

## 第二名神高速道路 栗東橋の設計 波形鋼板ウェブPCエクストラードズド橋

大阪支店 森 拓也  
大阪支店 張 建東  
大阪支店 橋野哲郎

概要：栗東橋は、琵琶湖の南端から東南東に約10km、第二名神高速道路の大津JCTと信楽ICの中間付近に建設される橋梁である。構造的には、主桁自重の軽減・施工の省力化が図れる波形鋼板ウェブ橋と、長支間化・低桁高化が図れるエクストラードズド橋という二つの新しい技術が組み合わされている。主桁断面は、波形鋼板ウェブ橋としては世界初の3室箱桁断面であり、斜材定着部に鋼・コンクリート複合構造を採用するなどの新しい取り組みがなされている。

キーワード：波形鋼板ウェブPC橋，エクストラードズド橋，鋼製ダイヤフラム，鋼制定着体

### 1. 橋梁概要

#### (1) 工事概要

- ・工 事 名： 第二名神高速道路 栗東橋（PC上部工）工事
- ・施 主： 日本道路公団関西支社
- ・道路規格： 第1種1級（A規格）
- ・工 期： 平成13年7月～平成17年2月
- ・形 式： 上り線（A-Line）4径間連続波形鋼板ウェブPCエクストラードズド橋  
下り線（B-Line）5径間連続波形鋼板ウェブPCエクストラードズド橋
- ・支 間 割： 上り線（A-Line） 140+170+115+70 橋長 495m  
下り線（B-Line） 155+160+75+90+75 橋長 555m
- ・有効幅員： 16.50m

#### (2) 構造概要

栗東橋の全体一般図を図-1に示す。構造的には、4径間および5径間の連続ラーメン橋であるが、橋脚高の低いB-LineのP1，P3橋脚は支承構造である。A2側側径間部は栗東トンネルに隣接し、地形的には急峻な斜面となっている。この斜面にはイシモチソウ、オオヒキヨモギ、ヒメコヌカグサなどの全国的に見ても貴重な植物が生育しており、さらに急斜面での橋脚施工の掘削線がトンネル坑口に影響することから、斜面上の橋脚設置が避けられ、側径間の長い支間割りとなった。この結果、長大支間に適用可能なPCエクストラードズド橋が選定され、さらに死荷重の軽減を図るため波形鋼板ウェブ構造が採用された。

主桁断面は、広幅員2面吊り構造に対応するため、波形鋼板ウェブ橋としては世界初の3室箱桁断面となっている。また、鋼・コンクリート複合構造を積極的に採用し、斜材の主桁側定着部を鋼製ダイヤフラム構造とすることで自重の軽減を図っている。主塔側についても、維持管理性に優れ、定着スペースをコンパクトにできる鋼制定着体構造を採用している。一方、施工的には、側径間部に支保工が立てられないという制約条件から、約30mの側径間部の施工において、波形鋼板を先行架設し、主桁コンク



森 拓也  
PC事業部  
工事部



張 建東  
PC事業部  
工事部



橋野哲郎  
PC事業部  
工事部

リート荷重を波形鋼板に負担させるという新しい施工方法を採用した。本稿では、これら構造的、施工的特徴に対する設計を中心に報告する。詳細設計は、現在A-Lineを終了し、B-Lineの設計中であるため、ここでの報告は、主としてA-Lineの結果に基づくものである。

なお、本橋で用いるコンクリートおよびP C 鋼材を表 - 1, 2 に示す。

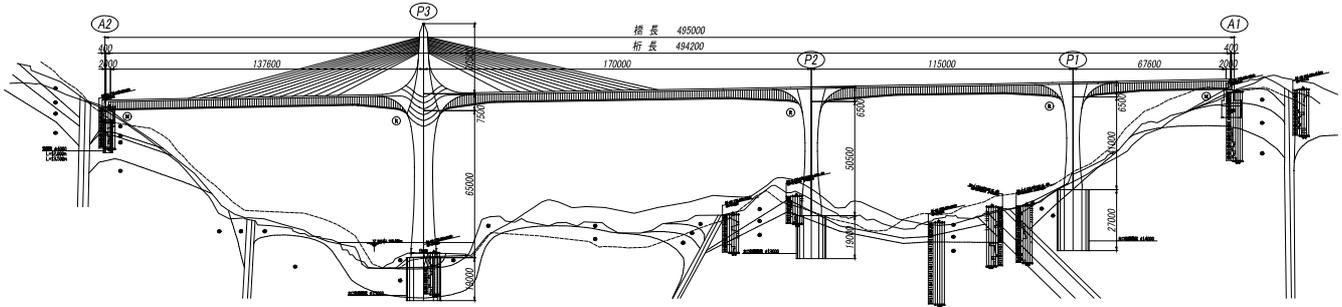
表 - 1 コンクリートの設計基準強度

設計基準強度 $c_k$	主桁		主塔
	(イコトド・スト部)	(一般部)	
	50 N/mm <sup>2</sup>	40 N/mm <sup>2</sup>	50 N/mm <sup>2</sup>

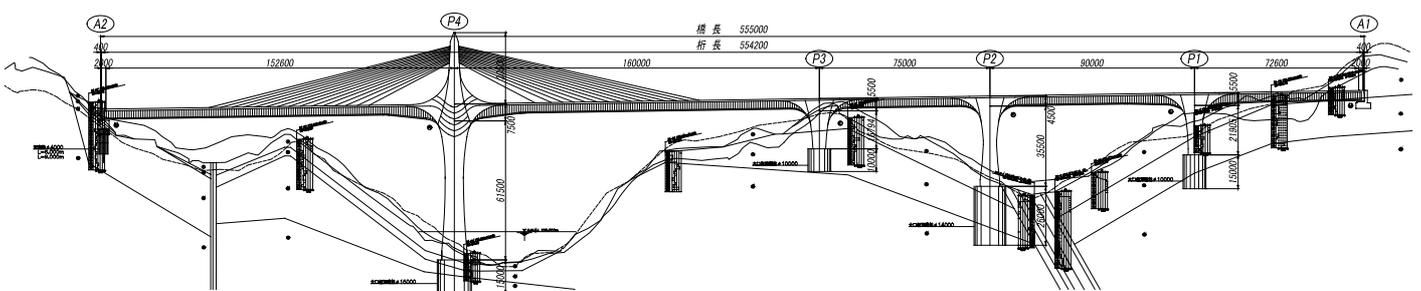
表 - 2 P C 鋼材の種別

P C 鋼材の種別	斜材	主桁主方向	横方向
	SPWC 109 7mm ED アンカーケーブル	SW/PR7B 19S15.2 球 紗被覆鋼材	1S28.6 プレキャスト鋼材

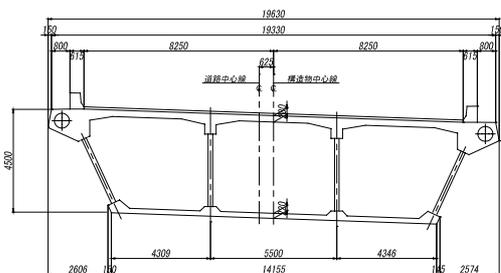
全体一般図 (A-LINE)  
側面図



全体一般図 (B-LINE)  
側面図



標準部



柱頭部

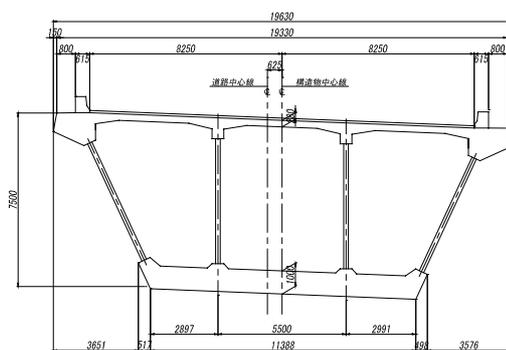


図 - 1 全体一般図

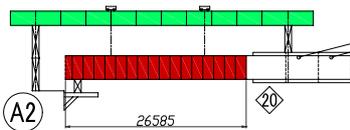
## 2. 側径間閉合部の検討

### (1) 施工手順

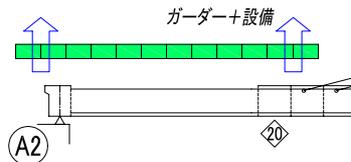
A2 側径間部には、貴重な植物が生育しているため支保工が立てられない。かつ、トンネル坑口が橋台に隣接しているため施工条件が制約されている。側径間閉合部の長さがAラインでは27.6m、Bラインでは37.6mであり、当初計画では大型トラスガーダーを必要とした。そこで、波形鋼板を先行架設し、主桁自重を波形鋼板に負担させる新しい施工方法を採用した。

側径間閉合部の施工手順を図-2に示す。主桁コンクリートの荷重を波形鋼板に負担させることにより、大型トラスガーダーが不要となり、既存ガーダーで架設することが可能となる。これにより、側径間閉合部の施工性および経済性が向上するものと考えられる。

#### STEP ガーダー、波形鋼板架設



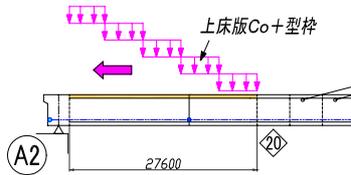
#### STEP ガーダー撤去



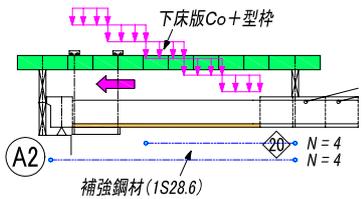
#### STEP 波形鋼板連結



#### STEP 上床版コンクリート分割打設(6.8m+ 4@5.6m)



#### STEP 下床版コンクリート分割打設(6.8m+4@5.6m)



#### STEP 連続外ケーブル緊張

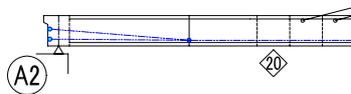


図-2 A2側径間施工手順(Aライン)

表-3 鋼フランジを考慮した応力度の比較

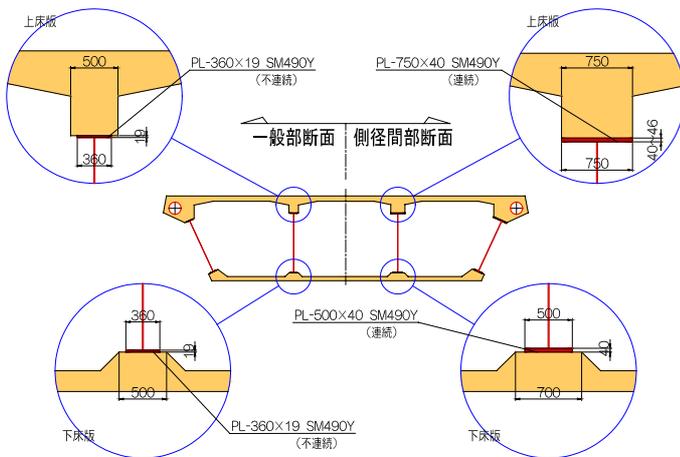


図-3 鋼フランジの形状寸法

#### コンクリート応力度

	床版コンクリート		鋼フランジ考慮	
	M kN・m	N kN	M kN・m	N kN
死荷重	156056.4	5884.4	156056.4	5884.4
応力度	5.03 N/mm <sup>2</sup>		4.91 N/mm <sup>2</sup>	
	-10.48 N/mm <sup>2</sup>		-9.63 N/mm <sup>2</sup>	
プレ1次	-114659.6	-53974.1	-114659.6	-53974.1
応力度	0.03 N/mm <sup>2</sup>		-0.19 N/mm <sup>2</sup>	
	11.43 N/mm <sup>2</sup>		10.49 N/mm <sup>2</sup>	
合成 応力度	5.06 N/mm <sup>2</sup>		4.72 N/mm <sup>2</sup>	
	0.95 N/mm <sup>2</sup>		0.86 N/mm <sup>2</sup>	

#### 側径間部断面定数

	A(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )
床版コンクリート	13.32	45.28
鋼フランジ考慮	14.54	48.32

(2) 鋼フランジの影響

図-3には一般部および側径間閉合部の鋼フランジの寸法を示す。鋼フランジの剛性が大きくなることによって波形鋼板ウェブのアコーディオン効果を拘束することが懸念されるが、表-3に示すように、鋼フランジを考慮した場合、主桁自重およびプレストレスによる主桁の曲げ応力度はそれぞれ1.0N/mm<sup>2</sup>程度小さくなるものの、合成応力度には大差がなく、鋼フランジによる影響が小さいものと思われる。

(3) 施工段階を考慮した解析結果

側径間閉合部について、各施工段階を考慮した平面骨組解析(FRAME)と3次元FEM解析を行った。図-4にはFRAME解析による床版コンクリートおよび鋼フランジの軸方向応力度を示す。鋼フランジの発生応力度を軽減するため、上・下床版のコンクリートはともに分割打設とした。なお、下床版コンクリート打設時にはプレグラウト鋼材(1S28.6)を8本配置し、コンクリートの引張応力度を2.0N/mm<sup>2</sup>以下に制御した。また、鋼フランジ上縁の圧縮応力度は、上床版コンクリート打設時に最大170N/mm<sup>2</sup>程度であり、制限値以下となっている。

図-5には3次元FEM解析モデルを示す。FRAME解析結果とFEM解析結果の比較を図-6に示す。側径間閉合部の鉛直変位および鋼フランジ応力度について、両者の結果はほぼ一致し、整合性が確認された。

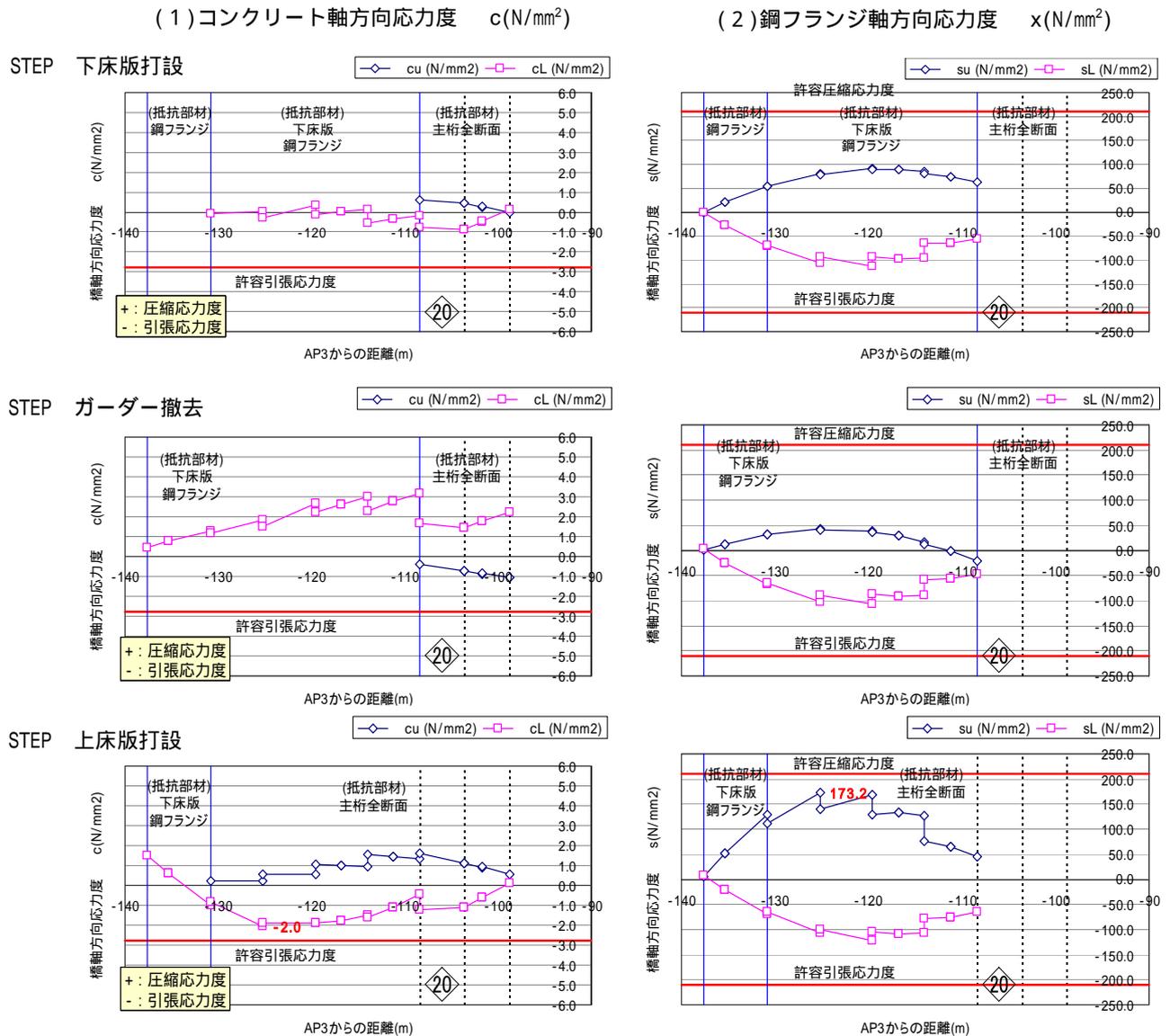


図-4 FRAMEによる解析結果

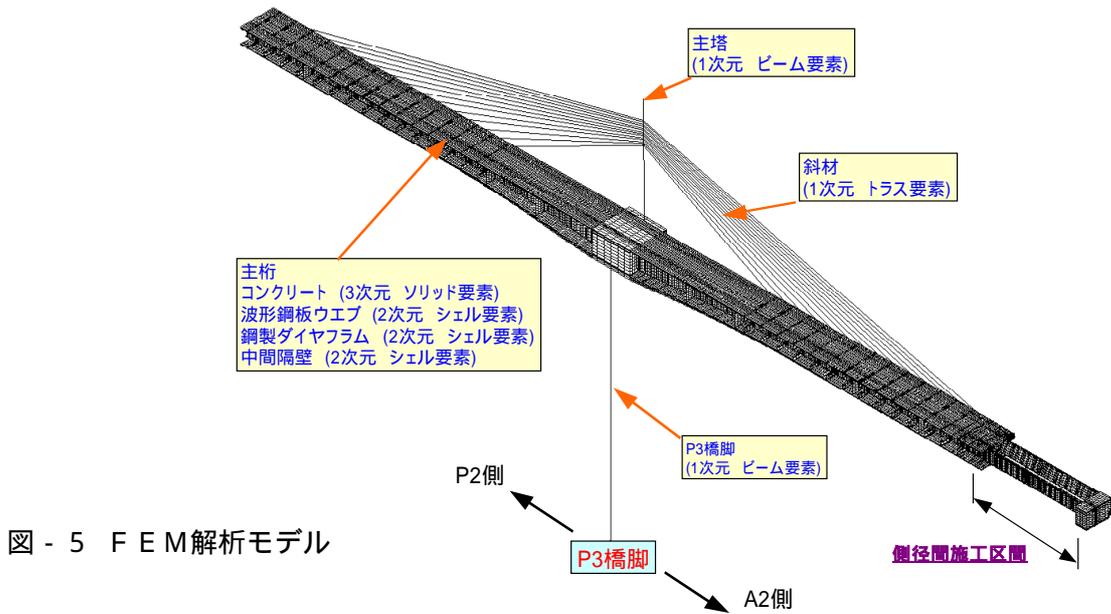
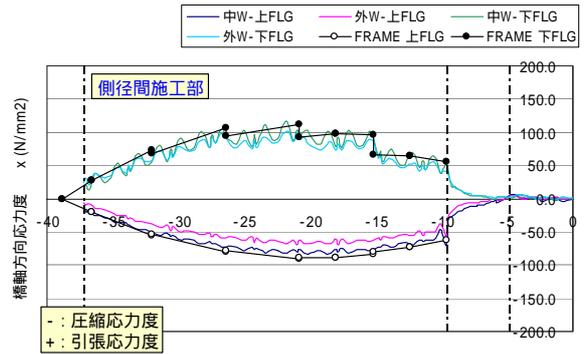
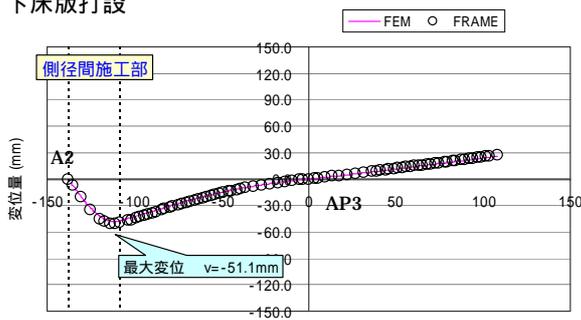


図 - 5 FEM解析モデル

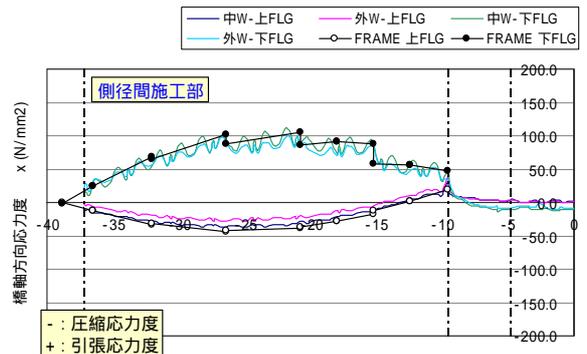
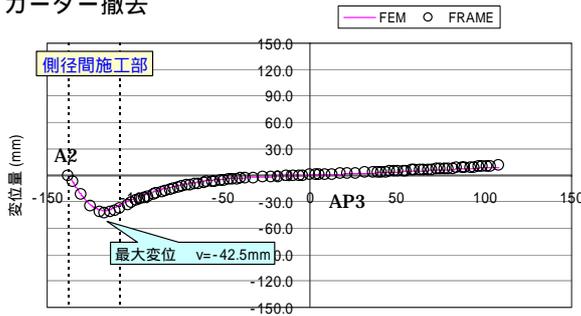
(1) 鉛直方向変位量  $z$  (mm)

(2) 鋼フランジ軸方向応力度  $x$  (N/mm<sup>2</sup>)

STEP 下床版打設



STEP ガーダー撤去



STEP 上床版打設

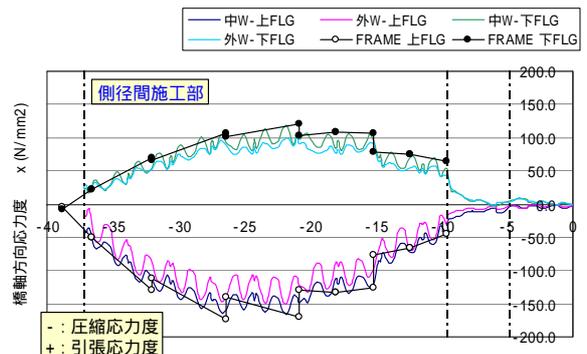
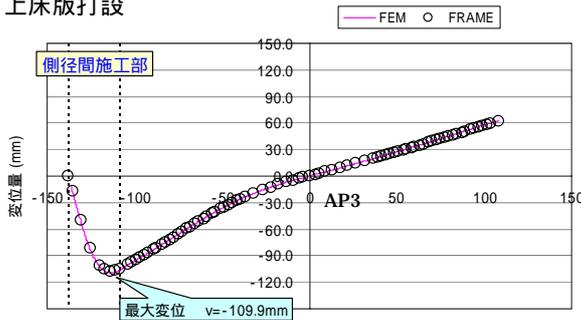


図 - 6 FRAMEとFEM解析結果の比較

### 3. 斜材定着部の検討

主桁側の斜材定着部には、鋼製ダイヤフラム構造を採用している。従来のコンクリート隔壁に比べ、主桁自重を大幅に軽減させることが可能となる。

鋼製ダイヤフラムは、図-7のフローチャートに示すように、以下の要求性能を満足するように設計した。

斜材鉛直分力に対して、鋼製ダイヤフラムだけでも抵抗できる構造とする。

鋼製ダイヤフラムと合成されるコンクリート床版に有害なひび割れが生じない構造とする。

せん断力が外ウェブ、内ウェブに良好に伝達される構造とする。

ねじりに対して十分な剛性を有する構造とする。

鋼製ダイヤフラムの形状を図-8, 9に示す。経済性を考慮し、上横梁には形鋼H912を用いることとし、鉛直分力の大きさに応じて3段階にグルーピングしてダイヤフラムの板厚を決定した。

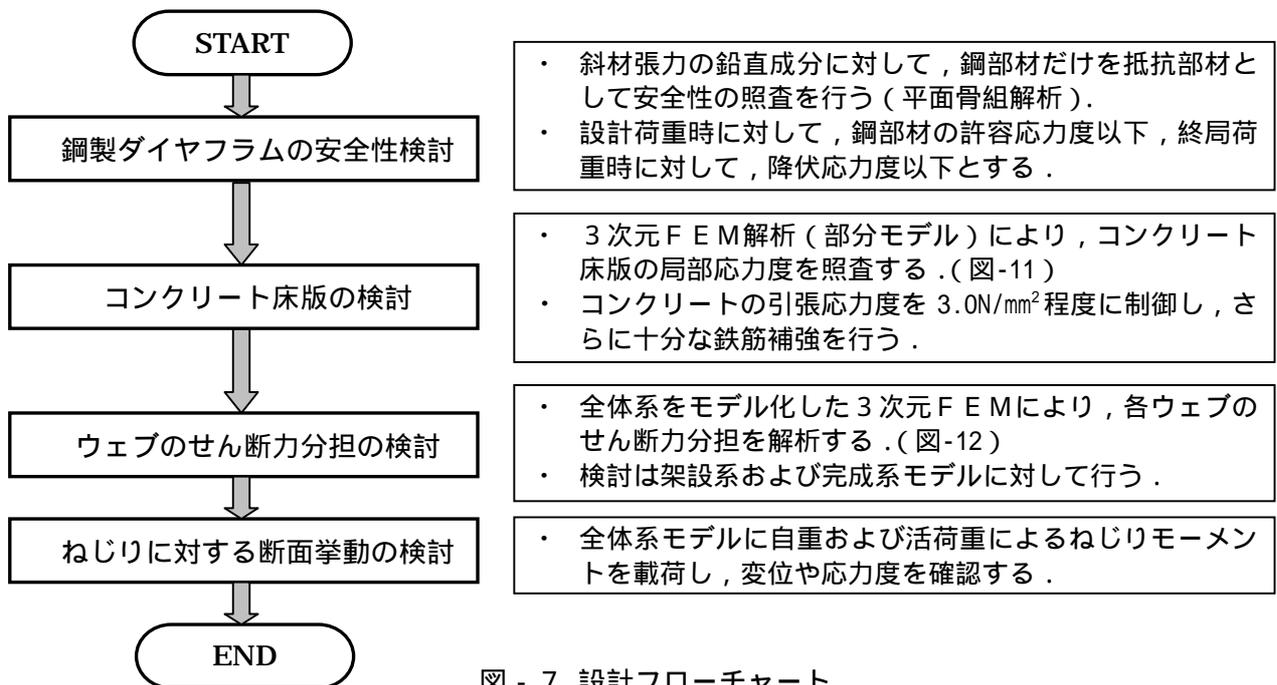


図-7 設計フローチャート

3次元FEM解析モデルおよび解析結果をそれぞれ図-10, 11に示す。床版コンクリートの最大引張応力度は  $3.0\text{N}/\text{mm}^2$  程度であることから、鋼製ダイヤフラムに合成されるコンクリート床版に有害なひび割れは発生しないものと思われる。

図-12には、最大張出し時まで逐次解析したせん断力の分布を示す。主桁自重については、内・外ウェブにほぼ均等にせん断力が分担されている。斜材張力に関しても、各斜材定着部に鋼製ダイヤフラムを配置することにより、良好な分担率が得られている（ばらつきの大きい箇所でも40:60程度）。波形鋼板の設計では、この分担率を考慮した場合と等分とした場合の2ケースに対して検討を行った。

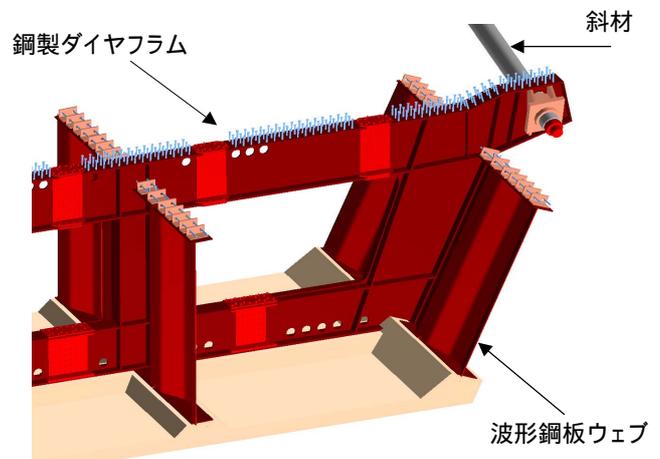
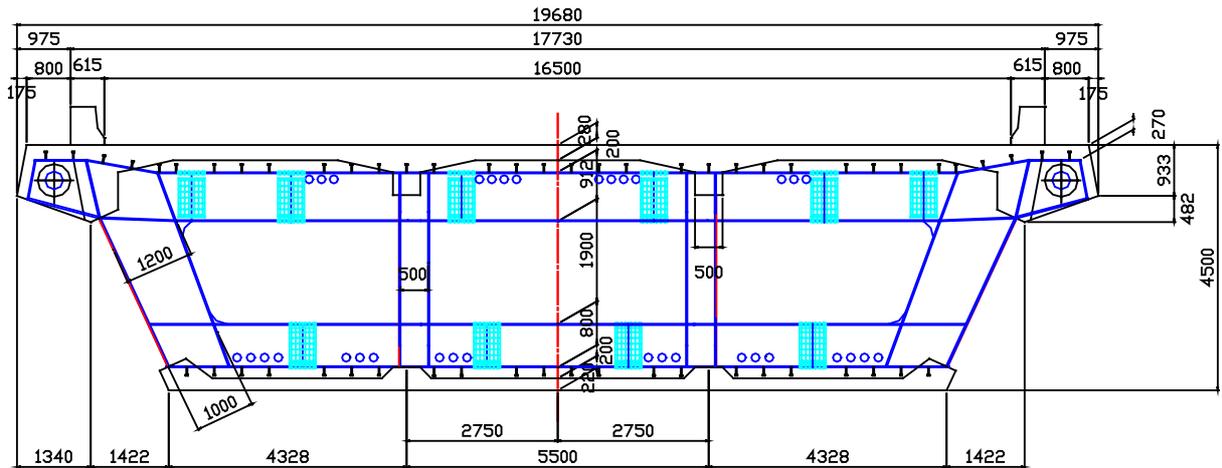
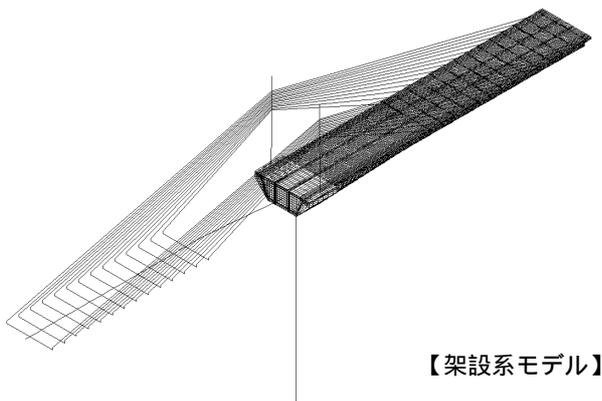


図-8 鋼製ダイヤフラム概要



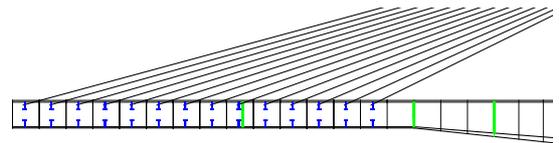
(重量: 約 13~18 t /個)

図 - 9 鋼製ダイヤフラムの形状



【架設系モデル】

図 - 10 FEM解析モデル



荷重: 斜材張力

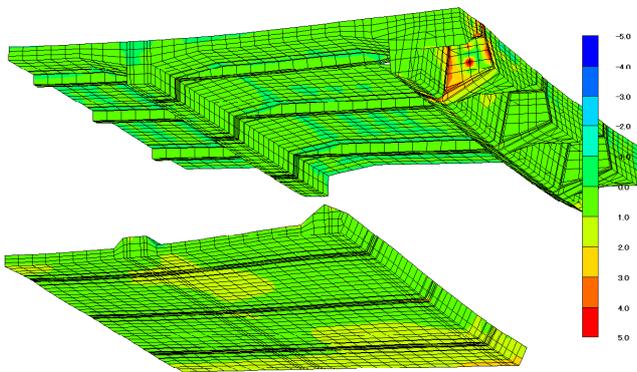
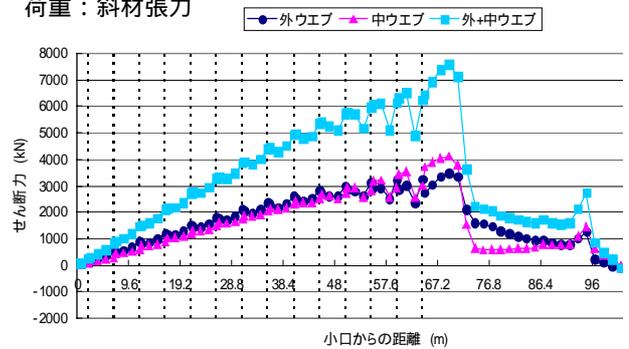


図 - 11 コンクリート応力度 (最大主応力)

荷重: 主桁自重

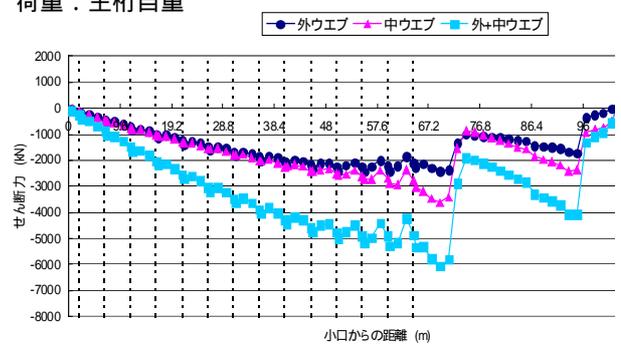


図 - 12 各ウェブのせん断力分担

#### 4. 主塔の設計

##### (1) 主塔受け梁

主塔受け梁部は、主塔からの断面力を、主桁、橋脚に伝達する重要な部位である。したがって、設計に当たっては、十分な耐荷力を有するとともに、供用時に有害なひび割れなどが生じない構造とする必要がある。これらを勘案し、架設時および設計荷重時においては、コンクリートの引張応力度を制限値（寸法効果を考慮した引張強度： $1.2\text{N/mm}^2$ ）以下に制御し、さらに大規模地震時および終局荷重時においても、引張鋼材の応力度を降伏点以下に抑えるよう設計した。

設計では、図-13に示すように、コーベル部材としての設計、PC部材としての設計、およびFEMによる検討を行い、すべて制限値を満足するように照査した。

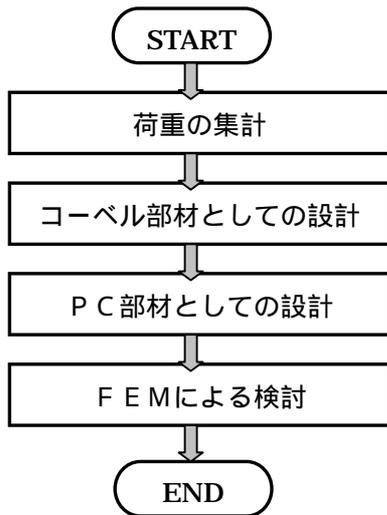


図-13 設計フローチャート

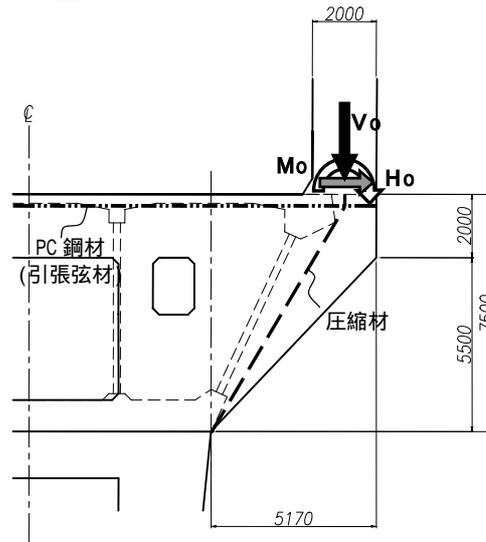


図-14 コーベル部材としての設計

##### a) コーベル部材としての設計

コーベル部材としての設計では、図-14に示すように、主塔基部の鉛直力 $V_0$ 、水平力 $H_0$ 、曲げモーメント $M_0$ 、さらに受け梁自重から、引張弦材位置の引張力を算出し、それ以上のプレストレス力を与えるようPC鋼材を配置した。表-4は、各荷重状態における引張弦材引張力と必要PC鋼材本数である。PC鋼材は、プレグラウト鋼材1S28.6を使用し、架設時、設計荷重時の有効緊張力 $P_e=520\text{kN}$ 、大規模地震時および終局荷重時では降伏張力 $P_y=807\text{kN}$ とした。この結果、コーベル部材としての設計では、Type-2大規模地震時によってPC鋼材本数は決定され、61本以上を配置する必要がある。ただし、後述のFEMによる検討の結果、61本では、コンクリートに生じる引張応力度を制限値以下に制御できないことから、最終的には72本を配置した。

表-4 コーベル部材としての設計における必要PC鋼材本数（単位：kN）

	架設時	死荷重時	設計荷重時	終局荷重時	大規模地震時	
					Type-1	Type-2
弦材に作用する引張力	30132	28541	29018	37809	41076	48656
PC鋼材緊張力	520	520	520	807	807	807
必要本数	58本	55本	56本	47本	51本	61本

##### b) FEMによる検討

受け梁部は、主塔、主桁、橋脚の接合部であり、複雑な形状をしていることから、3次元FEM解析による検討を行った。解析モデルと結果を図-15,16に示す。解析では、すべての斜材張力を上限値 $0.6P_u$

(= 3950kN)として考慮している。解析結果によれば、荷重によって最大3.64N/mm<sup>2</sup>の引張応力度が上面に生じるが、図-17に示すようにP C鋼材を配置し、引張応力度を制限値(1.2N/mm<sup>2</sup>)以下に制御した。

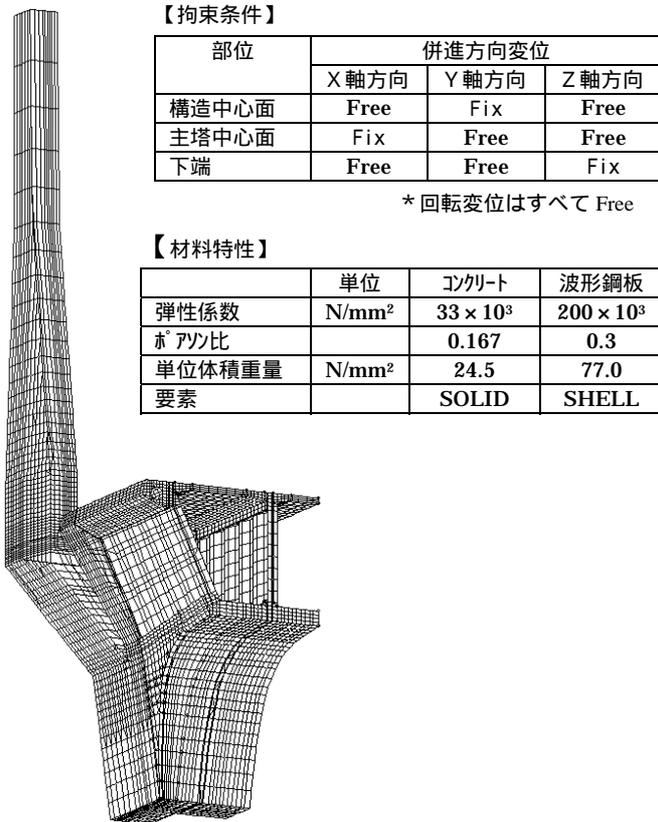


図-15 解析モデル(柱頭部 1/4 モデル)

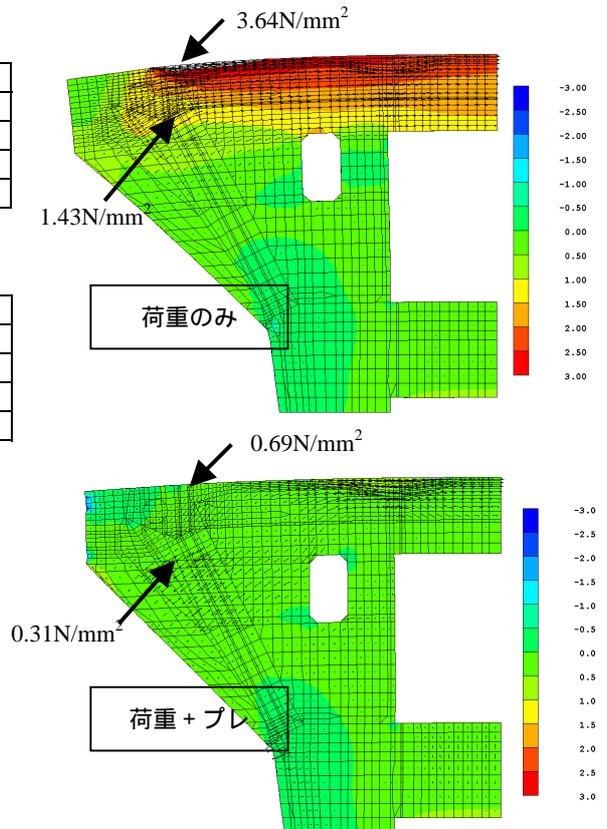


図-16 解析結果

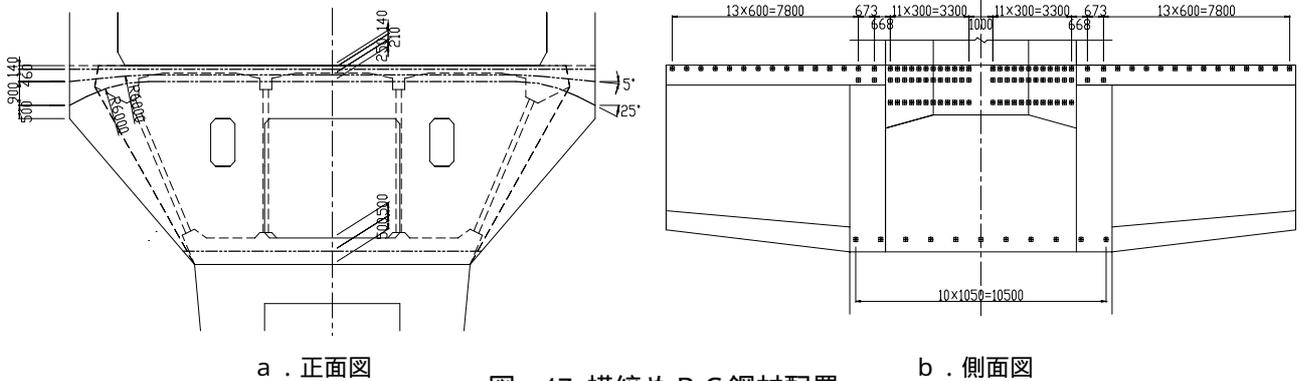


図-17 横締めP C鋼材配置

また、本橋は側径間が長い為、支間割りのバランスが悪く、設計荷重時において主塔が側径間側に倒れようとする曲げモーメントが作用する。このような主塔の橋軸方向曲げモーメントの影響を考慮するため、柱頭部1/2モデルを用いて、同様のFEM解析を行った。その結果、コンクリートに生じる引張応力度は最大でも0.86N/mm<sup>2</sup>であり、主塔の橋軸方向曲げモーメントの影響を考慮した場合でも制限値を満足することを確認した。

## (2) 主塔本体

栗東橋の主塔は、全高さ 30.5m の独立 2 本柱形式である。構造は、基本的にはRC構造であるが、斜材定着部は鋼制定着体構造となっている。ここでは、RC部分、鋼制定着体部分それぞれの設計概

要を報告する。

a) RC部分の設計

RC部分の設計では、斜材張力および主塔自重により発生する軸力、曲げモーメントに対して、鉄筋応力度およびコンクリート応力度を照査した。応力度の算出は、通常の曲げと軸力を受けるRC部材として行うが、ひび割れによる剛性低下を抑制するために、鉄筋の引張応力度に対しては、死荷重時  $100\text{N/mm}^2$ 、設計荷重時（架設時含む） $120\text{N/mm}^2$ を制限値とした。また、終局荷重時および大規模地震時においても降伏点以下とした。

主塔は、斜材張力による鉛直分力約  $35000\text{kN}$  と自重約  $10000\text{kN}$  が作用する軸力部材であるが、 $R=3000\text{m}$  の平面線形のため、斜材の橋軸直角方向分力によって、面外方向の曲げモーメントが生じる。この影響は、南側主塔で顕著であり、軸方向鉄筋として D51 を 2 段配置した（図 - 18）。また、側径間が長い支間割りの影響により、設計荷重時においては、側径間側に倒れようとする橋軸方向曲げモーメントが生じるため、二方向曲げに対する検討を行った。二方向曲げに対する照査では、道示 3.3<sup>1)</sup> に準じて、上記制限値を 10% 割増している。南側主塔の各荷重状態における鉄筋およびコンクリートの応力度分布を図 - 19 に示す。

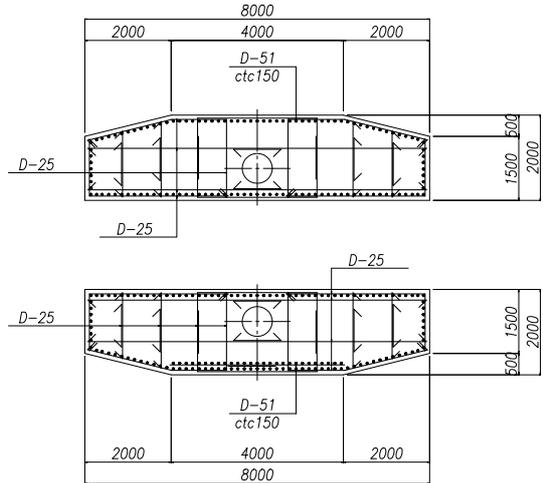


図 - 18 主塔基部の配筋図

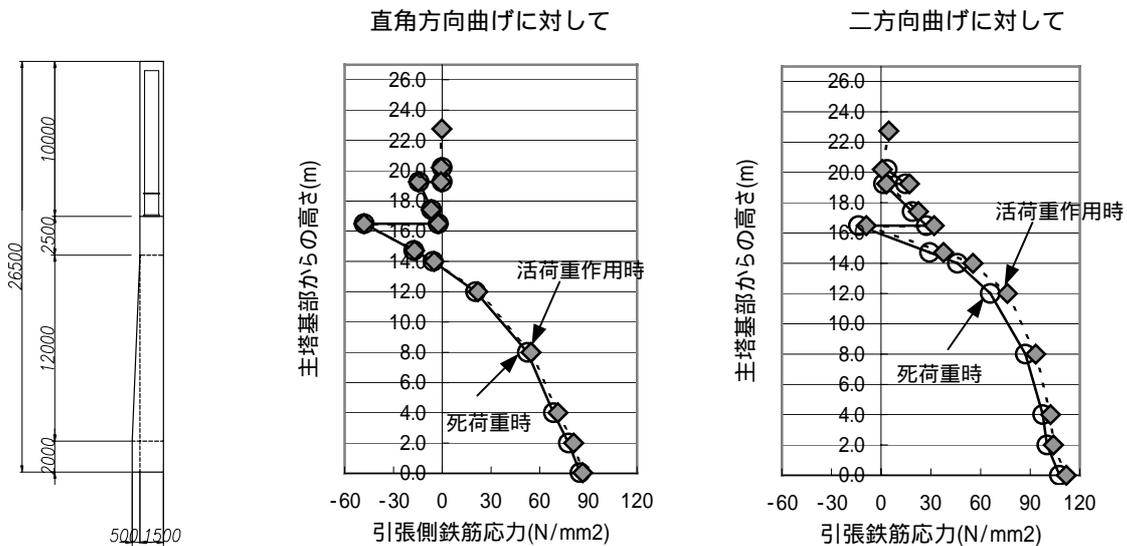


図 - 19 鉄筋応力度（南側主塔）

b) 鋼制定着体部の設計

鋼制定着体構造は、揖斐川・木曾川橋で採用された実績があり、左右の斜材を同一平面内に配置できることから、交差定着に比べて、定着スペースをコンパクトにすることができる。揖斐川・木曾川橋では、フローティングクレーンによる一括架設が行われたが、栗東橋では、揚重設備の制限から、分割したピースを現地で接合して一体化する必要がある。当初は、現場溶接による接合を検討したが、高所での防風設備が必要となること、厚肉部材の溶接に時間がかかることから、本四公団の吊橋主塔で実績のあるメタルタッチ併用摩擦接合継ぎ手を採用した。設計では、メタルタッチ率 50% を考慮し、添接板サイズおよびボルト本数を決定した<sup>2)</sup>。

鋼製定着体部分は、巻立てコンクリート施工前は、鋼製定着体のみを抵抗部材として応力度を算出し、巻立てコンクリート施工後はコンクリートとの合成を考慮したRC部材として応力度を算出した。応力度の照査では、巻立て前の応力度に巻立て後の応力度を加算した応力度が、許容応力度以下となるように部材厚を決定した(図-21)。また、終局荷重時および大規模地震時においては、鋼・コンクリート合成断面としての照査の他に、両者が独立して抵抗すると仮定した累加強度設計法による照査も行った。

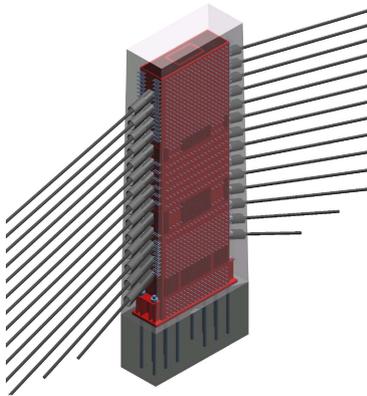


図-20 鋼製定着体

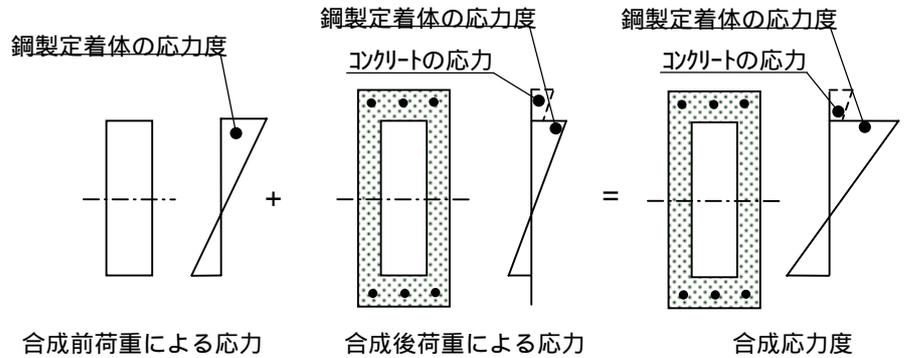


図-21 鋼製定着体の応力度算出方法

鋼製定着体構造の課題のひとつとして、基部下面の支圧応力度が挙げられる。特に、栗東橋では、面外方向曲げモーメントの影響により、片側の鋼板直下の支圧応力度が大きくなることから、全14斜材のうち第7斜材を緊張した後に基部付近を巻立てることにより、支圧応力度の緩和を図った。巻立て高さは、その後の斜材緊張による鋼板の水平ひずみがコンクリートに悪影響を与えないことを配慮して決定した。図-22は、FEMによる支圧応力度の照査結果である。図中にあるように、巻立て前と巻立て後の2段階の解析を加算して支圧応力度を求めている。巻立て後の解析では、コンクリートのクリープの影響による支圧応力度の移行を考慮するために有効弾性係数法を用いている。栗東橋では、支圧応力度の制限値を $0.6 \sigma_{ck} = 30 \text{N/mm}^2$  ( $\sigma_{ck}$ : 基部コンクリートの設計基準強度)としており、最大となる要素においても制限値以下となっている。

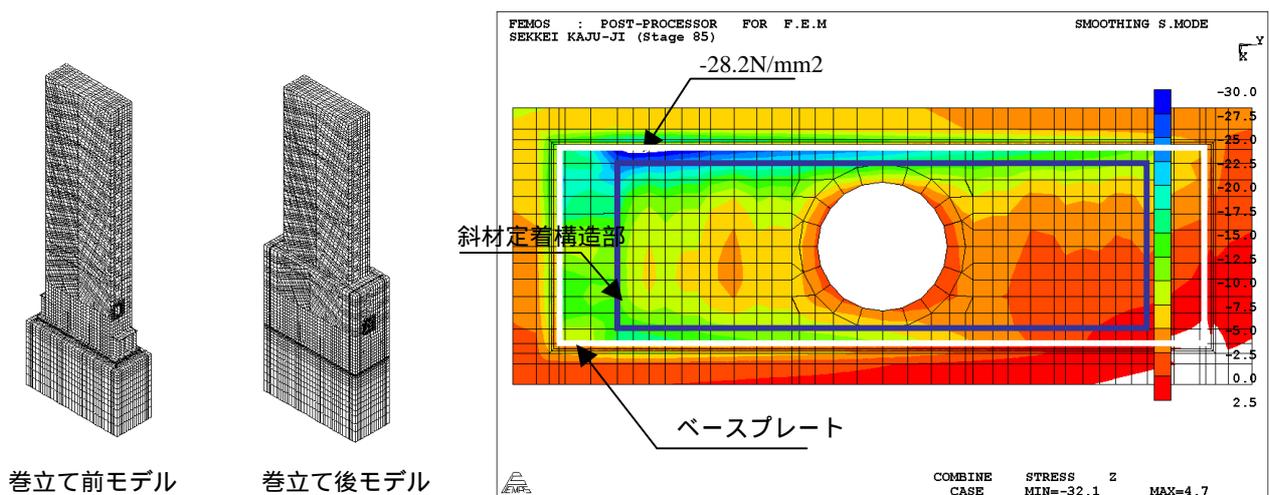


図-22 支圧応力度のFEM解析

## 5. 耐震設計

### (1) 設計方針

耐震設計では、波形鋼板ウェブPC橋の動的挙動を考慮した解析を行っている。図-23に耐震設計のフロ-チャ-トを示す。

波形鋼板ウェブPC橋の変形挙動の特徴として、ウェブのせん断変形が挙げられる。そこで、主桁のせん断変形が固有周期に与える影響を確認するため、せん断変形を無視したケ-スと考慮したケ-スについて固有値解析を実施した。その際、主桁のせん断剛性は、上下床版コンクリ-トと波形鋼板ウェブのせん断力分担を考慮して設定している。波形鋼板が負担するせん断力は、3次元FEM解析結果および梁理論による断面一次モーメント比から全せん断力の75%とし、せん断剛性に分担率を考慮している。なお、床版コンクリ-トのせん断変形は無視している。



図-23 耐震設計フロ-チャ-ト

### (2) 固有値解析

表-5に橋軸方向の振動モードについての固有値解析結果を示す。図-24はそれらに対応する振動モード図である。

解析の結果、主桁のせん断変形を考慮した場合、固有周期が長くなるのが分かる。この差は、高次の振動モードほど顕著である。なお、橋軸直角方向についても、上下床版のせん断変形を考慮して比較を行ったが、両ケ-スの固有周期は、ほぼ同程度であった。

表-5 固有周期(橋軸方向)

モード 次数	主桁せん断変形		÷
	無視	考慮	
1次	1.5078	1.5989	1.060
2次	1.0826	1.2628	1.166
3次	0.9626	1.1245	1.168

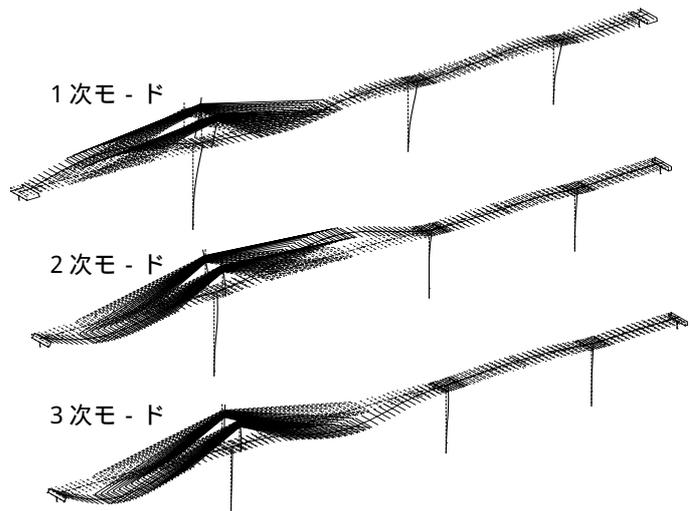


図-24 振動モード図

### (3) 大規模地震に対する検討

#### a) 解析条件

大規模地震に対する検討は、動的解析法である時刻歴応答解析により実施した。固有値解析の結果、主桁せん断変形が固有周期に与える影響は無視できないと考えられたため、応答解析は、せん断変形無視と考慮の2ケ-スについて実施し、両ケ-スの応答値に対して構造部材の照査を行うこととした。

解析に用いた部材のモデル化と減衰定数を表-6に示す。部材のモデル化は、『道路橋の耐震設計に関する資料(日本道路協会)』のPC斜張橋計算例<sup>3)</sup>を参考に行っているが、以下の部材については計算例と異なるモデル化を採用した。

主塔および橋脚は、地震時に軸力変動を受ける部材であるため、その影響が考慮できるファイバ-モデルとした。さらに、主塔については、死荷重時に橋軸方向と橋軸直角方向の2方向曲げを受けるため、時刻歴応答解析における初期状態には、この2軸曲げを考慮している。なお、橋脚に

表-6 部材のモデル化と減衰定数

	モデル化	減衰定数
主桁	降伏剛性時剛性を用いた線形梁要素	5.0%
主塔	非線形ファイバ-要素	2.0%
橋脚	非線形ファイバ-要素	2.0%
斜材	線形梁要素	2.5%
支承	線形バネ要素	2.0%
基礎	線形バネ要素	10.0%

については、M - モデルによる比較解析を実施した。

斜材は、導入張力による幾何剛性を考慮するため、梁要素でモデル化を行った。パネ要素と違い、この場合は、非抗圧部材としてのモデル化ができないため、地震時の応答軸力履歴で圧縮域に入っていないことを確認する必要がある。

主桁の減衰定数は、波形鋼板ウェブPC橋がコンクリート橋と鋼橋との中間的な構造であることから、その設定が難しい。現時点で、実橋の振動試験が数例実施されており、その試験結果では1～3%程度の減衰であると報告されている。しかし、大規模地震で想定している大きな振動を受けた場合は、床版コンクリートのひび割れによる剛性低下が見込めるため、本解析では従来のPC橋と同様に5%とした。

b) 解析結果

図-25は、橋軸方向タイプ地震時における主桁の曲げ応答を比較したものである。主桁のせん断変形が応答に与える影響は小さく、両ケースではほぼ同等の応答値となっている。主桁に配置する最大補強鉄筋量は、A2～P3径間部におけるD25(SD490)ctc125である。

図-26は、主塔の曲げ応答を比較したものである。主塔は、主桁のせん断変形が応答に与える影響が大きく、せん断変形を考慮したケースの方が主塔基部で30%程度応答が大きくなっている。これは、地震時の主塔の応答が、斜材から伝達される軸力変動によるものが支配的であることを示している。よって、主桁の応答変位量が大きくなるせん断変形を考慮したケースが、主塔には大きな応答断面力を与える結果となっている。

橋脚の応答は、図-27に示すように主桁せん断変形による影響は小さい。橋脚は、大規模地震時に塑性化を許容する部材であるが、本橋の場合は、全橋脚とも地震時の応答は弾性範囲内となっている。

また、橋脚のモデル化については、M - モデルでの比較解析を実施したが、橋脚基部の応答曲率では約10%程度、応答変位では約1%程度の差であった。

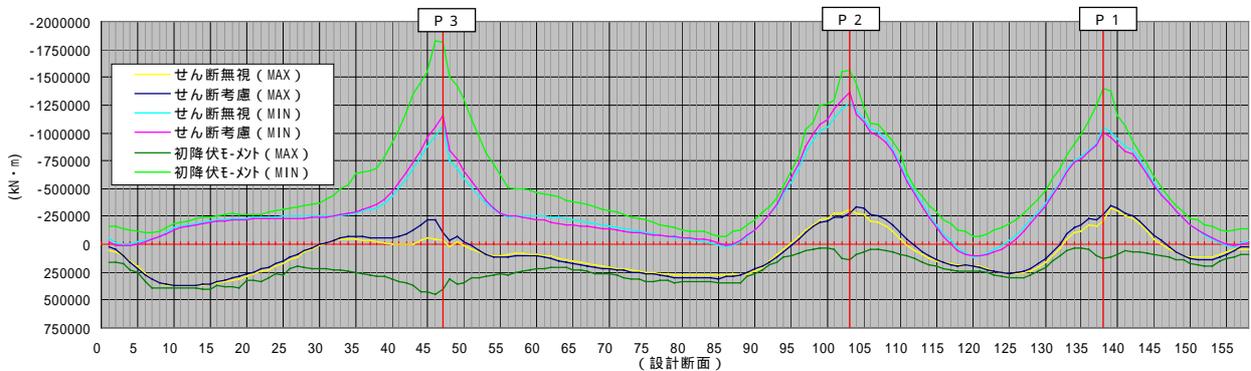


図-25 主桁の曲げ応答 (橋軸方向: タイプ)

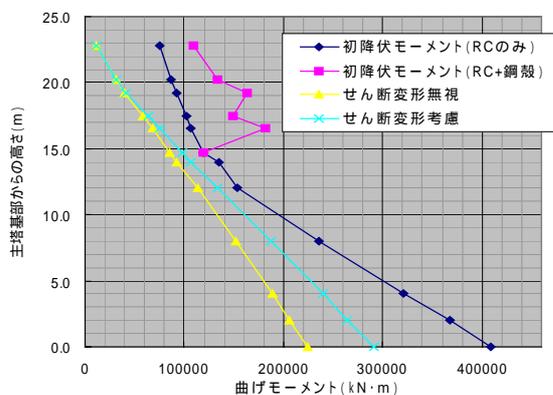


図-26 主塔の曲げ応答 (橋軸方向: タイプ)

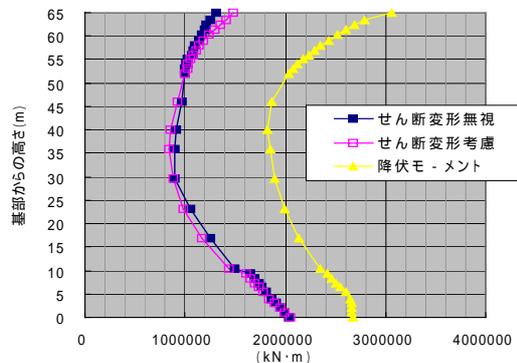


図-27 P3橋脚の曲げ応答(橋軸方向: タイプ)

## 6. あとがき

栗東橋では、これまでに例のない構造や施工方法が随所に採用されている。このため、従来の設計のルーチンワークだけでは検討しきれない点も多く、実験による検証や、3次元FEMを初めとする膨大なコンピュータ解析を積み重ねることになった。これにより、設計業務は当初の目論見を大きく越えるボリュームとなり、期間も延長することとなったが、このような新しい構造の橋梁をトラブルなく造るために必要な作業だと認識している。ここでの報告は、それら検討の一部である。これらの検討が、単に栗東橋だけにとどまらず、今後の当社の技術的財産となり、さらに改善が加えられていくことを願う次第である。

本稿では触れなかったが、栗東橋のもう一つの特徴は、周辺環境への調和を考慮した景觀設計がなされている点である。この結果、柱頭部は3次元的な曲面の組み合わせによる複雑な形状となっている。このため、複数の2次元CADを起し、それらを組み合わせる3次元CAD化するという作業を繰り返して、実際の形状を決定していった。誰もがこれまでに経験したことのない作業であり、当初は多くの手戻りや無駄があったが、やっと最終形状を確定することができた。このような苦勞が報われて、周辺に調和した美しい姿が実現されることを楽しみにしている。



写真 - 1 施工状況 (H15.2月末)

謝辞：本橋の設計では、JH関西支社構造技術課および大津工事事務所信楽工事区の方々の多大なご支援をいただいています。また、『栗東橋に関する技術検討委員会』（委員長：池田尚治横浜国大名誉教授）の各委員には、貴重なご助言をいただいています。これら関係各位に、心よりお礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（～V），2002.3
- 2) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説，1989.4
- 3) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1998.1