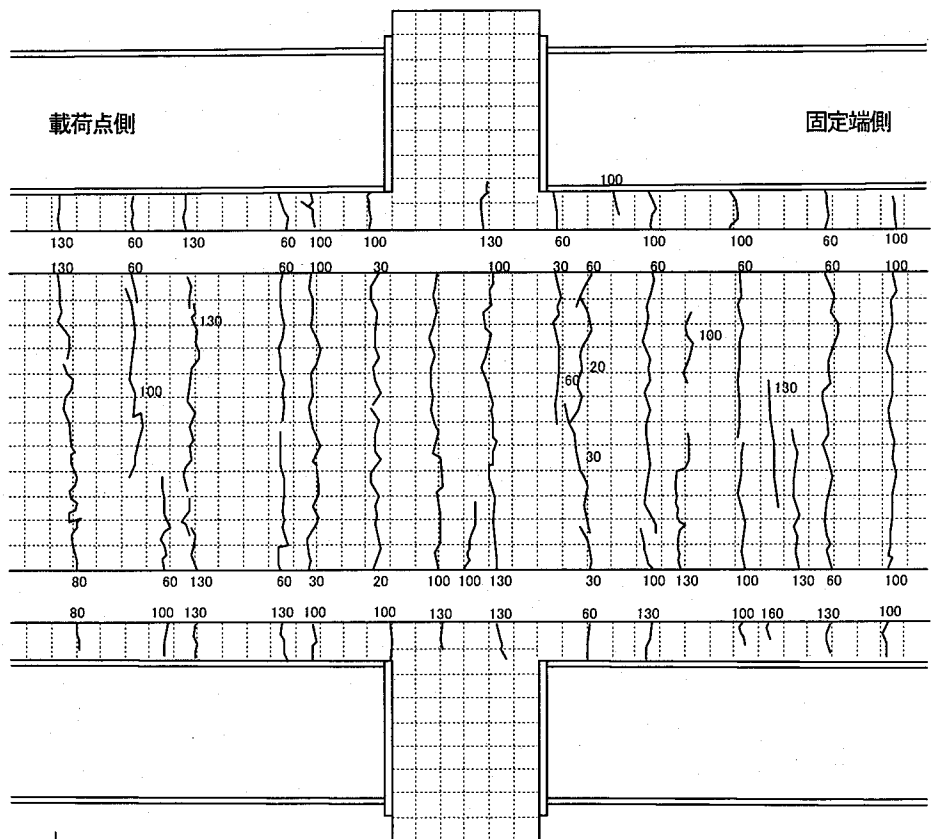


図6 設計荷重時 (130kN) におけるひび割れ分布 (単位: kN)

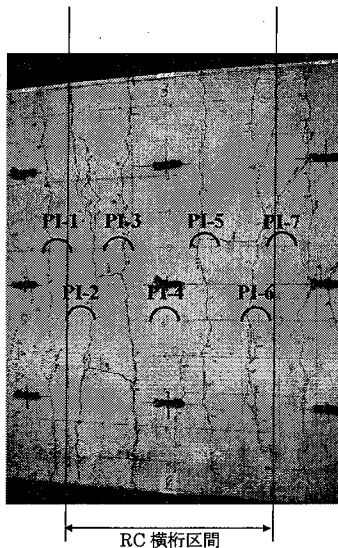


写真3 RC横桁部上面の最終ひび割れ状況 (396kN)

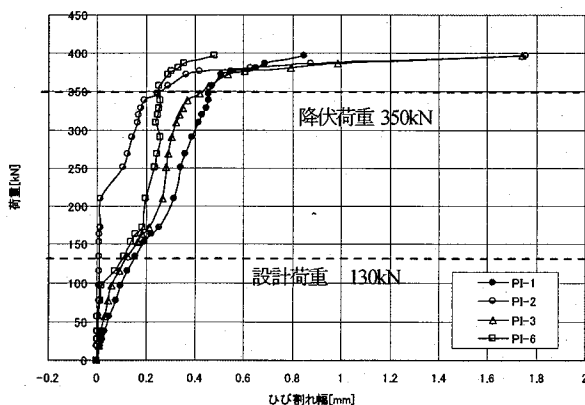


図7 荷重－ひび割れ幅関係

4.2 エンドプレートのRC横桁からの剥離

H形鋼が中間支点上で不連続であることから、負曲げによりエンドプレート上端がRC横桁から剥離すること(離間)が予想された。そこで、両者の相対変位を測定すべく図4中に示した位置に変位計を取付けておいた。載荷点側における荷重－剥離関係を図8に、剥離状況を図9にそれぞれ示す。図8において設計荷重時 ($P = 130\text{kN}$) ではそれぞれの測定位置で剥離の兆候が見られるものの、その値はごくわずかであり、 170kN あたりから急増していることがわかる。また、図9に示すウェブや下フランジ位置での剥離状況から判断して、エンドプレートはその最下縁を中心に回転するように変形していることが確認された。最終的に供試体は、鉄筋降伏に伴い、エンドプレートの回転角が増大することにより、載荷点側境界位置で二つ折れになるような形で破壊した。

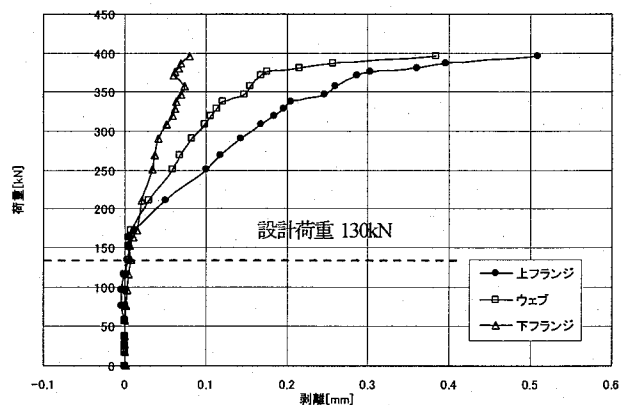


図8 載荷点側エンドプレートの荷重－剥離関係

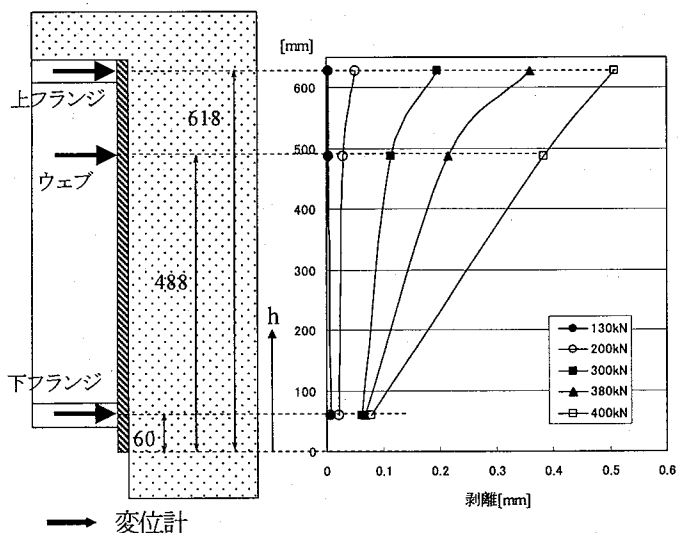


図-9 エンドプレートの剥離状況

4.3 断面のひずみ分布

本構造において最大の負曲げモーメントが作用する中間支点上(C-C 断面)と、連結部のエンドプレートに最も近いH形鋼桁(B-B 断面)に着目し、それぞれのひずみ分布について、測定値ならびにコンクリート全断面有効と引張コンクリートを無視した梁理論による計算値との比較を図

-10 に示す。なお、測定値は、コンクリート床版上面および床版内橋軸方向鉄筋では幅方向3箇所、鋼桁では左右2箇所の平均値である。

図-10 より、床版上面のひずみは、計算値のひび割れ荷重(30kN)以前にひび割れが発生したため、梁理論値との一致は見られなかった。その要因については、乾燥収縮の影響が大きかったものと考えられる。

B-B 断面では、ひび割れ発生荷重状態において床版鉄筋ひずみが引張コンクリート無視の梁理論値よりも大きく、一方、上フランジひずみは小さな値となっている。設計荷重および降伏荷重状態においても同様の傾向が見られ、荷重の増加に伴い、上フランジひずみはあまり増加せず、床版鉄筋ひずみの増加が著しいことがわかる。

C-C 断面の鉄筋と横桁コンクリートのひずみは、荷重の増加に伴い全断面有効から引張コンクリート無視の計算値へと移行しており、そのひずみ分布もほぼ直線状に分布していることがわかる。設計荷重時では、全断面有効と引張コンクリート無視の中間にあることから、テンションスチーピングの影響を受けているものと思われる。

4.4 荷重-ひずみ関係

(1) C-C 断面

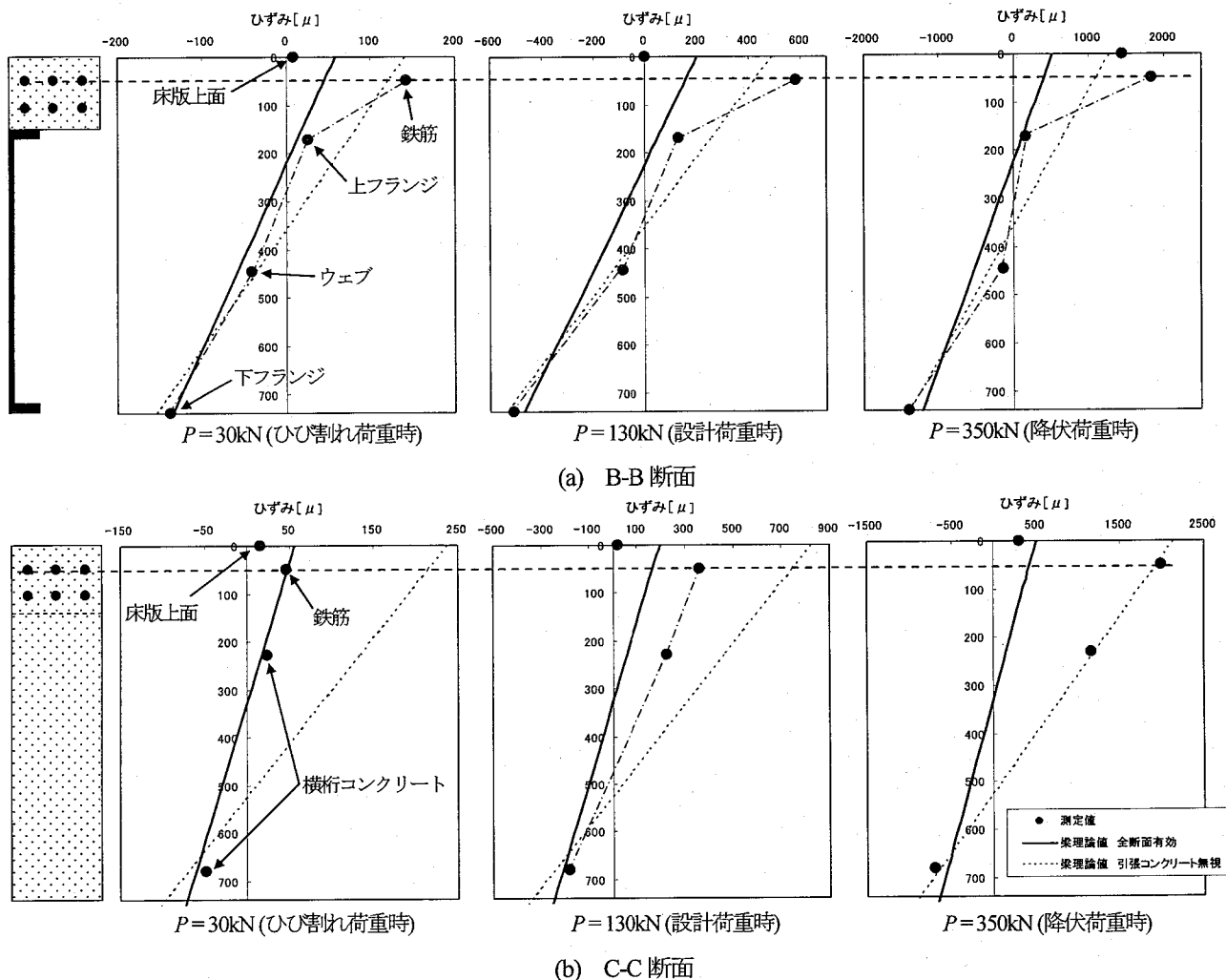


図-10 B-B 断面と C-C 断面のひずみ分布

中間支点上 C-C 断面の床版鉄筋の荷重-ひずみ関係を図-11 に示す。設計荷重 $P = 130\text{kN}$ の段階では、測定値が許容応力度相当ひずみ 700μ よりもかなり小さい値となっている。これは上述のように、コンクリートのテンションスティフニングの影響によるものと考えられる。また、降伏荷重 $P = 350\text{kN}$ 以上になると、ひび割れの進行に伴いテンションスティフニングの影響がなくなり測定値は引張コンクリート無視の梁理論値とほぼ一致する。

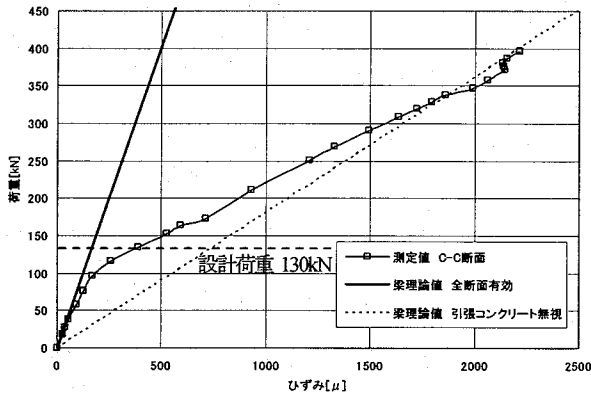
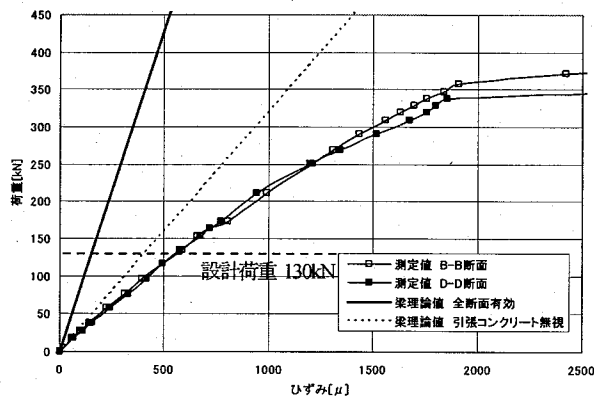


図-11 C-C 断面 床版鉄筋の荷重-ひずみ関係

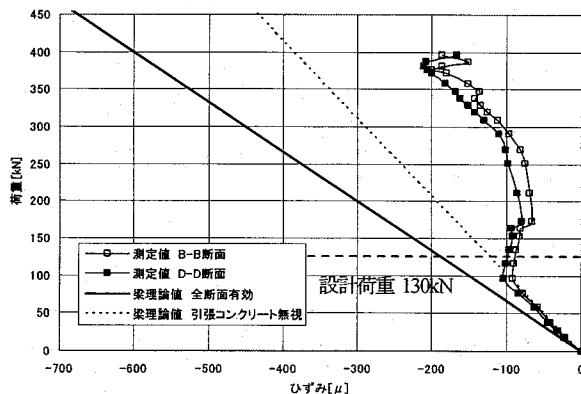
(2) B-B 断面および D-D 断面

載荷点側と固定端側で作用モーメント分布が対称となる B-B および D-D 断面の各測定点における荷重-ひずみ関係について図-12 に示す。

まず、(a)の鉄筋ひずみに関しては、両断面で共にひずみがよく一致しており、ほぼ線形挙動を示していることがわ



(a) 床版鉄筋



(c) ウェブ

かる。しかし、荷重が初期の段階から測定ひずみは梁理論の引張コンクリート無視の値より大きくなっている。このことから、境界位置付近の床版内橋軸方向鉄筋には梁理論による計算値以上の大きな引張力が作用していることが明らかとなった。

つぎに、(b)の上フランジの測定ひずみは、両断面でやや異なる値となっているものの、その挙動の傾向は似ていることがわかる。設計荷重程度の荷重レベルまでは、ほぼ直線的にひずみが増加するが、それ以降の荷重になるとひずみは増加せずほぼ一定値あるいはむしろ減少するような挙動を示している。

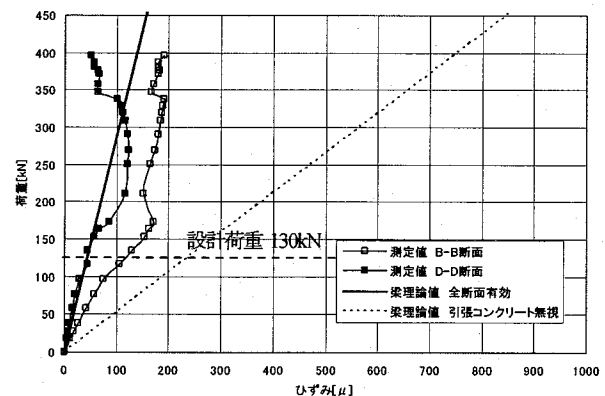
(c)のウェブの測定ひずみは、両断面でほぼ一致している。しかし、その挙動は上フランジと同様に $P = 100 \sim 300\text{kN}$ 程度の範囲ではひずみがほぼ一定値を保っている。

また、(d)の下フランジの測定位置では、両断面でひずみの値にやや差はあるものの、その挙動はほぼ線形となっており、梁理論値によって評価できるものと考えられる。

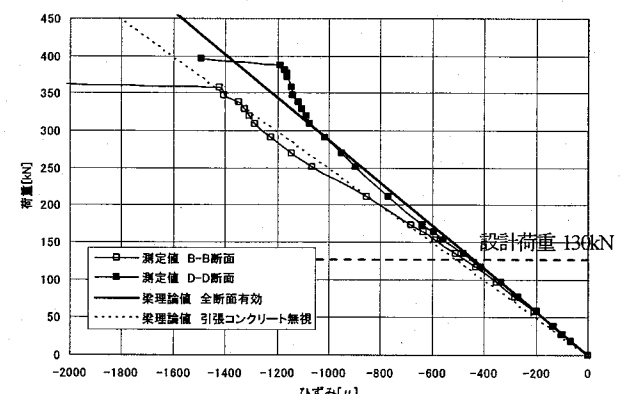
結局、エンドプレート近傍の H 形鋼は、不連続であるが故に、負曲げによる引張に対し十分に抵抗できず、その分、橋軸方向鉄筋に大きな負担のかかることがわかった。

4.5 床版内橋軸方向鉄筋に作用する引張力

前述の通り、床版内橋軸方向鉄筋ひずみは、中間支点上の C-C 断面においては、その挙動が全断面有効から引張コンクリート無視の梁理論値に移行する挙動を示したものの、RC 横桁と H 形鋼桁の境界すなわちエンドプレート位置付近には、荷重が初期の段階から引張コンクリート無視



(b) 上フランジ



(d) 下フランジ

図-12 B-B、D-D 断面における荷重-ひずみ関係

の梁理論値よりも大きな引張力が作用していることがわかった。そこで、RC 横桁部を含む床版内橋軸方向鉄筋に作用する引張力について検討を加えてみた。

(1) 鉄筋ひずみの測定結果とその考察

床版鉄筋ひずみの橋軸方向分布を図-13 に示す。図-13(a) と(b)において、C-C 断面では測定ひずみは引張コンクリート無視の計算値よりも小さく、B-B と D-D 断面では逆に引張無視よりも大きなひずみとなり、結果的に通常の曲げモーメント分布形とは異なる M 字形のひずみ分布となっていることがわかる。これに対し、図-13(c)では、荷重が増加すると、A-A から E-E の全ての断面においてほぼ様な引張応力状態になることがわかった。これは、荷重増加に伴いコンクリートのひび割れが進行することにより、A～E 区間内の引張抵抗断面がほぼ鉄筋断面のみとなるためであり、またそれに加えてエンドプレートの剥離によりこの区間内の鉄筋が両端で固定されたほぼ様な引張部材とみなせるようになるからである。

(2) 鉄筋引張力の算定方法

RC 横桁区間内の床版橋軸方向鉄筋に作用する引張力は、図-14 に示すように簡単な「てこの原理」に基づく算定モデルについて、エンドプレートの最下端を支点とする次式によって算出できる。

$$P \cdot \ell = M = N_r \cdot d_r \quad N_r = \frac{P \cdot \ell}{d_r} \quad (1)$$

これによる計算値と測定ひずみとの比較を図-15 に示す。両者は、設計荷重を超える $P = 170\text{kN}$ くらいまで良好に一致していることがわかる。

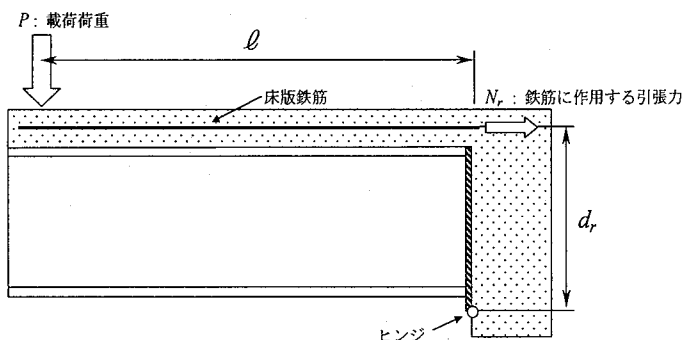


図-14 鉄筋引張力算定モデル

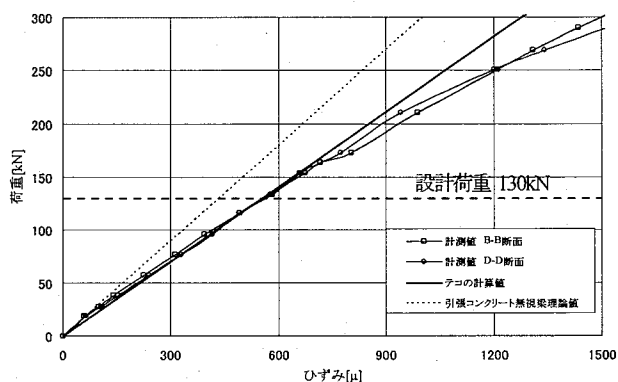


図-15 鉄筋引張力算定式の検証

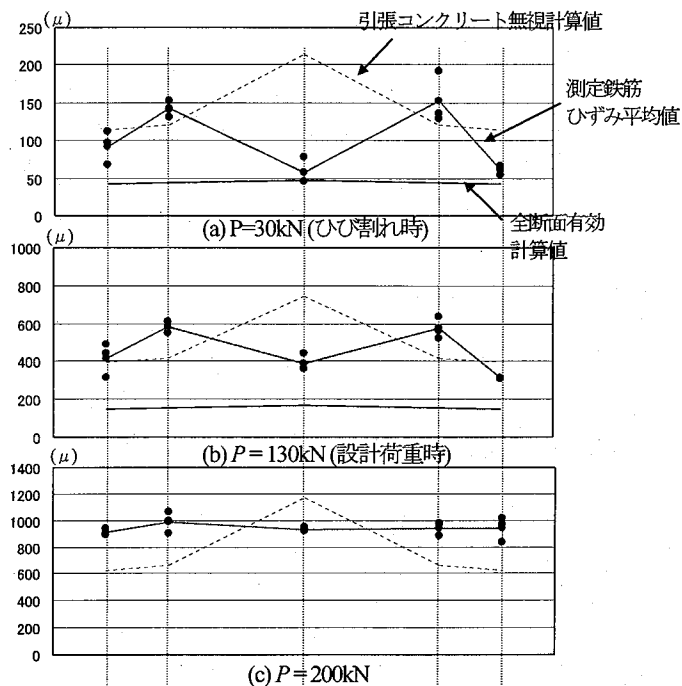


図-13 床版内橋軸方向鉄筋ひずみ分布

4.6 たわみ

荷重点位置におけるたわみの測定値と梁理論計算値の比較を図-16 に示す。たわみの測定値は、ひび割れ発生荷重までは、全断面有効の理論値に沿って増加するが、 $P = 100\text{kN}$ を超えたあたりで増加率が大きくなり、 $P-\delta$ 曲線が折れ曲がっているように見える。これは、上述のようにエンドプレート境界部の軸方向鉄筋に大きな引張力が作用することによる影響ではないかと考えられるが、今回の実験では十分に把握できなかった。

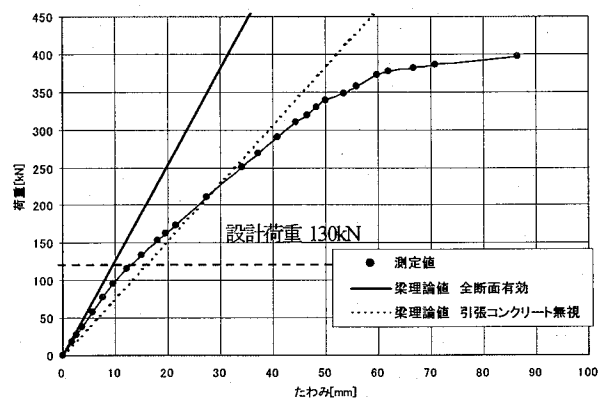


図-16 荷重点位置におけるたわみ

4.7 終局耐力

供試体は、荷重が増加しても外見的にはほとんど大きな変状を示さなかったが、最終的には全ての床版内橋軸方向鉄筋が降伏することに伴い、エンドプレートの剥離現象が顕著となり、特にエンドプレート直上あたりのひび割れ幅が集中的に急増することによりほぼ終局状態に至った。そのとき

の最大荷重は $P_{max} = 396\text{kN}$ であった。なお、エンドプレートの支圧による RC 横桁部コンクリートの圧壊や H 形鋼桁の局部座屈現象は観察されなかった。

このような破壊性状をもとに、図-12 に示した B-B と D-D 断面についての荷重-ひずみ関係において、床版鉄筋と下フランジでは降伏していたが、上フランジとウェブ中央付近ではいずれもひずみが停留し降伏していなかったことを考え合わせ、つぎのような終局耐力算定モデルを想定してみた。すなわち、図-17 に示すように、エンドプレート近傍の H 形鋼を含む断面について、引張鉄筋は全て降伏するが、H 形鋼は上フランジが不連続であるため引張力を負担せず圧縮力のみ抵抗すると考えることにした。この終局応力モデルによれば $P_u = 391\text{kN}$ と算出され、実験での最大荷重と良い一致をみた。

5. まとめ

H 形鋼連続合成桁橋の低コスト化を実現するための一方策として、中間支点部のシンプルな連結工法である RC 横桁連結構造に着目し、その基本的な力学特性を把握するための載荷試験を実施した結果、以下の知見が得られた。

(1) RC 横桁および床版コンクリートのひび割れ性状

初期ひび割れは、両エンドプレート直上あたりの床版上面に発生し、設計荷重段階では中間支点を中心とする約 4m の範囲内に多数のひび割れが 20~30cm 間隔で分布したが、その幅はいずれもほぼ 0.2mm 以下であった。降伏荷重以降はほぼエンドプレート直上のひび割れだけが急増し、最終的なひび割れ間隔は 10~15cm となった。

(2) エンドプレートの剥離

中間支点部で H 形鋼を不連続としたことが本実験ではエンドプレートの RC 横桁からの剥離現象として観察された。 $P = 100\text{kN}$ 程度まではほとんど剥離することはなかったが、 $P = 170\text{kN}$ を超えたあたりから剥離が顕著となり、この影響が H 形鋼の負曲げに対する引張抵抗を減少させ、逆に床版内橋軸方向鉄筋に過大な引張力を作用させることとなったようである。なお、この鉄筋引張力については、エンドプレート最下縁を回転中心とするモーメントのつり合い式から簡易的に算出することができ、ひび割れの進行に伴い RC 横桁区間内ではほぼ一定分布と

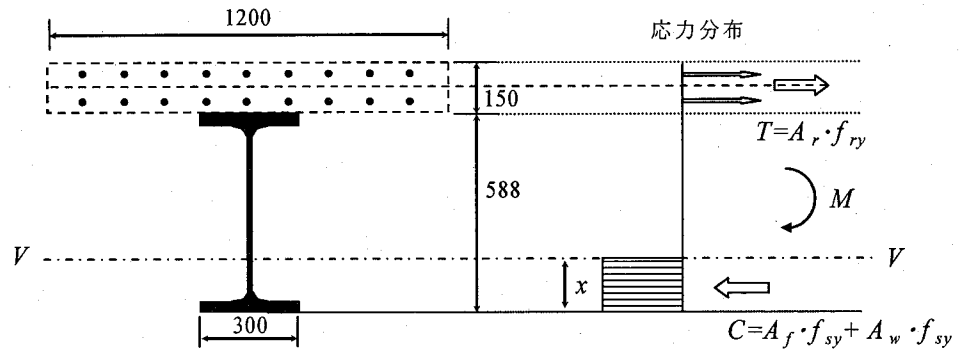


図-17 H 形鋼断面についての終局応力分布の仮定

なることがわかった。

(3) 桁の応力・変形状

まず、RC 横桁中間支点直上断面については、設計荷重レベルでは基本的に引張コンクリート無視の単鉄筋断面とみなしてもよいが、できればテンションスティフニング効果を考慮して曲げ応力の評価精度をより一層高める必要がある。ただし、最終的な終局状態では、完全に引張コンクリートを無視した単鉄筋断面とみなせる。一方、エンドプレート近傍の H 形鋼を含む境界断面については、設計荷重レベルあたりまでは基本的に引張コンクリートを無視した床版内橋軸方向鉄筋と H 形鋼とからなるいわゆる鋼材断面とみなせるが、エンドプレートの剥離が顕著となる荷重以上の応力評価については別途検討が必要である。

また、桁の変形については、特に、降伏荷重に近くなると通常の曲げ変形に加えて過大な橋軸方向鉄筋引張力に伴う変形が付加されるようであり、別途検討を加えたい。

(4) 終局耐力

桁断面についての測定ひずみおよび最終破壊形態をもとに、床版内橋軸方向鉄筋は全て引張降伏するが、H 形鋼は引張力を分担せず圧縮力に対してのみ塑性化すると仮定した耐力算定モデルについて終局耐力を算出したところ、実験での最大荷重とよく一致した。

以上、RC 横桁連結構造について、ほぼ設計荷重レベルまでの実用性は確認できたが、それ以上の荷重レベルになるとエンドプレートの剥離の影響が顕著となり、最終的に H 形鋼と RC 横桁の連結部で破壊したため、本構造のメリットを損なわない範囲で簡略的に引張フランジを連結するなどの回避策についても検討を加え、今後とも H 形鋼連続合成桁の実用化を目指したい。

参考文献

- 1) 丸山忠明, 児玉 孝, 川崎賢二 : H 形鋼桁橋の連結化設計と実橋実験, 土木学会第 5 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.131~136, 2003. 11
- 2) European Commission : Composite bridge design for small and medium spans, Final report, EUR20583, 2003.

(2005 年 9 月 10 日受付)