

反力分散ゴム支承を使用した既設長大橋の耐震補強設計

元木 幸男¹・宮島 崇²・木地谷充良³・北島 勉⁴

¹ 徳島県 県土整備部 道路保全課 (〒770-8570 徳島市万代町一丁目1番地)

² 徳島県 県土整備部 道路建設課 (〒770-8570 徳島市万代町一丁目1番地)

³ 株式会社 長大 大阪支社 第二構造技術部門 (〒550-0013 大阪市西区新町二丁目20-6)

⁴ 株式会社 長大 大阪支社 第二構造技術部門 (〒550-0013 大阪市西区新町二丁目20-6)

1. はじめに

徳島県では、市町村役場までの緊急輸送路を平成18年度までに確保することを目標とし、早期の仮復旧が困難と予想される橋長15m以上の橋梁（適用が昭和55年道路橋示方書以前）の耐震対策を実施している。

その中で、耐震対策上の大きな問題の一つとして、河川内橋脚の耐震補強に「曲げ耐力補強」が必要となるケースが多いことがあげられる。この場合、アンカー設置のため新設橋脚構築時と同程度の二重締切工等の仮設工が必要となることから、施工性・工期・工費・漁業交渉等の多くの面で実務上解決すべき課題が生じる。

仮に「じん性補強」で対応可能となれば、水上の栈台上で組立てた鋼板を吊降ろして設置する方法等をとることができるので、はるかに施工性が向上するとともに安価となる。また、基礎に対する地震時の負荷も軽減させることができる。

本報告は、この視点に立って、土木研究所の基礎研究室と耐震研究室の指導のもとに、設計検討を行ったものである。

2. 検討概要

検討した橋梁は、徳島環状線にあって一級河川新町川の河口部に昭和51年に建設された橋長470mの3径間連続鋼斜張橋（中央径間250m）の末広大橋である（図-1）。下部構造は、端支点（陸上部）がRC壁式橋脚・場所打ち杭基礎、中間支点（河川内）がRC中空円柱橋脚・鋼管矢板基礎からなる。

当初の検討では、個々の橋脚とそれが支持する上部構造を設計振動単位としたモデル（以下、「単独モデル」という）で動的解析を行い、現況の1点固定では「曲げ耐力補強」が必要であるとの結果を得ていたが、「長大斜張橋の耐震性は、橋全体を適切にモデル化して（以下、

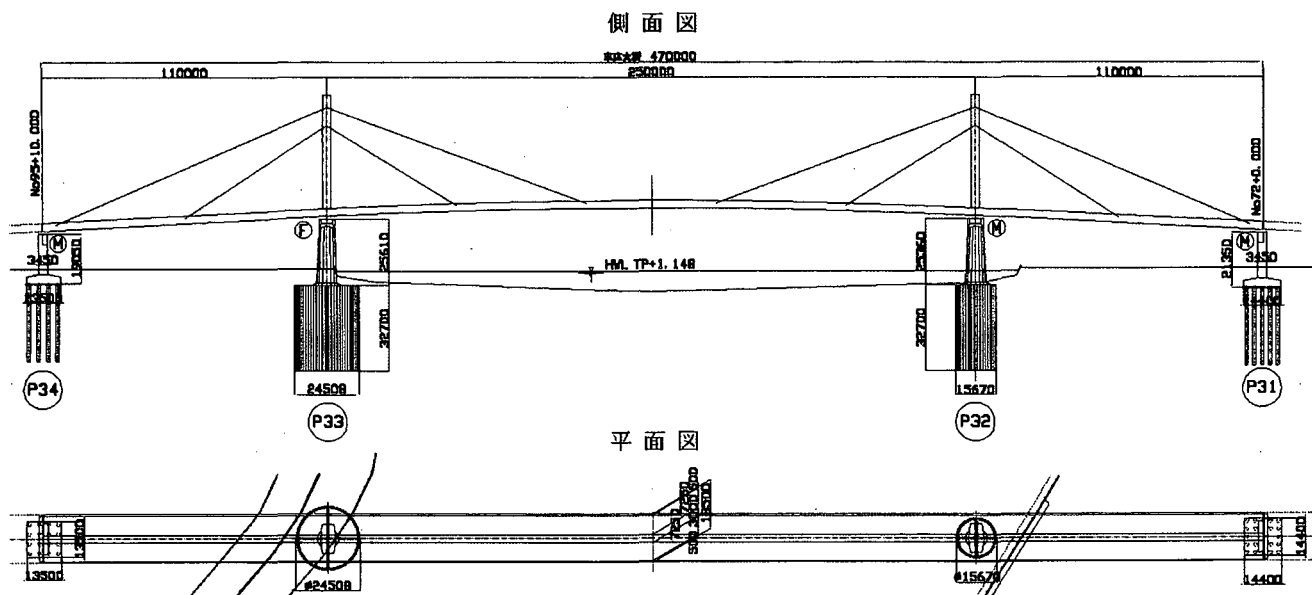
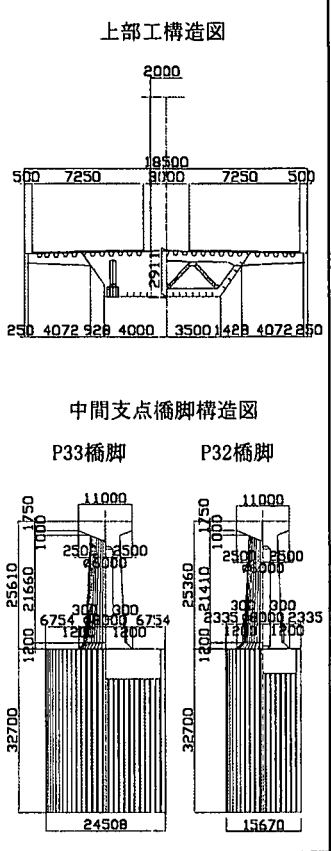


図-1 末広大橋一般図

表-1 構造条件表

側面図					
橋脚	P34橋脚		P33橋脚	P32橋脚	P31橋脚
支承条件	M	M	F	M	M
死荷重反力(tf)	410	-116	2816	2816	-116
形式	形式	RC壁式	RC単柱	RC単柱	RC壁式
	形状	矩形	中空円	中空円	矩形
	断面(m)	3.45×12.0	φ8.0~φ6.0	φ8.0~φ6.0	3.45×12.0
	柱高(m)	15.7	25.61	25.36	18.2
	コンクリート	σ _{ck} =21 N/mm ² (設計当初) → σ _{ck} =27 N/mm ² (本検討)			
鉄筋	主筋	D19ctc125...1段	D35ctc146...4段	D35ctc145...2段	D29ctc125...1.5段
	SD295	変化	1段→3段→1段	2段→1.5段→1段→0.5段	1.5段→1段
基礎	形式	場所打杭	鋼管矢板	鋼管矢板	場所打杭
	平面形状(m)	13.5×13.5	φ24.508	φ15.670	14.4×14.4
	杭径(m)	φ1.2	φ0.914, φ0.813	φ0.914, φ0.813	φ1.2
	長さ(m)	30.0	32.7	32.7	30.0
本数	16	105	65	20	
位置	陸上	河川	河川	陸上	
地盤構成	埋地地盤 (3m~5m : N=4~30) 沖積砂層 (7m~9m : N=4~16) 沖積シルト層 (20m~22m : N=3~10) 洪積砂レキ層 (支持地盤 : N=50)				
地盤種別	Ⅲ種				
液状化	タイプI	0~2/3	1/3~2/3	2/3~1	1/3~2/3
	低減DE	タイプII	0~2/3	2/3~1	2/3~1



‘全体系モデル’ という動的解析により評価するべきである」との方針に立ち返って、耐震性を再検証するとともに、「じん性補強」を新たな目標とした。

一般に可動橋脚では、橋軸方向の耐力は橋軸直角方向の耐力に比べて小さいが、本橋の河川内可動橋脚は中空円形断面であるので、橋軸方向にも橋軸直角方向（橋の全重量の約40%の地震時慣性力を支えている）と同程度以上の耐力期待できる。この利点を有効に生かす方法として、可動橋脚に反力分散ゴム支承を新設し、固定橋脚が支持していた地震時慣性力の一部を分担させる方法を採用した。

このとき、反力分散ゴム支承が制約された形状の範囲で要求性能を満たすためには、圧縮を受けないゴム支承の許容せん断ひずみ（疲労限界）、桁の回転に伴うゴム支承の許容引張応力度、引張バネ強さ等を把握することが必要となり、これらをゴム支承協会に委託して、筑波大学の庄司講師の協力を得て実験を行った。その結果を全体系モデルに反映させて動的解析を行い、所期の目的が達成できることを検証した。

3. 設計条件

(1) 適用基準

耐震設計の基本的な考え方は、道路橋示方書（以下、

‘道示’ という）等^{1) 2) 3)}を準用した。

(2) 構造条件

構造諸元は表-1に示すとおりである。既設コンクリートは、縦ひびわれが顕著であるが耐力上問題となる水平ひびわれが軽微であること、中性化深さも0~33mm（平均13mm）であることから健全であると評価した。劣化の進行については、鋼板を巻き無収縮モルタルを充填するので進行は防止できるとした。

また、一軸圧縮強度試験から 39.4 ~ 56.3N/mm²、シュミットハンマ試験から 26.7 ~ 32.3N/mm² の強度を得たことから、コンクリートの設計基準強度を 27N/mm² として検討を行った。

4. 設計方針

(1) 基本方針

中央支間 250m の長大橋であるので、橋軸方向・橋軸直角方向とも橋全体を設計振動単位とした動的解析を行い、これに基づき、橋脚の耐震補強設計を行うものとした。

(2) 解析手法および解析条件

解析手法および解析条件は表-2を基本とした。

表-2 動的解析の解析手法および解析条件

		解析手法・条件	
解析手法		材料非線形を考慮した時刻歴応答解析法	
入力地震波		道示Vに規定された標準加速度応答スペクトルに適合するように振幅調整した加速度波形	
応答値		3波平均	
モデル	(鋼) 上部工	質量	離散系モデル
		部材	弾性骨組モデル
	(RC) 橋脚	質量	離散系モデル
		部材	骨組モデル
	材料非線形		M ~ φ
地盤・基礎		道示Vの動的せん断変形係数をもとにした等価線形バネ	
数値積分法	方法	ニューマークβ法(β=1/4)	
	時間刻み	0.01 sec	
	収束誤差	0.0001	
復元力モデル		武田モデル(γ=0.4)	
減衰	減衰マトリックス		レイリー型減衰
	減衰定数	(鋼) 上部工	0.02
		(RC) 橋脚	0.02
	基礎		0.20

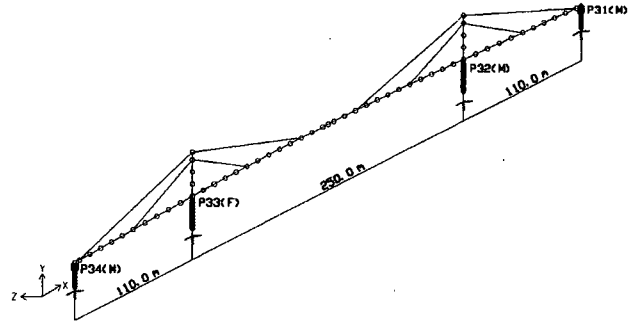


図-2 全体系3次元骨組モデル

塑性ヒンジ区間外では、最大応答曲率 ϕ_r と降伏曲率 ϕ_y を比較して耐震性を評価した。

$$\phi_y = \phi_{yo} \times \frac{M_u}{M_{yo}} \quad (2)$$

M_{yo} : 初降伏曲げモーメント

M_u : 終局曲げモーメント

表-3 末広大橋固有振動数の比較

振動モード	対称性	次数	実測値(Hz)		計算値(Hz)
			起振機	風による振動	検討モデル
鉛直たわみ	対称	1	0.472	0.48	0.445
		2	1.069	1.09	1.006
		3	1.616	1.64	1.610
	逆対称	1	0.712	0.72	0.692
		2	1.264	1.27	1.243
		3	2.094	—	2.041
ねじり	対称	1	1.446	1.46	1.430
		2	4.444	—	4.385
	逆対称	3	6.712	—	6.900
		1	2.888	2.91	3.009

また、図-2に示す解析モデルの妥当性は、実橋の固有振動数と比較することによって検証した(表-3)。これが可能となったのは、本橋がかつて「東洋一の斜張橋」であったことから、建設当初に実施された起振機試験⁴⁾や風による振動計測⁵⁾から得た振動解析結果が残されていたことによる。

(3) 耐震性の判定

a) 最大応答塑性率

中間支点橋脚は、橋脚高が高く変断面の中空円断面であることから、主要断面の最大応答曲率 ϕ_r に着目して耐震性を評価することを基本とした。

塑性ヒンジ区間では、最大応答曲率 ϕ_r と許容曲率 ϕ_a を比較して耐震性を評価した。

$$\phi_a = \phi_{yo} + \frac{\phi_u - \phi_{yo}}{a} \quad (1)$$

ϕ_{yo} : 初降伏曲率

ϕ_u : 終局曲率

a : 安全率 (タイプI地震) $a = 3.0$
(タイプII地震) $a = 1.5$

b) 残留変位

上部工慣性力作用位置の最大応答水平変位量 δ_r をもとに、道路橋示方書に示された手法を準用して残留変位量 δ_R を求め、許容残留変位量 δ_{Ra} と比較して耐震性を評価した。

$$\delta_R = 0.6 \times (\delta_r - \delta_y) \quad (3)$$

$$\delta_{Ra} = \frac{1}{100} \times h_p \quad (4)$$

h_p : 柱基部から上部工慣性力作用位置までの高さ

c) 既設支承

支承に作用する最大応答水平力と支承の降伏耐力とを比較して耐震性を評価した。

ただし、現況は、沓本体の耐力より上下部工との溶接接合部の耐力の方が小さい状態にあるので、溶接部をガウジングした後、沓本体の耐力を上回るように再溶接を行うものとした。

なお、現可動支承の下沓ストッパーとサイドブロックが衝突することも予想されるが、衝突力がストッパーの降伏耐力を超える場合は、現可動支承には抵抗を期待しないものとした。

5. 耐震補強方法の検討

(1) じん性補強の可能性

中間支点橋脚の支承条件を1点固定(F、M)から2点固定(F、F)に変更した場合、橋軸方向地震に対して、じん性補強後(鋼板巻立 $t=12\text{mm}$, アンカーなし)の

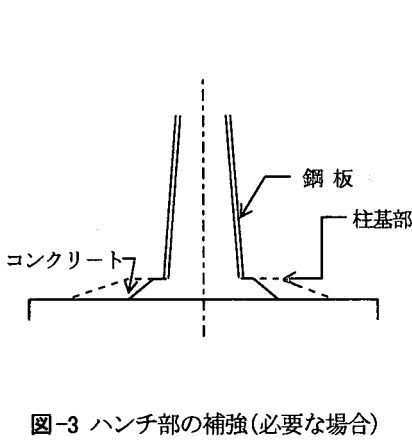


図-3 ハンチ部の補強(必要な場合)

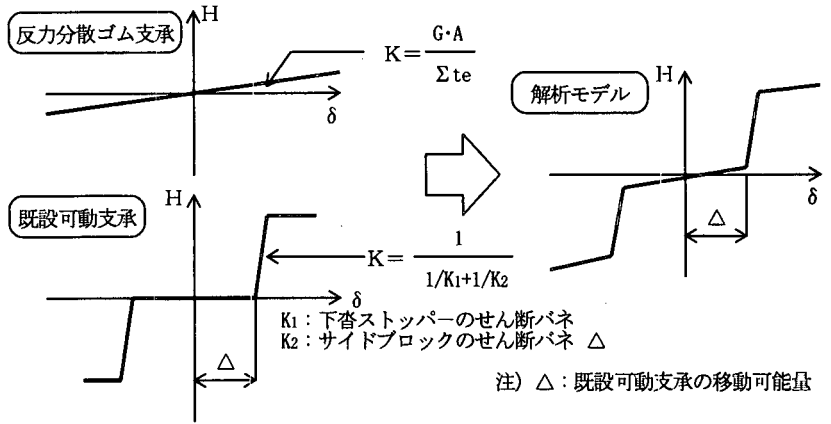


図-5 反力分散支承の解析モデル(事前検討)

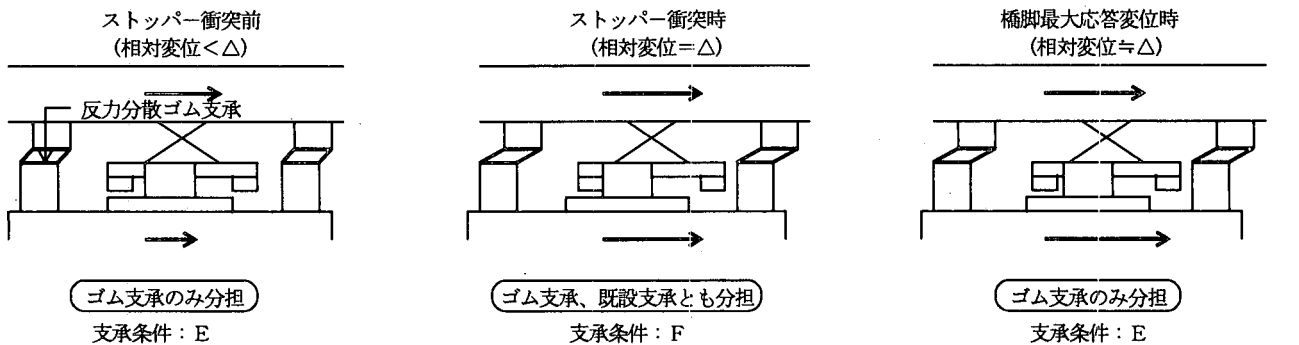


図-4 反力分散化の概念図

表-4 支承条件を変更した場合のじん性補強後(鋼板巻立 t=12mm, アンカーなし)の最大応答曲率

			P33橋脚		P32橋脚	
			F		(M →) F	
			橋軸方向		直角方向	
柱基部 タイプI	ϕ_r	$10^{-3} \times 1/m$	1.18	1.12	0.90	
	ϕ_a	$10^{-3} \times 1/m$	1.55	1.02	1.02	
	判定		ok	out	ok	
柱基部 タイプII	ϕ_r	$10^{-3} \times 1/m$	2.55	2.42	0.73	
	ϕ_a	$10^{-3} \times 1/m$	4.53	3.09	3.09	
	判定		ok	ok	ok	

注) $\sigma_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$ (設計当初値を使用)

柱基部の最大応答曲率は、表-4に示すように、P32橋脚(現可動)では許容曲率に対してやや超過する程度で、P33橋脚(現固定)では許容曲率を満足する。一方、橋軸直角方向地震に対しても、じん性補強後の柱基部の最大応答曲率は、P32橋脚(現可動)で許容曲率を満足する。

したがって、2点固定の場合に比べてP33橋脚(現固定)への負荷が若干増す程度に反力を分散することができれば、耐震性を満足したじん性補強が可能になると考えた。

(2) じん性補強を目標とした反力分散化の検討

a) 柱基部のハンチ

柱基部のハンチの取り扱いには以下とした。

- ・柱基部のハンチは、そのまま残す。
- ・ハンチ表面鉄筋は無視し、既設の柱軸方向鉄筋のみ有効とした。
- ・コンクリートは、全断面有効とした。
- ・最大応答曲率が許容値を超えない場合、耐震上安全とした。
- ・最大応答曲率が許容値を超過する場合は、図-3に示すようにハンチを広げて対応するものとした。

b) 反力分散化の方法(P32: 現可動橋脚)

図-4に示すように、可動支承の前後に反力分散ゴム支承を設け、既設支承と協同した反力分散構造とした。

なお、高減衰ゴム支承の使用についても検討したが、せん断弾性係数が $G=0.8\text{N/mm}^2$ と反力分散ゴム支承 ($G=1.2\text{N/mm}^2$) に比べて小さく、反力分散効果の低下が減衰効果を上回るため、メリットがないと判断した。

c) 反力分散沓の解析モデル(事前検討)

反力分散ゴム支承の要求性能を得るため、図-5に示すような解析モデルを用いて事前解析を行った。

d) 反力分散ゴム沓のせん断パネ強さ

温度変化($\pm 35^\circ\text{C}$)による桁伸縮量は、骨組計算より求めた値に安全代を含めて 60 mm とした。

本橋で使用するように、死荷重によって圧縮されていない

表-5 反力分散ゴム支承のせん断バネ強さの試算

ゴム支承配置図				
形状	有効厚 Σt_e	せん断定数G	箇所	せん断バネ強さ
mm×mm	mm	N/mm ²		KN/m
700×1050	88	1.2	8	80182
900×1050	88	1.2	8	103091

いゴム支承の許容せん断ひずみについては規準化されたものはないが、一般的な常時の許容値である 70 %をとれば⁶⁾、ゴム支承の必要有効高は 88mm となる。

反力分散効果を高めるためには、ゴム支承の平面積を広げてせん断バネ強さを大きく確保することが必要であるが、表-5に示すように橋脚上の配置に制約を受けるため、せん断バネ強さは 80000 ~ 100000kN/m 程度となる。

e) 反力分散化の試算結果

せん断バネ強さを 75000kN/m と 100000kN/m の 2 ケースで与えて、反力分散化の試算を行った。

表-6に示す P33橋脚 (現固定) の応答結果から、所期の反力分散効果 (固定橋脚はじん性補強で対応可能で、既設支承は損傷しない) を得るためには、ゴム支承のせん断バネ強さは 100000kN/m 程度必要であることがわかった。

なお、可動支承の下沓ストッパーとサイドブロックの衝突は、タイプ I 地震では生じず、タイプ II 地震で起きる。橋脚の最大応答変位前に衝突が生じ、最大応答変位時には両者は離れ、固定支承と反力分散ゴム支承が上部地震震時慣性力を支えた状態になっている。衝突と最大応答にはタイムラグがあり、衝突時の衝撃力は支承部には影響を与えるが、橋全体の最大応答にはほとんど寄与していない。また、ストッパーが完全に破損した場合を想定して、固定支承と反力分散ゴム支承からなるモデルで別途検討を行った結果、ゴム支承のせん断ひずみは増すが、橋全体の耐震性はほとんど変わらないことを確認した。

一方、P32橋脚 (現可動) については、P33橋脚 (現固定) と P32橋脚 (現可動) の上部工重量の分担比が 7 : 3 ~ 6 : 4 となり、橋軸直角方向と同程度以下の重量を分担することになるので、じん性補強で対応できることを確認した。また、段落し位置および塑性ヒンジ区間直上部については、最大応答曲率が初降伏曲率以下であることを確認した。

表-6 反力分散ゴム支承のバネ強さと地震時応答の関係 (固定橋脚 P33に着目)

		反力分散ゴム支承のバネ強さ		
		75000 kN/m	100000 kN/m	
		h=0.04	h=0.04	
タイプ I 地震	応答曲率 (10 ⁻³ ×1/m)	柱基部	1.60 (1.08)	1.42 (0.96)
		ハンチ上	0.44 (0.57)	0.42 (0.54)
		ハンチ下	0.22 (0.26)	0.22 (0.26)
	応答変位 (m)		0.137 (0.74)	0.127 (0.68)
残留変位 (m)		0.029 (0.11)	0.023 (0.09)	
タイプ II 地震	衝突力 (kN)	22315 (0.86)	22383 (0.86)	
	P32下沓ストッパー降伏せん断ひずみ (%)		0	0
	P32下沓ストッパー降伏せん断ひずみ (%)		9.1	2.9

注) () 内は許容値に対する超過率

6. 反力分散ゴム支承の実験

(1) 目的

本橋に使用するゴム支承は地震時の反力分散のみを目的としたものであるため、一般のゴム支承と異なり、常に死荷重による圧縮応力を受けていない状態で、温度変化によるせん断変形を繰り返し受ける。また、可動支承の前後に設置するため、活荷重による桁のたわみによって圧縮応力と引張応力を交互に繰り返し受けることになる。そこで、地震時に所期の機能を発揮するためには、以下の事項を確認する必要がある。

- ① 圧縮応力ゼロの状態、繰返しせん断変形を受けるゴム支承の許容せん断ひずみ
- ② 繰返しせん断変形を受けるゴム支承の許容引張応力度
- ③ ゴム支承の引張バネ強さ

このような条件下でのゴム支承の性能に対する定量的な知見がないこと、性能の如何によっては、じん性補強を目的とした反力分散化が成立しなくなること等から、これらの検討をゴム支承協会に委託して、筑波大学の庄司講師の協力を得て実験を行い検証するものとした。

(2) 実験結果

引張応力が 2N/mm² 程度以下では、せん断バネ強さはほとんど低下しないこと、引張応力が 1N/mm² 程度であれば、50 年耐用として許容せん断ひずみを 90 %とすることができることが確認された。また、引張バネ強さは圧縮バネ強さの 1/4 となることも確認された。

7. 実験結果を反映させた最終検証

(1) 採用した反力分散ゴム支承の形状

表-7 反力分散ゴム支承の形状比較

	単位	タイプA	タイプB
有効厚 Σte	mm	68	88
平面形状	mm	700×1050	900×1050
支承数	個	8	8
せん断パネ定数	kN/m	101685	101028
温度変化(+35℃)せん断ひずみ	%	88.2	68.2
B活荷重載荷時最大平均引張応力度	N/mm ²	2.33	1.76
評価	-		○

表-8 実験結果を反映した動的解析結果
(固定橋脚P33に着目)

			ケース1	ケース2
			90650 kN/m	K1=165620 kN/m
			h=0.07	K2= 65660 kN/m
タイプI	応答曲率 (10 ⁻³ ×1/m)	柱基部	1.33 (0.90)	1.37 (0.93)
		ハンチ上	0.45 (0.58)	0.38 (0.50)
		ハンチ下	0.22 (0.25)	0.21 (0.24)
地震	応答変位 (m)	0.124 (0.67)	0.123 (0.66)	
	残留変位 (m)	0.021 (0.08)	0.020 (0.08)	
タイプII	応答曲率 (10 ⁻³ ×1/m)	柱基部	2.93 (0.72)	3.14 (0.77)
		ハンチ上	1.15 (0.82)	1.09 (0.78)
		ハンチ下	0.65 (0.40)	0.55 (0.34)
地震	応答変位 (m)	0.245 (0.64)	0.249 (0.65)	
	残留変位 (m)	0.094 (0.36)	0.096 (0.37)	
震	衝撃力(kN)	支承	22785 (0.88)	21932 (0.85)
	衝撃力(kN)	支承	27675 (1.07)	25578 (0.99)

注) () 内は許容値に対する超過率

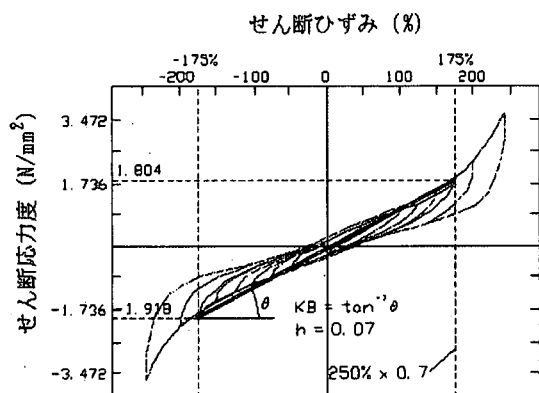


図-6 反力分散ゴム支承のモデル化(等価線形パネモデル)

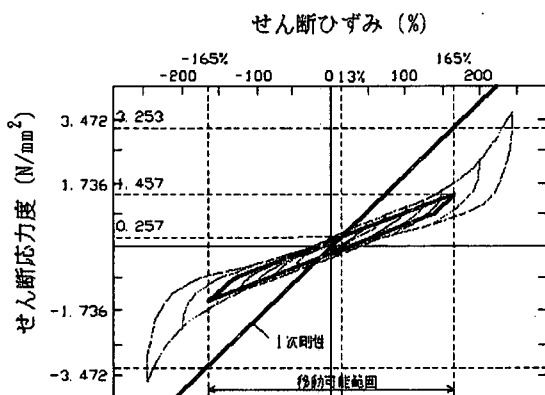


図-7 反力分散ゴム支承のモデル化(バイリニアモデル)

表-7に示すように、反力分散ゴム支承は、B活荷重載荷時の最大平均引張応力度が 2N/mm² 以下となる形状を選んだ。

(2) 実験結果に整合したゴム支承のモデル化

表-7のタイプBのモデル化は、1N/mm² の引張力を受けた状態でのせん断変形性能試験結果を反映した次の2ケースとした。

ケース1：履歴曲線から得た等価剛性、等価減衰定数を有す線形パネ (図-6)

ケース2：履歴曲線をバイリニア化した復元特性を有すパネ (図-7)

また、鉛直方向には、引張側が圧縮側の1/4のパネ強さとなる非線形パネを与えた。

(3) 動的解析結果

反力分散ゴム支承の実験結果を反映したモデルを用いて動的解析を実施した結果は表-8に示すとおりであり、本橋の使用条件下で通常のゴム支承を用いてじん性補強を目的とした反力分散化を図ることができることを確認した。また、表-6の右欄との比較から、ゴム支承に関して一般的な特性を与えたモデルによる動的解析結果は、ほぼ安全側の解を与えることも確認できた。

8. おわりに

橋軸直角方向地震に対して、柱はじん性補強で耐震上安全であるが、中間支点橋脚では、桁の回転により過大な押し込みや浮上りが生じるため、桁杓と張出し梁を補強し、端支点橋脚では、ペンデル支承に損傷が及ばないようにウインド支承を補強した (表-9)。

なお、基礎は、じん性補強による負荷軽減により、無補強で安全であることを確認した。

表-9 既設支承および梁の耐震補強(橋軸直角方向)

		補強方法
中間点	梁	曲げ アウトケーブル(12T15.2B)4本(片側)使用
	せん断	P.C鋼棒(φ32)32本(浮上防止アンカー兼用)
端支点	桁杓	浮上り防止装置設置
	ウインド杓	変位制限装置設置

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 I, II, IV, V (日本道路協会) (平成8年12月)
- 2) 道路橋の耐震設計に関する参考資料 (日本道路協会) (平成9年3月)
- 3) 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料 (日本道路協会) (平成9年8月)
- 4) ISSN 0386-5878 土研資料 第1561号 Aero.44/ST.Division
- 5) 土木研究所資料 耐風調査報告書(VIII-1979)S5.3
- 6) 道路橋支承便覧 (日本道路協会) (昭和48年4月)