

R C柱・鋼製梁による複合橋脚の擬似供用荷重下における挙動

The Behavior of Hybrid Pier with RC Column and Steel Beam under Quasi Practical Load

林秀侃¹・堀江佳平²・溝渕修治³・上條崇⁴・阿部幸夫⁵・小林洋一⁶

Hidenao HAYASHI, Yoshihei HORIE, Syuuji MIZOBUCHI, Takashi KAMIJO, Yukio ABE and Youichi KOBAYASHI

¹正員 阪神高速道路公団 保全施設部 (〒541 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

²正員 工修 阪神高速道路公団 保全施設部 (〒541 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

³正員 工修 阪神高速道路公団 京都建設事務所 (〒604 京都市中京区烏丸通錦小路上の手洗水町 659)

⁴正員 工修 住友金属工業(株) 建設技術部 (〒314-02 茨城県鹿島郡波崎町砂山 16)

⁵正員 工修 住友金属工業(株) 建設技術部 (〒314-02 茨城県鹿島郡波崎町砂山 16)

⁶正員 工修 住友金属工業(株) 土木・橋梁技術部 (〒100 東京都千代田区大手町 1-1-3)

The hybrid pier with a RC column and a steel beam has some merits such as the reduction of the field space and the construction period. Therefore, the pier of this type was applied to the restoration of Hanshin Highway damaged by Hyogoken-Nanbu Earthquake. In order to confirm the safety of this structure and design method, the field loading tests were carried out using the actual pier which had a single square-section column in Kobe line of Hanshin Highway. In addition, the authors analyzed the behavior of the pier with three-dimensional finite element method. According to the tests and analysis, it was found that few cracks were developed in filled concrete into beam-column connection and that the filled concrete functioned well for the load transfer. Finally, the authors confirmed that the beam-column connection of the hybrid pier has enough strength and safety.

Key Words : pier, hybrid structure, beam-column connection, field loading test

1. まえがき

兵庫県南部地震により倒壊または使用不能と判断された阪神高速道路3号神戸線の200基を越えるRC単柱橋脚の再構築に当たり、RC柱・鋼製梁による複合橋脚が採用された。これは、橋脚の横梁部を従来のPC梁から工場製作された鋼製梁に代替することによって、横梁設置に伴う支保工が最小限となり、当時、震災復旧作業道路として重要であった路下交通への影響を極力抑えられるほか、大幅な工期短縮が可能になると考えられたことによる。

しかし、このような複合橋脚は、過去に大規模に適用されたことがなく、また、構造上の重要部位であるRC柱と鋼製梁との接合部構造についても、過去に矩形断面^{1),2),3)}や円形断面⁴⁾の模型実験によってその耐力は確認されているものの、実橋レベルでの応力伝達挙動の確認は実施されていない。

そこで本研究では、阪神高速道路の震災復旧工事に採用された複合橋脚の実構造に対して、RC柱と鋼製梁との接合部の力学挙動を明らかにするほか、当該部の設計方法や設計荷重に対する安全性を検証することを目的と

して、現地載荷試験⁵⁾および3次元FEM解析を実施したので、ここに報告する。

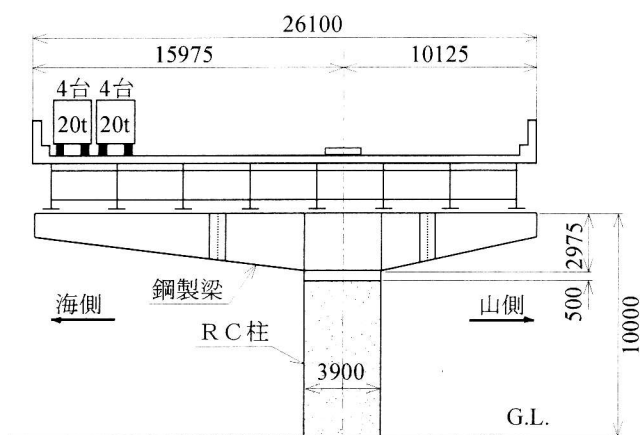
2. 現場計測概要

2. 1 計測対象橋脚およびその接合部構造

計測対象とした阪神高速道路3号神戸線P73橋脚(芦屋市打出町)の正面図を図—1に、RC柱と鋼製梁との接合部構造を図—2に示す。接合部構造の特徴は、RC柱の主鉄筋を鋼製梁接合部の下フランジに挿通し、これを接合部内に充填するコンクリートに定着させ、さらに、接合部下フランジ、ウェブ、ダイヤフラムに設置したスタッドジベルによりRC柱と鋼製梁との荷重伝達を円滑にさせたことである。また、接合部のコンクリートには、膨張性混和剤を添加した中流動コンクリートを採用し、充填性の向上を図った。

複合橋脚の設計⁶⁾における基本方針は以下の通りである。

(1) 鋼製梁とRC柱の接合面では、平面保持を仮定した慣用RC計算により主鉄筋ならびにコンクリートの応力を算定する。



図—1 P 7 3 複合橋脚正面図

表—1 材料定数

コンクリート*	$\sigma_{ck} = 324 \text{ kgf/cm}^2$ $E_c = 2.8 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ $\nu = 0.21$
鋼板 (SM570) **	$\sigma_{sy} = 4600 \text{ kgf/cm}^2$ $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
鉄筋 (SD295) **	$\sigma_{sy} = 3000 \text{ kgf/cm}^2$ $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

*材料試験結果, **公称値

(2) 接合部に関しては、鋼製橋脚の隅角部設計法を適用しており、充填コンクリートの荷重分担は安全側に無視する。

(3) 地震時水平力は、接合部下フランジ下面のスタッドジベルにより鋼製梁からRC柱へ伝達させる。

今回の震災復旧に適用された複合橋脚の接合部構造はすべて同様の形式を採用しているが、その内、本橋脚を計測対象とした理由は以下の通りである。

(1) 本橋脚は、ランプの関係で鋼製梁の海側張り出し長が山側に比べて約 1.5 倍長い単柱形式であることから、RC柱と鋼製梁との接合部に作用する荷重レベルが今回適用された複合橋脚の中で最大クラスである。

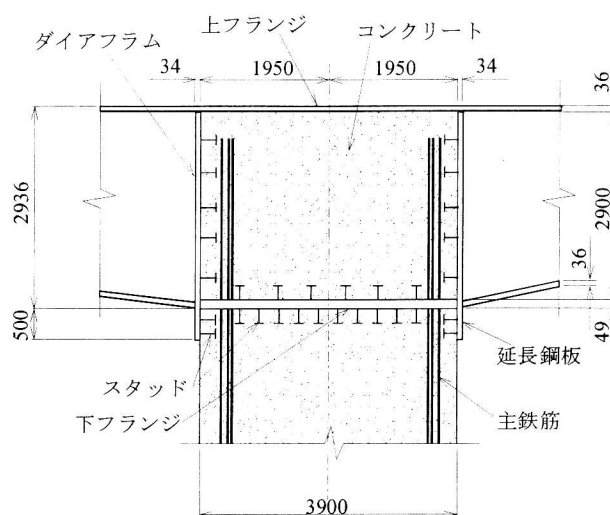
(2) 本橋脚の脚柱は矩形断面であることから、円形断面に比べて接合部に充填したコンクリートに対する鋼製梁鋼殻の拘束効果が小さい方向にある。

本橋脚を構成する各部の材料定数を表—1 に示す。

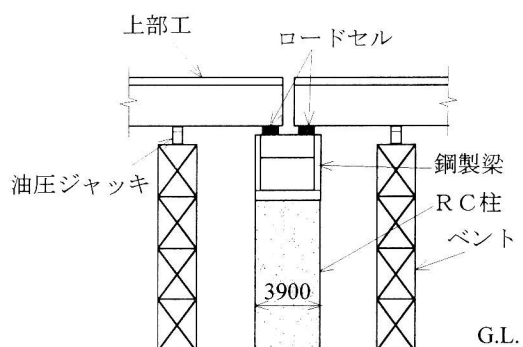
2. 2 載荷方法

載荷方法は、設計許容値内で大きな荷重を与え計測精度を高めること、ならびに、工事工程に影響しないことなどを考慮して、以下の 2 段階載荷を採用した。

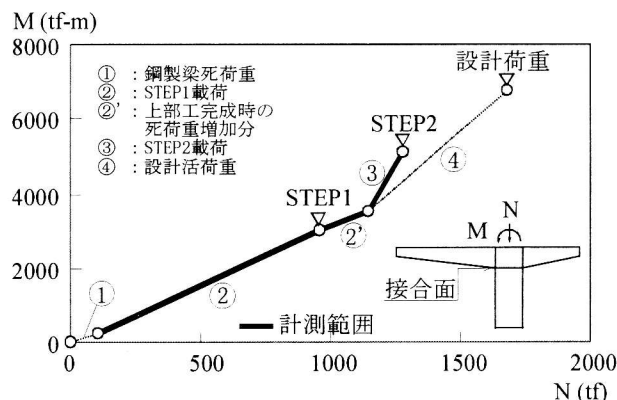
STEP1 載荷：図—3 に示すように再構築した橋脚に上部工をジャッキダウンする際の死荷重載荷（上部工が未完成であったため完成時の上部工死荷重の約 83%）



図—2 接合部構造



図—3 載荷方法 (STEP1 載荷)



図—4 荷重経路

STEP2 載荷：図—1 に示すように、橋面舗装終了後、道路幅員端部に 20tf 荷重車 8 台を各列 4 台で 2 列に並べることにより、計約 160tf を偏心載荷する荷重車載荷

なお、計測値の再現性確認のため STEP1 載荷はジャッキアップ・ダウンを 4 回、STEP2 載荷は荷重車の乗り入れ・移動を 3 回行う繰り返し載荷とした。

接合部に着目した載荷荷重レベルと設計荷重との対応関係を図—4 に示す。本図において、鋼製梁死荷重から STEP2 載荷に至る荷重状態 (①+②+②'+③) は、設計荷重 (①+②+②'+④) に対して、曲げモーメント

表—2 解析に用いた要素

	使用要素	材料定数
コンクリート	3次元弾性 ソリッド要素	$E_c = 2.8 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ $\nu = 0.21$
鋼板	3次元弾性 シェル要素	$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ $\nu = 0.3$
鉄筋 D35	3次元弾性 ビーム要素	$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
鉄筋とコンクリートとの付着ばね	線形ばね 要素	単位付着面積当たり $k_b = 1.0 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^3$
スタッドジベル $\phi 22$	線形ばね 要素	スタッド1本あたり $k_s = 1.9 \times 10^5 \text{ kgf/cm}$

表—3 鋼板とコンクリートとの界面における
節点間相対変位の拘束条件

	節点間の 相対変位	モデル1	モデル2
圧縮 領域	面垂直方向	拘束	拘束
	面内方向	拘束	拘束
引張 領域	面垂直方向	$\sigma_t < 27 \text{ kgf/cm}^2$ で拘束 $\sigma_t \geq 27 \text{ kgf/cm}^2$ で非拘束	非拘束
	面内方向	$\sigma_t < 27 \text{ kgf/cm}^2$ で拘束 $\sigma_t \geq 27 \text{ kgf/cm}^2$ で非拘束	非拘束

で約 75% (5111tf-m / 6780tf-m)、軸力で約 76% (1280tf / 1679tf) のレベルにある。この荷重レベルは、鋼製梁下フランジ直下の R C 柱との接合面において、コンクリートの実弾性係数を用いた全断面有効計算による引張縁のコンクリート応力度 (34.5 kgf/cm^2) がコンクリートの引張強度を上回るもので、当該部にひび割れが発生し、コンクリートの引張強度を無視する R C 計算を採用した設計方法に近い挙動を示すものと考えられる。

2. 3 計測内容

ひずみ計測は、接合部を中心とした主鉄筋、コンクリートのほか、接合部鋼殻を構成する上下フランジ、ウェブ、ダイヤフラム、および、これら鋼殻に設置したスタッドジベルにひずみゲージを貼付し、デジタル静ひずみ測定器を用いて当該部のひずみを測定した。

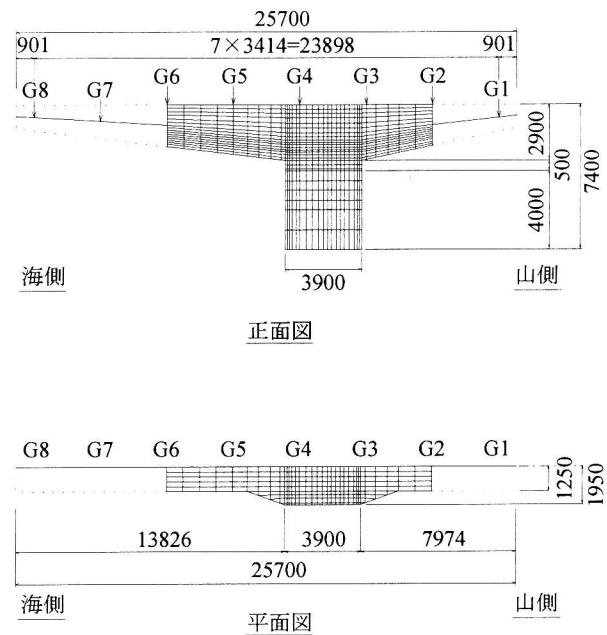
変位計測は、鋼製梁の先端部および接合部ウェブ鋼板の四隅に計測ターゲットを貼付し、光波式測距儀を用いて鋼製梁の鉛直変位ならびに接合部の回転変位を測定した。

荷重計測は、STEP1 荷重に関しては、鋼製梁上の上部桁の支承部にロードセルを設置することにより行った。また、STEP2 荷重に関しては、工事進捗上、支承部にロードセルを設置するのが困難であることから、あらかじめ荷重車の重量を計測することにより行った。

3. 接合部の解析

3. 1 解析手法

P 7 3 橋脚の現場計測結果と比較する目的で F E M 解



G1～G8は支承位置

図—5 解析モデル形状

析を行った。解析は 3 次元の弾性解析とし、汎用有限要素法プログラム"ANSYS Rev. 5.1"により実施した。本解析では解析モデルの規模、解析時間などの解析コストに配慮し、対称性を利用して橋軸方向の 1/2 部分のみをモデル化した。

鋼板、コンクリート、主鉄筋はそれぞれ、シェル要素、ソリッド要素、ビーム要素でモデル化を行った。また、接合部の荷重伝達に影響が小さいと考えられる鋼製梁先端部分についてはビーム要素を用いてモデルを簡略化した。さらに、R C 柱については、ここでは特に検討を行わないものとし、接合面から柱幅だけ下方の位置までをモデル化してこの位置で固定支持の境界条件を与えた。

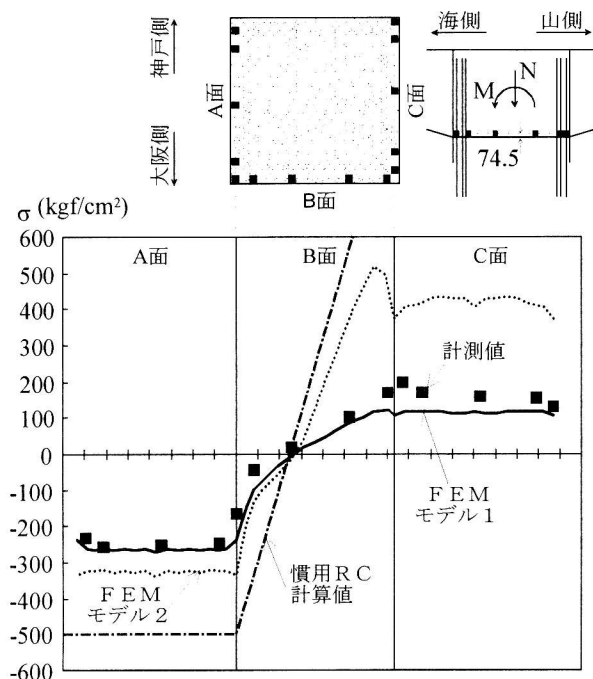
主鉄筋とコンクリートとの付着応力は両者の相対ずれに比例すると仮定して、既往の実験⁷⁾を参考に付着応力—相対ずれ関係の勾配を決定した。接合部に配置したスタッドジベルについては軸直角方向の 2 方向せん断ばねによりモデル化し、これに与えるばね定数についても既往の実験⁸⁾を参考に決定した。

解析モデルに用いる各要素とこれらに与える材料定数を表—2 に、解析モデルの形状を図—5 に示す。

3. 2 鋼板とコンクリートとの界面での荷重伝達の取り扱い

本解析では、鋼板とコンクリートとの接着および剥離状態を表現するために、同一座標にある鋼板とコンクリートの節点を別々に設け、2 重節点とした。接着状態は、鋼板とコンクリートの節点間に相対変位が生じないように節点同士の変位を拘束すること (カップリング) で表現し、剥離状態はカップリングを解除することで表現した。

現場計測での挙動を説明するために、表—3 に示す 2



図—6 接合面における主鉄筋の軸応力分布

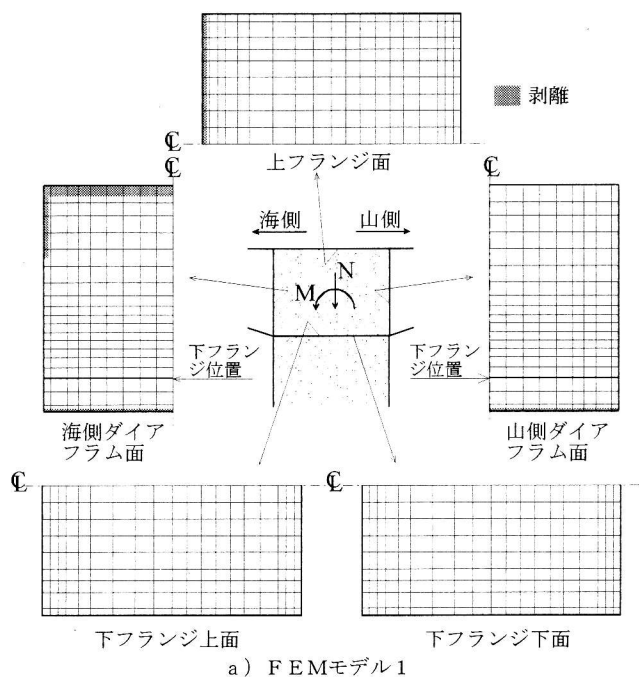
種類のモデルにより解析を行った。これらのモデルでは 3. 1 で述べた条件に加えて、鋼板とコンクリートとの界面における剥離の発生条件が異なっている。まず、圧縮領域についてはモデル 1, 2 とも鋼板とコンクリートの両者は接着状態にあるものとした。次に、引張領域については、モデル 1 では鋼板とコンクリートとの界面において、コンクリートの面垂直方向の引張応力 σ_t が引張強度相当（設計基準強度の 1/10 と仮定）の 27kgf/cm^2 以上となる場合、界面に剥離が生じるものとした。また、 27kgf/cm^2 未満の場合、圧縮領域と同様に接着状態にあるものとした。これに対し、モデル 2 では界面のコンクリートに引張応力が作用する場合には全て剥離が生じるものとした。

接着状態にある節点同士では、界面に垂直な方向の荷重伝達に加えて、面内（せん断）方向の荷重伝達も有効とした。

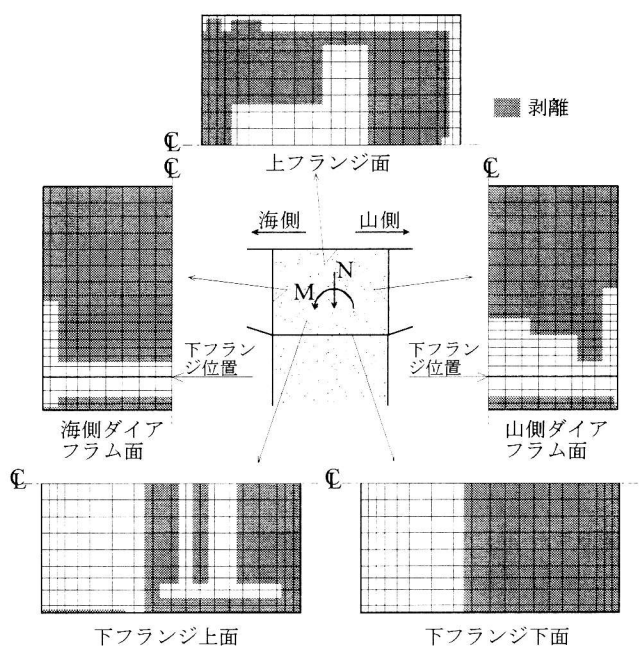
先に述べたように接合部に配置したスタッドジベルはせん断ばねでモデル化したが、解析上は、これが有効に作用するのは鋼板とコンクリートに剥離が生じた領域についてのみである。すなわち、本モデルでは接着状態にある領域では、鋼板とコンクリートの相対変位は生じないので、スタッドジベルの発生せん断力を 0 と評価することになる。

4. 現場計測結果と解析結果の比較

{上部工死荷重+荷重車}の載荷荷重状態（図—4 中の②+②'+③）における現場計測結果を以下に示す。また、このときの荷重値を用いてモデル 1, 2 により解析した結果を以下に示す。



a) FEMモデル1



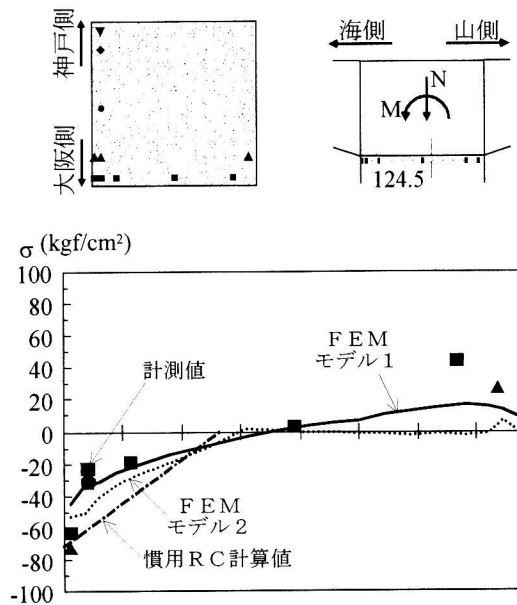
b) FEMモデル2

図—7 鋼板とコンクリートとの界面での剥離発生状況（解析結果）

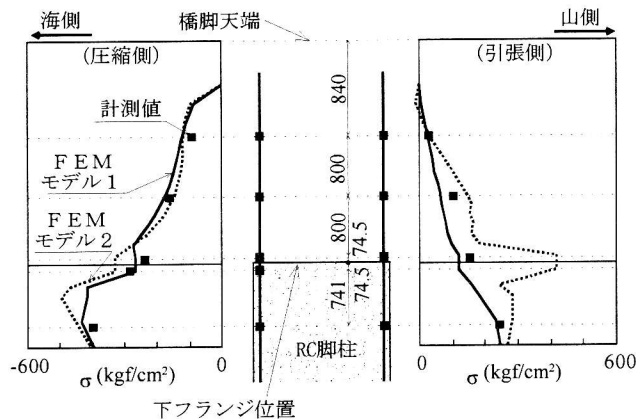
4. 1 接合面付近の応力状態

接合面位置における主鉄筋の軸応力分布を図—6 に示す。また、各解析結果について、鋼板とコンクリートとの界面での剥離の発生状況を図—7 に示す。

図—6 から、計測値と解析値を比較すると、モデル 1 による解析結果は計測値と良く一致しているが、モデル 2 では圧縮、引張のいずれの場合も鉄筋軸応力を高めに評価している。また、計測値と解析値のいずれも、側面鉄筋にあたる B 面の応力分布に上に凸の分布形状が認め



図—8 接合面におけるコンクリートの直応力分布



図—9 主鉄筋の軸応力分布（高さ方向）

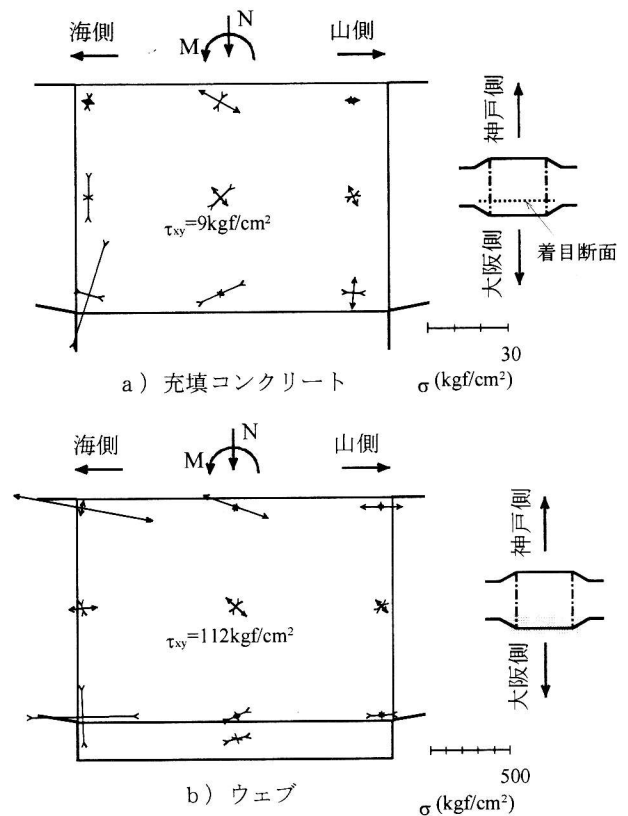
られるが、これは、鋼製梁の弾性変形の影響による。

図—6の解析値同士の差異は、図—7に示すように、モデル1では接合面には剥離が生じていないのに対し、モデル2では下フランジ上下面のかんりの領域に剥離が生じていることに起因している。すなわち、モデル1では接合面の鉛直方向の応力状態は全断面有効状態であり、モデル2ではコンクリートの引張抵抗を無視した応力状態となっている。

図—6中には本橋脚の設計計算法に対応するものとして、コンクリートの引張強度を無視し、かつ、接合面の平面保持を仮定した慣用RC計算による主鉄筋の軸応力計算結果も示した。計測値はこの計算結果を下回っており、本橋脚に適用した設計法の安全性が確認できた。

接合面直下における柱コンクリートの直応力分布を図—8に示す。この図から、コンクリートの応力分布は、主鉄筋の場合と同様にモデル1の結果に近いことがわかる。

以上の結果から、接合面付近の主鉄筋およびコンクリートの発生応力はモデル1の結果に一致していることから、



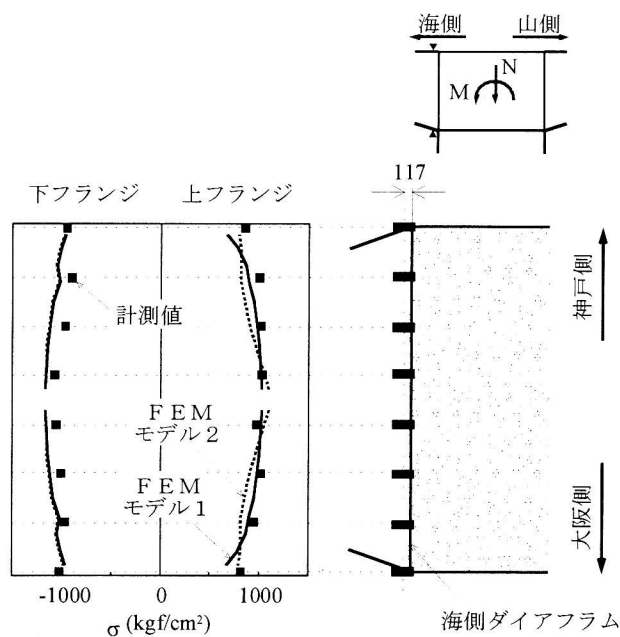
図—10 接合部の主応力（計測値）

現場計測での全載荷荷重に対しては接合面の口開きは生じておらず、また、接合面近傍のコンクリートにはひび割れも生じていないと考えられる。これは、現場計測において全載荷荷重を慣用RC計算に基づきRC柱と鋼製梁の接合面付近のコンクリートにひび割れが生じるレベル（主鉄筋の引張応力 $\sigma_s = 994 \text{ kgf/cm}^2$ ）に設定したが、鋼製梁の弾性変形の影響により、引張縁端の主鉄筋、コンクリートの応力が減少したためコンクリートのひび割れ発生が遅れたと考えられる。

4. 2 接合部内の応力状態

図—9に圧縮、引張縁端の主鉄筋2本に着目し、軸応力の高さ方向の分布を示す。この図から、計測値についてはほぼ線形の応力分布になっており、主鉄筋とコンクリートとの付着による応力伝達が健全に行われていることがわかる。解析値についてみると、圧縮側の主鉄筋では、モデル1、2とも計測値の分布を比較的良く表している。これに対し、引張側では、モデル1とモデル2で応力分布がかなり異なっている。これは、モデル2では先に述べた接合面での口開きの影響により、接合面位置で主鉄筋の軸応力が急増したことによる。

現場計測により得られた接合部内充填コンクリートおよび接合部ウェブの主応力図を図—10に示す。図—10a)から、充填コンクリートには右上から左下に向かう圧縮ストラットが形成されつつある。充填コンクリートに生じた引張主応力の最大値は 17 kgf/cm^2 であり、充填コンク



図—11 フランジ応力の梁幅方向分布
(海側梁付け根位置)

リートにはひび割れは生じていないと考えられる。

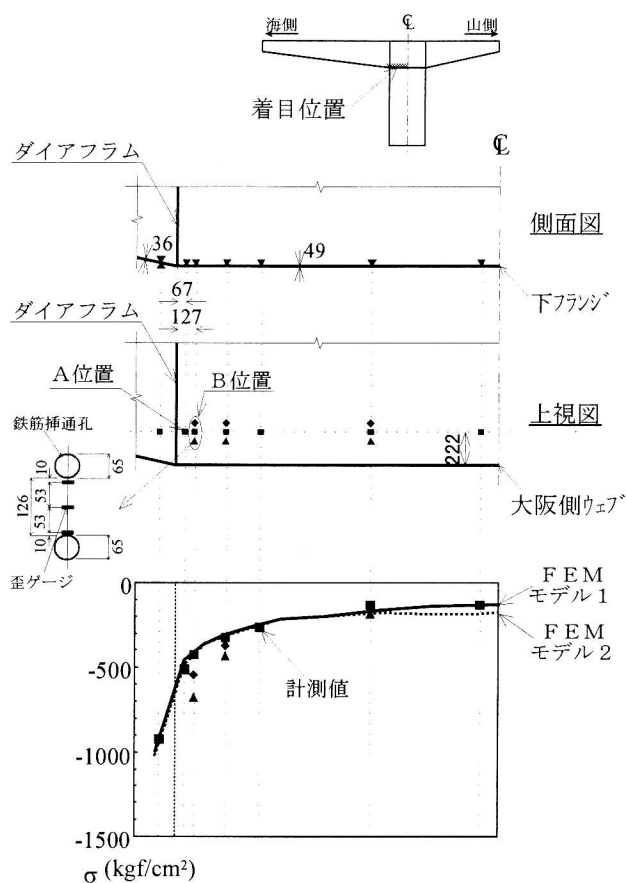
また、同図をもとに充填コンクリートとウェブの主応力を見てみると、これらの主応力の方向は概ね一致しており、両者が共同して接合部内のせん断力を伝達していることがわかる。接合部中央付近のせん断応力 τ_{xy} はコンクリート、ウェブがそれぞれ 9kgf/cm^2 、 112kgf/cm^2 であり、 τ_{xy} にコンクリート、ウェブのそれぞれの厚みを考慮することで、せん断力の分担比率を求めると、ウェブ：コンクリート=18:82 となる。また、鋼製橋脚隅角部の設計計算によりウェブだけで接合部内のせん断力を受け持つと仮定した場合の計算応力は、 $\tau_{xy}=550\text{kgf/cm}^2$ であり、先に述べたウェブせん断応力の計測値はこの 20%にあたる。よって、現場計測の荷重レベルにおいて、実際にウェブが受け持ったせん断力は接合部内の全せん断力の約 20% であり、残りの 80%は充填コンクリートが分担していたと考えられる。

4. 3 フランジ応力

鋼製梁付け根位置の上下フランジの応力分布を図—11 に、接合部内の下フランジの応力分布を図—12 に示す。

図—11 から、モデル 1、2 の解析値の間には有意な差は認められず、計測値はこれらに一致している。ウェブ近傍においては計測値と解析値のいずれもせん断遅れ現象とは逆の発生応力の減少傾向が認められるが、これは、上下フランジとも鋼製梁の幅方向に絞られた形状であることから、フランジ応力が中央部に流れやすくなるためであると考えられる。

図—12 をもとに下フランジの応力分布を見てみると、鋼製梁の付け根位置で生じている下フランジ応力は、接合部内に入ることで大きく減少する。これは、計測値、

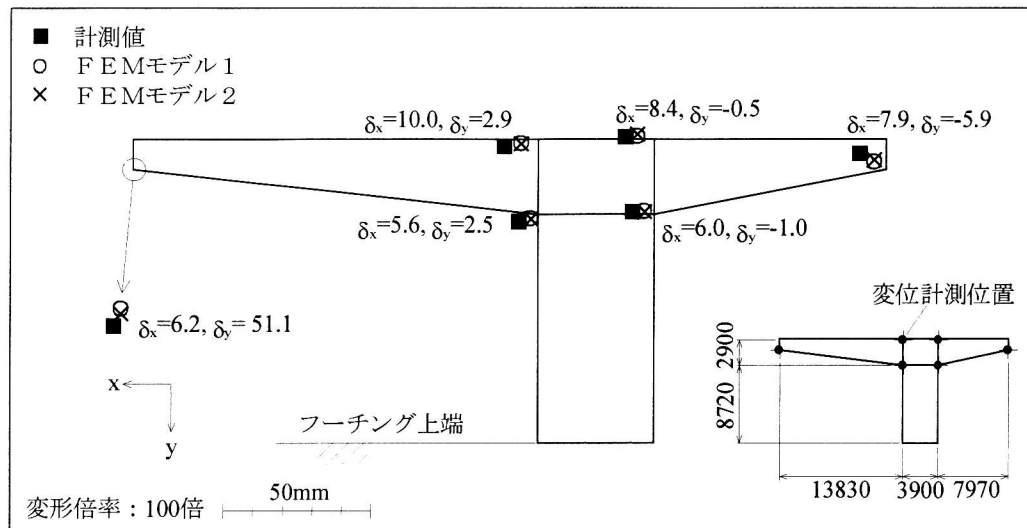


図—12 下フランジの応力分布

解析値のいずれにも認められ、下フランジ力は接合部に入る際にダイアフラムや延長鋼板からの支圧力として充填コンクリート、柱コンクリートにその一部が伝達されている。図—7 に示したように、モデル 1 とモデル 2 では下フランジ上下面でのコンクリートの剥離状況が大きく異なるが、下フランジ応力の解析値にはさほど影響が見られない。これは、下フランジ力に対するコンクリートの分担効果は、ダイアフラム面からの支圧伝達によるものが大きく、相対的に下フランジとコンクリートとの界面におけるせん断力による荷重伝達の影響は小さくなったためと考えられる。

図—12 中に A 位置と示したダイアフラムに近い位置のひずみゲージに着目すると、鋼製梁付け根位置で生じた圧縮応力 -928kgf/cm^2 は接合部内に入ることで、 -515kgf/cm^2 まで減少している。下フランジは鉄筋挿通孔による断面欠損を補償するために、接合部内では 36mm から 49mm へ増厚してあるので、この板厚差を考慮すると下フランジの圧縮力は $515/928 \times 49/36 = 76\%$ に減少する。すなわち、下フランジに作用する圧縮力は接合部に入る際にコンクリートに 24% 伝達される。

次に、同図をもとに鉄筋挿通孔による応力集中傾向を見る。ウェブに近い接合部下フランジの第 1 列の鉄筋挿通孔間 (B 位置) に着目すると、孔間中央に位置する ■ 印の -429kgf/cm^2 に対し、挿通孔に近い ▲ 印では -673kgf/cm^2 、



図—13 変形状態

◆印では -543kgf/cm^2 となり、孔間中央を基準に 1.6 倍程度の発生応力の増大が認められた。ただし、鉄筋挿通孔に近い位置においても発生応力は鋼製梁付け根位置での下フランジ応力に比べて十分小さい。

また、下フランジに関して同一板厚で鉄筋挿通孔の孔引き前後の断面について、計算応力の増加の割合を検討する。フランジ幅 3900mm に対して $\phi 65$ の挿通孔が 18 個配置されている B 位置では、孔引き前後のフランジ断面積比から孔引き後の孔間平均応力は孔引き前の 1.43 倍と計算される。孔引きの影響が現れないと考えられる A 位置でのフランジ圧縮力が B 位置まで減少すること無く到達するものと仮定すると、B 位置での孔間の平均応力は $-515 \times 1.43 = -736\text{kgf/cm}^2$ となる。B 位置で鉄筋挿通孔に近い▲印の応力計測値は -673kgf/cm^2 であり、挿通孔による応力集中の影響を受けているにも関わらず、前述の孔間平均応力の計算値よりも小さくなっている。以上により、今回得られた計測結果から判断すると、下フランジの鉄筋挿通孔による応力集中は問題ないレベルにあるものと考えられる。

4. 4 変形状態

図—13 には、〔上部工死荷重＋荷重車〕の載荷荷重が作用したときの脚柱部を含む鋼製梁の変形状態を示す。同図には、モデル 1、2 による解析結果も合わせて示すが、3. 1 で述べたように本解析では柱下部（フーチング上端から 4220mm の区間）を省略したので、ここでは、この部分の変形量を、フーチング上端で固定支持された全断面有効の RC 柱として計算し、解析結果の変形量を補正した。

接合部の変形については、モデル 1、2 の解析結果の間にほとんど差は認められず、計測値は解析値と良く一致している。モデル 2 では接合面に口開きが生じたが、山側の延長鋼板が柱コンクリートの頂部を拘束したため、口開き量は極めて小さく、結果的に梁のたわみ量につい

てはモデル 1 とモデル 2 の間に差は生じなかったと考えられる。

STEP2 載荷における荷重車の重量による海側梁端のたわみの計測値は 11.8mm であった。これに対応する接合面位置での曲げモーメントは、設計活荷重による曲げモーメントのおよそ 46%であるので、これをもとに海側梁端の活荷重たわみ量 δ_L を推定すると、 $11.8/0.46=25.7\text{mm}$ となる。このとき、脚中心から計測位置までの距離を L とすると $\delta_L/L=1/613$ であり、ラーメン橋脚の横梁たわみの許容値を参考にすると $L/300$ あるいは $L/500$ 以下を満足している。

5. まとめ

RC 柱・鋼製梁による複合橋脚の設計法の妥当性および安全性を確認するために、実橋脚を対象に模擬供用荷重を載荷する現場計測を実施した。また、これを対象とした 3 次元 FEM 解析を実施した。この結果、以下のことが明らかになった。

- (1) 現場計測での接合面付近の応力分布は、鋼板とコンクリートとの界面において、コンクリートの引張強度相当までは剥離が生じていないと仮定し、かつ、界面の面内方向にも接着状態としたモデル 1 の解析結果とほぼ一致し、応力分布は全断面有効状態に近い結果となった。従って、実構造においても、接合部内および接合面に剥離は生じず、鋼製梁と充填コンクリートおよび柱コンクリートが一体的に挙動していると考えられる。
- (2) 鋼板とコンクリートとの界面において、コンクリートに面垂直方向の引張応力が生じる場合、剥離が生じるとしたモデル 2 では、接合部各部の発生応力を計測値よりも高めに評価する結果となった。従って、モデル 2 は安全側の解析モデルであるといえる。
- (3) 接合面における鉄筋および柱コンクリートの応力分布

は上に凸の形状を示していた。これは、鋼製梁の弾性変形の影響によると考えられる。

- (4) 接合部内のせん断力をウェブと充填コンクリートが共同して伝達していることが確認された。この分担の比率は現場計測の荷重レベルにおいておおむね、ウェブ：コンクリート＝2：8であった。
- (5) 充填コンクリートが接合部内の下フランジ圧縮力の一部を分担していることが明らかになった。現場計測においては、充填コンクリートにより梁付け根近傍の下フランジ圧縮力が24%減少していた。

以上により、複合橋脚の擬似供用荷重下での挙動を把握し、接合部が十分な強度と安全性を有することを確認した。

今回の現場計測は実際の交通荷重が作用する前に実施したものであり、鋼板とコンクリートとの界面において両者はほぼ接着状態にあったものと考えられる。しかし、供用後には繰り返し作用する交通荷重の影響により界面に剥離が生じることが考えられる。よって、今後は、計算上の安全側モデルとして鋼板とコンクリートとの界面での剥離発生条件をさらに厳しくしたモデルや界面の接着を無視したモデルにより解析を行い、接合部内での鋼とコンクリートのせん断力分担率などについてより詳細に検討していきたいと考えている。

参考文献

- 1) 秋元泰輔, 山田淳, 飯村修, 小林洋一, 由井洋三：鋼・コンクリート混合構造橋脚の接合部に関する研究（その1）, 土木学会第46回年次学術講演会, I-166, pp. 370-371, 1991
- 2) 原光夫, 山田淳, 小林洋一, 飯村修, 由井洋三：鋼・コンクリート混合構造橋脚の接合部に関する研究（その2）, 土木学会第47回年次学術講演会, I-82, pp. 340-341, 1992
- 3) 佐々木一哉, 小林洋一, 阿部幸夫, 井澤衛：鋼・コンクリート混合構造橋脚の接合部に関する研究（その3）, 土木学会第51回年次学術講演会, I-73, pp. 146-147, 1996
- 4) 中島裕之, 鈴木巖, 堀江佳平：鋼製梁とRC柱を組み合わせた複合橋脚（1/5 供試体）の静的載荷試験, 第3回合成構造の活用に関するシンポジウム, pp. 233-238, 1995
- 5) 林秀侃, 堀江佳平, 溝渕修治, 上條崇, 阿部幸夫, 小林洋一：RC柱—鋼製梁による複合橋脚の現場計測実験, 土木学会第52回年次学術講演会, I-A135, pp. 268-269, 1997
- 6) 阪神高速道路公団：RC柱～鋼製梁複合橋脚の設計・施工要領（案）, 平成7年5月
- 7) 村田二郎, 河合紘茲：引抜き試験による異型鉄筋の付着強度に関する研究, 土木学会論文集, 第348号/V-1, pp. 113-122, 1984
- 8) 山本稔, 中村正平：Stud Shear Connector の試験報告, 建設省土木研究所報告, 109号, pp.1-24, 1961

（1997年9月26日受付）