

(86) 衝原橋の設計

日本道路公団 岡 米男
 同 中川 洋三
 同 ○能登谷 英樹
 住友建設(株) 正会員 春日 昭夫

1. はじめに

1988年Mathivatによって提唱されたエクストラドーズド橋は、小田原ブルーウェイブリッジを皮切りに、現在のところ数橋が建設あるいは計画されている。エクストラドーズド橋は、PPCという概念がPCとRCを連続化し、一連の統一された設計思想として取り扱われるようになったのと同様、外ケーブルと斜張橋がケーブルにより主桁を補強するという点において、同じ考え方の構造として連続したものとなったと考えることができる¹⁾。その中において、J川で二橋目のエクストラドーズド橋となる衝原橋は、中央支間 180mと従来であれば斜張橋で計画されていた領域のものである。衝原橋では、小田原ブルーウェイブリッジで得られた知見をもとに、特に施工性の向上を意図して工夫を行った。また、上部工の設計を開始したのが兵庫県南部地震の直後であり、架橋地点が神戸市北部ということで、とりわけ耐震設計には留意した。

本報告は、衝原橋の設計のうち、特に特徴的な床版の設計と耐震設計について述べるものである。

2. 衝原橋の概要

衝原橋(図-1)は、山陽自動車道(三木JC~木見IC)のほぼ中間に位置する衝原湖上に架かる、世界最大のエクストラドーズド橋である。工事概要は以下の通りである。

路線名 : 山陽自動車道 吹田山口線
 場所 : 兵庫県神戸市
 荷重 : B活荷重
 構造形式 : PC 3径間連続エクストラドーズド箱桁橋
 橋長 : 323.0m
 支間 : 65.4m + 180.0m + 76.4m
 幅員 : 9.25m
 平面線形 : A = 800 ~ R = 15000
 縦断勾配 : \ 0.6 %
 横断勾配 : / 2.0 %

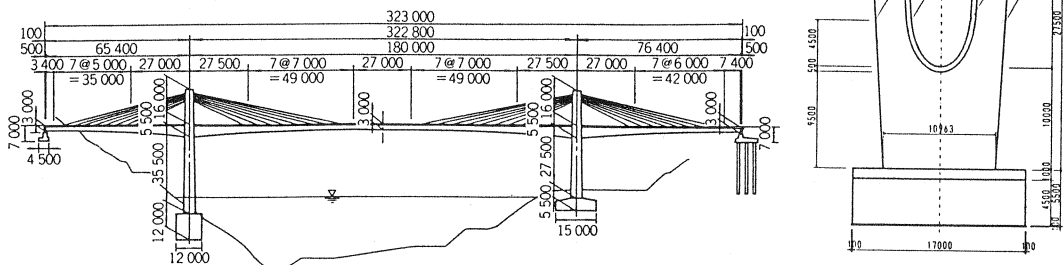


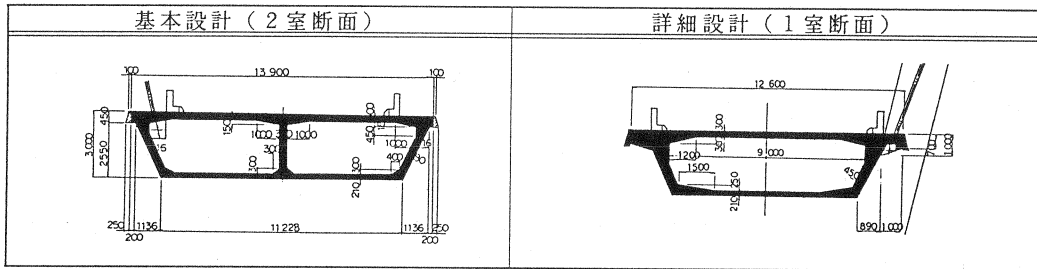
図-1 全体一般図

主桁の架設はワーゲンをを用いた張り出し架設であるが、特に、P1橋脚は工程短縮を図る試みから、中央径間側は超大型ワーゲン(最大ブロック長7.0m)、側径間側は大型ワーゲン(最大ブロック長5.0m)を使用した。

3. 床版の設計

衝原橋では、主桁の軽量化と施工性および経済性を向上させるため、基本設計で2室箱桁となっていた主桁を、詳細設計で1室箱桁に変更した(表-1)。これにより、床版支間が6mから9mに増加することになる。コンクリート橋のPC床版において、床版支間が6mを超えたものは、少ないながらもリブ付き床版としての実績があるが、本橋は、9mの床版支間に対して基本設計の床版厚と同じ30cmとなっている。この床版厚に対してその剛度(EI/L)を見ると、本橋の場合は、支間6mや4mの床版における最小全厚のときの剛度と同じである。

表-1 主桁断面形状の比較



床版の活荷重による設計曲げモーメントは、図-2に示すように M_{x1} 、 M_{x2} 、 M_{y1} 、 M_{xw} の4種類がある。これらの曲げモーメントを求めるに当たり、図-3に示すFEM解析モデルを用いた。支持条件は、ウェブ直下を全て鉛直方向に固定とし、輪荷重は、75mmの舗装と床版に対してその中心まで45度で分布するものとする。また、本橋の床版が、現在までの床版と同程度の安全性や耐久性を有するように、4m~9mまでの支間についてもFEM解析を行い、道路橋示方書²⁾(以下、道示)の式との差異を調べた。それぞれの曲げモーメントにおいて、道示の式とFEMの値を比較したものが表-2である。

M_{x1} 、 M_{y1} 、 M_{xw} については道示式が理論値より30~50%大きく、 M_{x2} についてはFEMの2倍以上の曲げモーメントを与える。そして、この傾向は9m以下の床版支間においてもほぼ同様であった。これらから、設計曲げモーメントは道示の式を延長して使用するものの、 M_{x2} は設計条件を他の部分と変えることにより全体的にバランスのとれた設計を行うこととする。各部は以下の条件にて設計する。

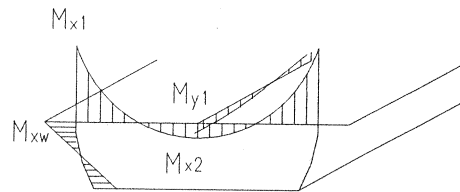


図-2 床版の設計曲げモーメント

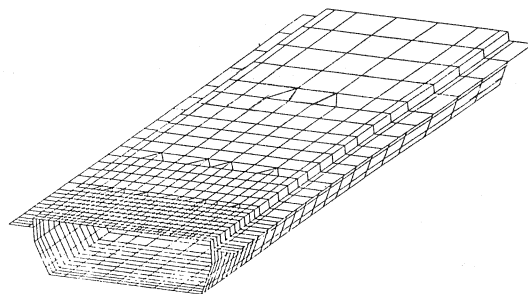


図-3 FEM解析モデル

表-2 曲げモーメントの比較(支間9m)

	道示式	FEM値	道示/FEM
M_{x1}	-19.430	-14.000	1.387
M_{x2}	12.119	4.600	2.635
M_{y1}	7.520	5.000	1.504
M_{xw}	11.500	8.300	1.386

Mx1: 死荷重時、活荷重時ともフルプレストレス。

Mx2: 死荷重時にフルプレストレス、活荷重時にPRC。

ただし、FEMの20%割り増しした値に対してフルプレストレス。

My1: RC。

Mxw: RC。

以上のような条件で設計することにより、横締めPC鋼材の配置間隔は50cmとなり、2室箱桁で床版支間6mと同じピッチである。またMx2に対しては、最小鉄筋量のD13ctc250で鉄筋応力度は $\sigma_s=271\text{kgf/cm}^2$ 、ひび割れ幅は0.009cmとなる。さらに、単位幅当たりのボックスラーメンによる終局荷重作用時の検討を弾塑性解析により行った結果、全ての断面で曲げ破壊安全度が1.0以上であることを確認した。なお、横締めにはシースとストランドの遊びが少なく、グラウト作業のないアフターボンド鋼材(1T28.6mm)を採用した。

4. 耐震設計

衝原橋の耐震設計は、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様および復旧仕様の解説(案)」³⁾(以下、復旧仕様)に従って行う。ただし、本橋はラーメン構造であるため、橋脚上端の照査と面外方向の検討も含めて、以下のように二段階に分けて行う。

PHASE-1: 地震時保有水平耐力の照査(面内、面外)

PHASE-2: 観測地震波による弾塑性地震応答解析(面内)

弾性動的解析に基づく復旧仕様レベルの照査(面外)

図-4に耐震設計のフローを示す。耐震設計の考え方としては、地震に対する終局荷重作用時を、復旧仕様レベルで考えるということである。従って、まず、基本となる保有水平耐力の照査を行い、面内、面外とも橋脚下端の配筋を照査する。次に、ラーメンであることから、弾塑性応答解析によって橋脚上端も含めた面内の復旧仕様レベルの照査を再度行う。そして、面外地震により発生すると思われる橋脚のねじりモーメントに対して、三次元弾性動解により求められた断面力をもとに、復旧仕様レベルのねじりモーメントを推定し、必要鉄筋量を求める。

弾塑性応答解析については、架橋地点がI種地盤であるため、神戸海洋気象台のN-S波を基本にして、復旧仕様に示されたスペクトルに合致するように振幅を調整した修正波を用いた場合、鉛直波を加えた場合基礎バネを考慮した場合の計4ケースについて行った。そして、最も不利な組み合わせの場合でも、保有水平耐力に相当する曲げ耐力以下になるように配筋量を決定した。さらに、面外方向の検討として、立体モデルを用いたスペクトル応答解析により求めた断面力に、等価水平震度と設計水平震度の比率を乗じて断面力を求め、特にねじりモーメントに対しては、その値から必要鉄筋量を算出した。表-3~5は各段階の曲げに対する検討結果(P2橋脚)である。また、図-5,6にN-S波による主桁の水平変位とP2橋脚下端部の曲げモーメントの応答値を示す。

まず、PHASE-1では、コンクリートの拘束効果を考慮することにより、慣性力が保有水平耐力を下回る。PHASE-2の弾塑性動解では、橋脚下端、断面変化部は、修正震度法で決定された配筋で満足するが、橋脚上端はD51を1段から1.5段に変更した。次に、面内方向における弾塑性応答解析と保有水平耐力の検討結果より、3次元弾性動解(入力200gal)を基にした面外方向の復旧仕様レベルの断面力推定が可能かどうかを考えてみる。

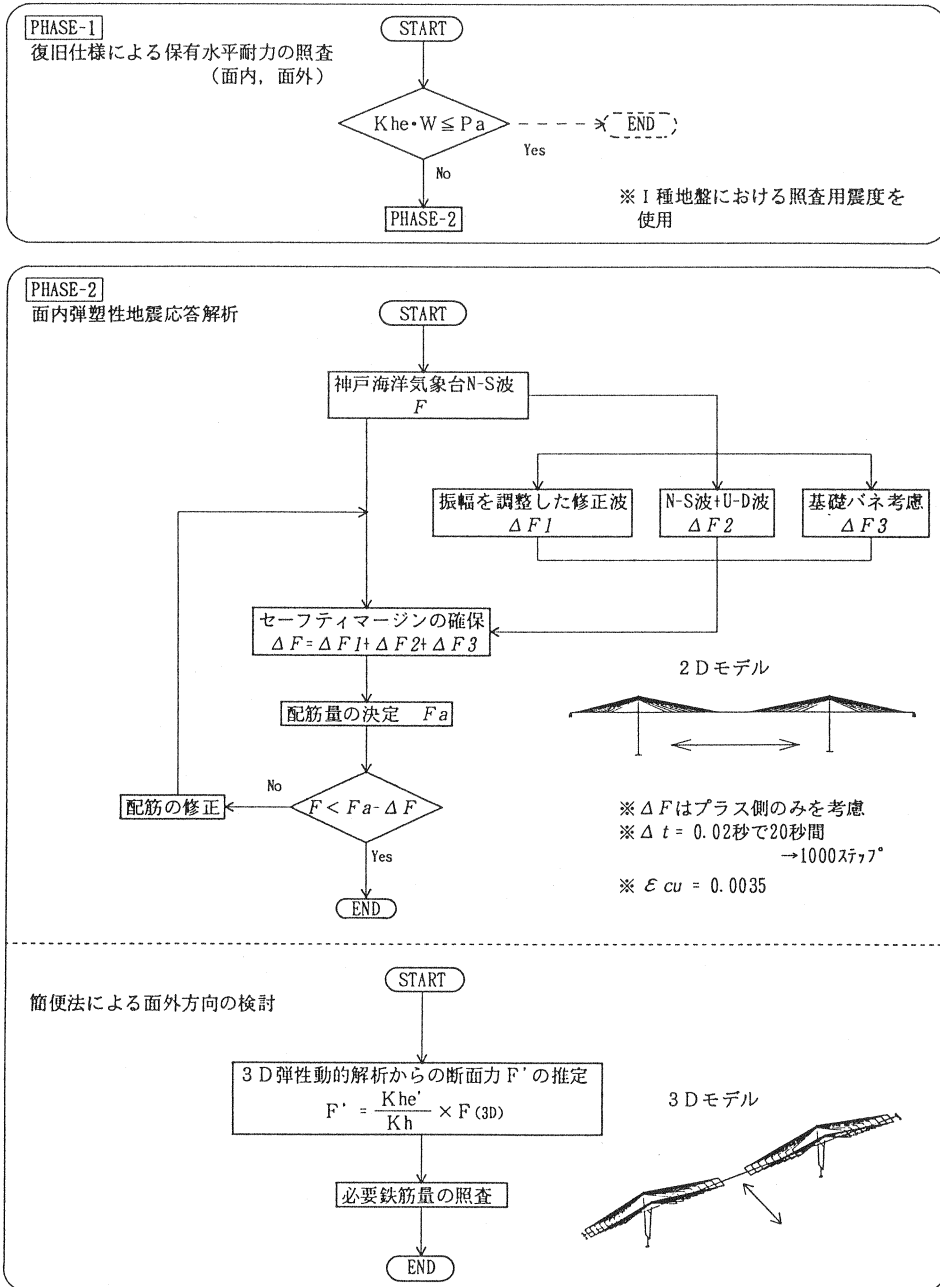


図 - 4 耐震設計フロー

表 - 3 PHASE-1検討結果

	面 内		面 内		面 外	
	拘束効果考慮せず	拘束効果考慮	拘束効果考慮せず	拘束効果考慮	拘束効果考慮せず	拘束効果考慮
	1-1	2-2	1-1	2-2	1-1	2-2
コンクリート終局ひずみ ϵ_{cu}	0.0035		0.0083		0.0035	
許容塑性率 μ	2.557		4.344		2.656	
固有周期 T_{eq} (sec)	1.272		1.272		1.176	
等価水平震度 K_{he}	0.445		0.326		0.483	
慣性力 $K_{he} \cdot W$ (tf)	3842	4173	2815	3057	4167	4526
地震時保有水平耐力 P_a (tf)	3311	3340	3263	3289	4100	6039
せん断耐力 P_s (tf)	6199	6642	6199	6642	5900	9416

表 - 4 PHASE-2検討結果

<曲げモーメント> (tf·m)

断 面	3-3	1-1	2-2
配 筋			
1 段目	D51ctc150	D51ctc150	D51ctc150
2 段目	D51ctc300	D51ctc150	D51ctc150
3 段目	-	D51ctc300	D51ctc300
Ma	48611	67756	101734
M (観測波)	41174	58337	99562
ΔM_1 (調整波)	-	279	-
ΔM_2 (鉛直波)	-	-	535
ΔM_3 (バネ)	79	133	85
$M + \Sigma \Delta M$	41254	58749	100181
基本設計の配筋	D51ctc150	D51ctc150	D51ctc150
1 段	2.5段	2.5段	2.5段
Ma	38008		

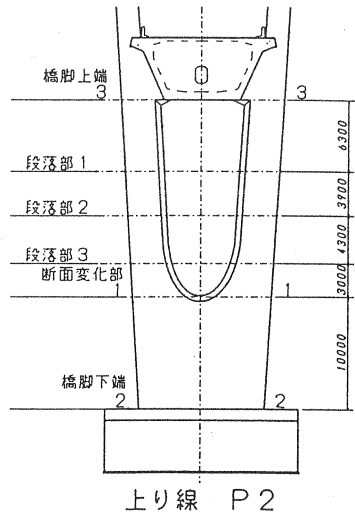


表 - 5 簡便法による面外方向の検討結果

<面 外>
曲げモーメントの比較

断 面	推定モーメント M (tfm)	耐 力 Ma (tfm)
3-3	33608	54358
1-1	42133	83890
2-2	109983	183971

ねじりによる鉄筋量 (cm²)

断 面	横方向鉄筋		軸方向鉄筋	
	必要鉄筋量	配置鉄筋量	必要鉄筋量	配置鉄筋量
3-3	20.8	D22ctc150=25.8cm ²	709.1	D51-90本=1824.3cm ²
1-1	20.9	D22ctc150=25.8cm ²	681.0	D51-176本=3567.5cm ²
2-2	9.5	D22ctc150=25.8cm ²	1589.5	D51-251本=5087.8cm ²

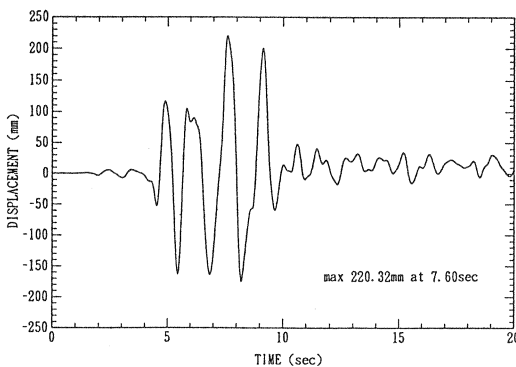


図 - 5 N-S波による水平方向変位

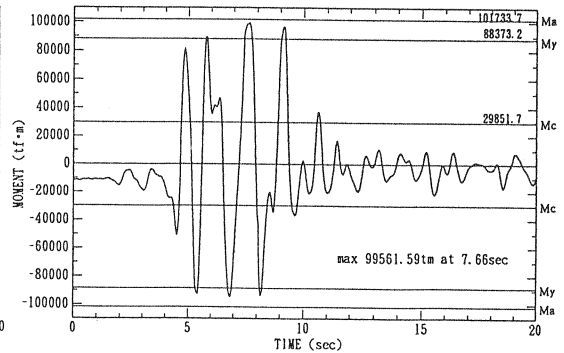


図 - 6 N-S波によるP2橋脚下端曲げモーメント

等価水平震度($K_h=0.45$)と設計水平震度($K_h=0.18$)の比率(α)で曲げモーメントを計算すると表-6のようになる。従って、 $\alpha \cdot M_E$ と弾塑性応答解析結果がほぼ等しいことから、この手法による面外方向の復旧仕様レベルの断面力推定は可能であると考ええる。3次元弾性動解の断面力に α を乗じたものでねじりの検討を行ったが、必要鉄筋量は面内方向の検討で決定したもので満足するという結果が得られた。

表-6 曲げモーメント比較表

(tf・m)

断 面	3次元弾性動解 M_E	α	$\alpha \cdot M_E$	弾塑性応答解析 M_P
3-3	17,464	0.45/0.18 = 2.5	43,660	41,174
1-1	23,774		59,435	58,337
2-2	40,300		100,750	99,562

5. おわりに

以上、衝原橋の設計のうち特徴的な床版の設計と耐震設計について述べた。長支間を有する床版については、今後、日本道路公団が広幅員の第二東名神道路を建設していく中で、その設計法を確立することは橋梁建設の工費を低減するうえで重要な要因となる。また、耐震設計については、ラーメン構造の復旧仕様レベルの耐震設計をいかに行うかが現段階での課題である。本報告では、これらに対する一手法を示したが、今後、同種の橋梁の設計に際して、これらの手法が一助となれば幸いである。

最後に、本橋の設計に対して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方々に誌上を借りてお礼申し上げます。

【参考文献】

- 1) 山崎、山縣、春日：斜材により補強されたコンクリート橋の構造特性、橋梁と基礎、pp33~38、1995年12月
- 2) 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6年2月
- 3) 兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様および復旧仕様の解説(案)、平成7年2月