

興津川橋定着体実物大性能試験

～全外ケーブル張出し施工定着体試験～

Actual Size Model Experiment for the OKITSUGAWA Bridge

野口 秀一
Hidekazu NOGUCHI
川田建設(株)東京支店技術部設計課

小藤 金弥
Kinya KOFUJI
川田建設(株)東京支店工事部工事課
工事長

今井 平佳
Hirayoshi IMAI
川田建設(株)東京支店技術部設計課
係長

鵜飼 宏二
Koji UKAI
川田建設(株)東京支店技術部設計課

中井 幹雄
Mikio NAKAI
川田建設(株)東京支店工事部工事課

興津川橋は、全外PCケーブル方式採用による張出し架設工法で施工されるPC橋である。本橋の特徴として、最大支間長142 mを有し、27S15.2mmの大容量ケーブルを採用している。このような大規模な支間においての全外ケーブル方式の採用は最初の事例である。

大容量ケーブルを採用した場合の張出し架設工法の構造的な弱点として、毎ブロック緊張における定着突起部が挙げられる。そこで、まず初めに、アンダーソン工法による27S15.2mmケーブルの定着部単体試験を行った。この試験結果をもとに、コンクリートウェブと波形鋼板ウェブを有する供試体の実物大試験を行った。

本報告書は、実物大試験結果とFEM解析結果との比較を行い、定着突起部を設計する場合の目標値を提案したものである。

キーワード：大容量ケーブル，27S15.2，定着突起部，実物大試験

1. はじめに

興津川橋は、第二東名高速道路清水I.C～静岡I.C間の吉原J.C.Tより北東3.5 kmに位置し、2級河川興津川を渡る橋梁である。本橋は最大支間長148.0 m(下り線)、最大橋脚高さ68.5 mを有し、最大支間長では国内4位の連続ラーメン橋である。本橋の大きな特徴としては、P8～A2側径間が橋脚位置の制限より130.6 mと長く、P8橋脚のアンバランスモーメントを低減するために、A2側径間側75.6 m区間を波形鋼板ウェブとしたこと、および片持架設用PC鋼材を含めた全主方向PC鋼材に大容量の外ケーブル工法を採用していることが挙げられる。内ケー

ブルによる片持架設工法における架設ケーブルは張出しブロックの小口に定着されるが、外ケーブル工法の場合定着用の突起が必要になる。しかし本橋規模における片

表1 設計条件

項目	上り線	下り線
構造形式	PRC4径間連続ラーメン箱桁橋	PRC3径間連続ラーメン箱桁橋
橋長	456.000 m	336.000 m
桁長	455.400 m	335.500 m
幅員	0.505 + 16.500 + 0.505 m	0.505 + 16.500 + 0.505 m
斜角	90° 00' 00"	90° 00' 00"
縦断線形	2.0～0.6 %	2.0～0.6 %
横断線形	1.455～2.50 %	2.50 %

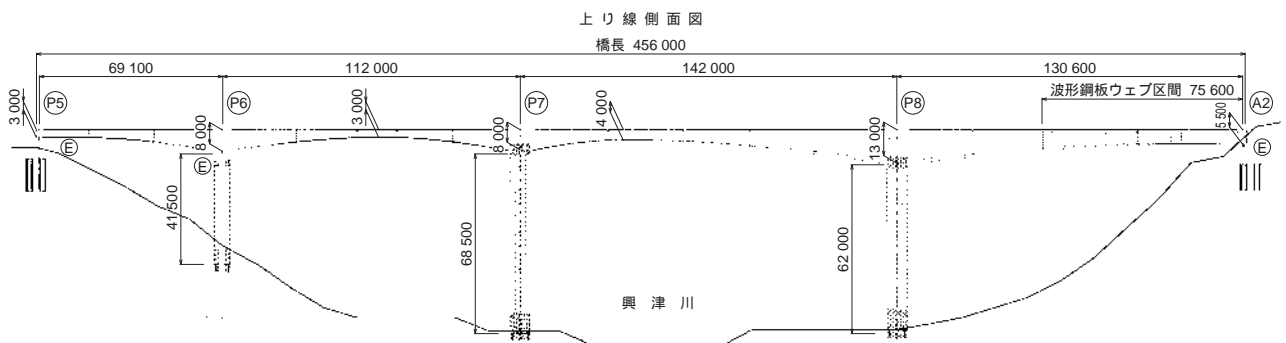


図1 興津川橋全体一般図

持ち張出し施工において、大容量外ケーブル定着システムを採用した事例が過去に無く、加えて波形鋼板ウェブ区間は、ウェブに定着ブロックを設けられない。そこで実施工に先立ち大容量外ケーブル定着突起の構造および配筋等をFEM解析を行うと同時に、実物大構造物を用いて性能試験を実施したので報告する。

2. 試験概要

実物大試験により確認する事項は以下の2点である。

大容量外ケーブル (27S15.2mm 0.7 p_u = 5 000 kN) を使用した定着体まわりの補強鉄筋形状。

コンクリートウェブ断面ウェブ定着、および波形鋼板ウェブ断面の上床版コンクリート定着に、大容量外ケーブル (27S15.2mm) を使用した場合の、定着突起形状、寸法の妥当性。

上記より、定着体単体コンクリート部材応力試験 (定着単体コンクリートの耐力試験)、外ケーブル定着突起部の部材応力試験 (定着突起形状および寸法確認試験) の2実験を行った。

3. 定着体単体の耐力確認

FEM解析により定着具まわりの補強筋形状を決定したが、FEM解析結果を確認する目的で定着体の耐力確認試験を実施した。

(1) 試験内容

試験体を図2に示す、700×700×1500 (TYPE-1) と、620×620×1500 (TYPE-2) の2体を製作し、部材の応力および、ひび割れと定着具の縁端距離の確認を行った。ここで2体製作した目的は、縁端距離の確認を行うためである。採用した定着工法であるアンダーソン工法の縁端距離基準を満足し、かつFEM解析結果から得られた最小縁端距離より620×620を最小寸法とし、これに余裕を持たせたものを700×700とした。

プレストレス導入時のコンクリート強度の目標値を27 N/mm²と設定したので、試験体のコンクリートは f_{ck} = 35 N/mm² (早強セメント) を使用した。試験体は、弾性FEM解析 (10 cmメッシュ) でのコンクリート最大主引

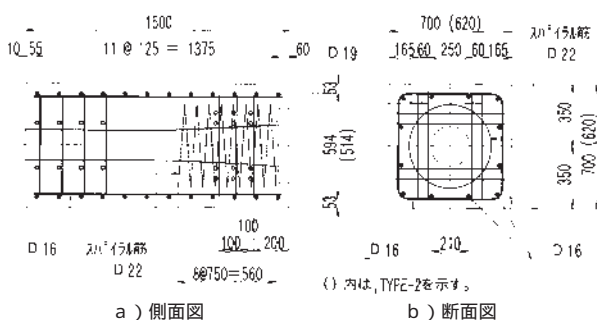


図2 定着体形状・配筋図

張応力度の最大値 σ_c 5 N/mm²、鉄筋応力度の最大応力を180 N/mm²として計画した。

載荷方法は、27S15.2のケーブルを配置し、5 500 kN緊張ジャッキにより行った。載荷は、5 200 kN (0.85 p_u) まで一定速度で載荷した後、30分間荷重を保持しひび割れおよび応力の変化を観察した。

(2) FEM解析

定着体単体試験に先立ち、FEM解析を行った結果を以下に示す。

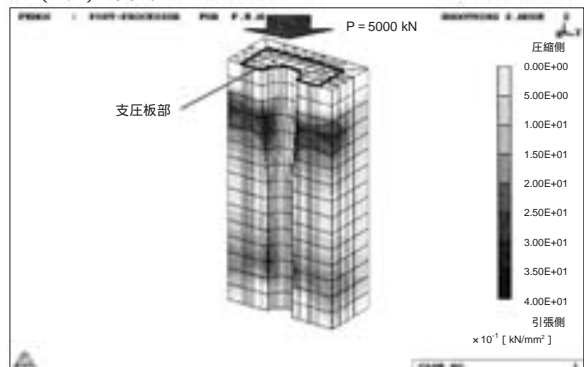
TYPE-1のFEM解析による引張応力度図 (半分割図) を図3に示す。FEM解析は8節点ソリッド要素を用い、そのメッシュの寸法は10 cmとした。応力度図は、X軸 (水平) 方向の引張応力について表しているため、無着色の部分は圧縮応力を示している。引張応力は、中空部の定着体上縁から30 cm程度に集中しているため、その部分について特に鉄筋により補強を行った。

(3) 試験結果

試験状況を写真1、鉄筋ひずみ図を図4、ひび割れ発生を図5に示し、以下に試験結果の概要を述べる。

- ・試験は材令3日で行い試験時のコンクリートは、圧縮強度 f_c = 27.5 N/mm²、ヤング係数 E_c = 2.42 × 10⁴ N/mm²であった。
- ・ひび割れ幅は、TYPE-1がTYPE-2より小さく、定着具の縁端距離が大きいほど、ひび割れ発生荷重が大きく、またひび割れ幅も小さかった。

歪ゲージ貼付位置応力度図 (定着体: 700×700×1500)
x (max) = 3.5 N/mm²



拡大図 (x)

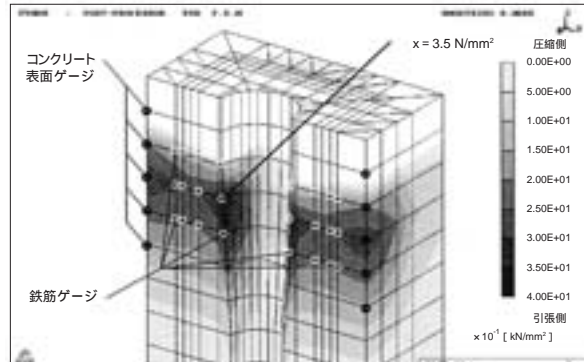


図3 FEM解析コンター図



写真1 試験状況

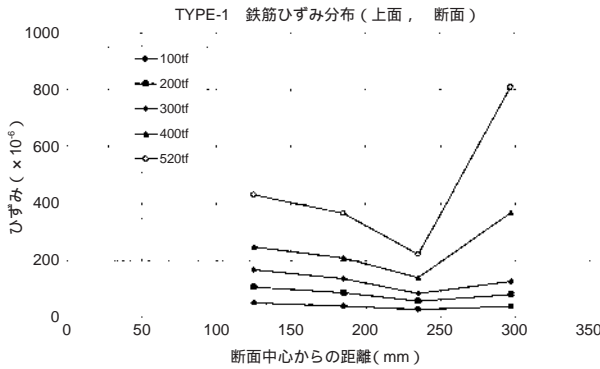
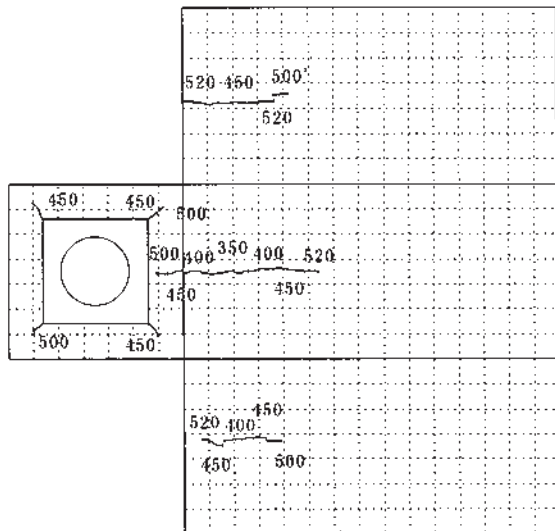


図4 鉄筋ひずみ図 (TYPE-1)



- 1: ひび割れは目視による
- 2: 図中の数字は発見時の荷重 (tf)
- 3: 500'は500tfを30分保持後

図5 ひび割れ発生状況 (TYPE-1)

- ・コンクリートの引張応力および鉄筋応力はFEM解析結果とほぼ一致した。
- ・TYPE-1のひび割れ幅は、許容ひび割れ幅：0.005C (0.225 mm) 以下であった。

これらの試験結果から、定着体の補強方法について以下の通りとした。

- ・定着体単体の要素試験結果からFEM解析値と試験結果が一致するため、FEM解析により試験体の突起形状を

検討する。

- ・ひび割れ幅をコントロールするためには、許容ひび割れ幅から鉄筋応力の制限を120 N/mm²にする必要がある。

4. 外ケーブル定着突起部試験

(1) 試験概要

試験体形状を図6に示す。桁高5.5 m、長さおよび幅はそれぞれ10.0 m、9.95 mとした。寸法形状の決定根拠として、

桁高は波形鋼板ウェブ区間の最小桁高とした。

長さは張出し4 mブロックを想定し、またケーブル偏向区間2 mを考慮した値とした。

幅は実橋幅寸法17.14 mに対して中間床版部および張出し床版部を短くして簡略化を図り、FEM解析で妥当性を確認した結果の寸法とした。

実橋では、上り線の側径間部に一部波形鋼板ウェブがあるため、コンクリートウェブと波形鋼板ウェブを有する左右非対称の断面として、一試験体で2断面の結果を得られるようにした。左右のウェブ剛度の差および長さ、幅の要因による実橋との発生応力度の差の補正は、FEM解析結果より緊張力を補正することとした。プレストレス導入直後のコンクリート強度は、定着体試験と同様に27 N/mm²とした。

試験体は、FEM解析(10 cmメッシュ)でのコンクリート主引張応力度の最大値 σ_c 5 N/mm²、鉄筋応力度の最大応力を120 N/mm²として計画した。載荷荷重は、27S15.2mmのケーブルを左右ウェブに配置し、5 500 kN緊張用ジャッキにより左右同時に緊張を行った。載荷方法は、5 200 kN (0.85 p_y) まで緊張載荷した後、ひび割れの伸展を観察するため1日保持し、その後緊張力を解放した。

(2) FEM解析

試験体は図6に示すように、非対称断面および、幅員方向の縮小モデルであるため実橋モデルと比較して、その形状の妥当性を確認した。FEM解析は、コンクリート部材を8 節点ソリッド要素、波形鋼板部材を4 節点シェル要素としてモデル化を行った。また、試験体写真を写真2に示す。

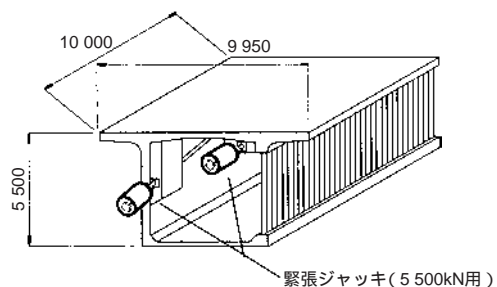


図6 定着突起部試験体形状

(3) 試験結果

ひび割れ図を図8, 9に示す。

a) コンクリートウェブ定着突起

- ・試験は材令5日で行い、試験時のコンクリートは、圧縮強度 $f_c = 31 \text{ N/mm}^2$ 、ヤング係数 $E_c = 2.90 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ であった。
- ・ひび割れは、載荷荷重3500 kNより発生した。
- ・コンクリート表面のひび割れ発生時の応力は、 2.8 N/mm^2 となった。

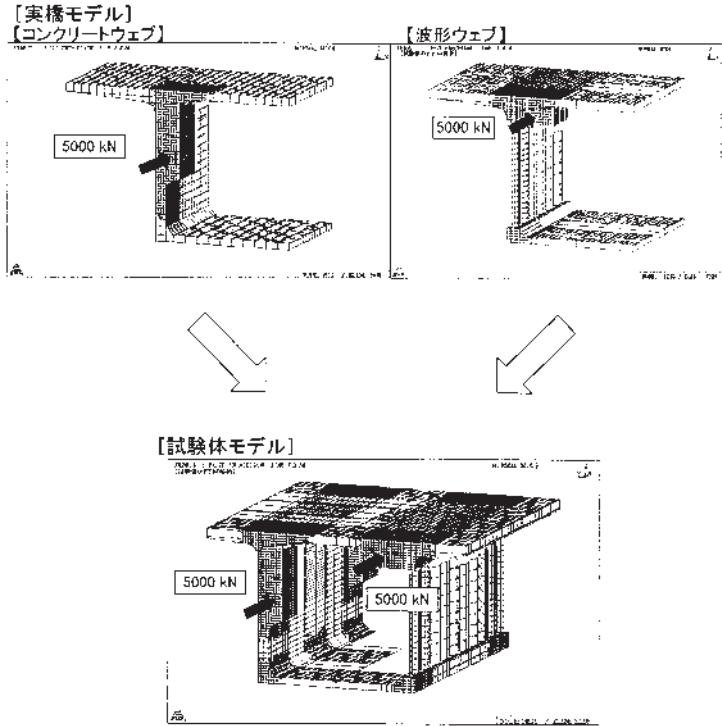
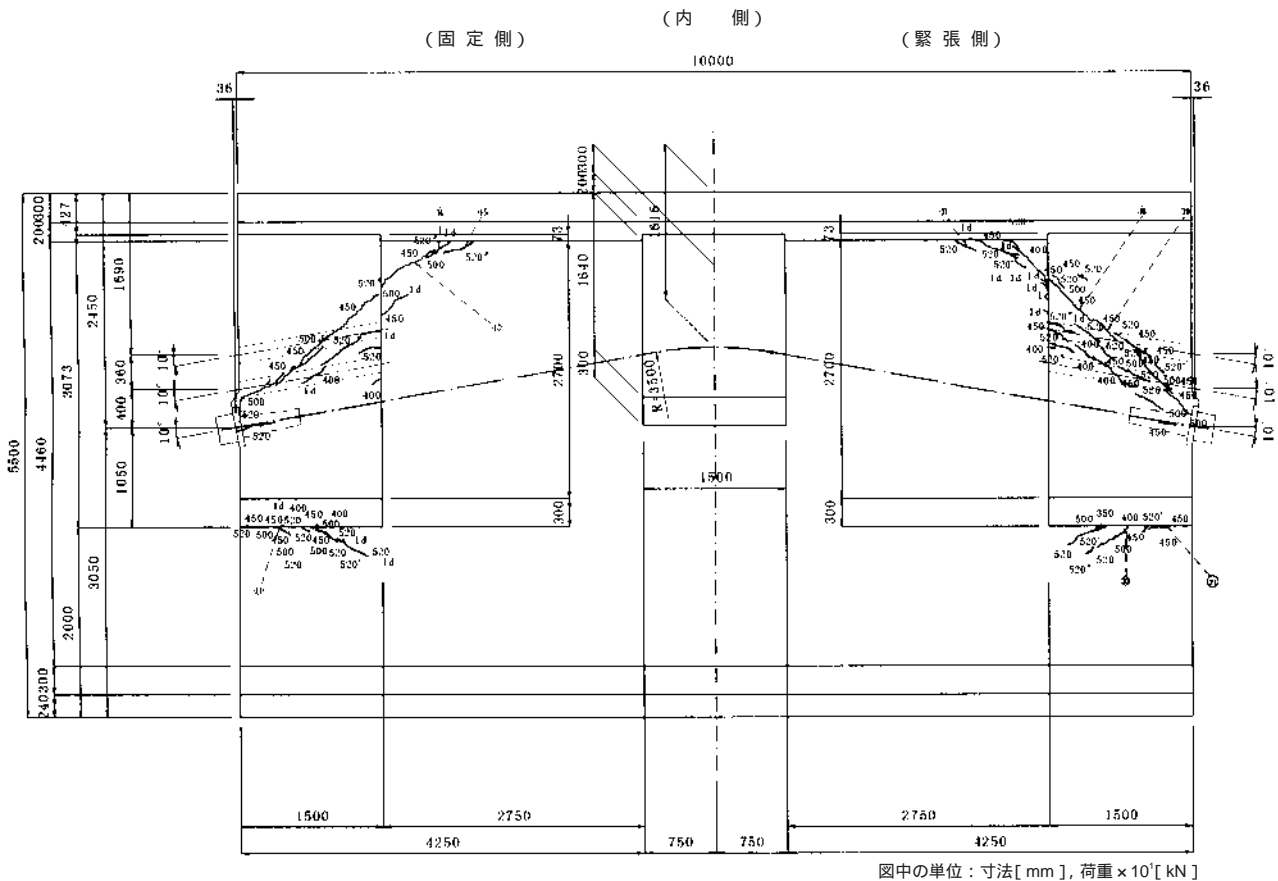


図7 FEM解析構造モデル

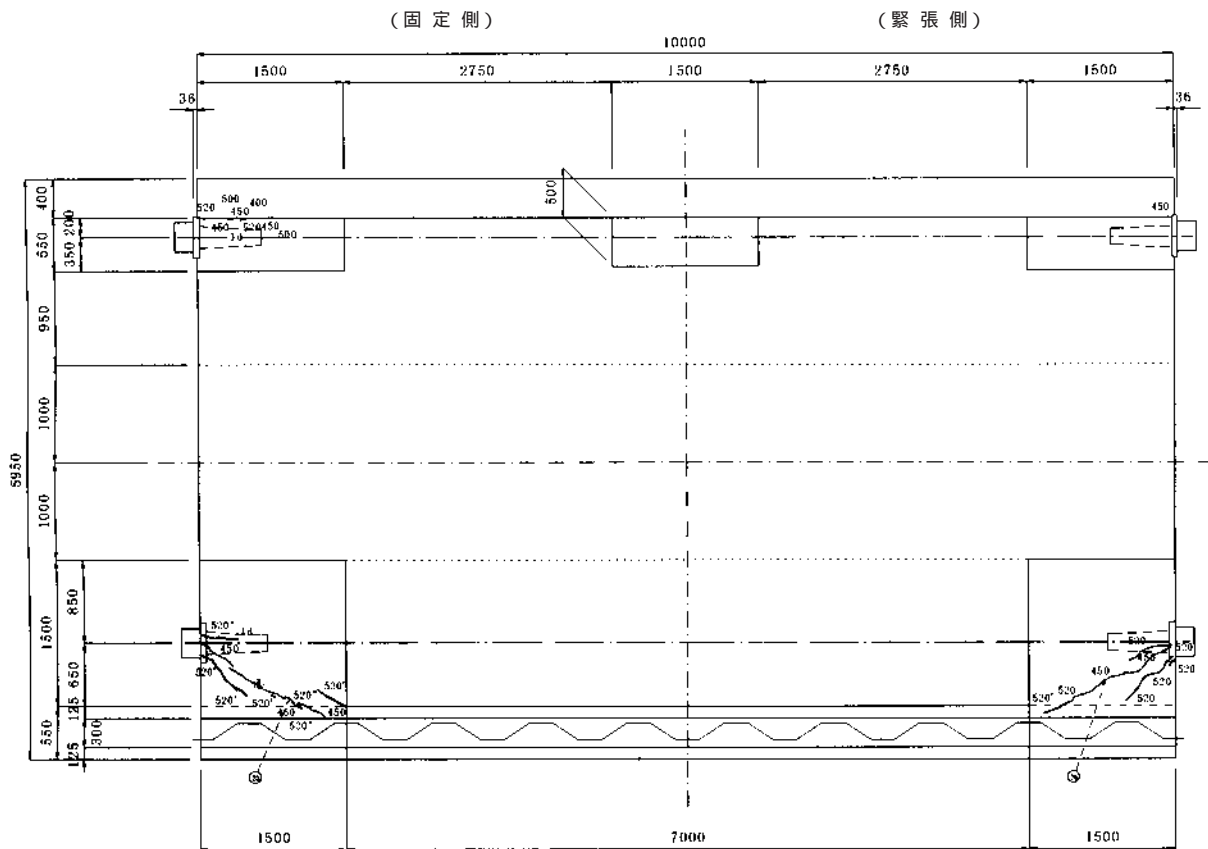


写真2 定着突起部試験体



図中の単位：寸法[mm]，荷重×10⁴[kN]

図8 ひび割れ図(コンクリートウェブ側面)

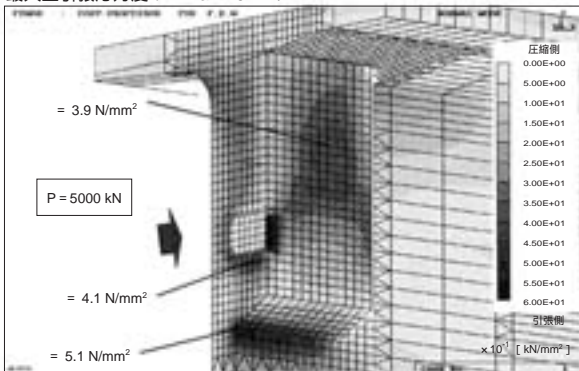


図中の単位：寸法[mm]，荷重×10¹[kN]

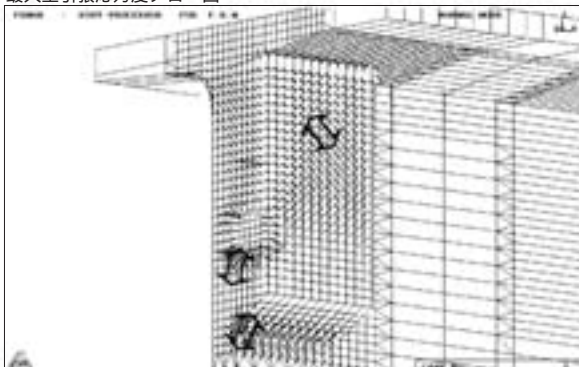
図9 ひび割れ図(突起下面・平面)

[コンクリートウェブ]

最大主引張応力度： max = 5.1 N/mm²

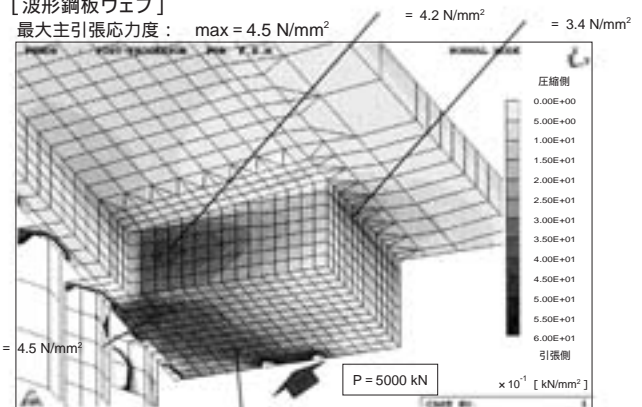


最大主引張応力度アロー図



[波形鋼板ウェブ]

最大主引張応力度： max = 4.5 N/mm²



最大主引張応力度アロー図

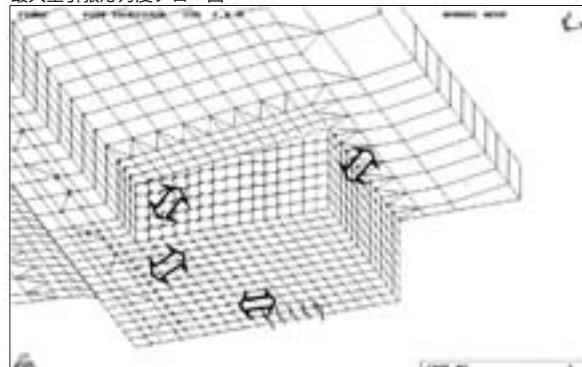


図10 FEM解析コンター図

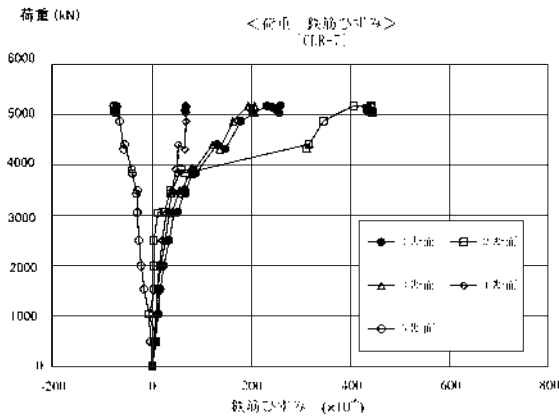


図11 荷重 - 鉄筋ひずみ図(コンクリートウェブ)

- ・最終荷重時の鉄筋の最大応力は、100 N/mm²となった(図11参照)。
- ・ひび割れ最大幅は、0.27 mmであった。
- ・FEM解析による最大主引張応力位置とひび割れ発生位置は一致した。
- ・FEM解析による主引張応力度アロー図と載荷試験結果は、ほぼ一致した。

b) 波形鋼板ウェブ定着突起

- ・ひび割れは、載荷荷重4 000 kNより発生した。
- ・コンクリート表面のひび割れ発生時の応力は、3.4 N/mm²となった。
- ・最終荷重時の鉄筋の最大応力は、126 N/mm²となった。
- ・ひび割れ最大幅は、0.13 mmであった。
- ・FEM解析による最大主引張応力位置とひび割れ発生位置は、コンクリートウェブと同様に一致した。
- ・FEM解析による主引張応力度アロー図と載荷試験結果は、ほぼ一致した。

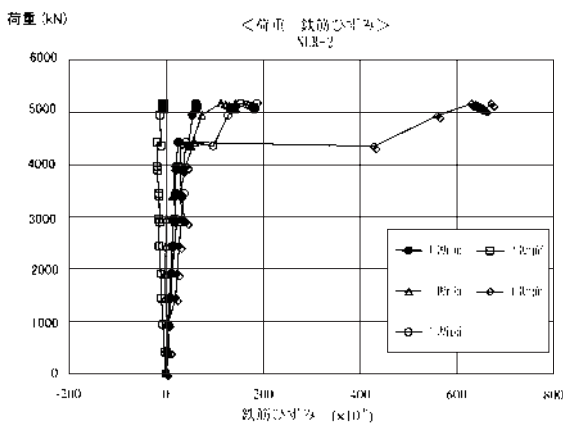


図12 荷重 - 鉄筋ひずみ図(波形鋼板ウェブ)

5. 考察

試験結果から引張応力による発生ひび割れは、配置補強鉄筋の追加によりひび割れ幅制限値、0.005C (0.225 mm) 内に収まることが予想されるが、初期の段階でひび割れを生じさせることが、構造物の耐久性を大きく左右するため、以下の設計方針とした。

FEM解析 (10cmメッシュ) の要素中心でのコンクリート最大主引張応力度を、3 N/mm²以下とする。

鉄筋応力度の最大応力を120 N/mm²程度とする。

6. おわりに

今回の実物大性能試験を通じて、定着突起の設計方法を提案する。

FEM解析における着目要素のサイズを、10 cmメッシュとして解析を行う。

FEM解析 (10 cmメッシュ) の要素中心での引張強度は、3 N/mm²以下が望ましい。

鉄筋の引張応力度の制限値は、120 N/mm²程度とする。

現在、設計は、今回の実物大試験結果を反映させた詳細設計を完了しており、工事においては柱頭部施工および張出し施工中である。冒頭で述べた通り、このような規模では事例のない全外ケーブル張出し施工、かつ27S15.2mmの大容量ケーブルの使用で、実物大試験を行ったわけであるが、設計方法の提案および施工確認が行えたことは有意義であったと考える。