

## 5号湾岸（垂水）線名谷高架橋の耐震設計

保全施設部 保全技術課 谷 征 夫  
神戸第一建設部 設計課 南 莊 淳  
保全施設部 保全技術課 加賀山 泰 一  
工務部 工務第一課 川 上 順 子

### 要 旨

5号湾岸（垂水）線名谷高架橋は、橋長約600mの10径間連続PC箱桁橋であり、積層タイプの弾性ゴム支承を用いた水平反力分散形式を採用した我が国でも最大級のコンクリート橋である。本橋の設計は兵庫県南部地震の発生直後に実施しており、橋脚工の工事については既に着手済等の厳しい制約条件下で進めた。本稿では、本橋の「復旧仕様」の適用を基本とした設計、これに伴う各種確認実験について報告するものである。

キーワード：10径間連続PC箱桁橋、水平反力分散形、フェールセーフシステム

### はじめに

名谷高架橋は、平成10年4月に供用開始した明石海峡大橋関連道路の一つである。阪神高速道路5号湾岸（垂水）線に位置する橋長約600mの10径間連続PC箱桁橋であり、積層タイプの弾性ゴム支承を用いた水平反力分散形式を採用した我が国でも最大級のコンクリート橋である。図-1に位置図を示す。

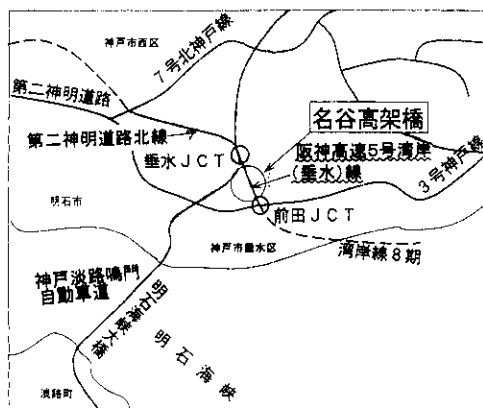


図-1 位置図

本橋上部工の設計は兵庫県南部地震の発生直後の平成7年度に実施しており、橋脚工の工事については既に着手済等の厳しい制約条件の下で進めた。「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」（以下「復旧仕様」）の適用を基本としてその設計を進めることとしたが、本橋は規模的にも国内最大級であり、同地震の被災事例を参考にし、橋梁全体の耐震性の向上を図るため、特にデータの不足している積層ゴム支承についての模型実験による極限状態の確認や、ノックオフ機能の構造検討、並びにその確認実験を実施した。

### 1. 橋梁概要

#### 1-1 橋梁諸元

橋梁諸元を表-1に、橋梁一般図を図-2、3に示す。

#### 1-2 構造の特徴

本橋は橋長584.5mの10径間連続PC箱桁橋で、最大支間長86.0mであり、連続桁形式のコンク

リート橋としては我が国最大級の規模である。

上部構造は本線部6車線，付加車線2車線の合計8車線34.6mという広幅員であること等から，上下線分離構造である。両端は橋台で支持されている。主桁断面は2室の多重箱桁断面を採用した。また，下部構造は，上下線一体構造の直接基礎で，橋脚は景観を考慮した八角形の断面を採用した。なお，橋脚高は17.0m～29.0mとなっている。

最大加速度記録が観測された神戸海洋気象台に近く，また今後の地震防災上からも，湾岸線の一部となる重要な構造物であることから，より一層耐震安全性の向上が望まれた。そこで，上部工事の詳細設計においては，兵庫県南部地震クラスの地震に対しても耐えられることを目標とした。兵庫県南部地震が本橋梁の下部工事に着手した矢先に

## 2. 耐震設計

### 2-1 基本方針

本橋梁の架橋位置は，兵庫県南部地震において

表-1 橋梁緒元

橋種	プレストレストコンクリート橋
道路規格	第2種第1級
形式	10径間連続桁
橋長	584.5m，曲率半径 R=750m
幅員	16.25～22.19m
設計荷重	B活荷重
示方書	道示(平成2年)，復旧仕様

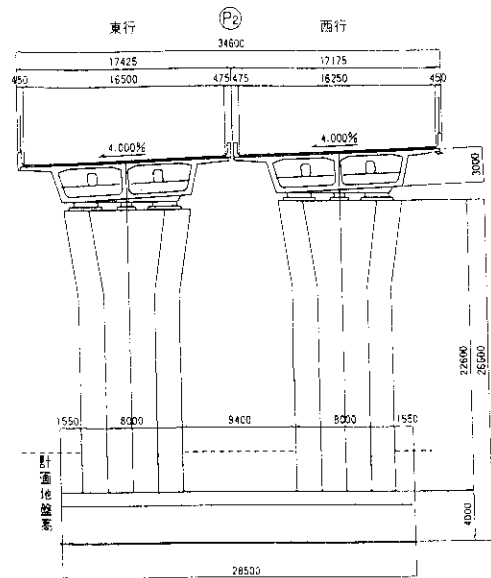


図-3 断面図

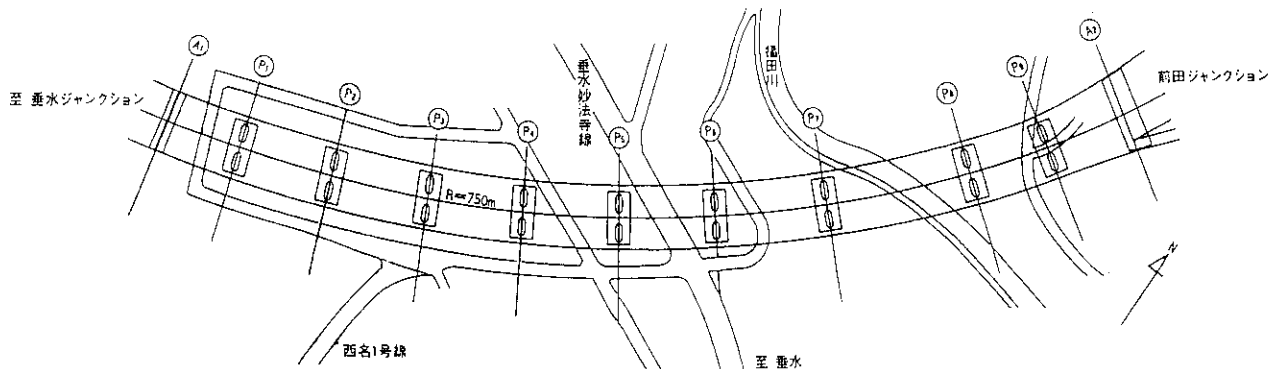
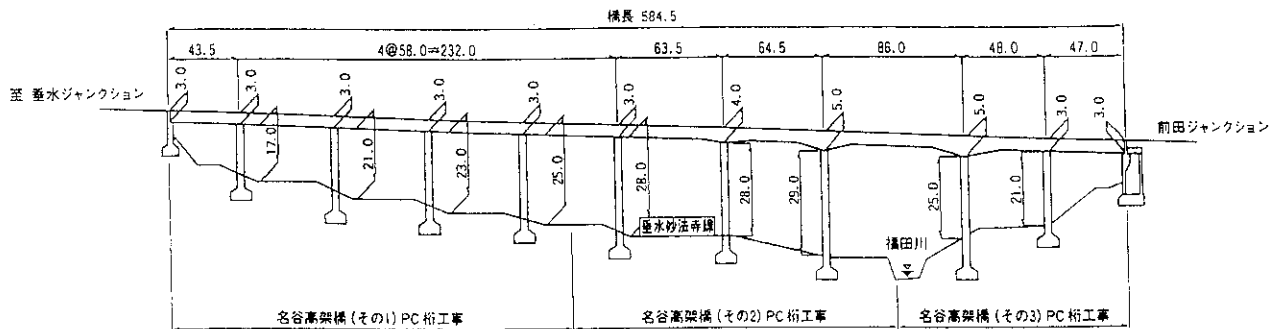


図-2 構造一般図

発生したこともあり、現場で対応できる限りにおいて橋脚の主鉄筋や帯筋の追加などを実施するとともに、上部工の慣性力を極力低減させるために桁高を全長にわたって50cm低減させることにより上部工の軽量化を図ることとした。また、道路橋示方書に規定されるいわゆる地震時保有水平耐力レベルの地震や今回の兵庫県南部地震においても、支承の機能が維持されることを前提とした設計を行った。

## 2-2 フェールセーフシステムの構築

耐震設計上考慮する地震力としては、道路橋示方書V耐震設計編(平成2年)に規定される震度法レベル(L1レベル)、地震時保有水平耐力レベル(L2レベル)、および復旧仕様に規定される兵庫県南部地震に相当する簡便法レベル(L3レベル)の三段回を基本とした。なお、本橋の固有周期は $T=2$ 秒程度と長周期であるため、L2レベルの地震力の方がL3レベルの地震力を上回る結果となった。図-4に各レベルにおける固有周期と設

計水平震度の関係を示す。さらに、設計地震力を超える地震力についても考慮し、橋梁全体の破壊過程を明確にして、落橋や橋脚の崩壊など壊滅的な破壊に至らないようなフェールセーフシステムを構築した。なお、L2(L3)レベルを上回るさらに大きな地震力としては、事実上橋脚に作用する最大地震力となるゴム支承破断時の水平力を考慮した。これを用いた各部材の照査を行い、ゴム支承破断時においても各部材が終局限界状態には至っていないことを確認した。

表-2に本橋梁における各照査段階の地震力のレベルと、その時における各部材の挙動を示す。

まず、L1レベルまでは、全ての部材は健全であり、橋脚も弾性域にある。L1レベルを上回る地震力が発生すると、伸縮装置は移動可能量を超え、桁遊間も不足するため、まず桁端部や床版等のRC部材が損傷する。また常時において拘束していた橋軸直角方向ストッパーのテンションボルトが破断し、橋軸直角方向についてもゴムの弾性変形が

表-2 各地震レベルと部材の挙動

地震レベル		L1地震時	L2(L3)地震時	さらに大きな地震
橋脚	橋軸方向	弾性域 基部にひび割れ発生	塑性域 基部の鉄筋降伏	
	直角方向	弾性域 基部にひび割れ発生	塑性域 基部の鉄筋降伏	
弾性ゴム 支承	橋軸方向		ゴムせん断歪み150%	破断歪み相当
	直角方向	ストッパーにて固定	ゴムせん断歪み300%	破断歪み相当
ストッパー	直角方向	正常に機能(固定)	テンションボルト破断	
落橋防止 装置	橋軸方向		緩衝材接触 作動	桁かかりは残る
	直角方向	直角方向には主桁は橋脚から落下しない		
桁遊間	橋軸方向		桁端がバラベットの接触	
	直角方向	上り線と下り線が接触(中央分離帯の損傷)		
伸縮装置	橋軸方向	正常に機能	伸縮ストップ 損傷	
	直角方向	ストッパーにて固定	伸縮ストップ 損傷	

生ずるため、橋梁の固有周期が増大するとともに上部工慣性力は低減する。

L2 (L3) レベルでは、橋脚基部の鉄筋は既に降伏して塑性域に入るが、支承はまだ健全である。L2 (L3) レベルを上回るさらに大きな地震が発生すると、ゴム支承のせん断ひずみが終局に至り破断する。しかし橋脚はまだ終局限界状態に至らず、落橋防止装置が作動するとともに、仮に落橋防止装置が破損しても桁かかり長が確保されていることから落橋には至らない。

表-3に照査に用いた各地震レベルの水平震度と各部材の許容値を示す。

### 2-3 非線形動的解析

橋梁全体の動的特性を把握し、大地震時における耐震安全性を照査するため、全橋モデルによる非線形動的解析を行った。解析方法は各部材の非線形性を考慮した弾塑性時刻歴応答解析とし、解

表-3 各地震レベルと耐力の設定

		L1	L2 (L3)	さらに大きな地震
設計水平震度	橋軸方向	$K_h = 0.16$	$K_{hc} = 0.52$ ( $K_{hc} = 0.44$ )	ゴム支承許容最大歪み( $\gamma = 300\%$ )相当分の水平力
	直角方向	$K_h = 0.20$	$K_{hc} = 0.56$ ( $K_{hc} = 0.50$ )	
ゴム支承		$\gamma \leq 150\%$	$\gamma \leq 300\%$	破断( $\gamma = 300\%$ )
支承鋼製部材		$\sigma_{sy}/1.7 \times 1.5$	$\sigma_{sy}$	$\sigma_{pu}/1.15$
橋脚		許容応力度以下	地震時保有水平耐力	

析モデルは図-5に示す全体骨組モデルを用いた。RC部材のモデル化は各断面ごとに複数のエレメントに分割したファイバーモデルを用い、弾性ゴム支承は線形ばねとしてモデル化した。また、各部材の減衰定数は上部工 $h = 3\%$ 、橋脚 $h = 5\%$ 、弾性ゴム支承 $h = 2\%$ とした。なお、入力地震動は神戸海洋気象台(NS成分)を用いた。

解析は、ゴム支承のバネ値については設計値( $K_0$ )を用いた場合(ケース1)と、経年劣化および製品のバラツキを考慮した値( $1.4K_0$ )を用いた場合(ケース2)の2ケースについて行った。表-4に主な解析結果を示す。表より、各最大応答値は許容値内であり、耐震安全性は確保されて

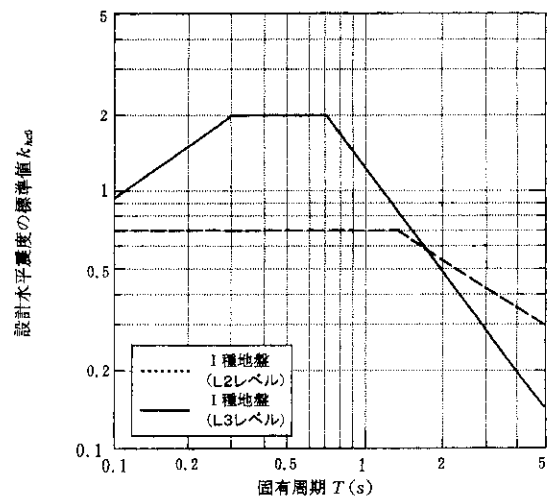


図-5 I種地盤における応答スペクトル

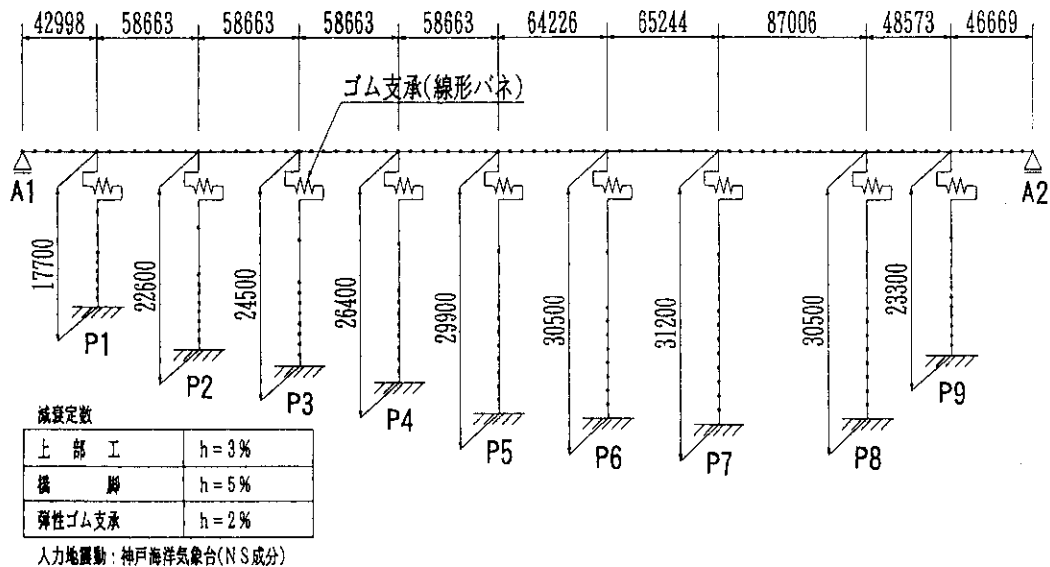


図-4 解析モデル

いることが確認された。以下に各応答値に対する考察を述べる。

(1) 主桁の応答

主桁の最大応答加速度はケース1で299Gal、ケース2で348Galとなっており、基盤の入力加速度(max818Gal)に対してかなり低減されている。これは主桁がゴム支承によって柔らかく支持され、長周期化されていること、さらに、橋脚の履歴減衰によって地震エネルギーが吸収されるためである。主桁の最大応答変位はケース1で373mm、ケース2で355mmとなっており、桁かかり長に対しては充分小さな値であるため、橋台部での落橋の危険性はない。しかし主桁と橋台間の遊間300mmに対しては桁の移動量が上回る結果となっており、これは主桁と橋台間に衝突が生じる可能性を示している。そこで主桁の衝突による橋台に作用する水平力を算定した結果、橋台の保有水平耐力に比べて小さい値であることが確認された。また、橋台は背面の地盤によって支持されているため、橋台の安定には問題とならないものと判断した。

(2) 支承の応答値

ゴム支承の変形量については、ケース1、2ともせん断ひずみ率が150%以下であり、許容値300%に対してかなり余裕がある。これは支承を設計する際に考慮する地震時水平力には、橋脚の履歴減衰による水平力の低減効果は含まれておらず、動的解析の結果に比べ、大きな水平力によって設計されているためである。従って、実際に支承はかなりの安全率を有していると考えられる。

(3) 橋脚の応答値

図-6, 7に橋脚下端の曲げモーメントおよび、橋脚天端の応答変位を示す。橋脚下端の曲げモーメントおよび橋脚天端の水平変位は各橋脚においてそれぞれ降伏点を上回っており、橋脚部材が塑性域に入っていることを示している。しかし、水平変位から算出した最大応答塑性率は $\mu=2.7$ 程度であり、地震時保有水平耐力から決定される許容塑性率( $\mu=5.2$ )に対しては小さな値であるため、兵庫県南部地震規模の地震に対しても十分な

変形能力を保持していると考えられる。

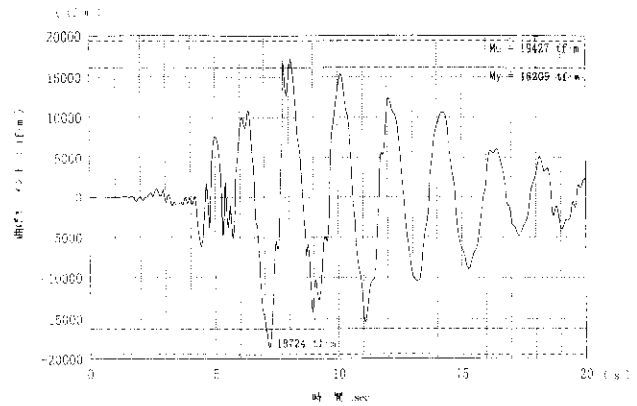


図-6 橋脚下端曲げモーメント

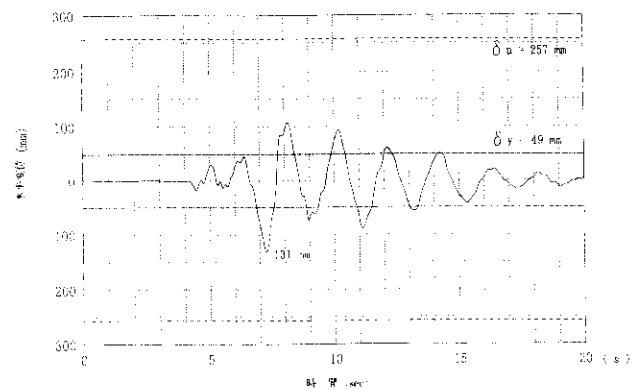


図-7 橋脚天端水平変位

表-4 非線形解析の結果

項目	ケース		許容値		
	ケース1 (Ko)	ケース2 (1.4Ko)			
主桁	水平方向加速度 (gal)	299	348		
	水平方向変位 (mm)	373	355		
ゴム支承	P <sub>1</sub> 橋脚	支承変形量 (mm)	278	266	585
		せん断ひずみ%	142	136	300
	P <sub>2</sub> 橋脚	支承変形量 (mm)	212	177	600
		せん断ひずみ%	106	(88)	300
P <sub>3</sub> 橋脚	支承変形量 (mm)	265	250	552	
	せん断ひずみ%	144	135	300	
橋	P <sub>1</sub> 橋脚	天端水平変位 (mm)	95	131	257
		下端せん断力 (tf)	1182	1,336	4,063
	P <sub>2</sub> 橋脚	下端曲げモーメント (tf・m)	16,698	18,724	19,427
		天端水平変位 (mm)	175	205	722
P <sub>3</sub> 橋脚	下端せん断力 (tf)	1,630	1,527	9,550	
	下端曲げモーメント (tf・m)	32,409	32,859	42,345	
脚	P <sub>1</sub> 橋脚	天端水平変位 (mm)	131	159	519
		下端せん断力 (tf)	1,487	1,435	4,210
	下端曲げモーメント (tf・m)	22,260	22,730	24,280	

### 3. 支承

本橋は地震時保有水平耐力度レベルの大規模地震時にも、ゴム支承による水平力の分散効果を期待する設計を行っているが、これまでにゴム支承のせん断耐力の確認等、大変形領域での実験例は少なく設計に使用するデータが少ない。したがって、ゴム支承を設計するにあたり、あらかじめゴム支承の大変形領域の特性を把握する必要があった。図-8に支承の一般図を示す。

#### 3-1 実験方法

今回、2分の1縮尺の供試体を4体製作し、実験を行った。圧縮せん断試験機を使用し、支圧応力度が30~80kgf/cm<sup>2</sup>の圧縮ばね定数と死荷重相当の鉛直荷重載荷時におけるせん断ひずみが70~325%のせん断ばね定数および等価減衰定数の測定を行った。表-5に供試体諸元を示す。

#### 3-2 実験結果

各供試体の実験結果を表-6と表-7に示す。静的せん断弾性係数の水平変位依存性について

表 5 支承実験供試体諸元

項目	単位	実機	1/2供試体
縮尺比		1	1/2
平面寸法 (有効寸法)	cm	150×180 148×178	75×90 (74×89)
ゴム層	cm	4.1×4層	2.0×4層
最大反力	tf	1619.1	404.8
死荷重反力	tf	1293.4	323.4
せん断ばね定数	tf/cm	19.3	9.9
圧縮ばね定数	tf/cm	12376	6661

表-6 圧縮ばね定数

供試体	Kc測定値(tf/cm)	誤差(%)
①	5.909	-11.3
②	5.945	-10.8
③	6.368	-4.4
④	6.035	-9.4

Kc：圧縮ばね定数

誤差：Kc測定値の、Kc設計値との差(%)

は、図-9に示すようにせん断ひずみが150~200%まではほとんど変化は見られないが、200%を超えるあたりから硬化が顕著になることが確認された。また、等価減衰定数は水平変位の増加に伴って減少する傾向にあるが、せん断ひずみ150%~300%で4%~3%程度の減衰性能を有することが確認された。さらに、供試体①では300%変形後のせん断ばね定数の変動を測定するため、70%変形時の測定を再度行っている。そのときのばね定数の変化率は設計値対比で約2%の減少が見られた。今回の実験では安全を考慮してせん断ひずみ325%時までしか載荷を行わず、供試体の破壊には至らせなかったが、実験経過の観察からゴム支承のせん断耐力は概ね350%程度と推定された。

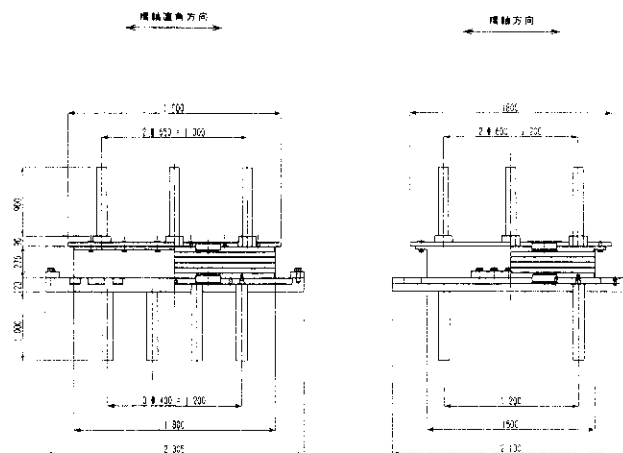


図-8 支承一般図

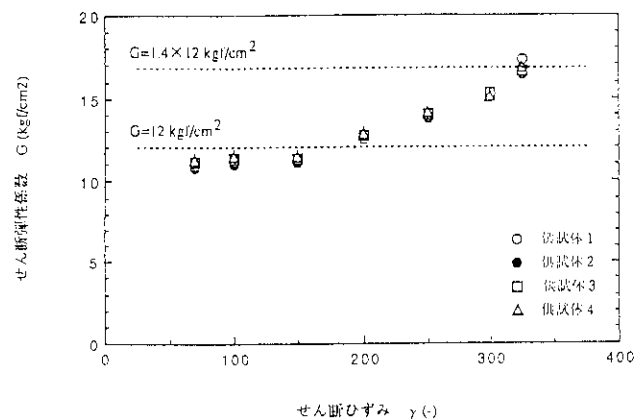


図-9 せん断ひずみとせん断弾性係数

表-7 せん断ばね定数と等価減衰定数

供試体		70%	100%	150%	200%	250%	300%	325%	70%	325%
①	Ks(tf/cm)	9.09	9.20	9.32	10.47	11.54	12.56		8.91	14.31
	誤差(%)	-8.2	-7.2	-5.9	+5.8	+16.6	+26.9	-	-10.0	+44.5
	heq(%)	4.4	4.2	4.0	3.5	3.4	3.1		4.4	3.1
②	Ks(tf/cm)	8.99	9.08	9.17	10.34	11.33	12.41	13.58		
	誤差(%)	-9.1	-8.3	-7.4	+4.4	+14.5	+25.4	+37.2	-	-
	heq(%)	4.4	4.2	4.0	3.5	3.4	3.1	3.1		
③	Ks(tf/cm)	9.15	9.29	9.31	10.43	11.48	12.54	13.72		
	誤差(%)	-7.6	-6.2	-6.0	+5.3	+16.0	+26.6	+38.2	-	-
	heq(%)	4.4	4.2	4.0	3.6	3.4	3.1	3.1		
④	Ks(tf/cm)	9.22	9.39	9.40	10.54	11.60	12.37	13.85		
	誤差(%)	-6.8	-5.1	-5.1	+6.5	+17.2	+25.0	+39.9		
	heq(%)	4.4	4.2	4.0	3.5	3.4	3.0	3.1		

Ks (tf/cm) : せん断ばね定数, 誤差 (%) : Ks測定値とKs設計値との差, heq (%) : 等価減衰定数

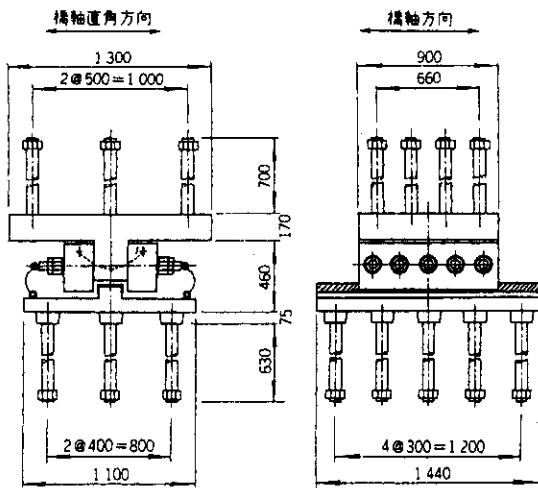


図-10 ストッパー一般図

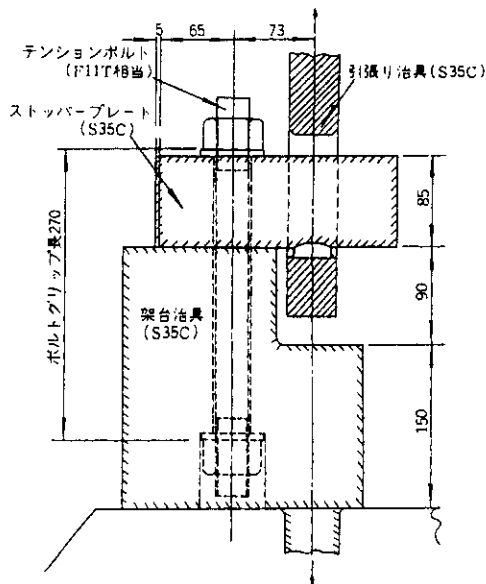


図-11 ストッパーモデル試験要領

表-8 1/2 供試体の引張り試験結果

	供試体 No.	降伏点強さ (kgf/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (kgf/mm <sup>2</sup> )
無処理	No.1	116	123
	No.2	116	122
	No.3	114	121
	平均	115	122
防錆処理	No.1	112	120
	No.2	114	121
	No.3	112	120
	平均	113	121

表-9 1/2 モデル機能試験の結果

表面処理	供試体 No.	比例限度荷重		ボルト破断時荷重	
		試験機	ボルト位置 (換算値)	試験機	ボルト位置 (換算値)
		Py (tf)	$\sigma_y$ (kgf/mm <sup>2</sup> )	Pu (tf)	$\sigma_u$ (kgf/mm <sup>2</sup> )
無処理	No.1	-	-	34.18	129.4
	No.2	23.47	88.8	33.78	127.8
	No.3	25.51	96.5	33.32	126.1
	No.4	22.96	86.9	33.08	125.2
	No.5	25.51	96.5	33.24	125.8
	平均	24.36	92.2	33.36	126.2
防錆処理	No.1	27.55	104.1	33.64	127.1
	No.2	27.04	102.2	33.34	126.0
	No.3	27.55	104.1	33.49	126.6
	No.4	27.04	102.2	33.27	125.7
	No.5	27.55	104.1	33.91	124.4
	平均	27.35	103.3	33.53	126.0

## 4. ストッパー

本橋の橋脚上に使用するストッパーは橋軸直角方向の設計において、震度法レベル地震力に対して上部構造を拘束し、保有水平耐力レベルの大地震時にはテンションボルトが破断（下部構造の降伏点以下において）することによって拘束力を開放する構造を採用している。従って、テンションボルトの降伏点または耐力、引張強さの下限値の確認はもとより、設計値に対して確実に破断させるためには引張強さの上限値の確認が重要であった。また、ストッパーの構造上、わずかではあるがテンションボルト自身の伸びによる曲げ応力が作用する。そのためにテンションボルトの耐力や引張り強さが設計値よりも低下する可能性があるため、ストッパー構造としてのテンションボルトの確認実験を行うこととした。ストッパーの一般図を図-10に示す。

### 4-1 実験方法

支承と同様、2分の1縮尺とし、テンションボルト1本分の幅でストッパー構造をモデル化し、図-11の要領で行った。また、防錆処理時の熱影響がボルト強度に影響を与えないような特殊処理を施しているが、その確認も行うために防錆処理と無処理の2種類について行った。

### 4-2 実験結果

表-8に1/2供試体の引張り試験結果、表-9に1/2モデル機能試験の結果を示す。モデル化した場合のボルトの破断強度と、ボルト供試体の引張り試験の結果はほぼ近似しており、曲げの影響はほとんど無いものと考えられる。また、ボルトを防錆処理した場合と、無処理の場合の強度にも差は見られなかった。

## あとがき

兵庫県南部地震により橋梁の耐震設計の見直しが迫られる中、阪神高速湾岸線「名谷高架橋」の設計が進められた。道路橋示方書の改訂以前の設計ということで、復旧仕様の精神を生かしながら、



名谷高架橋完成写真

かつ既に下部構造の建設が進められているという条件のもと種々検討を行い、耐震設計を進めてきた。その結果、平成8年道示が改訂された現在では当然の項目もあるが、支承の地震時変形の確認実験を始め、ロックオフ機構の追加等、今後の橋梁耐震設計を進める上で、貴重な知見を得ることができたと考えられる。

## 参考文献

- 1) 南荘，澤登，森田，藤原：名谷高架橋の耐震設計，橋梁と基礎，1997，1