

FEMを用いた局部応力の検討

福永 靖雄*1・本間 淳史*2

1. はじめに

JH静岡建設局の担当する第二東名高速道路は、橋梁延長が全体の約1/3に達する構造物比率の高い路線となっており¹⁾、このため新技術・新工法の積極的採用を図り、より合理的で安全で耐久性もあり、かつ経済的な橋梁建設を求められているが、これらの設計・施工を進めるうえでは、当然ながらさまざまな課題と直面し、それらの克服に向けて数多くの解析や実験を実施し、安全性の確認や対策を検討することとなる。

ここで近年の設計業務を進める過程で特筆すべきことは、FEM解析や動的解析などの解析が恒常的に活用されていることであり、これらの解析技術の発展に支えられて、より安全で合理的な橋梁設計の実現が可能となっている。

本文では、第二東名高速道路の代表的な橋梁形式である片持ち張出し架設工法によるPC連続箱桁橋に関して実施したFEM解析を例にとり、併せて実施した模型実験の比較結果なども含めて、解析事例の報告を行うものである。

2. 張出し架設ケーブルの定着部の局部応力

外ケーブル工法は、平成8年より「道路橋示方書」にも取り入れられ、今やPC箱桁橋では内ケーブルとの併用で標準的に採用されているところである。しかし現在、日本道路公団(以下、JH)では、将来的なPC橋の耐久性確保に配慮し、PC鋼材の永久的メンテナンスを可能とするため、すべてのPC鋼材を外ケーブルとする方針で検討を進めている。

この全外ケーブル構造は、過去には固定式支保式架設工法で採用された実績があるが、片持ち張出し架設工法に採用した事例はなく、その張出し架設ケーブルの定着構造については十分な検討が必要となる。張出し架設工法における外ケーブルの定着突起は緊張力を主桁に伝える重要な部材であり、若材齢で緊張されること、第二東名の広幅員大

規模橋梁ともなれば、使用するPC鋼材も大容量となることから、定着突起近傍に発生する局部応力については、細心の注意を払って設計と施工を行わなければならない。

ここでは、一般的に外ケーブルとして使用される19S15.2 mmのPC鋼材システムと、さらに大容量の27S15.2 mmのシステムについて、その局部応力に対する安全性の確認のため実物大の模型実験を行い、事前に実施した立体FEM解析結果と比較検討を行った事例について紹介する。

2.1 19 S 15.2の定着部に発生する局部応力

(1) 試験体の概要

実験に用いた試験体の概要を図-1、2に示す²⁾。

ここで試験体は試験結果を正確に実施工に反映させるために実物大断面で行うこととした。

対象断面のモデルは、支間中央部で桁高が最も低く($H=2.4$ m)、ウェブ厚が最も薄い($t=450$ mm)断面を対象とした。なお幅員方向については、事前のFEM解析結果より、床版支間を短くすると、定着突起下端の局部応力が若干小さくなる(床版支間1/2で約5%減)傾向にあったため、幅員方向も実物大としている。橋軸方向長さは、FEM解析結果より両端の定着応力が干渉しないこと、および外ケーブルの角度変化を考慮して決定($L=16$ m)し、中央の横桁部をゲビンデ鋼棒で桁下の反力台と剛結する構造とした。また、定着突起は表-1に示す4種類を用意したが、

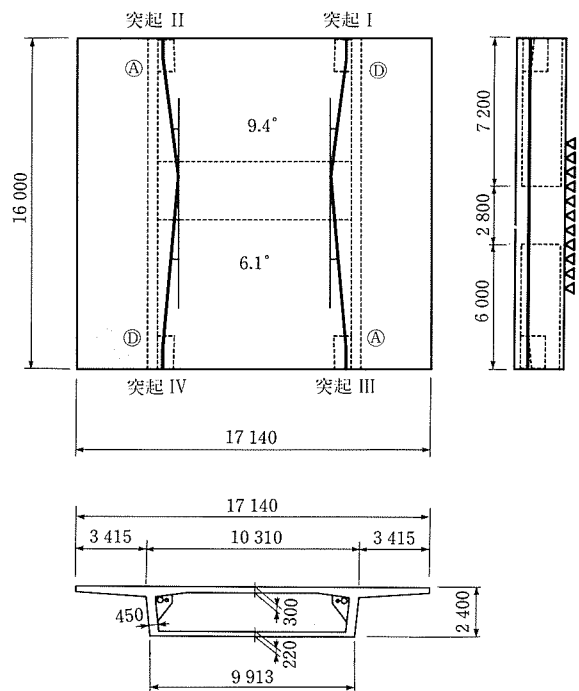
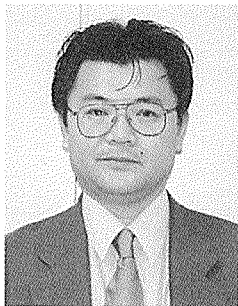


図-1 19 S 15.2 定着試験 試験体概要図



*1 Yasuo FUKUNAGA

日本道路公団 静岡建設局
建設部 構造技術課 課長代理



*2 Atsushi HOMMA

日本道路公団 静岡建設局
建設部 構造技術課

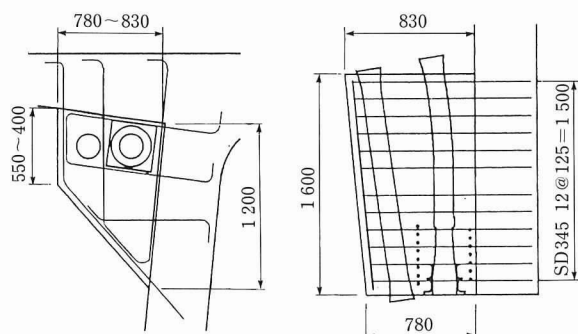


図-2 定着突起の寸法および配筋状況

表-1 19S15.2 定着突起一覧

突起タイプ	定着方法	水平方向角度変化	小口からの距離	補強筋の径
I	ディビダーク	9.4度	50mm	D19
II	アンダーソン	9.4度	50mm	D19
III	ディビダーク	6.1度	0mm	D16
IV	アンダーソン	6.1度	0mm	D19

試験結果による差はほとんど見られなかった。

(2) 定着突起近傍のFEM解析

① 解析条件

本試験体のFEM解析における解析条件は以下のとおりである。

- 使用プログラム：MSC/NASTRAN for Windows Ver.4.5
- 解析モデル：3次元立体1/4モデル（支圧板、鋼管の材質考慮。鋼管による空隙もモデル化）
- 解析要素：ソリッド要素、節点数約1万1000、要素数約9000
- 境界条件：主桁先端は解放断面、主桁後端は完全拘束。横方向1/2切断面は対象条件（ δ_y , θ_x , θ_z 拘束、X：橋軸、Y：直角、Z：鉛直）
- 材料定数：解析値と実測値を表-2に示す
- 荷重載荷方法：プレストレスは定着体に等分布荷重として載荷 $0.7 P_u = 19 \times 179.6 \text{ kN} \div 3 \approx 500 \text{ kN}$ （1定着体あたり）

表-2 プレストレス導入時の材料定数（19S15.2）

	解析値	実測値	摘要
コンクリート強度 (材齢3日, N/mm ²)	31.0	31.6	設計基準強度 $\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
コンクリート弾性係数 (N/mm ²)	2.83×10^4	2.43×10^4	ポアソン比 $\nu = 1/6$
PC鋼材の弾性係数 (N/mm ²)	2.0×10^5	(同左)	SWPR 7 BN

② 解析結果と実験結果の比較

図-3にFEM解析結果による引張主応力分布、表-3に突起IおよびIIIの各着目点の解析値および実験値を示す。なお解析は弾性解析であり、実験値は実験で得られたひずみに表-2に示す弾性係数を乗じて算出したものである。

解析結果によると、プレストレス導入により定着突起近傍には、比較的大きな引張主応力が生じる箇所が3カ所あることが分かった。

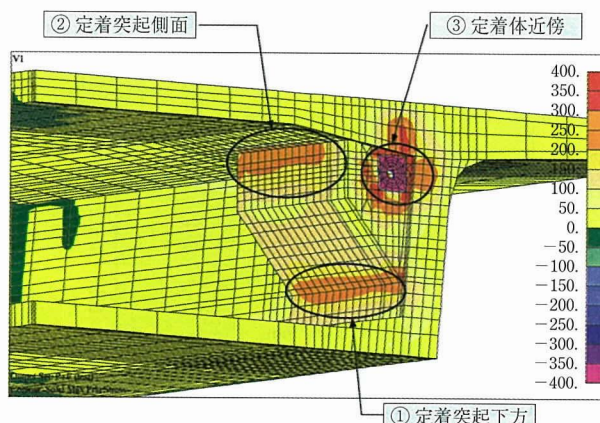


図-3 定着突起周辺の局部応力発生状況

表-3 各着目点における最大局部引張応力一覧

着目点	突起	(N/mm ²)				
		解析値	実験値	解析値	実験値	
①	定着突起下方	1.7	0.5	1.4	0.2	
②	定着突起側面	2.4	0.3	2.2	0.3	
③	定着体近傍	上床版下面	2.5	2.3	1.9	2.9
		ウェブ内側	2.3	1.2	2.0	2.9

これらの着目点における局部応力は、定着突起内に働く外ケーブルの偏向力により図-4に示すような変形（ウェブが内側に反る）が生じるためと考えられる。

この結果を実験値との比較で見ると、着目点①および②に関しては、すべて突起で実験値が解析値を下回っていたが、着目点③に関しては、小口からの距離を0mmとした突起IIIおよびIVで実験値が解析値を上回った。また、載荷荷重の増加に伴う応力履歴の傾向および局部応力の発生分布は類似しており、FEMによる解析結果はおおむね実験結果を再現できたと考えられる。いずれの定着突起周辺においてもひび割れが観察されなかったことにより、図-2に示す補強鉄筋量は十分であることが確認された。なお、小口断面の変形量は最大でも1mm以下と微小であり、実験値に比べて解析値の方が若干大きい値を示すものの、おおむねよく一致しており、解析値は試験体の変形性状を再現できていた。

解析値と実験値の違いについては、モデル化の精度、鉄筋の剛性を評価していないこと、要素分割の方法、施工誤差などが考えられる。ここで突起IIの着目点③については、実験において定着体とコンクリートの付着切れが確認されており、緊張力が小口面ではなく定着体の裏側より伝達されたことによると推測される（図-5）。

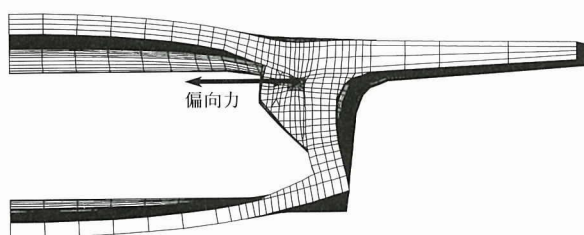


図-4 小口面の変形概要図

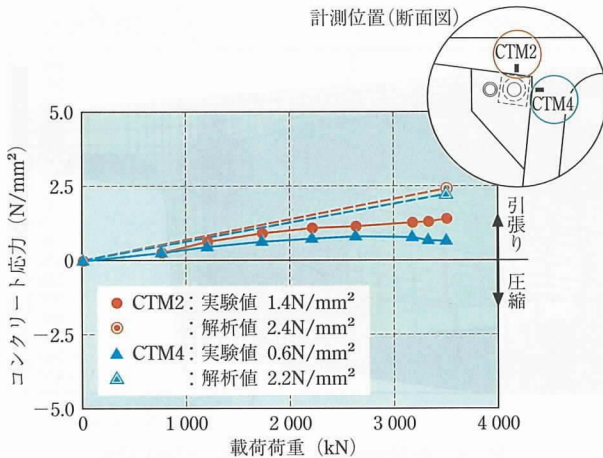


図-5 着目点③における応力履歴

2.2 27 S 15.2の定着部に発生する局部応力

(1) 試験体の概要

全外ケーブル構造の適用にあたっては、張出し支間長が長くなると、張出しケーブルとしては過去に例を見ない大容量の27 S 15.2 mmの使用も検討項目に入れる必要が生じる。このため、前述の19 S 15.2 mmと同様にFEM解析と併せて実物大の模型実験により、定着体の安全性について検討することとした。

実験に用いた試験体の概要を図-6、7に示す³⁾。今回の試験体は、定着体の局部応力にのみ着目した試験体であるため、定着体の大きさおよび定着突起が取り付く最小のウェブ厚 ($t=400$ mm) は実橋を再現したが、断面は左右非対称の幅員縮小モデルとし、片側は実橋で一部採用する波形鋼板ウェブを再現している。左右ウェブ剛度の差、および長さや幅の要因による実橋との発生応力度との差は、事前のFEM解析結果をもとに緊張力で調整することとした。なお、試験体の桁高は実橋の波形鋼板の設置されるブロック桁高に合わせたものである。

(2) 定着突起近傍のFEM解析

① 解析条件

本試験体のFEM解析における解析条件は以下のとおりである。

- 使用プログラム：FEMLEEG for Windows Ver.3.0
- 解析モデル：3次元立体1/2モデル（定着体は鋼部材として評価）
- 解析要素：コンクリートはソリッド要素，分割数約2万。波形鋼板はシェル要素，分割数約2万
- 境界条件：コンクリート部材は全節点共有（コンクリートと定着体も節点を共有するが、周辺応力は無視）。張出し施工を考慮して中央部で支持
- 材料定数：解析値と実測値を表-4に示す
- 荷重載荷方法：プレストレスは定着体に等分布荷重として載荷。偏向部は鉛直方向の等分布荷重として載荷。 $0.7P_u = 27 \times 179.6$ kN \approx 5 000 kN（1 定着体あたり）

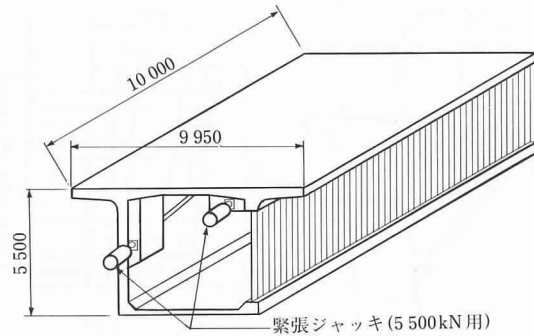


図-6 27 S 15.2 定着試験 試験体概要図

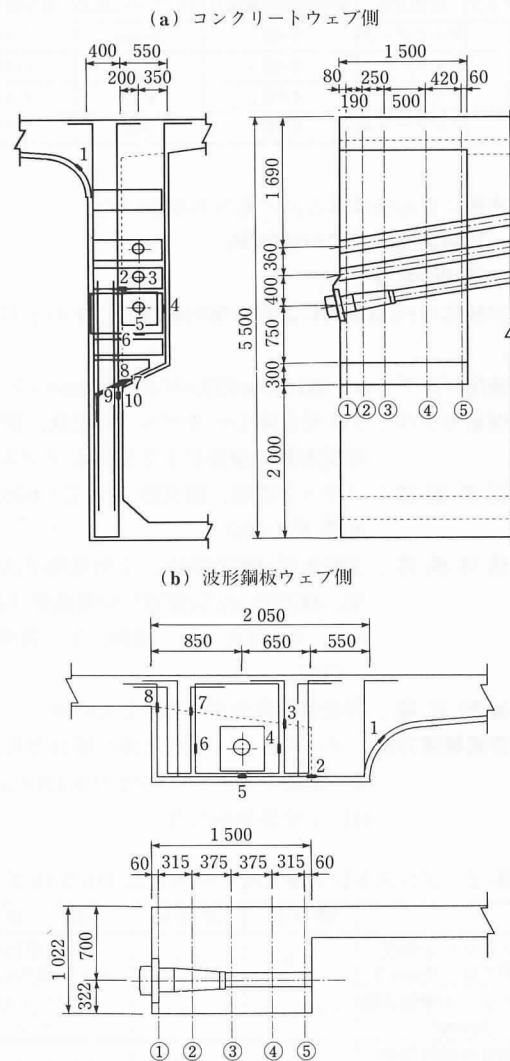


図-7 27 S 15.2 定着突起構造図

表-4 プレストレス導入時の材料定数 (27 S 15.2)

	解析値	実測値	摘要
コンクリート強度 (材齢5日, N/mm ²)	27.0	31.0	設計基準強度 $\sigma_{ck} = 40$ N/mm ²
コンクリート弾性係数 (N/mm ²)	2.65×10^4	2.90×10^4	ポアソン比 $\nu = 1/6$
PC鋼材の弾性係数 (N/mm ²)	2.0×10^5	(同左)	SWPR 7 BN

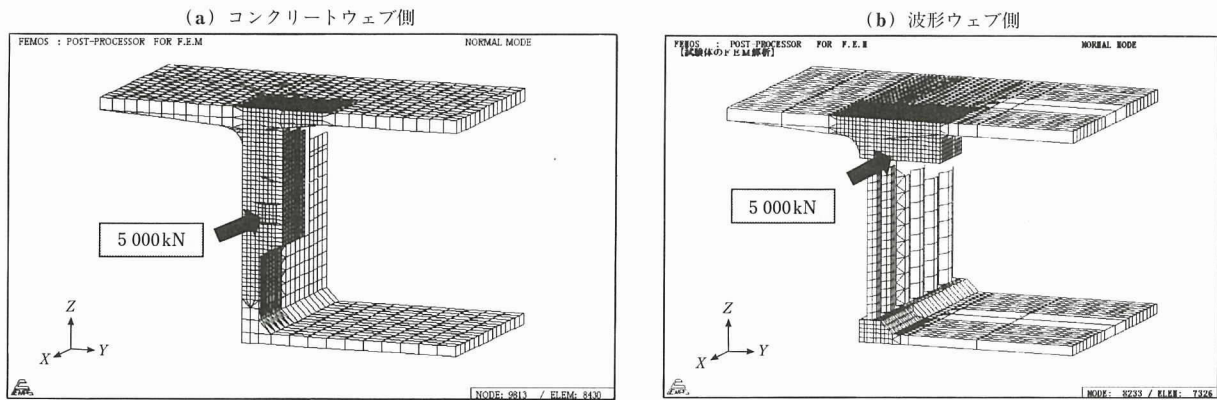


図-8 27S15.2 解析モデル図

② 解析結果と実験結果の比較

図-9にコンクリートウェブ側のFEM解析結果を示す。これによると、定着突起およびその近傍でコンクリートの設計引張強度を大きく超える $4\text{ N/mm}^2 \sim 5\text{ N/mm}^2$ 程度の引張主応力が発生していることが分かる。

実際に試験結果でも、載荷荷重 3500 kN よりひび割れが

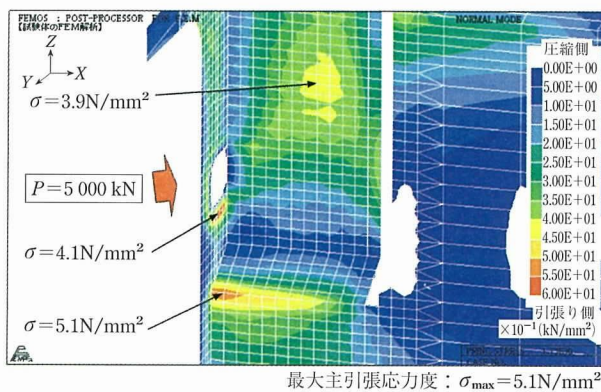


図-9 局部応力解析結果(コンクリートウェブ側)

発生しており、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 であった(図-10)。また、ひび割れ発生後の最終荷重時の最大鉄筋ひずみは図-11より約 500×10^6 (鉄筋応力換算で 100 N/mm^2)となっており、ひび割れ幅は最大 0.27 mm であった。なお、FEM解析による引張主応力位置とひび割れ発生位置は一致しており、FEM解析による応力ベクトル図と試験結果も一致した。

一方、波形鋼板ウェブ側についても、解析結果、実験結果ともにはほぼ同様の結果となっている。FEM解析結果では、定着突起近傍に $4\text{ N/mm}^2 \sim 5\text{ N/mm}^2$ 程度の引張主応力が発生し(図-12)、試験結果でも、載荷荷重 4000 kN よりひび割れが発生した(ひび割れ発生時の応力は 3.4 N/mm^2)。また、ひび割れ発生後の最終荷重時の鉄筋最大応力は 126 N/mm^2 、ひび割れ幅は最大 0.13 mm であった。なおこの場合も、FEM解析による引張主応力の位置とひび割れ発生位置ならびに応力ベクトル図は、試験結果と一致している。

試験結果に基づき、補強鉄筋を追加すれば、ひび割れ幅制限値 $0.005C$ (0.225 mm)内に収めることは可能と考

<コンクリートウェブ側面図>

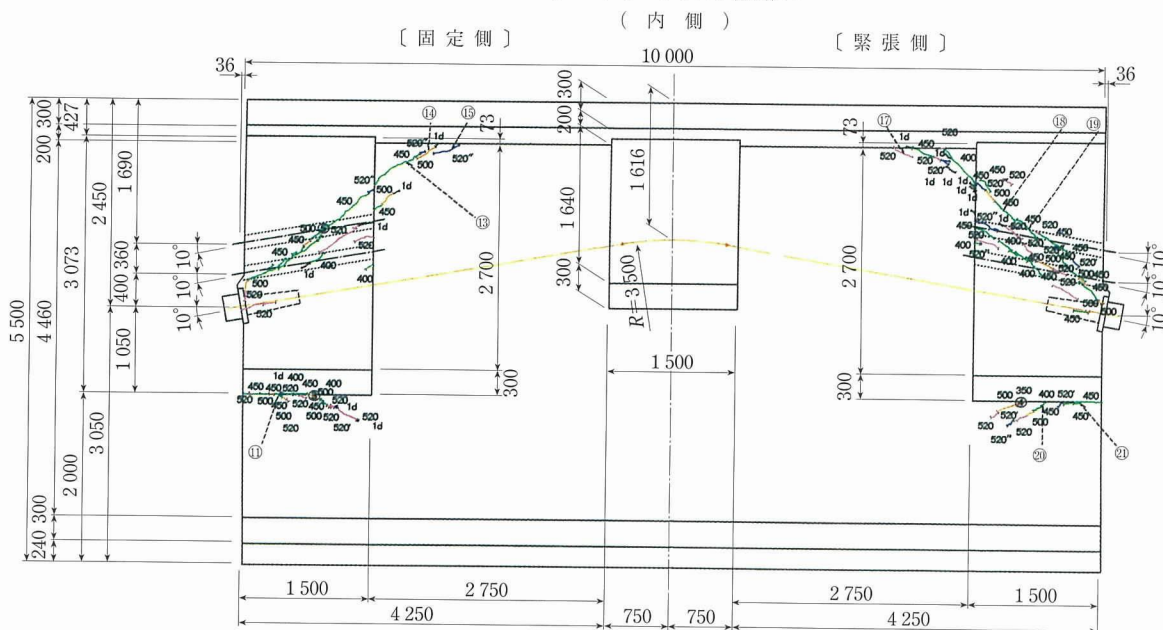


図-10 試験体ひび割れ発生状況

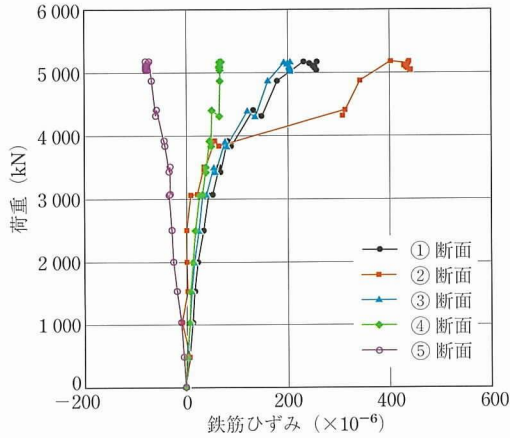


図-11 荷重—鉄筋ひずみ図（コンクリートウェブ側）[CLR-7]

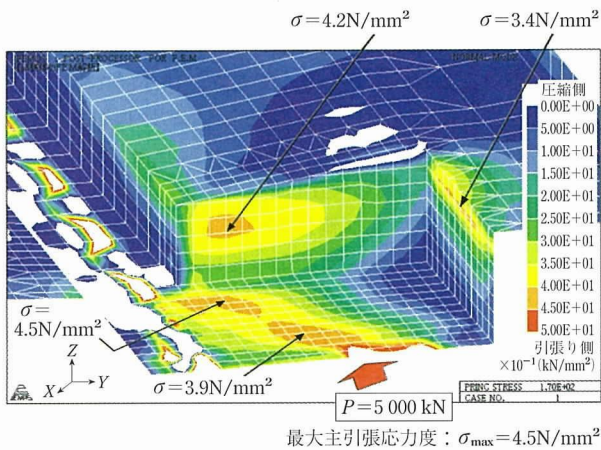


図-12 局部応力解析結果（波形鋼板ウェブ側）

えられるが、永久荷重としてプレストレスが作用する定着突起周辺に施工時点からひび割れを発生させることは、耐久性確保の観点で望ましくない。このため、大容量ケーブルである27 S 15.2 mmのPC鋼材を架設ケーブルとして採用することは控えることとし、FEM解析でのコンクリート主引張応力度の制限値を3 N/mm²以下に抑えるようPC鋼材と定着突起形状の見直しを行うこととした。

3. PC箱桁下床版に発生する引張応力

「道路橋示方書」におけるPC箱桁橋の床版の設計は、一般にBOXラーメン構造として解析を行い、断面力を算出している。一方、第二東名で採用される広幅員1室箱桁構造では、橋軸方向の主桁の変形に伴い直角方向にも断面が変形し、面外方向に床版応力が発生することが考えられる。

そこでここでは、主桁の変形を考慮したFEM解析を行い、下床版の発生応力について検討することとした。

3.1 発生応力度の確認

主桁の変形に伴う下床版応力の発生状況を確認するために、FEM解析によりBOXラーメンモデルとの比較を行った。荷重条件は自重のみである。

(1) 解析モデル

- 使用プログラム：MSC/NASTRAN for Windows Ver.4.5
- 解析モデル：3次元立体1/2モデル。モデルは検討対象となった実橋を忠実に再現

モデル長さ	最大張出し支間長 42.5 m
桁高	2.4 m～5.3 m
ウェブ厚	450 mm～700 mm
下床版厚	220 mm～500 mm

- 解析要素：ソリッド要素。節点数 約 2万3800、要素数 約 1万7300
- 境界条件：連続桁モデルは柱頭部を全方向完全固定。BOXラーメンモデルでは、さらにウェブ下端を鉛直方向に固定
- 荷重載荷方法：自重のみ等分布荷重として載荷

(2) 解析結果

解析モデルを図-13に、解析結果を図-14に示す。連続桁モデルでは、軸方向の曲げ変形によって支間中央部の下床版が「すり鉢状」に変形するため、横方向に約3.5 N/mm²の大きな引張応力が生じることが分かった。一方BOXラーメンモデルでは、連続桁モデルに比べて下床版の直角方向変形が少ないため、同箇所の横方向引張応力は約2.0 N/mm²程度であり、実際の発生応力を過小評価する危険があることが分かった。なお、一般の箱桁断面を想定した床版支間6mの連続桁モデルについてシェル要素によるFEM

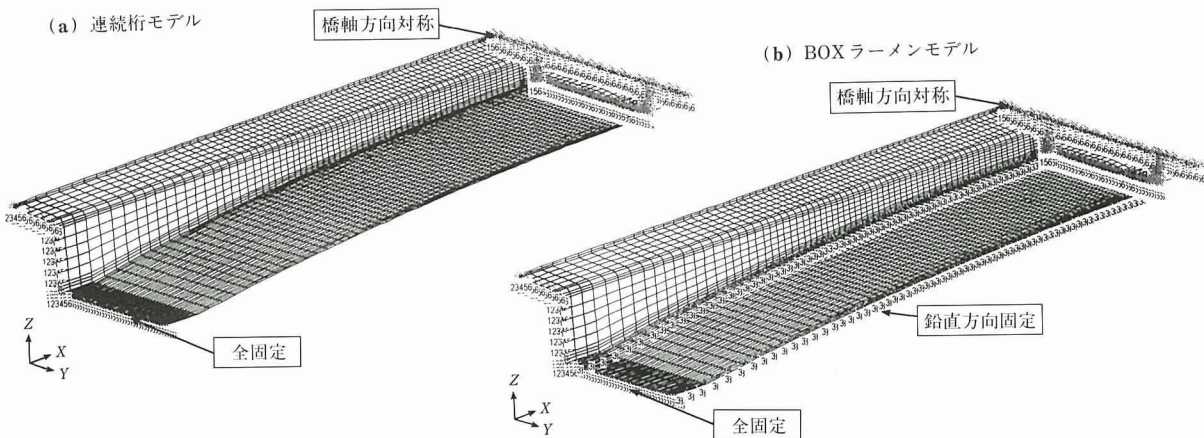


図-13 横方向解析モデル

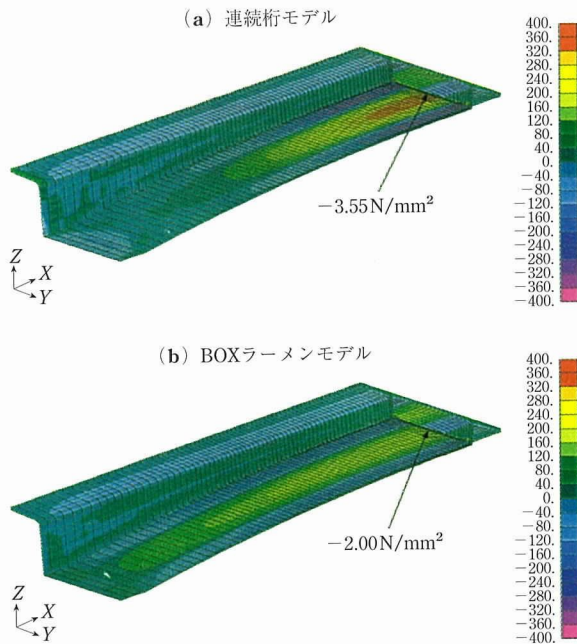


図-14 横方向応力FEM解析結果

解析を行ったところ、1/3程度の引張力になっており、コンクリートの引張強度を満足するものであった。

3.2 引張応力度の低減策検討

3.1項で確認された下床版の横方向引張力を改善するために、箱桁内に隔壁や横リブを効果的に配置して、引張応力の低減効果を検証することとした。

本解析においては、前記3.1項で使用した解析モデルを橋軸方向に半割りにした3次元立体1/4モデル(節点数:約1万2300, 要素数:約8800)を使用した。ここで実橋では、外ケーブルの偏向部も兼ねて隔壁が配置されるため、それによる発生応力度の低減効果を確認するとともに、それだけでは補強効果が不十分であったため、支間中央部の下床版に補強リブを1ないし3カ所配置した計4タイプの解析モデルを用意して比較検討を行った。自重による支間中央部下床版の横方向最大引張応力度の一覧を表-5に示す。

隔壁等のまったくない[モデル1]の結果では、自重により下床版に発生する引張応力は3.65 N/mm²となっており、前述3.1項の連続桁モデルの結果に比べて解析モデルの違いから0.1 N/mm²程度若干大きめの値となった。

次に実際の橋梁をモデル化したものが[モデル2]である。

隔壁および中央リブの影響で約5% (0.18 N/mm²) 引張応力が低減するが、これに完成ケーブル (27 S 15.2) によるプレストレスを考慮しても、最終的な合成応力で2.8 N/mm²の大きな引張応力が発生しており、有害なひび割れが生じる恐れがあるため補強が必要であることが分かる(図-15)。

これらの解析結果に基づく比較検討の結果、下床版引張応力に対する補強方法としては、支間中央部に補強リブを3カ所配置した[モデル4]を採用することとした。この結果では、自重による下床版の引張応力が2.25 N/mm²まで改善

表-5 自重による下床版最大引張応力度

モデル	隔壁	リブ	下床版引張応力 (N/mm ²)
1	なし	なし	3.65
2	1支間2カ所	支間中央1カ所	3.47
3	1支間3カ所	なし	3.18
4	1支間2カ所	支間中央3カ所	2.25

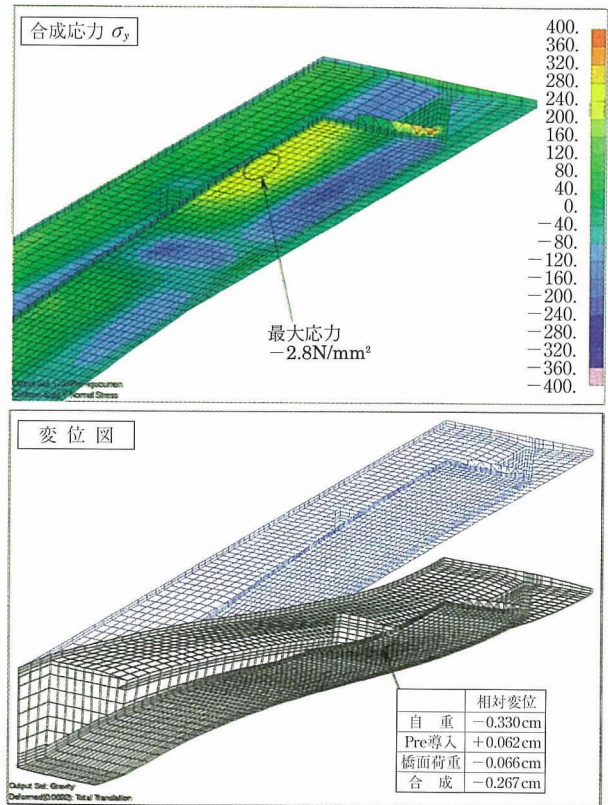


図-15 [モデル2]の解析結果

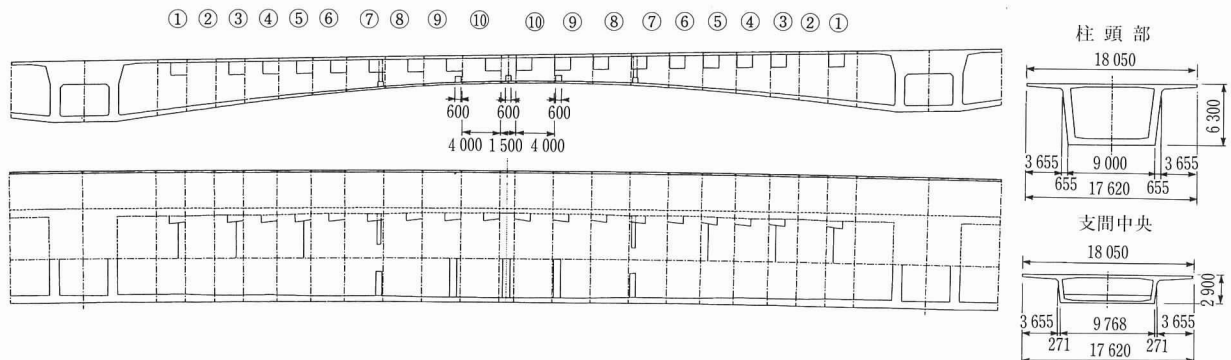


図-16 隔壁および補強リブ配置例

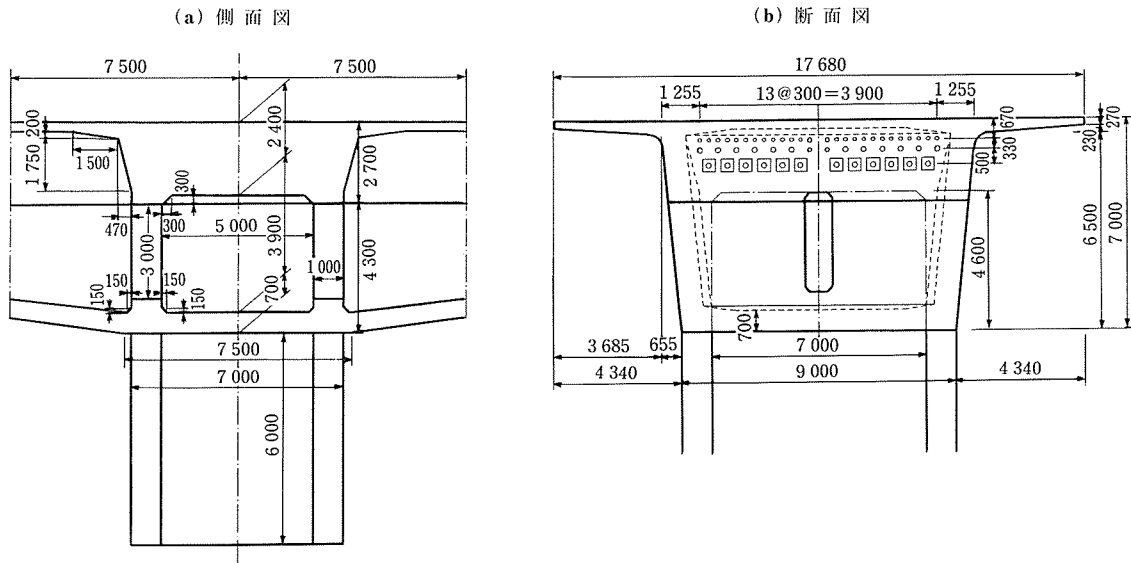


図-17 対象橋梁の柱頭部構造図

されており、完成系プレストレスを加えた合成応力度では約 1.9 N/mm^2 とコンクリートの曲げひび割れ発生限界以下に抑えることができた。したがって、第二東名における標準的な片持ち張出し架設を行うPC箱桁橋においては、下床版に発生する橋軸直角方向引張応力を低減するために、ディビエータを兼ねて配置する隔壁のほかに、3カ所の補強リブを配置することとした(図-16)。

4. 柱頭部分割施工における温度応力解析

張出し施工を行うPC連続箱桁橋の柱頭部は、横桁が配置され桁高も高いことからマッシブな構造物になっている。とくに、第二東名の広幅員橋梁の場合はコンクリート量も多く、さらに近年、横締めケーブルとしてプレグラウトPC鋼材を使用することもあるため、コンクリートの水和熱による内部温度の上昇、ならびにそれに起因する温度応力の発生状況を把握する必要がある。

ここでは、支点上桁高7mの連続ラーメン橋の柱頭部を例にとり、コンクリートの非線形温度応力解析を行い、温度応力の発生状況の確認とその補強方法について検討した事例を紹介する。

4.1 温度応力解析条件

検討対象とした橋梁の柱頭部構造図を図-17に示す。本橋はラーメン橋であるため、柱頭部は中空橋脚の壁と連続した2枚の隔壁を有しているが、隔壁の上部は外ケーブルが錯綜して交互定着されるために一体構造となっている。柱頭部のコンクリート量は約 470 m^3 であるため、図-18に示すような3ブロックに分割した施工とし、またコンクリート強度は上部構造の標準部と同じ($\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$)としたが、既往の検討結果を踏まえて、セメントは発熱量を抑制する目的で普通ポルトランドセメントを使用している。

解析モデルと解析条件は以下のとおりである。

- 使用プログラム：ASTEAMACS for Windows Ver.1.7.0
- 解析モデル：3次元立体1/4モデル(橋脚頭部を含む)。
外ケーブル通過間もダクトとしてモデル化

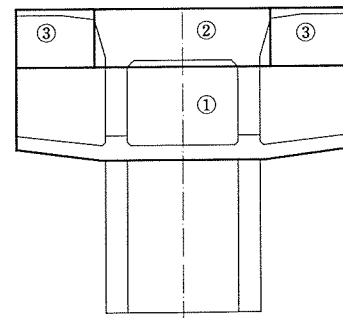


図-18 施工ブロック割付図

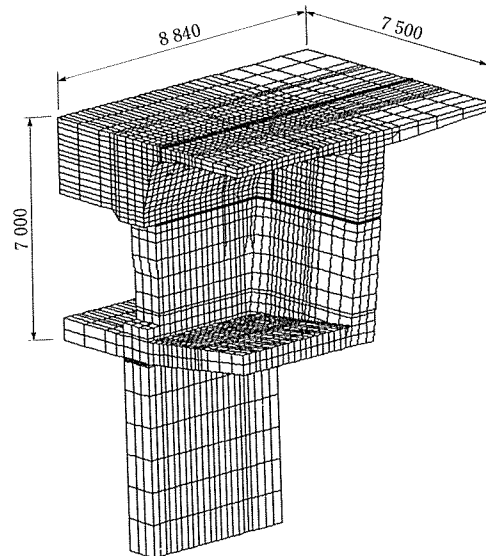


図-19 温度応力解析モデル図

- 解析要素：ソリッド要素。節点数約1万1900，要素数約9200
- 境界条件：橋脚頭部の下端を完全固定
- 材料特性等：表-6による
- 熱伝達境界条件：表-7による

ここで、本解析プログラムでは収縮ひずみを土木学会「コンクリート標準示方書」(平成8年)に基づき算出しているが、収縮ひずみの最終値が「道路橋示方書」で使用される 150μ となるように、相対湿度を調整して($R_H=64.6\%$)使用した。

表-6 コンクリートの材料特性等

項目	橋脚頭部	柱頭部
セメント種類	普通ポルトランドセメント	普通ポルトランドセメント
設計基準強度	24N/mm ²	40N/mm ²
コンクリート打込み温度	10℃	10℃
配合	単位水量	156kg/m ³
	単位セメント量	281kg/m ³
	単位骨材量	820kg/m ³
	密度	2312kg/m ³
熱伝導率	2.7W/m℃	2.7W/m℃
比熱	1.3kJ/kg℃	1.3kJ/kg℃
断熱温度上昇特性	$Q_\infty=61.88$	$Q_\infty=44.72$
	$\gamma=0.771$	$\gamma=0.5565$
線膨張係数	10 μ /℃	10 μ /℃
ポアソン比	0.167	0.167
乾燥収縮	150 μ 相当考慮する	

表-7 熱伝達境界条件

種類	熱伝達率 (W/m ² ℃)	備考	
型枠	合板	8→12	コンクリート打込みから6日後に脱枠
	鋼製	14→12	〃
養生マット	5→12	コンクリート打込みから6日後に撤去	
外気	12		
外ケーブル通過管	14		

4.2 温度応力解析結果

解析結果によれば、温度履歴としては第1ブロックおよび第2ブロックはコンクリート打込みから2~3日後に、それぞれ55.6℃、58.1℃に達することが分かった。また第3ブロックは部材厚が薄いため、最高温度約45℃(1.7日後)であった。

各ブロックにおいて発生する最大温度応力の発生箇所を図-20に、その最大引張応力の大きさと発生時期およびそれに対する補強鋼材量を表-8に示す。

分割施工において発生する温度応力は、施工中に一時的に発生するものと残留するものがある。解析結果(表-8)によれば、先行ブロックに発生する引張応力は、いずれも隣接ブロック(後施工ブロック)のコンクリート打込みから約40時間後にピークを迎えており、その後コンクリート温度の低下に伴い、引張応力が減少もしくは圧縮に転じている。これらの温度応力の中で、下床版と横桁(図中⑤)の接する部分には、一時的とはいえ第2ブロック施工後に最大4.2N/mm²の引張応力が発生することが予想された。このため有害なひび割れの発生を抑制するために、横締めPC鋼材1S28.6を12本配置して引張応力を2.4N/mm²まで改善することとした。一方、第3ブロックの部材は、コンクリート

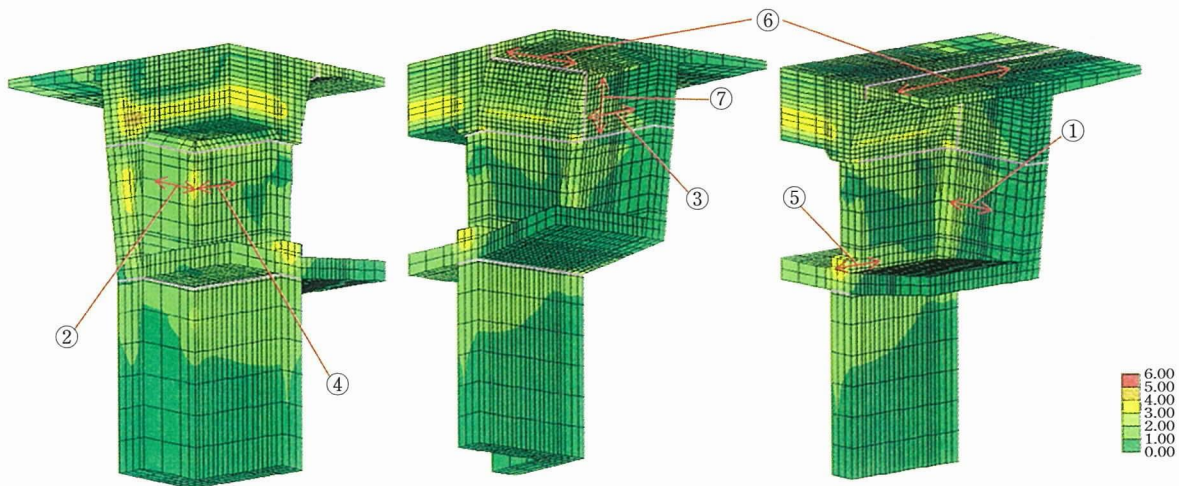


図-20 引張主応力発生位置図

表-8 温度応力解析結果および補強鋼材量

	発生箇所	引張応力度(N/mm ²)	発生時期	補強鋼材量
σ_x	① 第1ブロック ウェブ	1.6	第2ブロック打込み後約40時間	D22 ctc 125 (内外2列)
		1.5	第3ブロック打込み後約40時間	
	② 第1ブロック 横桁内ウェブ	2.8	第2ブロック打込み後約40時間	D22 ctc 125
	③ 第3ブロック ウェブ	2.2	施工後150日(残留)	D22 ctc 125 (内外2列)+9本
σ_y	④ 第1ブロック 横桁	3.6	第2ブロック打込み後約40時間	D22 ctc 125 (3列)
	⑤ 第1ブロック 下床版(横桁部)	4.2	第2ブロック打込み後約40時間	1S28.6 4本×3段
	⑥ 第3ブロック 上床版	2.9	施工後150日(残留)	1S28.6 ctc 375
σ_z	⑦ 第3ブロック ウェブ	2.1	施工後150日(残留)	D25 ctc 125

(σ_x : 橋軸方向, σ_y : 橋軸直角方向, σ_z : 鉛直方向)

施工後、徐々に引張応力が増加し、最終的に $2\text{ N/mm}^2\sim 3\text{ N/mm}^2$ 程度の残留応力として残る結果となった。ここで上床版に発生する最も大きな橋軸直角方向応力に対しては、床版の横締めPC鋼材の間隔を 375 mm に変更して対応することとした。

以上のように、比較的部材厚の薄いイメージのあるPC箱桁橋であっても、柱頭部の施工においては、コンクリートの水和熱による温度応力によって無視できない大きさの局部引張応力が生じることが考えられるため、分割施工方法、セメント材料の選定、補強鋼材の配置など、マスコンクリートとしての対策に十分留意する必要がある。

5. おわりに

今から十数年前、筆者がJHに入社した当時においても、すでにFEM解析は実施されていたが、汎用性や費用の面から、あくまでも一部の特殊な解析として扱われており、一般的にはいわゆる棒理論によるフレーム解析や格子解析が主流であったように思われる。ところが現在では、近年のコンピュータ技術の目覚ましい発展に支えられて、これらの解析業務が比較的手軽にできるようになったため、一般的な橋梁設計においても必要不可欠なものとなりつつある。また一口にFEM解析と言っても、平面2次元解析から、シェル要素による3次元解析、そしてソリッド要素による3次元立体解析へと、数年の間に変化を遂げたように、これらの解析技術は、さまざまな設計業務で多用すること

により、今後一層汎用性を増し、ますます改善されていくものと期待している。

しかしながら、一見複雑で精度も向上したように思われるこれらの解析技術であるが、要素分割方法、境界条件の設定、入力諸定数の設定など、解析の前提となる重要な部分が設計者の裁量に委ねられていること、そしてその解析条件が結果に大きく影響することは、FEM解析に携わったことのある設計者であれば皆認識しているところであり、このことを常に念頭において解析結果を検証しなければ、設計の判断を誤る恐れのあることに十分注意しなければならない。どんなに時代が変わり、技術が進歩しても、設計を行うのは機械ではなく、あくまでも人間である。したがって、これから最盛期を迎える第二東名高速道路の橋梁建設においても、今後ますますFEM解析のニーズは高まることが予想されるが、発注者としても設計者の立場を忘れずに、設計業務に携わっていくことが重要である。

参考文献

- 1) 猪熊、福永、本間：第二東名高速道路の橋梁概要—静岡建設局—、プレストレストコンクリート、Vol.41, No.2, pp.19~26, 1999
- 2) 波辺、福永ほか：第二東名高速道路天竜川橋の実物大模型試験報告その1、第10回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.225~230, 2000.10
- 3) 寺田、福永ほか：興津川橋実物大試験、第10回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.507~510, 2000.10

【2001年2月6日受付】