

( I - 18 ) 高減衰ゴム支承を用いた免震橋梁の設計について

栃木県土木部道路建設課 熊倉一臣

1. はじめに

我が国では建築分野を中心として、耐震性の向上を目的とした免震装置の積極的な利用が図られているが、土木分野においては本格的な使用実績が少ない状況にある。こうしたなか近年、橋梁部門において「免震設計」に関するハード・ソフト両面での研究が進められている。

本県においても、烏山1号橋（一般国道294号）が、昭和63年度に建設省より免震橋梁として指定を受け、平成元年度から事業に着手したところである。本橋の特徴は、現在免震橋梁として計画・建設中のものの中では最長であること、コンクリート橋であるため死荷重が大きいこと、及び唯一、免震装置として高減衰積層ゴム支承を採用していることがあげられる。

本稿は、その設計フロー、及び概要について報告するものである。

2. 烏山1号橋の概要

烏山1号橋の概要は、以下のとおりである。

- 橋長 246.3m
- 幅員 有効幅員：10.5～13.5m 車道：6.5m
- 上部工形式 6径間連続PC箱桁（6@40.8m）
- 下部工形式 直接基礎逆T式橋台、直接基礎壁式橋脚
- 支持地盤 砂礫層（1種地盤）
- 支承 高減衰積層ゴム支承

3. 設計フロー及び概要

3-1 設計概念

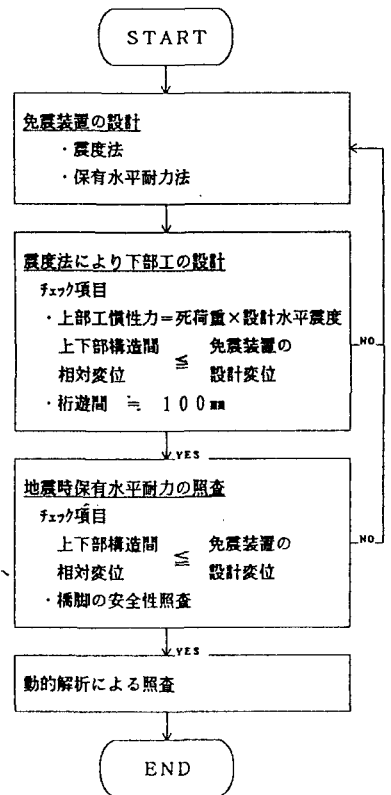
本橋の設計における概略的なフローチャートを右に示す。

橋梁の設計を行う際、上部構造と下部構造の連結部分に、免震支承の柔らかいせん断剛性を取り入れるとともに、免震支承のエネルギー吸収性能を期待することにより、橋梁全体の固有周期が長周期化して、設計水平震度を低減することができる。しかし、過大なせん断剛性の低減は、設計水平震度を過度に低下させるとともに、上下部構造の変位差（相対変位）の増大を招き、遊間装置等の設計に問題が生じる。したがって、設計にあたっては具体的な限界点を設ける必要がある。

本設計では、以下の4項目を設計方針として掲げ作業を進めた。

- ①橋軸方向のみを免震設計とする。
- ②全体系の固有周期（支承のせん断剛性）は、1.1秒以上を目標とする。結果として設計水平震度を低減することになるが、地震時保有水平耐力の照査、及び動的解析を行い安全性を確認する。
- ③遊間は、震度法レベルの設計荷重時（常時）と同程度（約100mm）とする。また、移動制限装置、及び落橋防止装置を設置する。
- ④主桁のクリープ、乾燥収縮によって生じる支承のせん断変形は、常時においても下部構造に水平力を与えることになる。これを開放するために、橋体が完成して約2年程度経過した後、支承のせん断変形を修正する。

3-2 免震支承の設計



本橋に使用する免震支承の設計変位、及び形状寸法は表. 1、表. 2のとおりである。高減衰積層ゴム支承は、歪み依存性があることから、支承の形状寸法、及び等価剛性は繰り返し計算により決定した。また、設計計算にあたり、保有水平耐力レベルでの支承のせん断歪みが2.0を越えてしまい「ガイドライン(案)」式(付2.2.2)を適用できなかった。そこで、載荷試験により下記の式を提案し、本設計に採用した。

$$G(\gamma) = 0.31 + 6.89\gamma - 1.08\gamma^2 \quad (1.8 < \gamma)$$

表. 1 支承の設計変位

	震度レベル	保耐法レベル
支承の等価剛性 (kgf/cm)	141,756	134,794
橋の等価固有周期 (秒)	1.337	1.372
設計水平震度	0.175	0.700
設計変位量 (cm)	7.77	32.69

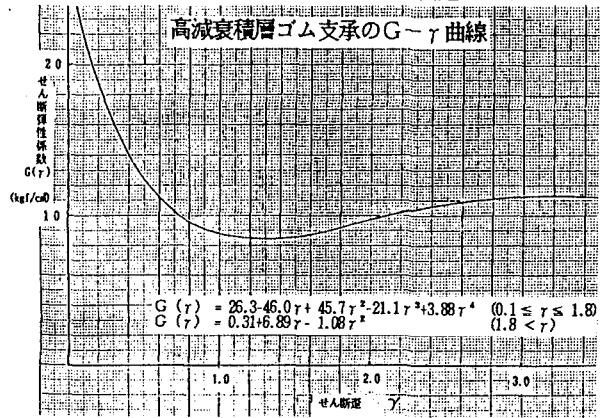


表. 2 支承の形状寸法

単位: mm

	A1	P1	P2	P3	P4	P5	A2
平面形状	700×855	950×1500	1030×1580	950×1500	950×1500	950×1500	700×855
ゴム厚	14.7×14層 =205.8	21.0×6層 =126.0	34.0×3層 =102.0	24.0×5層 =120.0	24.0×6層 =144.0	18.7×8層 =149.6	13.8×19層 =262.2
インポート厚	4.2×13層 =54.6	4.2×5層 =21.0	4.2×2層 =8.4	4.2×4層 =16.8	4.2×5層 =21.0	4.2×7層 =29.4	4.2×18層 =75.6
支承高	260.4	147.0	110.4	136.8	165.0	179.0	337.8

### 3-3 下部工の設計

下部工の設計にあたっては、震度法に基づき設計をすすめた。ここで、上下部構造間の相対変位を算出し、支承の設計変位を越えるものについては、支承の局部歪みを照査して安全性を確認した。なお、ここで算出した固有周期、及び設計水平震度は橋軸方向が1.556 sec及び0.16、橋軸直角方向が0.194 sec、0.20であった。

### 3-4 地震時保有水平耐力の照査

地震時保有水平耐力の照査結果は、表. 3のとおりである。ここで、本設計の特徴としてあげられることは、下部構造の許容塑性率が高い点である。じん性を高めることによる「ねばり」のある構造が、本設計の目標の一つであった。

### 3-5 動的解析

動的解析の1次モードにおける照査結果を表. 4に示す。なお、ここで使用した入力波は、道示の1種地盤用(修正開北橋記録)である。

### 4. おわりに(非免震構造との比較)

本橋を非免震橋梁として設計した場合の断面力の比較が、表. 5である。本表からも、免震構造とすることによる下部構造への影響の低減が明らかに読み取れる。今後は、これらのデータを設計に取り込む手法の研究が課題となろう。また、本橋完成後、支承の設計変位、固有周期等の確認実験を予定しており、免震設計の有効性等を検証して今後のステップとしたい。

表. 3 地震時保有水平耐力の照査

	P1	P2	P3	P4	P5
許容塑性率	4.379	3.683	5.393	4.991	4.984
等価水平震度	0.21	0.24	0.19	0.21	0.20
保有水平耐力 (t)	378.60	347.17	285.88	278.04	269.70
慣性力 (t)	348.20	346.58	239.58	245.54	250.82

表. 4 動的解析による照査

	A1	P1	P2	P3	P4	P5	A2
支承変位	静的解析	100.42	83.08	77.84	77.84	77.84	97.51
	動的応答スペクトル法	65.76	55.05	36.85	41.59	43.60	47.85
	時刻歴解析法	68.72	58.70	38.82	44.74	47.14	51.32
モーメント	静的解析	3998.1	4854.4	3652.9	2777.8	2322.4	1992.3
	動的応答スペクトル法	828.9	2655.1	2225.6	1754.7	1464.7	1234.7
	時刻歴解析法	856.4	2710.0	2655.7	1929.7	1570.7	1272.4
せん断力	静的解析	426.6	345.1	296.5	238.5	218.3	218.6
	動的応答スペクトル法	47.3	200.0	165.0	140.8	129.5	128.2
	時刻歴解析法	49.4	186.2	206.9	162.6	146.1	138.2

表. 5 非免震構造との比較

	非免震構造			免震構造		
	軸力	せん断力	曲モーメント	軸力	せん断力	曲モーメント
P1	2100.6	359.3	4793.2	2100.6	336.6	4704.7
P2	1793.9	388.4	5062.8	1793.9	287.2	3677.2
P3	1534.0	392.4	4760.8	1510.2	241.8	2824.4
P4	1433.3	414.8	4601.5	1372.4	220.1	2345.0
P5	1414.1	479.0	4578.2	1363.4	221.0	2017.0