

## エクストラードズドPC橋の計画と設計 (西湘バイパス小田原港橋)

小野寺 勇\*1・今泉 安雄\*2・春日 昭夫\*3・岡本 裕昭\*4

### 1. ま え が き

西湘バイパスは、大磯～小田原間の交通混雑の解消を目的として、昭和47年に供用された。しかし、交通量の増加に伴い、特に東伊豆方面へは、小田原厚木道路の交通も加わって、国道135号の小田原早川口交差点付近で著しい交通渋滞を引き起こしている。

西湘バイパス改築事業は、これら交通渋滞の緩和および波浪対策等を目的として実施されているものである。本事業のうち、小田原港上および海浜部を通過し、現在の西湘バイパスと国道135号の真鶴方面とを直結する約2kmの区間は、最も厳しい環境にあることから、耐久性に富み維持管理の少ないコンクリート橋で計画されて

いる。このうち、小田原港上に計画されている小田原港橋は、周辺環境との調和および改築事業のシンボルとして、わが国で初めてのエクストラードズドPC箱桁橋として計画された。

本橋は後述のとおり、斜張橋というより桁橋に近い特性をもつ新形式のPC橋であるが、ほかにも、国内のPC橋では初めて塔頂部にサドル構造を採用し、また、斜材にエポキシストランドを使用するなどの特色を持っている。本報告は、以下にエクストラードズドPC橋の計画と設計について述べるものである。

### 2. 工 事 概 要

図-1に本橋の一般図を、写真-1に完成予想図を示

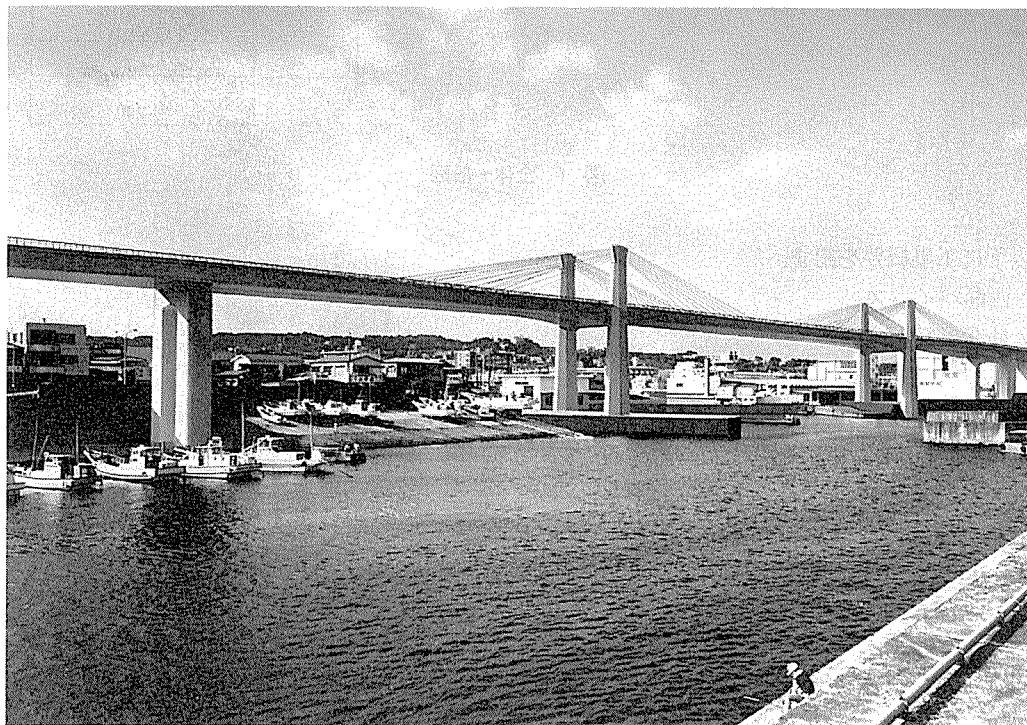


写真-1 完成予想写真

\*1 Isamu ONODERA : 日本道路公団 東京第一建設局小田原工事事務所早川工事長

\*2 Yasuo IMAIZUMI : 日本道路公団 東京第一建設局構造技術課

\*3 Akio KASUGA : 住友建設(株)・鹿島建設(株)共同企業体

\*4 Hiroaki OKAMOTO : 住友建設(株)・鹿島建設(株)共同企業体

◇設計報告◇

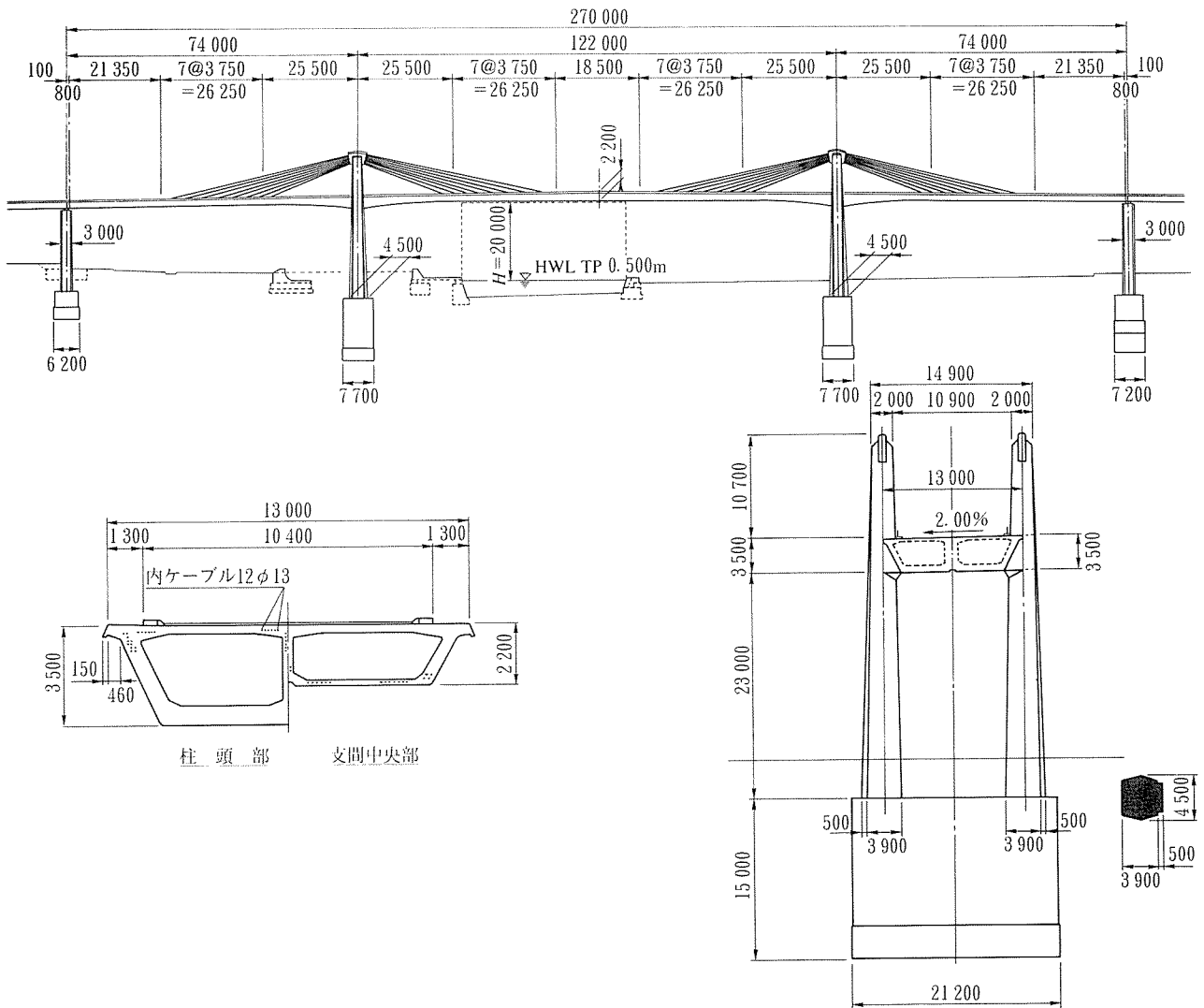


図-1 全体一般図

す。また、以下に工事概要を記す。

- 路線名：西湘バイパス
- 架橋位置：神奈川県小田原市
- 橋格：一等橋 (TL-20)
- 構造形式：三径間連続エクストラドーズド PC 箱桁橋
- 橋長：270.0 m
- 支間：73.268 m+122.278 m+73.268 m  
(構造中心)
- 幅員：15.92 m~9.000 m
- 平面線形：R=3 300 m~2 200 m
- 工期：平成 3 年 12 月~平成 5 年 12 月

### 3. エクストラドーズド PC 橋について

エクストラドーズド・プレストレスリング (Extra-dosed Prestressing) とは、フランスのエンジニアである Mathivat によって名付けられた構造形式である<sup>1)~3)</sup>。今まで、PC 橋の形式は、中小スパンに桁橋、

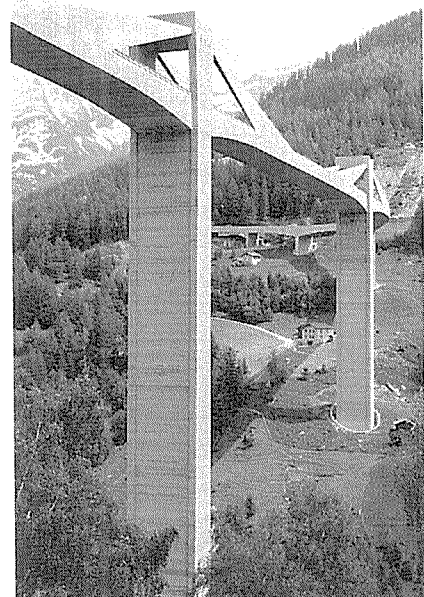


写真-2 ガンター橋

大スパンに斜張橋がほぼ画一的に採用されてきた。ここでいう、エクストラードズドPC橋とは、従来、ケーブルの偏心量が桁の有効高さ以内に抑えられていた、いわゆる外ケーブルを、桁の有効高さ以上に大胆に利用した“大偏心ケーブル方式<sup>4)</sup>”による橋梁である。これによって、桁橋と斜張橋の複合的特性を有する構造系が可能となり、この形式が有利となる適用スパンもこれらの中間領域に位置するものといえよう。

スイスにあるガンター橋(写真-2)は、小田原港橋と同じ発想で設計されているが、斜材をコンクリートで覆っているため、活荷重に対する主桁・斜材の挙動が小田原港橋とは異なり、さらには、自重の増加が主桁、主塔に対して地震時に不利となる。また、フィンバック橋と呼ばれるアメリカのバートンクリーク橋(写真-3)も、魚の背びれのようなコンクリートの壁の中にケーブルが配置されており、力学的にはガンター橋と同類と言える。なお、これらの橋梁は、斜材の取替えができない。このように、外ケーブル構造のうち、主桁の外にケーブルを配置した橋梁は、斜張橋を除けば世界に数橋あるが、コンクリートで覆っていないエクストラードズドPC橋は小田原港橋が初めてである。

小田原港橋は、中央スパン  $L=122$  m に対して主塔高さ  $H=10.5$  m で  $H/L=1/12$  となっており、斜張橋の  $H/L=1/5$  と比較してかなり低い塔高になっている。このことが斜張橋との違いを生じさせる大きな要因となっている。つまり、斜材の伸び剛性の鉛直成分が小さいため、活荷重による斜材応力変動をPC斜張橋の  $1/3 \sim 1/4$  におさえることができるのである。そして、このことを踏まえて、斜材の許容値を斜張橋の場合の  $0.4 f_{pu}$  と異なり、桁内のPC鋼材と同じ  $0.6 f_{pu}$  としているところに、エクストラードズド橋の大きな特徴があるといえる。図-2に桁橋から斜張橋までの概念図を示すが(エクストラードズド橋のスパン塔高比、スパン桁高比は文献1)による)、スパン桁高比が斜張橋と違い、スパンの

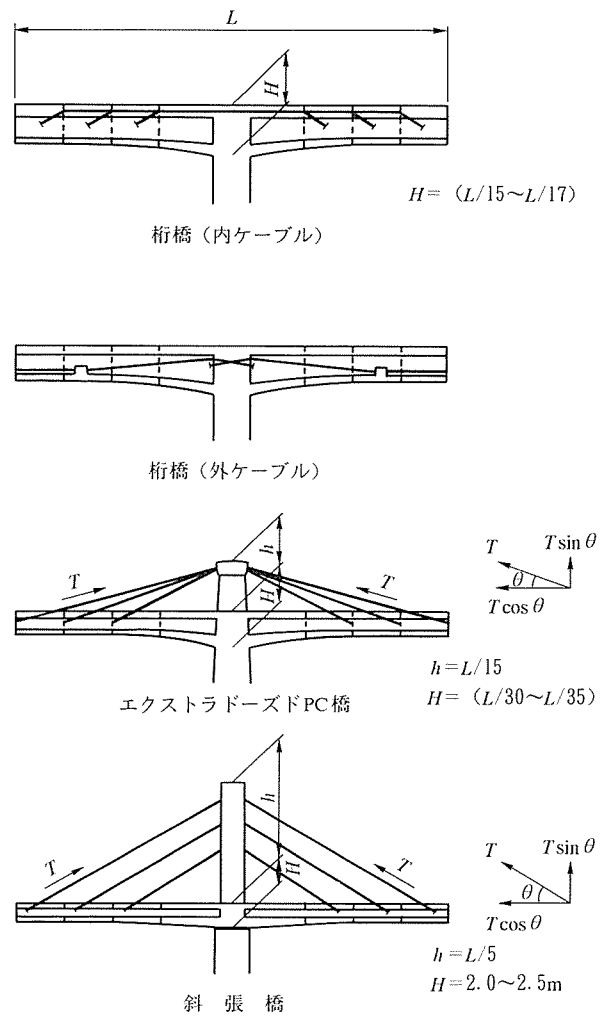


図-2 エクストラードズドPC橋の概念

関数になっていることも、エクストラードズド橋が桁橋に近い力学的特性を持っていることを示していると言えるのである。さらに、斜張橋に比べ主塔高さを低くできることによって面外地震時に主塔に発生する応力の低減が図れ、主塔横梁が不要となることも、エクストラードズド橋の特徴のひとつである。また、斜張橋のように、主塔に斜材を定着する構造は、大きな切欠きが必要となり、配筋が複雑になるばかりでなく、定着具の必要間隔から斜材の偏心量が小さくなっていく。そこで、本橋は、桁内のケーブルを桁の外に出して、より大きな偏心量をかせぐというエクストラードズド橋の理念に基づき、斜材を塔頂部に集めた配置を行うため、サドル構造を採用した。

このように、斜張橋における斜材の許容値  $0.4 f_{pu}$  に比べ、PC鋼材の能力をより有効に使用していること、また、高い疲労強度を持つアンカーを必要としないこと、さらには、桁橋に比べて自重の軽減が図れることなどから、エクストラードズドPC橋は、桁橋と斜張橋の間(支間  $100 \sim 200$  m)をカバーする、経済的にも優れた

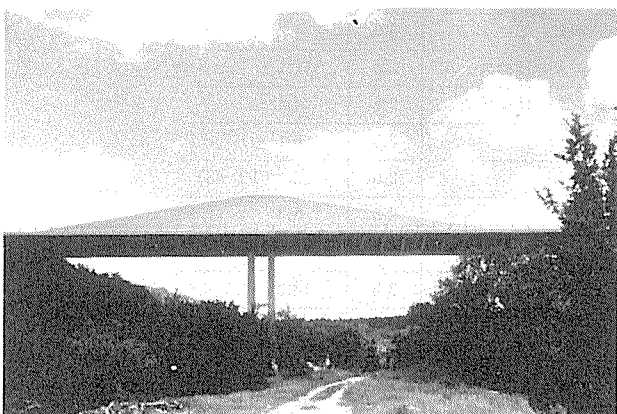


写真-3 バートンクリーク橋

た構造形式であるということが出来る。

#### 4. 斜材の安全率

斜張橋の場合、斜材の安全率は道路橋示方書<sup>5)</sup>により 2.5 ( $0.4 f_{pu}$ ) に規定されている。一方、エクストラード PC 橋の場合、文献 1) によれば、斜材の安全率を 1.54 ( $0.65 f_{pu}$ ) とすることが提示されている。そこで、小田原港橋では、安全率を桁内 PC 鋼材と同様に 1.67 ( $0.6 f_{pu}=105 \text{ kgf/mm}^2$ ) としたが、その採用に当たり、斜張橋の斜材応力変動量との比較および、斜材の疲労設計を行った。なお、本橋で使用している斜材は SWPR 7 A 19φ15 である。

##### 4.1 L 荷重による斜材の応力変動

表-1 は PC 斜張橋の活荷重 (L 荷重) による斜材の変動応力を示しており、PC 斜張橋では 4~13  $\text{kgf/mm}^2$  発生することがわかる。これに対して、小田原港橋の場合は、1.5~3.8  $\text{kgf/mm}^2$  となっており、斜張橋に比べ 1/3~1/4 となった。これは主として斜材角度の違いによるものであるが、斜材と主桁の剛比も影響しているものと考えられる。

##### 4.2 疲労設計

今回行った疲労設計は、文献 6) に基づいている。文献 6) は、10 m, 20 m, 50 m, 100 m の単純桁に対してのデータを提示しているが、本橋のセンタースパンが 122 m であること、また、主目的が 200 万回換算応力変動がどの程度のオーダーになるのかを把握することであるため、荷重のシミュレーションは行わず、提示された換算繰返し回数をを用いた疲労設計を行った。

文献 6) では、疲労設計荷重として TT-43 と L-20 が

提示されているが、TT-43 のような車両をモデル化した荷重に対して換算繰返し回数を算定する方が、主荷重と従荷重を考慮しなければならない L-20 より一般化しやすいと結論づけている。また、BS 5400 Part 10 では、疲労設計を行うための標準車両を設定しており、PTI でも HS 20 を疲労設計用の荷重としている。したがって、ここでは、TT-43 を疲労設計用の荷重と考え、1 台を一方向に通過させた時の斜材の応力変動から 200 万回換算応力変動を求める。表-2 は、TT-43 (1 台) による斜材の応力変動量である。

斜材の S-N 曲線は、文献 6) に提示されている  $0.6 f_{pu}$  でのストランドの S-N 曲線 (図-3) を用いる。なお、疲労振幅強度  $f_{rsk}$  は次式によって与えられる。

$$f_{rsk} = 10^{4.6/N^{0.55}} \quad (N \leq 3 \times 10^6)$$

$$f_{rsk} = 10^{2.0/N^{0.15}} \quad (N > 3 \times 10^6) \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 $N$  は繰返し回数である。したがって 200 万回における疲労振幅強度は  $f_{rsk} = 13.6 \text{ kgf/mm}^2$  となる。

一方、昭和 60 年度の調査によると、平成 6 年度の小田原港橋の交通量は、13 700 台/日となることを予測しており、また、昭和 58 年 11 月の西湘バイパス橋料金所の車種別交通量は表-3 のようになっている。そして、

表-2 TT-43 (1 台) による斜材の応力変動量

$T_{max}$ (tf)	$T_{min}$ (tf)	$A_p$ ( $\text{mm}^2$ )	$\Delta f_{TT-43}$ ( $\text{kgf/mm}^2$ )
2.84	-0.70	5 270	0.67

表-3 車種別交通量

乗用車	大型貨物 (2 軸)	大型貨物 (3 軸)	トレーラ
61 %	29 %	9 %	1 %

表-1 PC 斜張橋における斜材の応力変動 (L 荷重)

橋名	施主	支間長 (m)	定着工法	安全率	活荷重変動応力 (L 荷重) ( $\text{kgf/mm}^2$ )
PC 斜張橋		( ) 径間数			( $\text{kgf/mm}^2$ )
錦岡 3 号橋	道路公団	52.0 (2)	フレシネー H システム	2.5	6.1
豊後大橋	福岡県	37.4 (2)	SEEE	2.5	13.0
新綾部大橋	京都府	110.0 (3)	PC 鋼棒	3.0	5.2
上妻橋	群馬県	103.0 (1)	フレシネー H システム	2.5	11.1
白屋橋	近畿地建	124.3 (2)	フレシネー H システム	2.5	4.4
志摩丸山橋	三重県	113.4 (2)	SEEE	2.5	8.1
東名足柄橋	道路公団	185.0 (3)	HiAm	2.5	12.8 (TT-43)
ミュンヘン大橋	札幌市	106.9 (2)	VSL	2.5	5.3
ツインハーブ橋	北海道	140.0 (3)	フレシネー H システム	2.5	9.6
青森大橋	JR 東日本	240.0 (3)	フレシネー H システム	2.5	13.2
碓氷橋	道路公団	110.2 (3)	NEW PWS	2.5	6.3 (TT-43)
春田橋	建設省	108.1 (2)	フレシネー H システム	2.5	5.9
秩父公園橋	埼玉県	195.0 (2)	SEEE	2.5	10.6
南大阪港湾北橋梁	府港湾	168.2 (2)	HiAm	2.5	9.0 (TT-43)

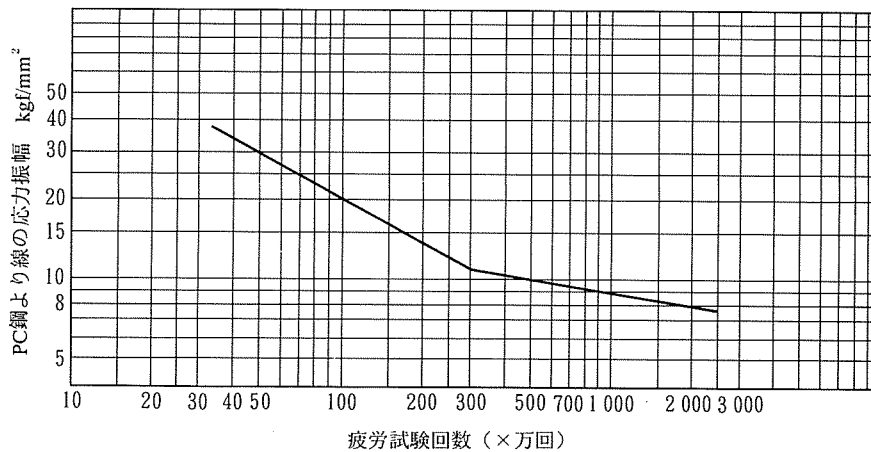


図-3 スtrandのS-N曲線(0.6  $f_{pu}$ )

文献6)では、表-4に示すように、東名、名神高速道路等8か所における通行台数と車種構成が示されており、これに基づいて換算繰返し回数を求めている。いま、小田原港橋の交通量予測と橋料金所の車種構成から、東名高速道路大和、静岡および、東北自動車道岩槻の2倍の換算繰返し回数を用いて疲労設計を行えば、疲労に対し

て十分安全側の検討ができると考えた。表-5に、橋梁の耐用年数を50年とした時の支間100mの換算繰返し回数を示す。ここに、 $m$ は線形被害則を用いる時のS-N曲線の勾配の逆数である。

以上より、繰返し回数200万回に対する換算応力振幅は次式で求まる。

表-4 1日の通行台数と車種構成

調査地点	通行台数 (台/日)	車 種 区 分				上 段(台) 下 段(%)	
		乗 用 車 ライトバン	大型貨物 (2軸)	大型貨物 (3軸)	セミトレーラ (3,4軸) フルトレーラ (4軸)	セミトレーラ (5軸)	バ ス (2軸)
東名高速道路 大和	43 902	31 677	780	9 390	1 248	177	630
		72.2	1.8	21.4	2.8	0.4	1.4
東名高速道路 都夫良野	21 633	10 161	1 113	7 728	2 058	264	309
		47.1	5.1	35.7	9.5	1.2	1.4
東名高速道路 静岡	23 334	11 265	1 656	8 316	1 614	192	291
		48.4	7.1	35.6	6.9	0.8	1.2
名神高速道路 上石津	17 487	7 530	420	7 497	1 140	471	429
		43.0	2.4	42.9	6.5	2.7	2.5
名神高速道路 桜井	35 526	24 939	708	7 971	1 122	207	579
		70.2	2.0	22.4	3.2	0.6	1.6
東北自動車道 岩槻	10 683	8 325	249	1 647	297	60	105
		77.9	2.3	15.4	2.8	0.6	1.0
第三京浜道路 保土ヶ谷	39 195	35 751	654	2 229	393	24	144
		91.1	1.7	5.7	1.0	0.1	0.4
京 葉 道 路 市川	48 255	44 055	225	3 507	312	42	114
		91.3	0.5	7.3	0.6	0.1	0.2

表-5 換算繰返し回数(TT-43, 50年)

(×10 <sup>4</sup> 回)			
m	東名高速道路 大和	東名高速道路 静岡	東北自動車道 岩槻
3	969	1 987	287×2=574
4	633	1 405	186×2=372
5	442	1 075	128×2=256

表-6 200万回に対する換算応力振幅

m	東名高速道路 大和			東名高速道路 静岡			東北自動車道 岩槻		
	3	4	5	3	4	5	3	4	5
$N_{TT-43} (\times 10^4 \text{ 回})$	969	633	442	1 987	1 405	1 075	574	372	256
$\Delta f_{TT-43} (\text{kgf/mm}^2)$	$\Delta f_{eq} (\text{kgf/mm}^2)$								
0.67	1.13	0.89	0.79	1.44	1.09	0.94	0.95	0.78	0.70

$$\left[ \frac{\Delta f_{eq}}{\Delta f_{TT-43}} \right]^m = \frac{N_{TT-43}}{200 \times 10^4} \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 $\Delta f_{eq}$  : 200万回に対する換算応力振幅(kgf/mm<sup>2</sup>)

$\Delta f_{TT-43}$  : TT-43 1台通過時の応力変動(kgf/mm<sup>2</sup>)

$N_{TT-43}$  : TT-43 の換算繰返し回数(耐用年数50年)

表-6 は、200万回に対する換算応力振幅であるが、最大でも 1.44 kgf/mm<sup>2</sup> となり、L 荷重による応力変動 3.8 kgf/mm<sup>2</sup> の約 1/3 になっている。したがって、0.6  $f_{pu}$  での疲労振幅強度を大きく下回っており、活荷重による疲労に対して十分安全であると言える。

## 5. 立体 FEM 解析

### 5.1 解析モデル

先に述べたように、エクストラードゾド PC 橋は桁橋に近い構造特性を有しているが、大きな違いは、斜材による力が外的に導入されるということである。ここでは、エクストラードゾド PC 橋特有の次の 3 項目について立体 FEM を行い、設計に反映した。それらは、①斜材張力の有効範囲、②ウェブのせん断力分配、③中間横

桁の設計手法である。図-4 に解析モデルを示すが、拡幅して 3 室箱桁となる P<sub>12</sub> 側の半橋モデルを使用した。

### 5.2 斜材張力の有効範囲

斜張橋の場合、斜材間隔が 8~12 m となり、斜材定着位置には横桁が配置されている。そして、FEM 解析を行ったうえで、斜材張力の有効となる距離を 8~12 m、つまり、次の斜材位置としている場合が多い<sup>7)</sup>。本橋では、道路橋示方書<sup>5)</sup> に示されているプレストレス力の伝達有効距離に基づき算出すると 3.27 m となり、斜材間隔が 3.75 m なので次の斜材位置から斜材張力が有効になるとしている。しかしながら、各斜材に横桁がないこと、多重箱桁であることなどを考えて、FEM による確認を行った。図-5 に斜材張力による主桁応力度のコンター図を示す。また、図-6 は、次の斜材位置における主桁応力度の棒解析と FEM の比較である。

これらの結果より、斜材が外ウェブ位置に定着されているため、横桁の有無にかかわらず比較的斜材張力の伝達は良く、仮定どおり次の斜材位置においては斜材張力が有効となると考えて良いといえる。このことは、エクストラードゾド PC 橋の斜材張力有効範囲が主桁内 PC 鋼材と同じ取扱いができることを示すものである。

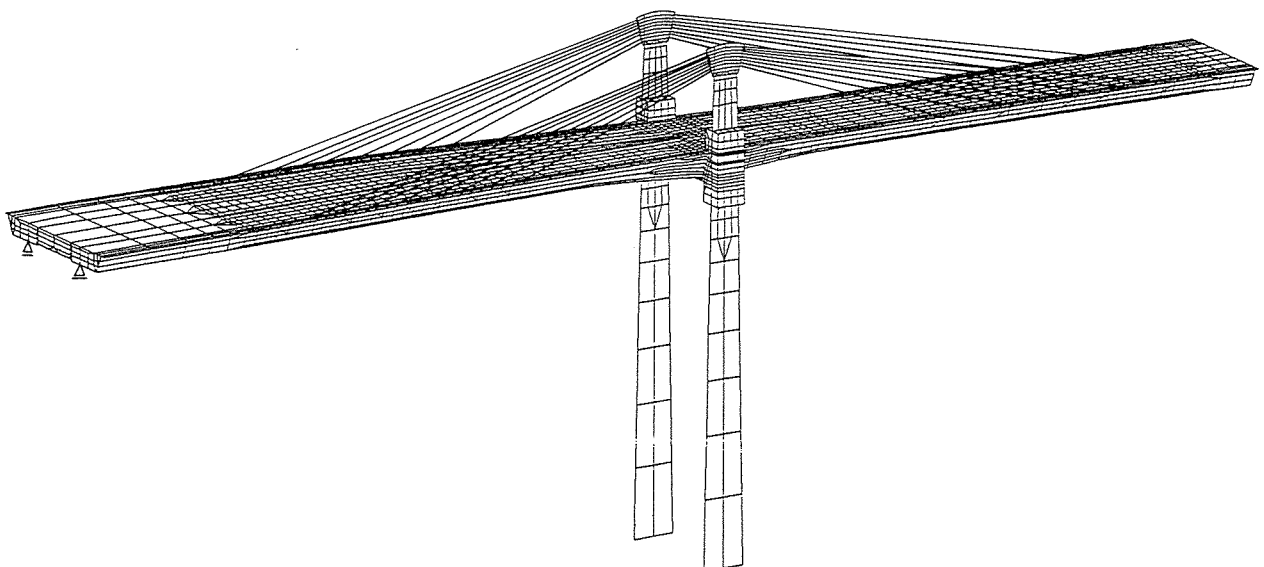


図-4 解析モデル

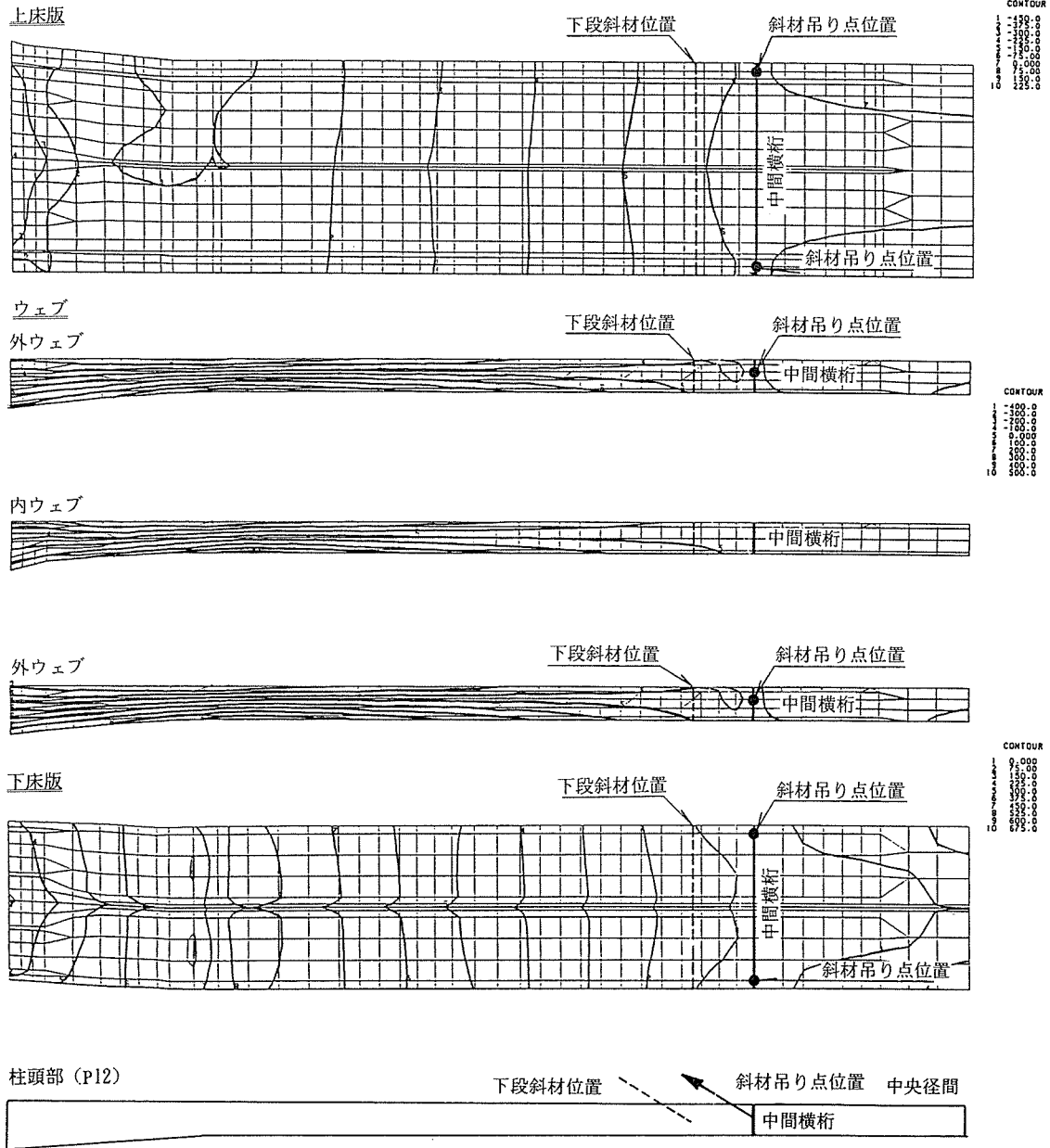


図-5 斜材張力による桁応力度のコンター図

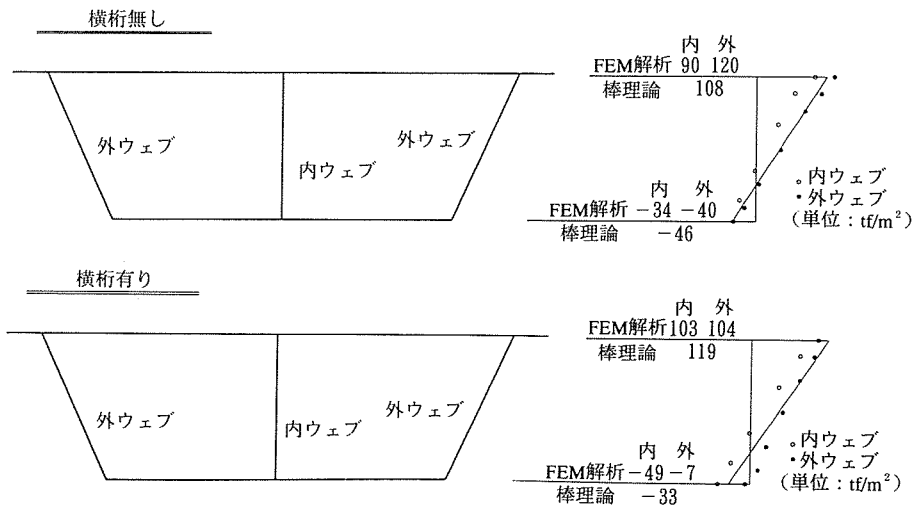


図-6 棒解析とFEMの比較

◇設計報告◇

5.3 ウェブのせん断力分配

小田原港橋の主桁は、3室および2室の多重箱桁となっており、また、斜材が外ウェブにのみ定着されているため、内外各ウェブのせん断力分配を考える必要がある。そこで、FEMにより求めたせん断力の分担率を詳細設計に反映させた。図-7にせん断の検討位置を、表-7にその分担率を示す。基本的には2室箱桁である標準部はせん断力の分配状況が良く、3室箱桁である拡幅部は外ウェブの方がやや分担率が大きい。以上のことから、詳細設計では、

- ① ウェブに等分したせん断力（せん断力 / ウェブ数）を最低分担率とする。
  - ② FEMによる分担率の最大値を確保する。
- という思想に基づき、表-7に示す分担率を採用した。

5.4 中間横桁の設計手法

斜張橋の場合、各斜材定着位置に横桁が配置されるが、本橋の場合は斜材8本につき中間横桁は2箇所（約20 m 間隔）となっている（図-8）。そして、中間横桁の設計は、道路橋示方書の斜張橋の項に示されている手法（図-9）により行うが、このとき問題になるのが、何

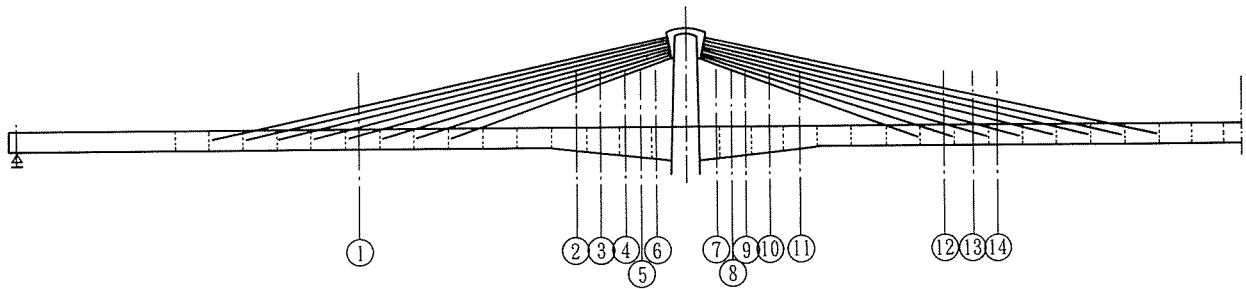


図-7 せん断の検討位置

表-7 せん断力の分担率

断面		外ウェブ (2枚分)	内 ウ ェ ブ			設計上の分担率 (%)		
			1	2	合計	外ウェブ	内ウェブ	
拡 幅 部	斜材定着部 付 近	①	60.1	20.0	19.9	39.9	70.0	50.0
	柱 頭 部	②	73.2	13.0	13.8	26.8		
		③	71.2	14.3	14.5	28.8		
		④	65.2	17.2	17.6	34.8		
		⑤	61.0	19.4	19.6	39.0		
		⑥	57.5	21.4	21.1	42.5		
標 準 部	柱 頭 部	⑦	67.7	32.3	-	32.3	70.0	33.0
		⑧	75.4	24.6	-	24.6		
		⑨	75.3	24.7	-	24.7		
		⑩	67.7	32.3	-	32.3		
		⑪	71.4	28.6	-	28.6		
		⑫	64.7	35.3	-	35.3		
	斜材定着部 付 近	⑬	68.5	31.5	-	31.5		
		⑭	66.5	33.5	-	33.5		

ここに設計上の拡幅部側内ウェブの分担率は、内ウェブ2枚分の合計とする。

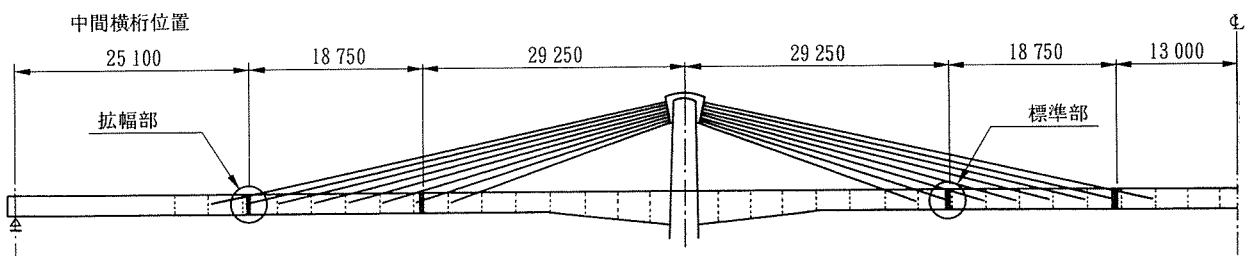


図-8 横桁位置図



本の斜材張力が影響するかということ、横桁の有効幅である。したがって、FEMにより求まる中間横桁位置の橋軸直角方向に発生する引張応力度を基に、表-8に示すそれぞれのケースについて応力度を算出して設計に用いる斜材本数と横桁有効幅を求めた。表-9にその結果を示す。それによると、影響する斜材本数が3本で、

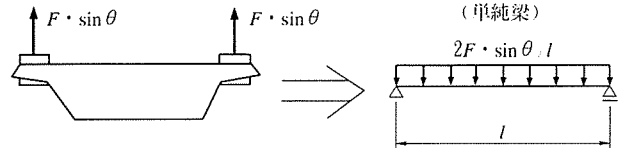


図-9 斜材定着横桁の設計手法

表-8 検討ケース

横桁に対して有効となる斜材本数 (3 ケース)	横桁有効幅算定方法 (3 ケース)	
① 中間横桁吊り点位置での斜材 (1 本) 	① 道示Ⅲ (2.2.2) での直接支持された桁に対する有効幅算定方法 $\lambda = \frac{1}{8} + b_s$ ただし、連続版および単純版の場合 $\lambda \leq l_b/2$ 片持ち版の場合 $\lambda \leq l_c$	ここに、 $\lambda$ : 圧縮フランジの片側有効幅 (cm) $l$ : 有効幅算出のための支間長 (cm) $b_s$ : ハンチ部の有効幅 (cm) $l_b$ : 主桁の純間隔 (cm) $l_c$ : 片持ち版の張出し長 (cm) $l_t$ : 横桁の純間隔 (cm) $n$ : 主桁の本数 (本) $b_w$ : 主桁のウェブ厚 (cm)
② 中間横桁の前後 1 本 (3 本) 	② 道示Ⅲ (2.2.2) での間接支持された桁に対する有効幅算定方法 $\lambda = \frac{n-1}{6} (l_b + b_w) + b_s$ ただし、連続版および単純版の場合 $\lambda \leq l_t/2$ 片持ち版の場合 $\lambda \leq l_c$	
③ 中間横桁の前後 2 本 (5 本) 	③ FEM 解析より算定された上床版圧縮応力度分布による方法 $b\lambda = \frac{2}{\rho_{\max}} \int_0^{\frac{1}{2}(b_w + l_b)} \sigma_x \cdot dx$	

検討を行ったケース 3 ケース×3 ケース=9 ケース

表-9 検討結果

	FEM 解析による応力度 (tf/m <sup>2</sup> )	有効となる斜材本数	片側有効幅		単純梁モデルによる応力度 (tf/m <sup>2</sup> )
			算定方法	有効幅 $\lambda$ (m)	
標準部	350	1 本	①道示Ⅲ (直接)	1.810	118
			②道示Ⅲ (間接)	1.807	118
			③FEM	1.260	304
		3 本	①道示Ⅲ (直接)	1.810	355
			②道示Ⅲ (間接)	1.807	355
			③FEM	2.328	287
		5 本	①道示Ⅲ (直接)	1.810	591
			②道示Ⅲ (間接)	1.807	592
			③FEM	3.128	439
拡幅部	237	1 本	①道示Ⅲ (直接)	2.572	104
			②道示Ⅲ (間接)	2.824	95
			③FEM	1.752	166
		3 本	①道示Ⅲ (直接)	2.572	311
			②道示Ⅲ (間接)	2.824	287
			③FEM	4.398	192
		5 本	①道示Ⅲ (直接)	2.572	519
			②道示Ⅲ (間接)	2.824	478
			③FEM	5.951	295

## ◇設計報告◇

道路橋示方書の間接支持された中間横桁の有効幅算定式を用いて計算を行うと、FEMの結果と近似してることがわかる。したがって、間接支持された中間横桁の有効幅を用いて、斜材3本を考慮して中間横桁の設計を行った。

## 6. 試験計画

小田原港橋は初めてのエクストラドーズドPC橋であり、サドルの採用や斜材の安全率を通常のPC鋼材と同じとしたことなどが大きな特徴となっている。そこで、これらを受けて、サドル部の安全性を確認する耐荷力試験と斜材の安全率の妥当性を検証する曲げ疲労試験、そして、斜材の制振装置の性能試験を行う。なお、斜材の活荷重による変動量が小さいことから、軸疲労試験は行っていない。

まず最初にサドルの耐荷力試験でサドル部の構造の安全性を確認した後、斜材の許容振幅量を設定して、主桁側斜材定着部・主塔側サドル部を含んだ斜材システムとしての曲げ疲労試験を行う。そして、振動が予想される斜材に取り付けた制振装置の効果を実橋において長期計測により確認し、斜材の振幅が許容値以下におさまっていれば斜材システムの安全性が保証されたことになる。

## 7. あとがき

新しい構造であるエクストラドーズドPC橋特有の事項について設計に関するものを中心に述べたが、詳しい実験計画と結果については、稿を改めて報告することになっている。今後、採用が増えていくと思われるエクストラドーズドPC橋の設計において、本文が何らかの参考になれば幸いである。

最後に、本稿の内容につき、貴重なご助言をいただいた日本大学の山崎教授を委員長とする技術検討委員会の諸先生方に誌上を借りてお礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) J. Mathivat : "Recent Development in Prestressed Concrete Bridges", FIP Note, 1988/2
  - 2) 猪股 : "Extradosed Prestressing の利用", プレストレストコンクリート, 1989/1
  - 3) 前田 : "小田原港橋に採用した PC 橋の新型式", EX-TEC, 1992/6
  - 4) 山崎ほか : "最近における PC 構造の展開と新材料" 第20回 PC 技術講習会, 平成4年2月
  - 5) "道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編", 日本道路協会, 平成2年2月
  - 6) "プレストレストコンクリート部材の設計法に関する調査研究報告書(その2)", 高速道路調査会, 昭和60年3月
  - 7) 石橋ほか : "PC 斜張橋", コンクリート工学, 1992/3
- 【1993年1月25日受付】

---

## ◀刊行物案内▶

### 新たな展開を示す PC 構造 <第19回 PC 技術協会講習会テキスト> (平成3年2月)

頒布価格 : 4 500 円 (送料 : 450 円)

内 容 : プレストレストコンクリート橋の新たな展開 [池田尚治] / 組立プレストレストコンクリート造 (建築) [岡本順二郎] / 新しいプレテンション桁の JIS について [池田尚治, 藤元安宏, 深山清六, 佐久間隆夫] / PC 橋の新しい構造事例 [小林 敏, 宮地 清, 野村貞広] / 各地の美しい PC 構造物 [各開催地域の講師] / 各種の省力化工法 [(社) プレストレスト・コンクリート建設業協会]