

天竜川橋の設計 - 23径間連続箱桁橋 -

新開 正英*

1. はじめに

第二東名高速道路は、現在の東名高速道路から10kmほど北側を路線が通過し、遠州地方最大の河川である天竜川の右岸には、浜北インターチェンジ(仮称)が計画されている。

第二東名高速道路天竜川橋は、1級河川である天竜川を横断する橋長1585mのPC23径間箱桁橋(堤外地15径間を張出し架設・堤内地を固定支保工架設)で連続される一連のPC箱桁橋としては国内最大規模の橋長を有している(写真-1、表

-1、図-1)。

下部工は、橋脚(ピア)付きニューマチックケーソン10基、直接基礎橋脚9基、杭基礎橋脚4基、橋台1基である。下部工工事は、平成8年3月に堤外地のケーソン基礎橋脚10基と直接基礎橋脚2基を発注し、第一渇水期(平成8年10月～平成9年5月)にケーソン基礎6橋脚、第二渇水期(平成9年10月～平成10年5月)にケーソン基礎4橋脚と直接基礎橋脚1基の施工を完了し、現在、直接基礎橋脚を施工中であり、平成11年2月末に完了予定である(写真-2、図-2)。



写真-1 完成予想写真

表-1 橋梁諸元表

橋長	L=1585m	
支間割	35.6m+3@43.0m+92.0m+12@85.5m+64.5m+3@45.0m+41.1m	
有効幅員	上り線:16.50m~20.67m 下り線:16.50m~19.44m	
活荷重	B活荷重	
構造形式	上部構造	PC23径間連続箱桁橋
	下部構造	壁式橋脚(小判形・箱形)
	基礎構造	ニューマチックケーソン基礎10基、直接基礎9基、場所打ちコンクリート基礎5基
平面線形	R=∞~A=1000	
縦断線形	i=0.50%~0.61%	
斜角	R80°	
地盤種別	I種地盤	



* Masahide SHINKAI

日本道路公団 静岡建設局
浜松工事事務所 浜北東工事区 工事長

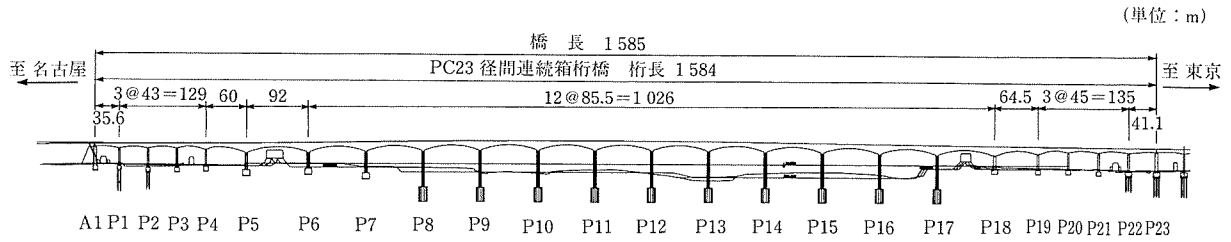


図-1 天竜川橋の一般側面図



写真-2 現況写真

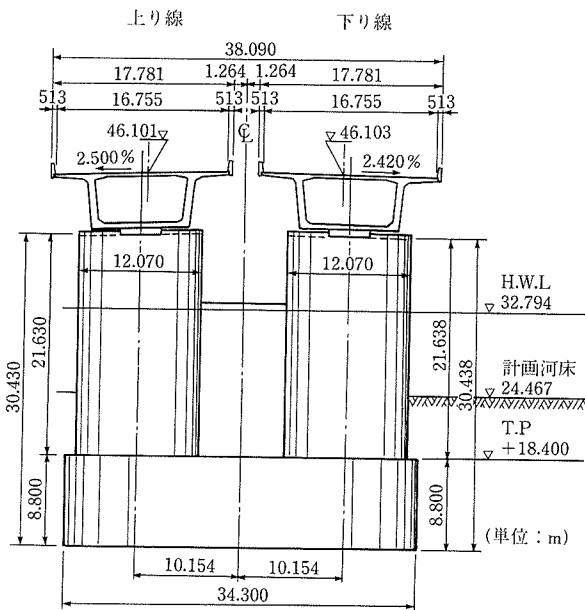


図-2 橋梁断面図(ケーソン基礎P8~P17の標準部)

本報文は、本橋の最大の特徴である、

- ① ゴム系支承の採用による多径間連続化
- ② 外ケーブル・広幅員1室箱桁断面の採用

等についてその概要を述べる。

2. 多径間連続化の検討

連続化は、一般的に伸縮装置数が減ることにより「維持管理の軽減」、「快適な走行性の向上」、「騒音・振動など環境面での向上」を目的として採用されてきた。

最近では、これらの解決を目的として既設の単純桁橋を連結する工事が管理段階で実施されている。

本橋はこれらに加え、連続化により支承の免震機能を十分発揮し耐震性の向上も併せて図った。

ゴム系の免震支承を採用することで、橋の長周期化と減衰効果により、設計水平震度を非免震支承の場合と免震支承の場合とを比較した結果を表-2に示す。

震度法で25%、保有水平耐力法タイプIで46%、タイプIIで70%軽減することができる。

この結果、耐震性の向上を図るとともに橋脚幅を狭めることが可能となり、天竜川の河積阻害率を十分に満足できる結果となった。

表-2 設計水平震度比較表(上り線・橋軸方向)

地盤種別	I種地盤			比率	
	支承構造	非免震支承	免震支承		
				HDR	LRB
震度法	橋の固有周期	0.262	1.616	1.464	
	設計水平震度	0.20	0.15	0.16	0.75(0.80)
保有水平耐力法	固有周期	0.565	2.535	2.480	
	橋の減衰定数		0.138	0.166	
保有水平耐力法	橋の減衰定数に基づく補正係数		0.80	0.70	
	設計水平震度I	0.70	0.38	0.34	*0.54(0.49)
	設計水平震度II	2.00	0.6下限値	0.60	0.30

* 支承設計必要厚さで比較したものである。

しかし、天竜川橋の橋長が約1.6kmにも及ぶことから連続化するにあたり、以下の課題をクリアする必要があり、検討を行った。

- ① 橋脚剛性の違いによる地震時慣性力の分担率の差違
 - ② コンクリートのクリープ・乾燥収縮による橋脚への水平力の発生
 - ③ 温度変化による水平力とそれに伴う桁への拘束軸力の発生
 - ④ 側径間部の桁遊間と伸縮装置の大規模化
- 以下、これらの結果について述べる。

2.1 橋脚剛性の違いによる地震時慣性力の分担率の差違

天竜川は、低水敷・中水敷・高水敷に分かれており、また河川勾配が急なことから低水敷の橋脚部の洗掘深さが深いためにフーチング土被りを大きくとる必要があった。

このため、橋脚高さによる曲げ剛性の差により、剛性の大きい橋脚に地震時慣性力が集中することになる。

この対策として、ゴム支承のせん断剛性をゴムの厚みにより調整することで、各橋脚に作用する地震時慣性力を調整することとした。

2.2 コンクリートのクリープ・乾燥収縮による橋脚への水平力の発生

(1) コンクリートのクリープ・乾燥収縮による桁の伸縮
 コンクリートのクリープ・乾燥収縮による桁の伸縮によりゴム支承にはせん断ひずみが生じ、桁端部の橋脚には水平力と同時に支承により拘束された桁にも拘束力が作用する。本橋は、張出し工法を採用するため、張出し施工時にある程度の収縮は進行するが桁が連続化されてからの収縮量は、移動支保工等で片側から施工するPC桁よりも小さくなる。しかし、橋長が約1.6kmと長いために橋体完成後に下部工に作用する常時の水平力は大きくなる。

現在、諸条件から全体の施工を3ブロックに分割して考えているがこの場合、プレストレスによる弾性変形とクリープおよび乾燥収縮による桁伸縮量が42cmとなる。一方、温度変化-20℃の短縮量が約30cmとなり、クリープおよび乾燥収縮終了時には標準温度時でも-28℃に相当する水平力が生じることになる。

このため、本橋完成後3ヵ月を目途にクリープおよび乾燥収縮により生じたゴム支承のせん断ひずみを解放する「後ひずみ調整」を行うこととした。結果、完成後3ヵ月での残留移動量は19.8cmとなり、温度換算で-13℃に抑えることができる(表-3)。

表-3 施工段階を考慮した桁伸縮量 (単位:cm)

	橋脚P1	橋脚P22	合計桁短縮量
後ひずみ調整時	12.6	- 9.7	22.3
全移動量(t=∞)	22.4	-19.7	42.1
後ひずみ調整後の残留移動量	9.8	-10.0	19.8
温度変化(-20℃)	14.2	15.9	30.1

設計では、ゴム支承のせん断ひずみを解放すると同時に今後のひずみ量を推定し、逆方向のせん断変形をさせてクリープ・乾燥収縮による移動量をゼロとした。

(2) 後ひずみ調整方法

本橋の免震支承の後ひずみ調整については、上部工の施工連結手順等を考慮し、支承設置後の支点移動量を見直し、下記に示す下部構造の耐荷性能等より設定される制約条件を考慮して、最終的な調整手順を検討する必要がある。

表-4に示すそれぞれの荷重状態における許容応力度で規定される下部構造の抵抗限界値(橋脚基部断面における抵抗曲げモーメントに対する水平耐力)を算定し、コンクリートおよび鉄筋の許容応力度を照査する必要がある(水中の許容応力度を採用)。

橋脚基部の検討は、施工時・地震時・架設順序(連結手

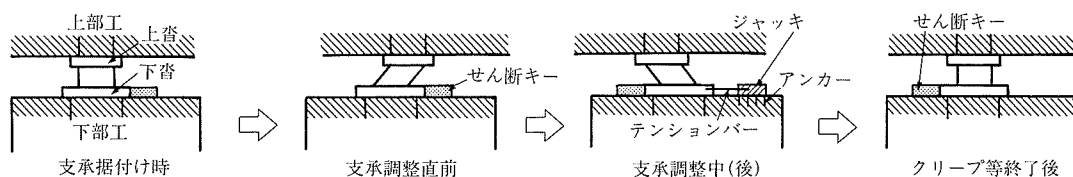


図-3 後ひずみ調整概念図

表-4 下部工使用材料の許容応力度

項目	単位	常時	温度時	地震時	施工時
コンクリート設計基準強度	kgf/cm ²	240			
コンクリートの圧縮応力度	kgf/cm ²	80	92	120	100
鉄筋引張応力度 (SD345)	大気中	1 800	2 070	2 700	2 250
	水中	1 600	1 840	2 070	2 000

順)ごとに全橋脚基部において断面に作用する水平力・鉛直力を考慮し、抵抗曲げモーメントの算定を行い施工を行う必要がある。

設計温度荷重作用時の水平力を差し引いた値(常時の値)に対応したゴム支承のひずみ量を算定し、乾燥収縮・クリープについてひずみ調整を行う。

そしてひずみ調整を効果(率)的に行うには、当初の支承位置を極力事前に調整可能なものはプレスライドを実施しておいて、これを超える移動量について後ひずみ調整を行う。

本橋は、桁長が1 584 mに及ぶ長大橋であり、クリープ乾燥収縮の影響による桁の伸縮量も大きい。このためクリープ乾燥収縮によりゴム支承がある程度変形した時点で、下巻とベースプレートとを滑らせてゴムの変形(ひずみ)を解放する後ひずみ調整方法を採用した。また、本橋は斜角が80度あることから調整時に橋軸直角方向の偏心を考慮し、図-3で示す方法で行うこととしている。

2.3 温度変化により桁へ発生する拘束軸力

コンクリートのクリープ・乾燥収縮により発生する水平力は、後ひずみ調整により低減(除去)することが可能であるが、温度変化によるゴム支承のせん断ひずみ調整は非常に難しく回避できない。したがって、上部工および下部工にそれぞれ軸引張力・水平力が作用する(表-5)。

とくに上部工では橋梁中間部に934 tfもの軸引張力が発生するが、本橋については許容値の割増しの範囲であった。

2.4 桁遊間と伸縮量の大規模化

伸縮装置の遊間は、道路橋示方書(H8.12)に準拠しているが、本橋の必要遊間量は、地震時保有水平耐力で決定している。

連続化することにより、伸縮装置の数を軽減し、維持管理・環境には全般的に寄与するが、伸縮装置の規模が大きくなる(本橋の場合、遊間約60 cm)。

表-5 温度変化時(-10℃)の拘束軸力による桁への影響

	径間中央部	支点部
拘束軸力(tf)	933.7	
付加応力度(kgf/cm ²)	-8.9	-5.2
常時応力度(kgf/cm ²)	-5.4	-3.6
合成応力度(kgf/cm ²)	-14.3	-8.8
許容応力度(kgf/cm ²)	-20	

免震設計が効果的に発揮される橋長は500m程度以上とされており、これに伴い連続化の規模も今後、増大する傾向にあり、大きな移動量や環境に対応可能な伸縮装置の開発が今後の課題であろう。

3. 外ケーブル・箱桁断面検討

外ケーブル併用方式は、以下に示すような優位点があることから本橋について検討を行った。

- ① 部材の外にPC鋼材の一部を配置することにより、部材厚(とくにウェブ)を薄くすることが可能である。また、主桁重量の減により主桁断面力や下部工の負担減につながる。
- ② 内ケーブル方式に比べPC鋼材配置が煩雑とならない。また、摩擦等による導入緊張力の低減が少ない。
- ③ 注入グラウトの確認が容易である。ケーブルの取替え等、将来的に維持管理が容易である。

本橋における内・外ケーブルの荷重分担は、死荷重を内ケーブルが受けもち、活荷重を外ケーブルが受けもつように配置した。表-6は、死荷重時における外ケーブルを無効として内ケーブルのみの場合の応力度を示したものである。

検討の結果、支点上に $\sigma_0 = -1.4 \text{ kgf/cm}^2$ の引張りが生じることが許容値以内であり、許容値に対する余裕もあまりなく、ほぼ設計どおりの比率で配置され、死荷重分を内ケー

表-6 死荷重時の応力度 (単位:kgf/cm²)

設計断面	内ケーブル+外ケーブル		内ケーブル	
	σ_0	σ_u	σ_0	σ_u
P4橋脚支点上	31.0	40.5	-1.4	44.6
第10径間中央	61.8	70.0	39.0	12.0
P10橋脚支点上	24.0	82.5	-0.9	89.9
P19橋脚支点上	14.0	25.3	4.1	19.1

ブルが受けもち、活荷重分を受けもっていることが分かる。したがって、外ケーブルを併用することとした。

また、上部工断面形状については、浜北インターチェンジの加減速車線の影響を受ける橋台A1から橋脚P8間を2室とし、橋脚P8から橋脚P23間を1室とした。これによりコンクリート量で約9%、型枠面積で約16%の軽減を図っている(図-4)。

4. おわりに

現在、第二東名天竜川橋下部工事も終盤を迎え、そして詳細設計および上部工工事に移行していく段階である。今後とも、増水等に対する安全に十分配慮し、上部工工事を進めていく計画である。今回は、設計の概要について述べてきたが、機会があれば施工実施段階についても報告したいと考えている。

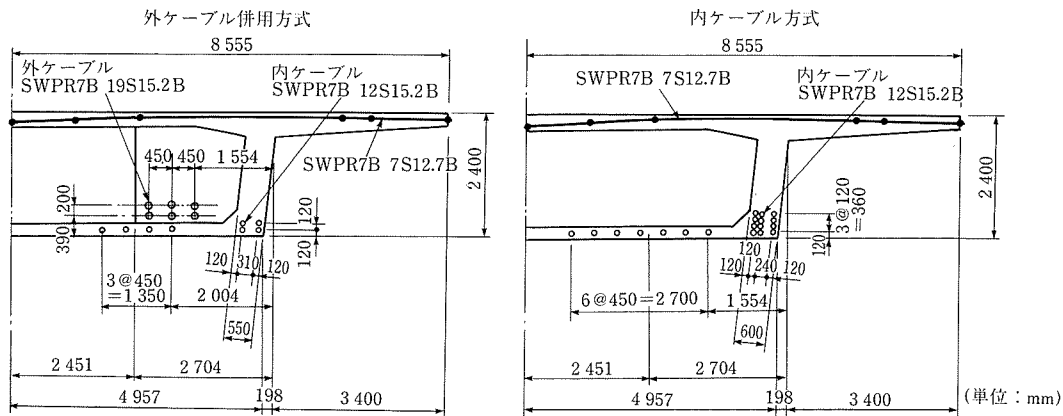


図-4 外ケーブル併用と内ケーブルの比較図

【1998年11月12日受付】