

鋼ポータルラーメン橋「色太第三橋」の実験と施工

Experiment and Construction of Portal Rigid Frame Bridge “Shikifuto-Daisan Bridge”

塩 永 亮 介 技術開発本部基盤技術研究所構造研究部
河 野 豊 物流・鉄構事業本部鉄構事業部土木・鉄構技術部
川 辺 篤 宣 物流・鉄構事業本部橋梁事業部設計部
上 田 和 哉 物流・鉄構事業本部橋梁事業部建設部

「色太第三橋」は、鋼ラーメン桁の橋台部にコンクリートを巻き立てた鋼ポータルラーメン構造である。隅角部のずれ止め設計には、FEM 解析によって合理的にスタッドを配置する新しい設計法を採用した。そのため実橋縮小モデル試験体による載荷実験を行い、隅角部の耐荷性能を把握するとともに本設計法の妥当性を検証した。また実施工においては、橋台コンクリートのひび割れ対策として、事前に温度応力解析によって配合や養生方法に関する対策を行い、温度管理も実施することでひび割れを起こさない施工に成功した。

“Shikifuto-Daisan Bridge” is a portal rigid frame bridge that has steel girders covered with reinforced concrete. A new design method with FEM analysis was adopted to decide the stud positions at the beam-column connection. To confirm the validity of this design method, elastic loading tests with a 1/3-scale model were carried out and clarified adequate strength as the corner section of the hybrid structure. Also, cracking caused by thermal stress winter construction required countermeasures on mixture proportions and curing methods with FEM analysis considering thermal stress. As a result, the construction work was finished without damaging cracks due to the effects and temperature control in the field.

1. 緒 言

「色太第三橋」は、日本道路公団・近畿自動車道（尾鷲勢和線）の多気・勢和 I.C. ～ 大宮大台 I.C. 間に位置する橋長 50 m の鋼単純桁橋である（第 1 図）。構造の簡素化やコスト縮減を図ることを目的に、2 本の鋼ラーメン桁の橋台部にコンクリートを巻き立てた鋼ポータルラーメン少数主桁橋を採用した。支承や伸縮装置を省くことで、メンテナンス費用が削減され、耐震性や走行性の向上も図れるなどの多くの優位性をもつ。

鋼コンクリート複合構造では、鋼部材とコンクリートの



第 1 図 「色太第三橋」
Fig. 1 “Shikifuto-Daisan Bridge”

合成方法が設計的課題として挙げられる。本橋では、鋼桁隅角部のフランジおよびウェブに設けた頭付きスタッドジベル（以下、スタッドと称す）で合成を図る手法を採用したが、従来の設計法に基づけば、スタッドが過密配置になるという危ぐがあった。そのため本橋では、立体 FEM 解析を用いて合理的なスタッド配置とする設計法を採ったが、その妥当性については十分検証されてはいなかった。

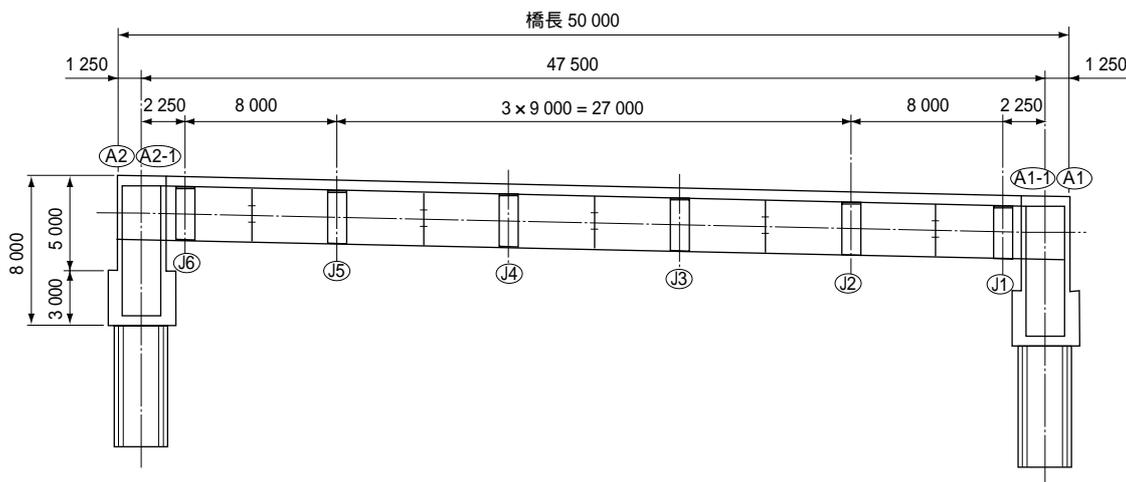
一方、施工の面では、ラーメン橋台部が大断面のマスコンクリート施工となるため、温度応力によるひび割れ発生が懸念された。特に山岳地域における冬期施工であったため、ひび割れ発生の可能性は高く、施工計画段階において配合や施工方法に関する事前検討が必要とされた。

本橋では、隅角部のずれ止め設計法の妥当性を検証するために実施した実橋モデル試験体による載荷実験結果を報告するとともに、橋台コンクリートのひび割れ抑制を目的に実施した温度応力解析と現場での対策効果について報告する。

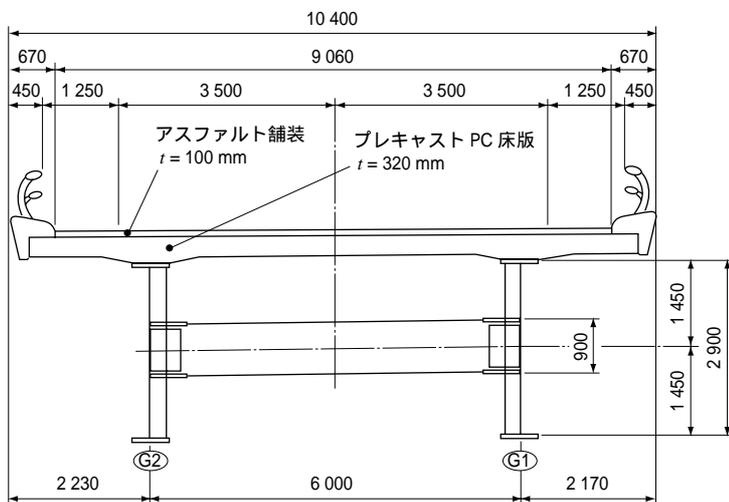
2. 設計概要

2.1 構造概要

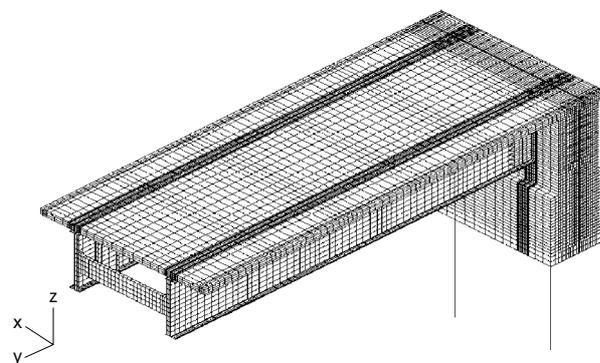
「色太第三橋」の全体一般図を第 2 図、上部工断面図を第 3 図に示す。本橋は橋長 50 m の鋼ポータルラーメン構



第 2 図 橋梁全体一般図 (単位 : mm)
Fig. 2 General view of "Shikifuto-Daisan Bridge" (unit : mm)



第 3 図 上部工断面図 (単位 : mm)
Fig. 3 Cross section of superstructures (unit : mm)



第 4 図 実橋 FEM 解析モデル
Fig. 4 FEM analysis model of bridge

造であり、上部工はプレキャスト PC 床版をもつ 2 主桁である。下部工（橋台）は深礎杭上に設置した鋼支柱にコンクリートを巻き立てた鋼コンクリート合成橋脚である。鋼桁と鋼支柱は結合された上下部一体構造であり、門型（ポータル）ラーメンを形成する。

2.2 ずれ止めの設計法

鋼桁とコンクリートとの接合にはスタッドを採用した。ずれ止めの設計には、骨組解析で求めた隅角部の設計断面力を鋼とコンクリートの分担比に応じて決定する既往の設計法⁽¹⁾ではなく、1/2 全橋モデル（第 4 図）を用いた立体 FEM 解析によって、設計荷重を作用させたときの鋼フランジ面に働くせん断応力を直接算出してスタッド必要本数を決定した。ここで、FEM 解析におけるずれ特性のモデル化は既往の文献⁽²⁾から、スタッド高さまでのコンクリー

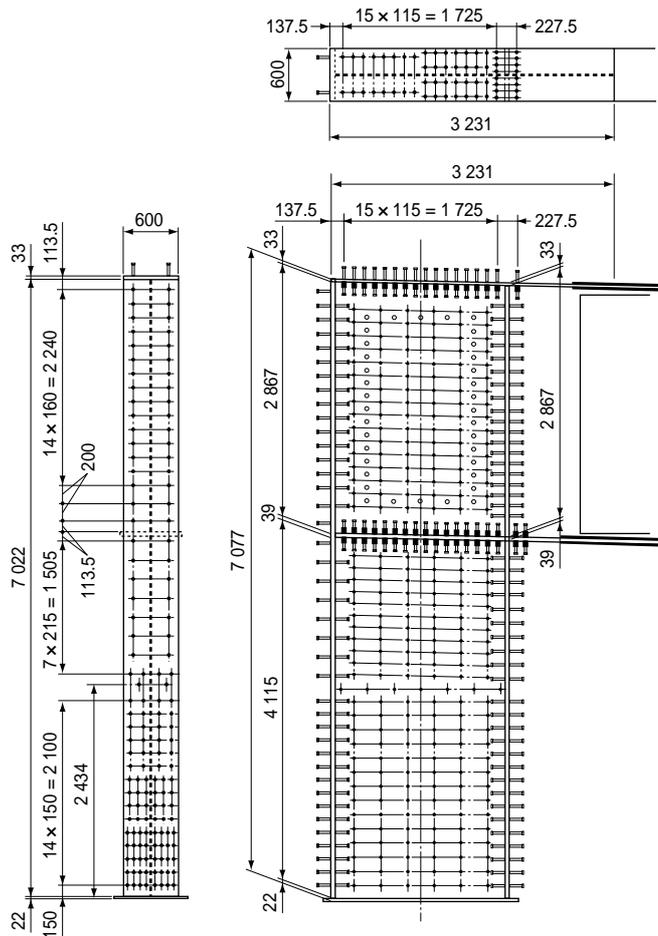
ト要素のせん断剛性を、鋼とコンクリートの断面積比に応じて低下させたモデルとして考慮した。解析によって鋼桁各フランジ面のせん断力分布が求まり、せん断力が大きな箇所には密なスタッド配置に、せん断力が小さい箇所には疎なスタッド配置とすることができる。実橋隅角部のスタッド（ $\phi 22 \times 150 \text{ mm}$ ）の配置図を第 5 図に示す。均等配列となる従来設計法のスタッド配置に比べて、スタッド本数を大幅に低減することができた。

3. 載荷実験

3.1 実験概要

本設計法の妥当性を検証するため、実橋の隅角部を切り出した約 1/3 モデル試験体を用いた静的載荷試験を実施した。試験体は従来設計法でスタッド配置を決定したタイプ A、FEM 解析によってスタッド配置を決定したタイプ B の 2 体を製作した。実験目的としては、以下の 2 点である。

- ・ FEM 解析におけるずれ止め設計手法の妥当性の検証
- ・ 鋼ポータルラーメン隅角部の耐荷性能、変形性能の確認



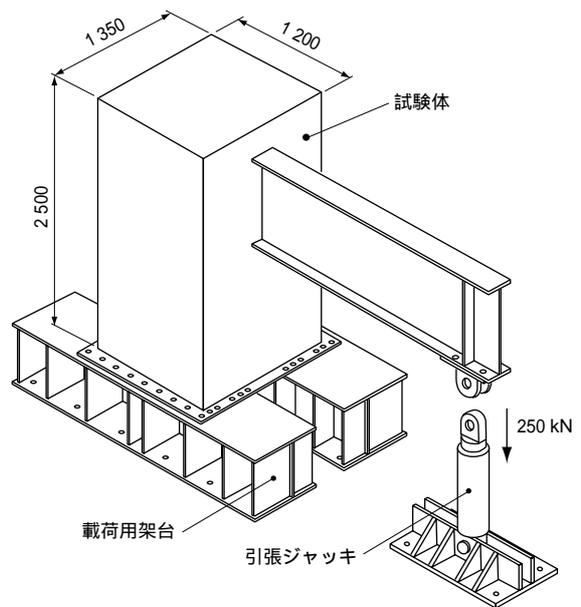
第 5 図 実橋のスタッド配置 (隅角部) (単位: mm)
 Fig. 5 Stud positions of bridge (beam-column connection) (unit: mm)

実験供試体を第 6 図に示す。本実験の設計荷重は、鋼桁フランジの座屈を先行させるようフランジの許容応力を基に橋台中心軸から 3 000 mm の位置へ鉛直荷重 250 kN とした。供試体の底面は架台を通じて、反力床に固定した。また上方からの鉛直荷重では偏心する可能性があるため、引張ジャッキで引き下ろす荷重方法とした。荷重ステップは、一度設計荷重の 250 kN まで荷重した後除荷し、その後供試体が破壊に至るまで静的荷重を行った。

3.2 実験供試体の設計

鋼桁部は曲げとせん断を受ける片持ち梁として照査し、橋台コンクリート部は内部の鋼支柱フランジを鉄筋換算し SRC 構造として設計した。ずれ止めの設計 (スタッドの配置) については、以下のように分かれる。なお使用するスタッドは供試体の縮尺を考慮し、 $\phi 13 \times 100$ mm を用いた。

タイプ A (従来設計法) では、隅角部に作用する鋼とコンクリートの設計断面力の分担比を引張側の鉄筋と鋼支柱フランジの断面積比から算出し、コンクリートが分担する断面



第 6 図 実験供試体図 (単位: mm)
 Fig. 6 Test specimen (unit: mm)

力相当分をスタッドが確実に伝達できるように設計する。

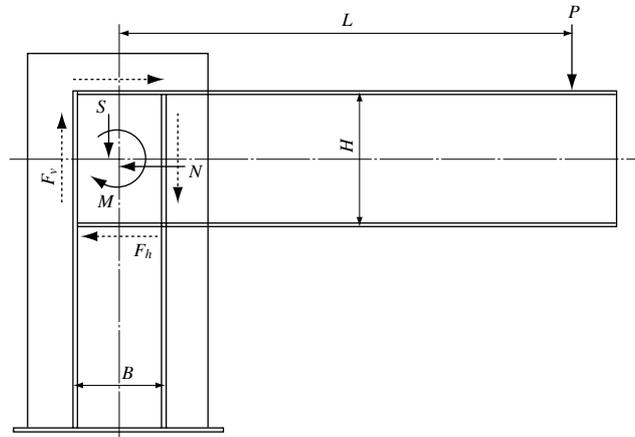
断面力の作用方向を第 7 図に示す。隅角部の曲げモーメント M による各フランジ面の作用せん断力は $F_h = M/H$ (水平面), $F_v = M/B$ (鉛直面) となる。このせん断力のうち、コンクリートが分担する力をフランジ面に溶接するスタッドが受けもつと考え、必要スタッド本数 n_{req} を (1) 式で算出する。

$$n_{req} = (F \times \alpha) / Q_a \quad (\text{本}) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 Q_a はスタッド 1 本当たりの許容せん断力であり、道路橋示方書⁽³⁾の算定式に準じる。また α は鋼とコンクリートの断面力の分担比であり (2) 式で算出する。

$$\alpha = A_s / (A_s + A_p) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 A_s は引張側の鉄筋の断面積、 A_p は引張側の鋼支柱フランジ断面積である。



第 7 図 隅角部の断面力
 Fig. 7 Internal forces and moments of corner section

以上のことから、各フランジ上の必要スタッド本数が求められるが、フランジ面内のせん断力分布は分からないためにスタッドは均等配置となる。

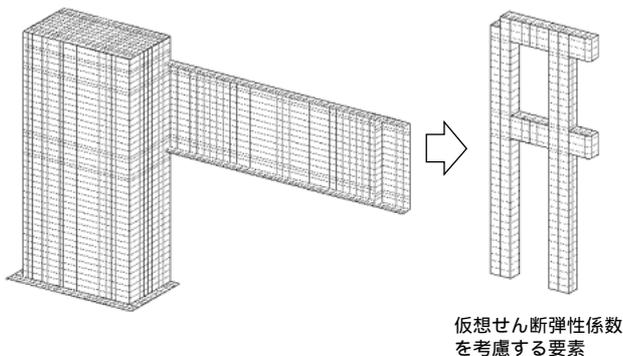
タイプ B (FEM 解析) は、実橋の設計に適用した立体 FEM 解析による手法である。実験供試体の FEM 解析モデルを第 8 図に示す。コンクリートはソリッド要素、鋼桁や底板はシェル要素でモデル化し、両者は境界面で共有節点をもつ。しかしここでは鋼とコンクリートは剛結されており、スタッドによるずれ特性が考慮できない。そこで、フランジ面からスタッド高さ ($h = 100 \text{ mm}$) までのコンクリート要素のせん断弾性係数を、スタッドのせん断弾性係数と等価にしたモデルを用いて両者のずれ特性を考慮した⁽²⁾。第 8 図の右図は、全体モデルのうち、スタッド高さ分のコンクリート要素を示している。この要素におけるせん断弾性係数をずれ特性を考慮した仮想せん断弾性係数 G'_c として (3) 式で算出する。

$$G'_c = (A_{st}/A_c) \times G_{st} \quad \dots\dots\dots (3)$$

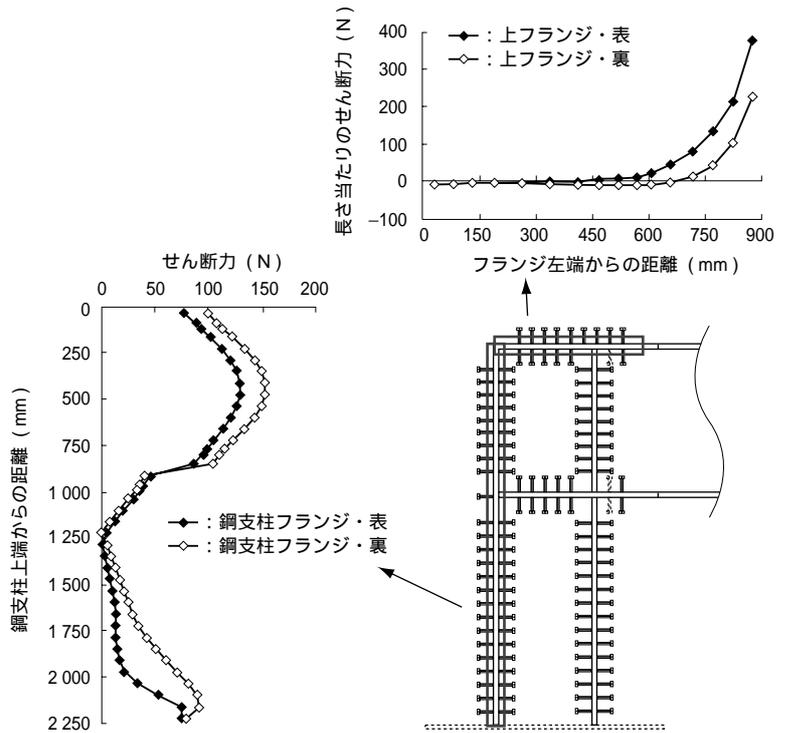
ここに、 A_{st} はコンクリート要素の境界面内にあるスタッドの断面積、 A_c はコンクリート要素の断面積、 G_{st} はスタッドのせん断弾性係数 ($77\,000 \text{ N/mm}^2$) である。なお、コンクリートのポアソン比 $\mu = 0.17$ と一定であるため、本要素の縦弾性係数 E'_c についても、(4) 式で置き換える。

$$E'_c = G'_c \cdot 2(\mu + 1) \quad \dots\dots\dots (4)$$

以上の要素特性を考慮し、設計荷重を作用させた線形 FEM 解析結果から、各境界面のせん断応力を算出し、さらにフランジ上の要素面積との積からせん断力分布を求める。第 9 図に鋼桁上フランジおよび鋼支柱フランジのせん断力分布の算出結果を示す。これより、スタッド 1 本当たりの許容せん断耐力を基に、せん断力の大きなエリアには密に、



第 8 図 実験供試体の FEM 解析モデル
Fig. 8 FEM analysis model of specimen



第 9 図 FEM 解析によるせん断力分布
Fig. 9 Distribution of shear force by FEM analysis

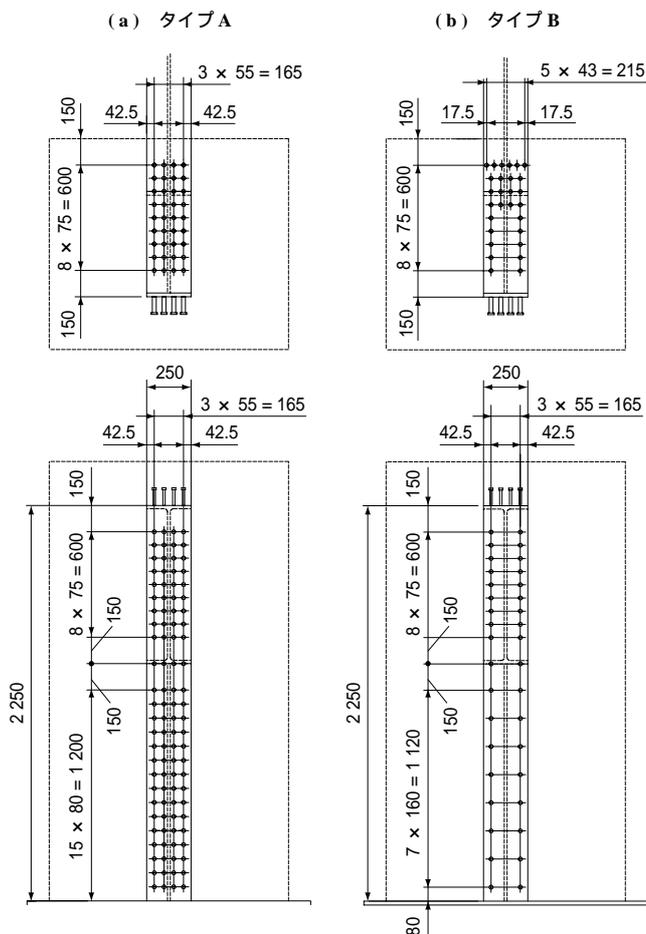
せん断力が小さなエリアには疎にスタッドを配置でき、合理的な設計が可能となる。

以上のことから、タイプ A (従来設計法) およびタイプ B (FEM 解析) の設計法で決定されるスタッド配置図を第 10 図に示す。タイプ A はフランジ幅方向に 4 本と一様の配置となるのに対し、タイプ B ではせん断力分布を基に 2, 4, 6 本と変化したスタッド配置となった。これよりスタッド数量としては、タイプ B はタイプ A に比べ約 3 割削減となった。

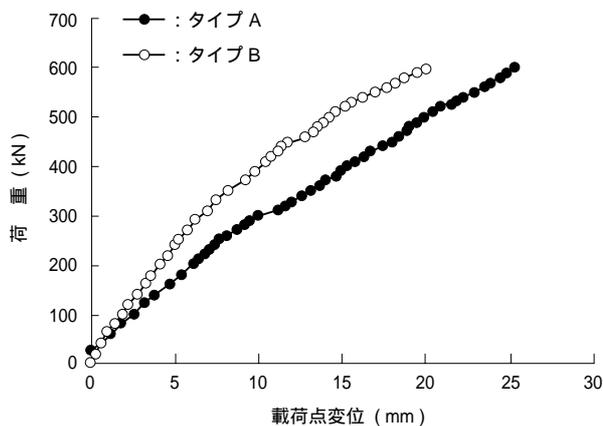
3.3 実験結果

荷重と載荷点変位の関係を第 11 図に示す。いずれのタイプも設計荷重 (鋼桁の許容応力範囲) の 250 kN を大きく上回る耐力をもっていることを確認した。ただタイプ A は、変位量も大きく剛性もやや小さいことから、タイプ Bの方が耐荷性能的には優れていることも伺え、効率的なずれ止め性状であることも推察できる。

さらに、橋台内部の鋼桁上フランジ部に配置したスタッドのひずみ計測結果を第 12 図に示す。ひずみゲージはスタッドの根元の両面に貼り付けており、ここでのひずみ値はその平均の値である。タイプ A のスタッド配置のひずみでは、後列側のひずみが小さく変形が不均一なものになっているのに対し、タイプ B では各スタッドのひずみ値が同傾向で増加している。これはタイプ B がフランジ上のせん断



第 10 図 実験供試体のスタッド配置 (単位 : mm)
Fig. 10 Stud positions of specimen (unit : mm)

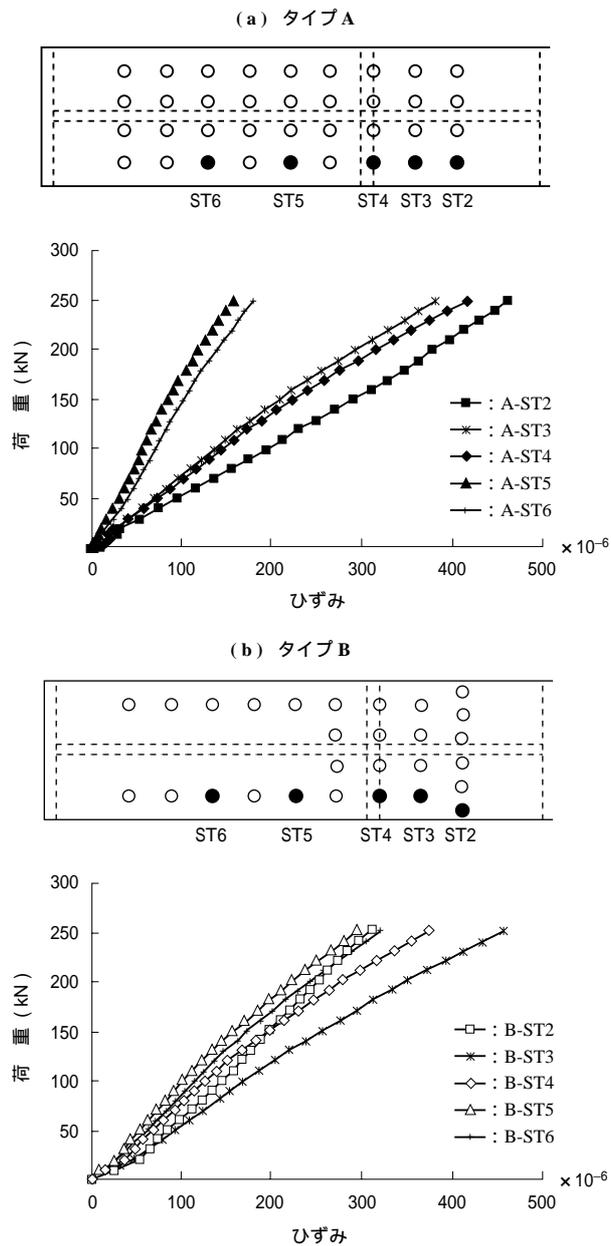


第 11 図 荷重 - 荷重点変位の関係
Fig. 11 Displacement at loading points

力分布に合わせて配置しているため、各スタッドが均等な力を受けもっていると考えられる。逆にいえば、タイプ A のスタッド配置では、後列側のスタッド本数がやや過剰になっていると考えられる。

3.4 FEM 解析結果の検証

FEM 解析結果の妥当性の検証をするため、設計荷重



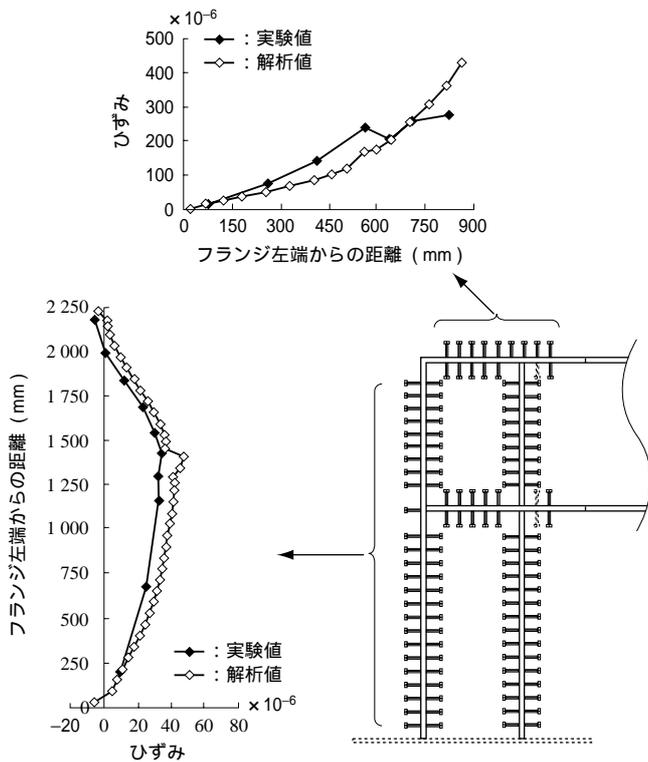
第 12 図 スタッドのひずみ
Fig. 12 Strain variations of studs

(250 kN) 載荷時のフランジ面のひずみを比較した。第 13 図に、鋼桁上フランジ面のひずみと鋼支柱フランジ (土工側) のひずみについて、実験結果と解析結果の比較を示す。両者はよく一致しており、その他の面のひずみや供試体の変位などもほぼ解析値は実験値をとらえていた。このことから、接触部のコンクリート要素に仮想せん断弾性係数を考慮させた本 FEM 解析手法の妥当性が図れたといえる。

4. ひび割れ対策

4.1 検討概要

「色太第三橋」のフーチング部や橋台部は、断面の比較的大きなマスコンクリート施工となり、コンクリート打込

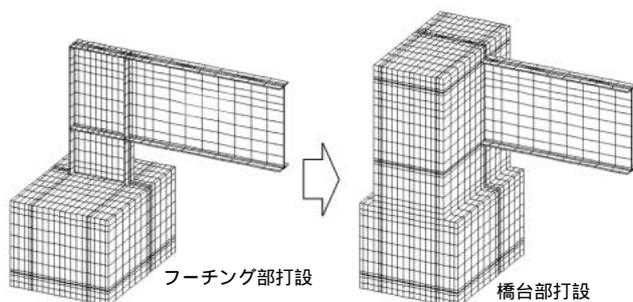


第 13 図 フランジの軸方向ひずみ分布
Fig. 13 Distribution of longitudinal strain

み時にセメントの水和発熱に伴う温度応力によるひび割れ発生が懸念された。さらに施工時期が 2 月であり、夜間には氷点下となるため寒中施工対策の必要性も問われた。そのため、事前に三次元 FEM による温度応力解析を実施し、ひび割れ抑制に対する配合検討および最適養生法の検討などを実施した。

4.2 温度応力解析

解析モデルを第 14 図に示す。現地の施工計画に沿って、フーチング部のコンクリートを打込み後、14 日経過して橋台部のコンクリートを打ち足すという施工工程を再現した。なお、ひび割れの照査の対象は橋台部のみとした。施工計画当初の橋台コンクリートの配合については、セメント量



第 14 図 温度応力解析モデル
Fig. 14 Thermal stress analysis model

356 kg/m³ (普通ポルトランドセメント使用)であり、養生方法としては通常の養生マットを用いた湿潤養生という計画であった。

温度ひび割れの最大の原因はコンクリート内外の温度差である。そのため対策項目として、単位セメント量の低減、セメント種類の変更、養生対策の実施などを挙げ、現場で対応できる範囲で検討した。解析で検討した対策ケースを第 1 表に示す。解析結果の比較は、ひび割れの発生確率を間接的に推定するひび割れ指数 I_c (= コンクリートの引張強度 / 解析で算出される引張応力) を用いた。特にここではコンクリート標準示方書⁽⁴⁾に基づき、「ひび割れ発生を許容するが、ひび割れ幅が過大とならないように制限したい場合」となる I_c 1.0 を目標に検討を実施した。

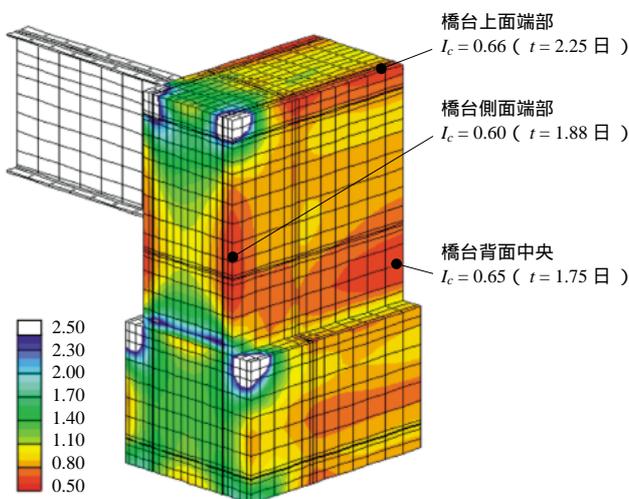
4.3 解析結果

特になにも対策を施さないケース 1 の解析結果 (コンクリート表面のひび割れ指数分布) を第 15 図に示す。橋台の端部やフーチングとの打継ぎ近傍の表面にひび割れ指数 I_c 0.7 となるような箇所がみられ、当初計画のままではひび割れの発生は避けられないと予測された。全ケースの解析結果を第 2 表に示す。評価箇所は解析でひび割れ指数の値が厳しくなる 3 か所に絞った。ケース 2 ~ 5 の各対策は、いずれもひび割れ指数の改善に効果がある。しかし、いずれも単独の対策では目標とする I_c 1.0 には達せず、各対策を組み合わせることが必要とされた。現地の工程上リフト分けが困難なことや、セメント量を少なくすることによる強度低下を避けて、実工事ではケース 3 および 4 を組み合わせたケース 6 を採用することとした。ケース 6 における橋台表面のひび割れ指数分布を第 16 図に示す。全体的に大きくひび割れ指数が改善されていることが確認できる。しかし I_c 1.0 とならない箇所もあるため、実工事では膨張材の添加も実施した。

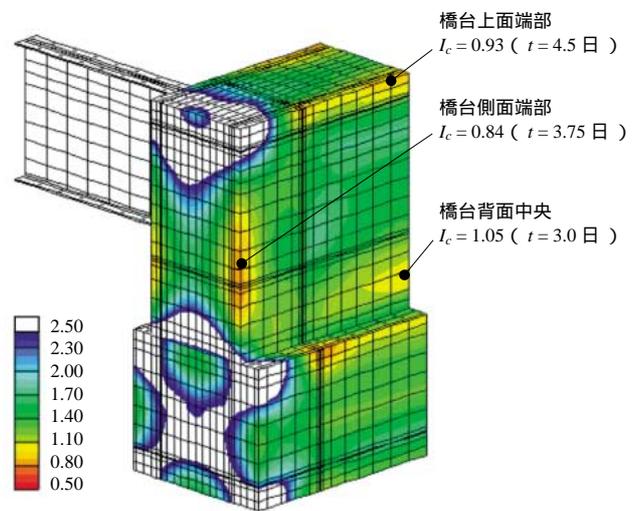
また、養生温度の管理や解析結果の妥当性を検証するため、橋台コンクリート施工時には構造物の内外に熱電対をそれぞれ設置し、温度計測を実施した。温度計測結果を第 17 図に示す。初期の保温養生は、橋台を防災シートですべて覆い、内部をジェットヒータおよび練炭を用いて、20 近い養生温度を持続させた。またコンクリート内部の温度計測値は、温度解析結果とほぼ整合しており本解析の妥当性も確認した。これらの事前対策および施工時の温度管理を実施した結果、橋台コンクリート部に有害なひび割れはまったく発生せず、客先からも高い評価を得た。

第 1 表 対策ケース
Table 1 Cases of countermeasures

	単位セメント量 (kg/m ³)	セメント種類	養生方法		リフト割
			養生種類	養生温度	
ケース 1	356	普通ポルトランドセメント	養生マット + 合板型枠	外気温同等 (5)	1 段 (5.0 m × 1)
ケース 2	320	普通ポルトランドセメント	養生マット + 合板型枠	外気温同等 (5)	1 段 (5.0 m × 1)
ケース 3	356	高炉セメント B 種	養生マット + 合板型枠	外気温同等 (5)	1 段 (5.0 m × 1)
ケース 4	356	普通ポルトランドセメント	養生マット + 合板型枠 + シート被覆	給熱養生 (15)	1 段 (5.0 m × 1)
ケース 5	356	普通ポルトランドセメント	養生マット + 合板型枠	外気温同等 (5)	2 段 (2.5 m × 2)
ケース 6	356	高炉セメント B 種	養生マット + 合板型枠 + シート被覆	給熱養生 (15)	2 段 (2.5 m × 2)



第 15 図 ひび割れ指数分布図 (ケース 1)
Fig. 15 Distribution of crack index (Case 1)



第 16 図 ひび割れ指数分布図 (ケース 6)
Fig. 16 Distribution of crack index (Case 6)

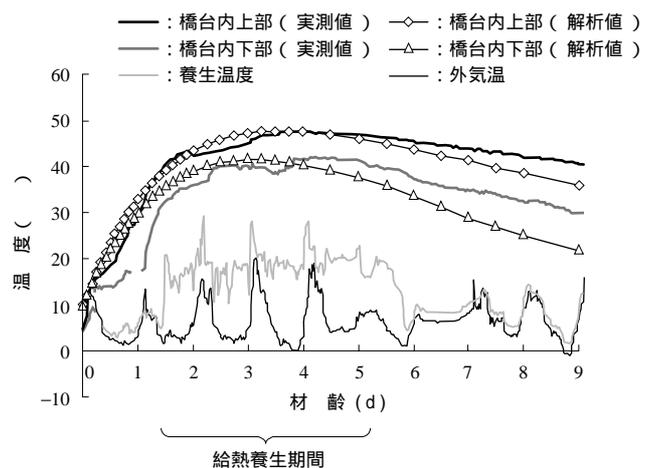
第 2 表 解析結果 (ひび割れ指数)
Table 2 Analysis results (crack index)

	橋台コンクリートのひび割れ指数: I_c		
	上面端部	側面端部	背面中央
ケース 1	0.66	0.60	0.65
ケース 2	0.71	0.65	0.70
ケース 3	0.77	0.73	0.79
ケース 4	0.78	0.68	0.82
ケース 5	1.15	0.79	0.65
ケース 6	0.93	0.84	1.05

5. 結 言

鋼ポータルラーメン少数主桁橋「色太第三橋」の隅角部モデル試験体による載荷実験によって、以下の内容を確認した。

- (1) 鋼ポータルラーメン橋隅角部のずれ止め設計において、FEM 解析によって求めたせん断力分布に合わ



第 17 図 温度計測結果
Fig. 17 Result of temperature measuring

せたスタッドジベル配置は、必要本数を大幅に削減できるにもかかわらず、十分なずれ止め特性をもつことを確認した。

(2) 鋼桁との接触部のコンクリート要素に仮想せん断弾性係数を考慮させた FEM 解析手法の妥当性を確認した。また、実施工においては、橋台コンクリートの冬期打設時におけるひび割れ抑制対策として、事前の温度応力解析評価から、

- ・高炉セメントの使用
- ・初期材齢時の給熱養生の実施

の対策を施した。さらに橋台コンクリート施工時には、コンクリート内部および養生温度を継続的に管理することで、問題となるひび割れが発生することなく工事を終了した。

- 謝 辞 -

本工事における鋼ポータルラーメン橋の載荷実験においては、日本道路公団中部支社構造技術課および日本道路公

団松阪工事事務所のご協力、ご助言のもとに計画、実施されたことをここに記すとともに、関係各位に深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- (1) 大久保宣人, 村田幸隆, 広江誠喜: 小銚岸川の設計と施工 片山技報 No.16 pp.41 - 48
- (2) 西土隆幸, 中園明広, 稲葉尚文: FEM 解析による連続 2 主桁の特性に関する考察 土木学会第 55 回 年次学術講演会講演概要集 I-A299 2000 年 9 月
- (3) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 1996 年 12 月 pp.292 - 298
- (4) 社団法人土木学会: コンクリート標準示方書 [施工編] 2002 年制定版 pp.41 - 54