

兵庫県南部地震により被災した 既設PC高架橋の免震復旧構造

吉川 実¹ 金治英貞² 宇野裕恵³

¹正会員 工修 阪神高速道路公団 神戸線復旧建設部 所長 (〒650 神戸市中央区新港町16-1)

²正会員 工修 阪神高速道路公団 神戸線復旧建設部 主査 (〒650 神戸市中央区新港町16-1)

³正会員 工修 (株)総合技術コンサルタント 技術開発部 研究開発課 課長 (〒533 大阪市東淀川区東中島3-5-9)

阪神高速神戸線摩耶・味泥地区のPC高架橋は、兵庫県南部地震により上部工に橋軸直角方向の移動が認められ、これに伴い端横桁アンカーバー付近に損傷が生じた。復旧においては、本地震レベルに対しても倒壊のような重大な損傷が生じないことを基本方針として、基礎構造の負担軽減、T型偏心橋脚の橋軸直角方向への橋脚補強軽減を主目的とした全方向免震設計を行った。論文では、既設桁への特殊免震構造の紹介と構造要素の非線形性を考慮した動的解析結果等を報告する。

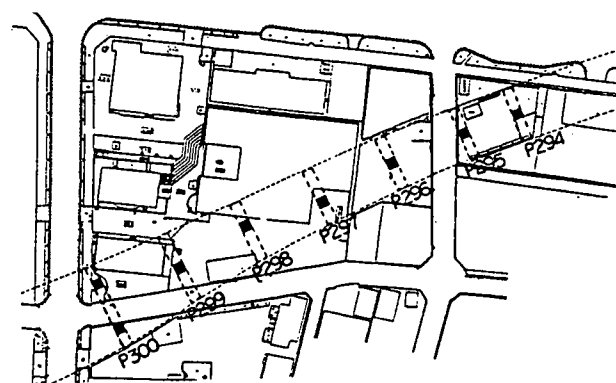
Key Words : *Menshin, Jointless, Dynamic-Analysis, The Kobe Earthquake, PC-Girders, Menshin Bearing, Sliding Rubber Bearing, Lead Rubber Bearing*

1. まえがき

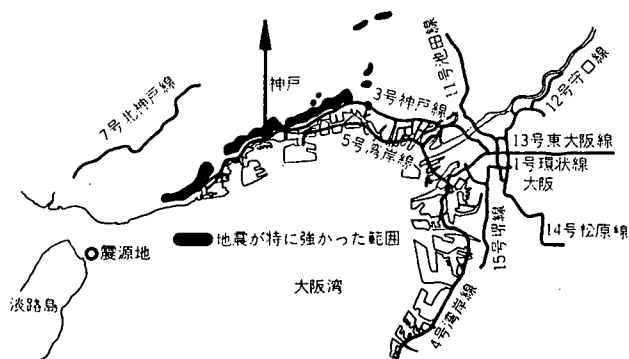
平成7年1月17日未明に発生した兵庫県南部地震により被災した阪神高速道路神戸線のうち図-1に示す摩耶味泥地区の橋梁に対して、今回のような地震が再び発生しても耐震性を満足できるように復旧した。本報告では、特殊免震構造の紹介と構造要素の非線形性を考慮した動的解析結果等について報告するものである。

2. 被災橋梁

被災橋梁の上部工は支間25mの5連および支間18mの1連からなるPC単純ポステンT桁であり、下部工は高さ約16mの張出式単柱橋脚6基とラーメン橋脚1基である。このうち、重度の損傷を受けた偏心橋脚は、フーチング天端から5m前後の脚柱部で全周にわたりかぶり部分が剥離し、主鉄筋の座屈・跳ねだしが発生した。これにより、損傷部より上の脚柱が 2.2° 傾斜した。上部工は橋軸直角方向に30~100mm程度ずれ、アンカーバーおよびその端横桁取付部に損傷を受けていた。対象工区は民有地に位置しており、特にP296~P300橋脚は営業施設に近接してい



(a)橋梁位置図



(b)全体位置図

図-1 位置図

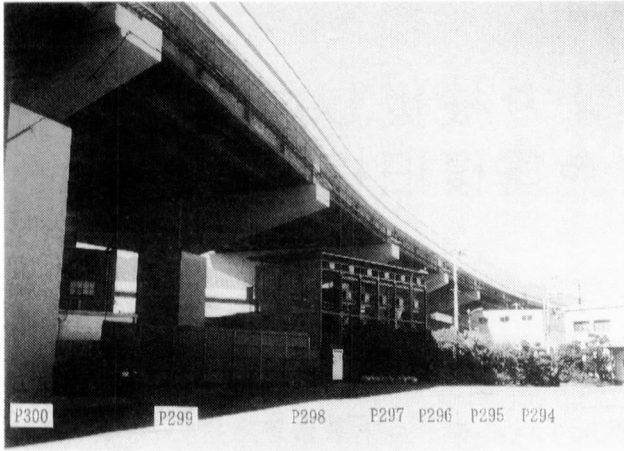


写真-1 復旧後の全景

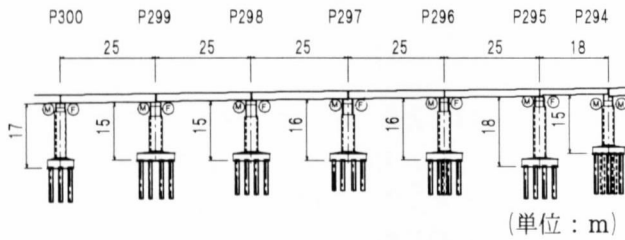


図-2 復旧後の橋梁側面図

るためその復旧に支障をきたすことから、神戸線の中でも最も早急な復旧が必要であった。復旧後の橋梁を写真-1 および図-2 に示す。

3. 復旧方針

橋脚の復旧は、本検討と同時進行であった建設省復旧仕様¹⁾ および3号神戸線復旧設計要領(案)²⁾ を参考に、鉄筋コンクリートおよび鋼板巻き立て併用構造を採用した。その際、復旧後に上部工と下部工との平面ズレが大きくなるように、傾斜の大きい橋脚については橋脚の梁をジャッキアップにより修正した。上部工の復旧は、端横桁の改築と共に、桁の連結化と免震化により各橋脚への上部工慣性力の分散と低減を図り、私有地内の橋脚の補強後断面が極力増大しないようにした。なお、橋軸直角方向地震に対して偏心橋脚における橋脚補強が過大とならないように、橋軸方向のみならず全方向に免震設計を行った。ただし、震度法レベルまではサイドブロックにより桁の橋軸直角方向変位を拘束し、比較的頻度の高い小規模地震に対して、ジョイントプロテクターとしての機能を持たせた。

4. 免震化

(1) 桁連結

6連のPC単純桁の前後には、P294側に3径間連続

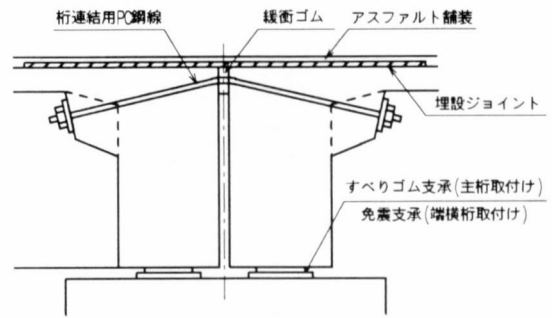
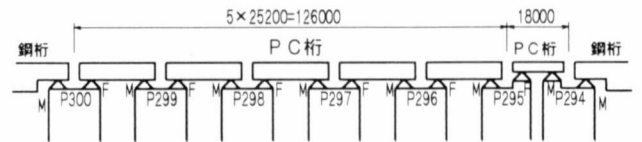
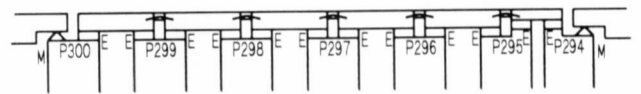


図-3 床版ヒンジ連結構造の模式図



(a) 連結前の状態



(b) 連結後の状態

図-4 連結前後の支承条件

非合成箱桁が、P300側に単純合成鉄桁が架かっている。PC単純桁間の遊間量は40mmと非常に狭いため各PC単純桁を免震化すると免震橋梁としての変位に大きな制約を受けるが、P294およびP300では桁遊間量を確保しやすいため自由に変位させることができる。このことから6連全てを連結化⁴⁾ することで地震時に一体として挙動させることとした。さらに、連結化により橋軸方向の不静定次数が向上することで耐震性が向上する。

桁の連結方法は、アンカーバー定着部の端横桁が損傷したために撤去して新設することに合わせて、図-3のような床版ヒンジ連結構造を採用した。これは連結部の床版位置に緩衝ゴムを挟みPC鋼線で締め付ける構造である。さらに、連結部直上の路面には埋設ジョイント⁵⁾ を設置し、桁端の各折れによる舗装への影響を緩和している。

(2) 各橋脚に対する免震化の考え方

本橋はもともと単純桁であり、6基の橋脚で地震時上部工慣性力を受け持っていたが、両端の橋脚が支持する隣接橋梁の支承条件が可動であることから、7基の橋脚に地震時上部工慣性力を分散させることとした。連結前後の支承条件を図-4に示す。ここで、P294、P295橋脚では路下の制約条件がなく、橋脚補強工事が容易であることから、これに作用する慣性力は当初設計より大きくなってよいものとした。

表-1 既設PC桁への免震支承の適用方法比較

		①	②	③	④	⑤
支位	免震ゴム支承	既設支承位置	沓座前面	ブラケット	端横桁前面	端横桁下面(切欠部)
承置	すべりゴム支承	なし			既設支承位置	
機能	水平力	免震ゴム支承	免震ゴム支承	免震ゴム支承	免震ゴム支承	免震ゴム支承
	鉛直力	免震ゴム支承	免震ゴム支承	すべりゴム支承	すべりゴム支承	すべりゴム支承
適用模式図						
特徴		・路面高が高くなる ・主桁への取り付けは難しい	・ブラケットに鉛直反力をとらせることは信頼性に問題がある ・活荷重たわみにより連結部の桁端部が上がりやすい	・活荷重たわみにより免震ゴム支承に鉛直反力が導入され、すべりゴム支承浮き上がる恐れがある	・端横桁はRC構造であるため上部工慣性力に対して抵抗できないことから免震ゴム支承の取り付けが床版下面となる	・端横桁の改築が必要となる ・免震支承の取り付けが確実であるため、構造上信頼できる

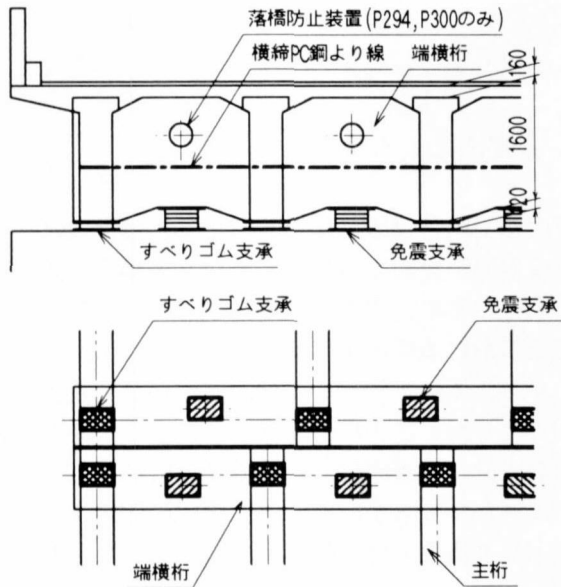


図-5 免震支承の適用模式図

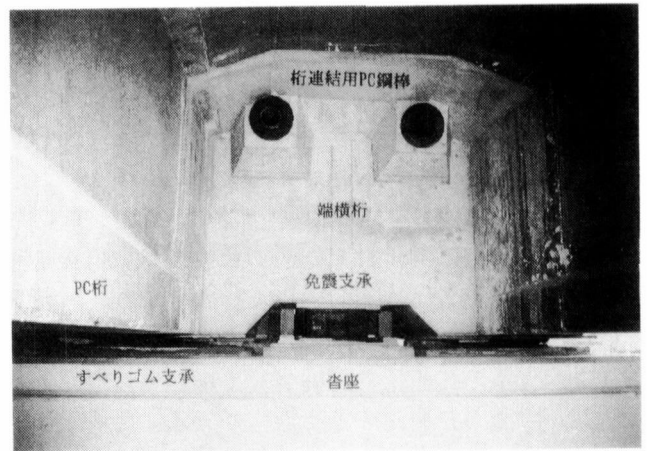


写真-2 支承の設置状況

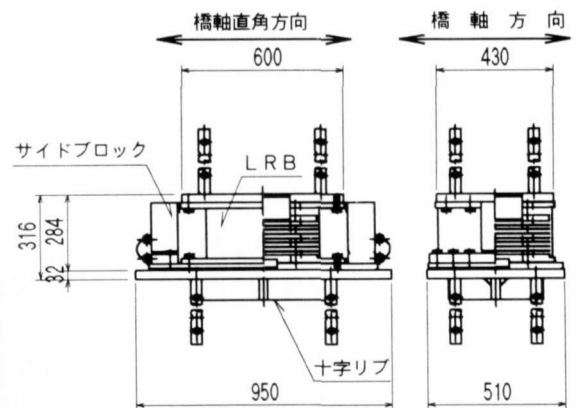


図-6 免震ゴム支承の構造

5. 支承構造

(1) 免震支承の適用方法

既設PC桁への免震支承の適用方法について検討した結果を表-1に示す。このうち、本橋では端横桁を改築することから⑤(端横桁下面に免震支承を設置)が適切と考えた。この方法では被災前の縦断線形への影響は小さい。⑤の模式図および取付後の写真をそれぞれ図-5および写真-2に示す。この方法では、地震時の上部工慣性力を端横桁に取付けた免震支承が受け持ち、死活荷重による鉛直反力を主桁に取付けたすべりゴム支承が受け持つ構造となっている。

(2) 免震支承

使用した免震支承は図-6に示す鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)であり、平面形状は狭隘な端横桁に取付けやすい矩形とした。免震支承はすべりゴム

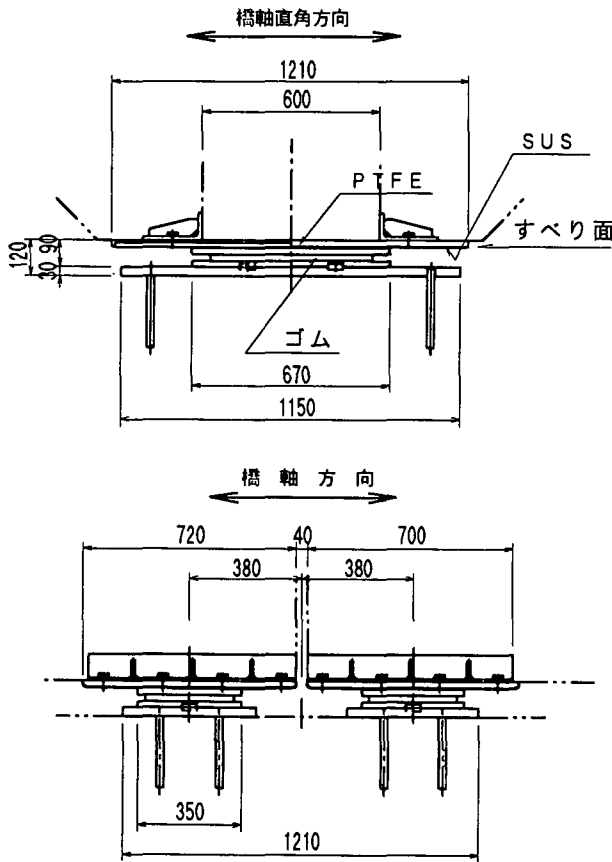


図-7 すべりゴム支承の構造

支承の設置後に取付けるため、免震支承には死荷重による鉛直反力は作用しない。しかしながら、活荷重載荷時に免震支承が鉛直反力を受けもてば、すべりゴム支承の鉛直反力が減少して端横桁に想定していない断面力が発生する可能性がある。この問題を避けるために、免震支承の頂部に厚いゴム層を重ね合わせることで、鉛直バネを小さくし免震支承には鉛直反力をほとんど受け持たせないようにした。また、上部工慣性力に対しては、せん断キーにより端横桁から免震支承に直接伝達できるようにした。

一方、支承部に作用する地震時の負反力に対しては、ゴム支承自身で抵抗させる方式を採用した。このような免震支承の使用方法では水平力と引張力とが同時に作用することが想定されるが、引張力の許容値は支承便覧（(社)日本道路協会）には規定されていない。そこで、本設計に平行して実施されていた「免震ゴム支承の引張り・せん断力同時載荷特性の確認試験⁹⁾」の結果を参考に、許容引張応力度を 15kgf/cm^2 とした。

(3)すべりゴム支承

既設の簡易パッド支承の高さは非常に低く、すべりゴム支承の必要高さを確保するため桁を30mm程度上げる必要があった。

表-2 震度法レベルでの橋軸方向反力分散結果
(単位:tf)

	P294	P295	P296	P297	P298	P299	P300
当初設計	0	97.5	153.2	159.6	164.8	178.8	200.7
連結後	標準支承	87.1	150.7	170.7	175.8	194.7	222.9
	改造支承	134.6	117.3	153.3	155.4	170.0	195.2

注) 標準支承：阪神高速道路神戸線の復旧に用いる免震支承
改造支承：標準支承の水平バネを調整した免震支承

すべりゴム支承は図-7に示す形状で、すべり面はステンレス板とフッ素樹脂板(PTFE)からなり、すべり時に微少な摩擦が発生することで減衰性が付加される。しかし、地震時には上下動や桁のたわみ振動を伴うこと、摩擦面が経年変化すること等を考慮すると、摩擦減衰を設計に見込むことは妥当とは考えにくく、これを考慮しないものとした。すべりゴム支承の上沓の平面寸法は、今回のような大地震時において桁が任意方向に移動しても桁が逸脱することのないように決定した。なお、すべりゴム支承を沓座に固定し、その上面をすべり面とすることによってすべり面には異物の堆積がないように配慮した。

6. 震度法による検討結果

震度法での各橋脚に作用する上部工慣性力は、各橋脚位置での免震支承のせん断バネと橋脚の水平バネの剛性バネの比率で静的に分散させた。ここで、震度法における免震後の橋の減衰定数が0.21となることから、上部工慣性力の低減に用いる補正係数⁹⁾を0.9とした。この結果は表-2のようであり、連結前の設計水平震度0.20が連結後で0.25と大きくなったにもかかわらずP296~P298橋脚に作用する免震後の上部工慣性力は連結前とほぼ同じとなった。

7. 時刻歴応答解析

(1)解析条件

a)解析手法

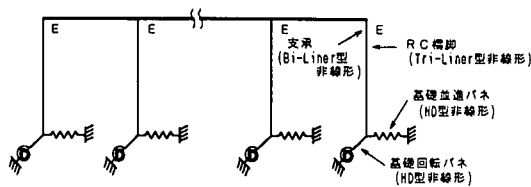
復旧仕様の基本思想に基づき、地震時の動的挙動を把握するために、橋脚・杭および免震支承の非線形を考慮した時刻歴動的解析を実施した。

b)適用地震波

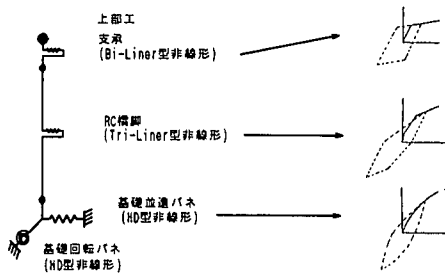
入力地震波は、I種地盤における神戸海洋気象台で得られた観測記録の水平成分のうち、強震記録であるNS成分とした。なお、同記録における最大加速度は 818gal である。

c)解析モデル

橋軸方向の解析モデルは、橋脚毎の振動系にモデル化し、免震支承により上部工を介して一体となる

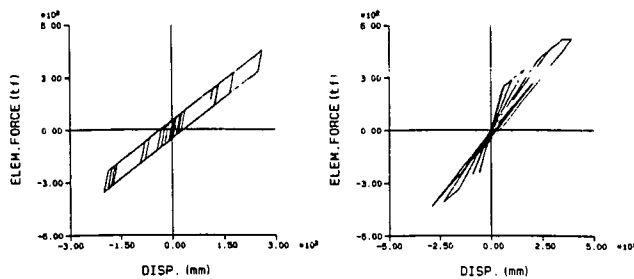


(a)橋軸方向モデル



(b)橋軸直角方向モデル

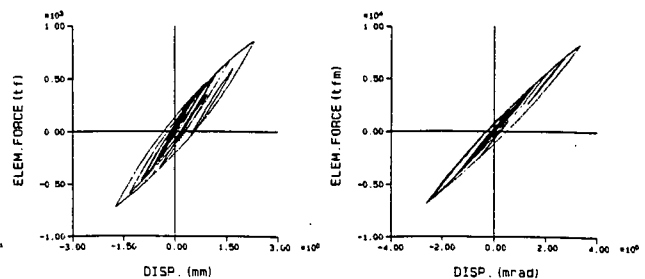
図-8 バネ-質量モデル



(a)支 承

(b)橋 脚

図-10 各構造の応答履歴曲線 (P-297, 橋軸直角方向地震時)



(c)基礎水平

(d)基礎回転

全体構造系モデルとした。橋軸直角方向の解析モデルは、単橋脚モデルとした。解析モデルを図-8に示す。

d)解析モデルにおける各構造のモデル化

各構造部位のモデル化を以下に示す。

- ・上部構造：上部工を剛体と仮定し、橋軸方向には全体質量を1質点に、橋軸直角方向には当該橋脚の死荷重反力相当の質量を考慮する。
- ・支承：免震支承を Bi-Linear型の非線形バネとして扱う。ここで、免震支承はひずみ依存性があるため、1次剛性および2次剛性の算出で仮定した支承のせん断ひずみと動的解析結果とが一致していることを確認している。
- ・RC橋脚：復旧仕様に基づきTri-Linear型の非線形バネとして扱う。
- ・基礎：フーチングは剛体とし、基礎バネ係数については場所打ち杭の材料非線形を復旧仕様に基づきTri-Linearとし、地盤バネはHD (Hardin-Drnevich) 型のひずみ依存性を考慮し、等価な並進と回転の非線形バネに変換した。

橋脚の非線形性の表現から解析結果のとりまとめに至る流れを図-9に示す。

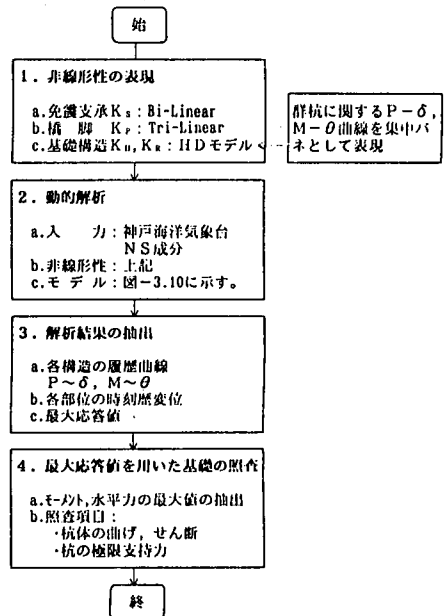


図-9 動的解析モデル

表-3 動的解析による最大応答変位と加速度 (P297)

		変位	加速度
橋軸方向	上部工	287mm	469gal
	橋脚天端	106mm	875gal
	基礎	並進 3.5mm 回転 2.0mrad	837gal 0.86rad/s ²
橋軸直角方向	上部工	322mm	535gal
	橋脚天端	91mm	1071gal
	基礎	並進 4.7mm 回転 3.5mrad	838gal 0.59rad/s ²

(2)解析結果

各構造部位の履歴曲線の1例を図-10に示す。

a)最大応答変位・加速度

最大応答変位および加速度を表-3に示す。

b)免震支承の最大せん断ひずみ

免震支承のせん断ひずみは表-4のとおりである。このうち、最大せん断ひずみは238%となり、許容せん断ひずみの250%を満足している。

c)橋脚の最大作用力

最大水平力 548.0tf < Pa=777tf

最大曲げモーメント 9,420tf・m* < Ma=10,521tf・m

*上部工編心による曲げモーメントを含む。

表-4 免震支承のせん断ひずみ (単位: %)

地震方向	地震レベル	P294	P295	P296	P297	P298	P299	P300
橋軸方向	震度法	30	31	32	33	34	34	28
	兵庫県南部地震	186	187	172	185	183	187	174
橋軸直角方向	(-は計算省略)	120	-	-	236	238	-	-

表-5 基礎の最大作用力 (単位: tfm, tf)

	モーメント	水平力
モーメント最大時	8221	393
水平力最大時	5133	858

表-6 杭頭作用力: モーメント最大時

(単位: tf, tfm/本)

杭番号	杭頭				地中部				
	1	2	3	4	1	2	3	4	
軸力 N	-94	51	233	318	-89	48	220	301	
曲げモーメント M	62	60	67	69	68	66	74	32	
せん断力 S	17	19	19	33	1	2	1	6	
曲げ耐力	M _c	18	37	60	71	19	36	58	69
	M _y	32	78	127	147	33	78	124	144
	M _u	59	111	164	185	60	110	161	181
	M _a	45	95	146	166	47	94	143	162
せん断耐力 S _u	136(45)								
極限支持力 R _u	610								
引抜き力	-113								

表-7 杭頭作用力: 水平力最大時

(単位: tf, tfm/本)

杭番号	杭頭				地中部				
	1	2	3	4	1	2	3	4	
軸力 N	-80	55	224	308	-71	50	198	279	
曲げモーメント M	24	22	28	15	62	61	69	76	
せん断力 S	43	44	45	72	4	0	4	6	
曲げ耐力	M _c	20	37	59	69	21	37	55	66
	M _y	36	79	125	145	39	78	118	138
	M _u	64	112	162	182	67	111	155	176
	M _a	50	96	144	164	53	94	137	157
せん断耐力 S _u	136(45)								
極限支持力 R _u	610								
引抜き力	-113								

d)基礎の最大作用力

基礎の最大作用力を表-5に示す。

e)杭の照査

P297橋脚の橋軸直角方向地震時における曲げモーメント最大時の杭の安定計算結果および水平力最大時の杭の安定計算結果をそれぞれ表-6および表-7に示す。これより、いずれの最大作用力作用時においても、杭の安定状態、杭体応力度ともに終局的な状態には至っていないことが確認された。

8. 支承の性能確認

(1)免震支承

免震支承が鉛直反力を受けない状態で所要の免震

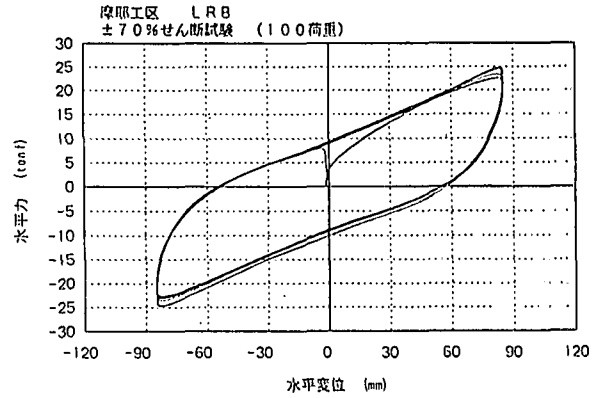


図-11 橋軸方向加振時の履歴特性

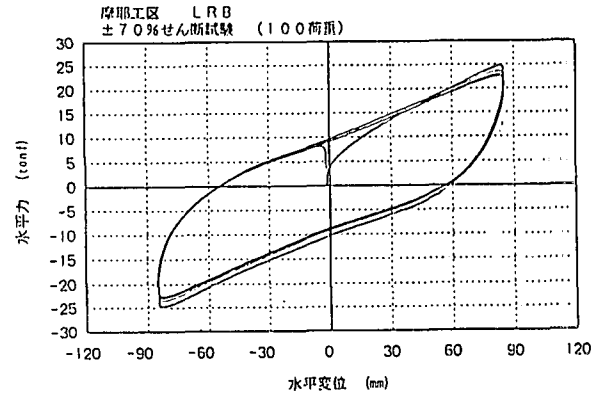


図-12 斜め方向加振時の履歴特性

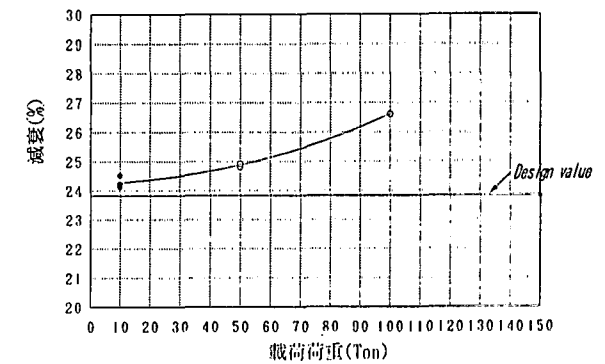


図-13 圧縮力と減衰特性との関係

機能を有すること、任意方向に変形した場合でも所要の免震機能を有すること等を検証するため、橋軸方向および対角線方向の水平載荷試験を実施した。試験は、鉛直載荷荷重を10tfとし、水平変位を±84mm(±70%のせん断ひずみに相当)として4波連続で加振した。履歴曲線および圧縮力と減衰との関係をそれぞれ図-11、図-12および図-13に示す。これから、以下のことが確認された。

- ① 加振方向の相違による水平バネ定数、減衰の差はほとんどない。
- ② 免震支承の特性値のバラツキはほとんどない。
- ③ 水平バネ定数、減衰は圧縮力の影響を受けるが、鉛直反力を受けない状態でも減衰は設計値程度を満足していると推定される。

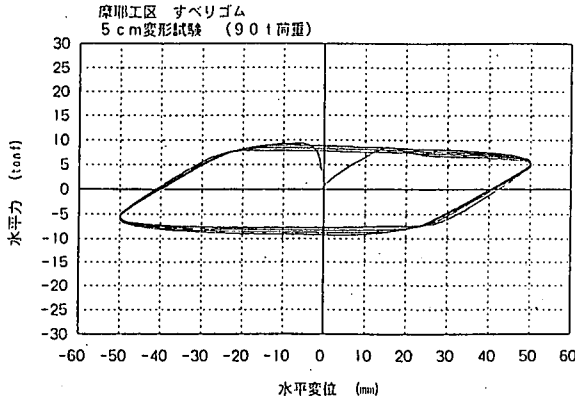


図-14 すべりゴム支承の履歴特性

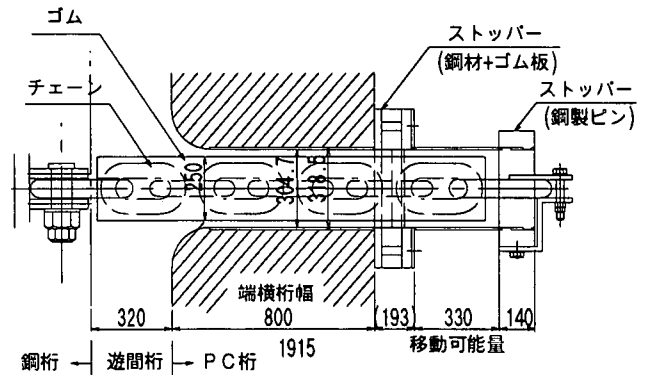


図-16 棒状ゴム被覆チェーン式落橋防止装置

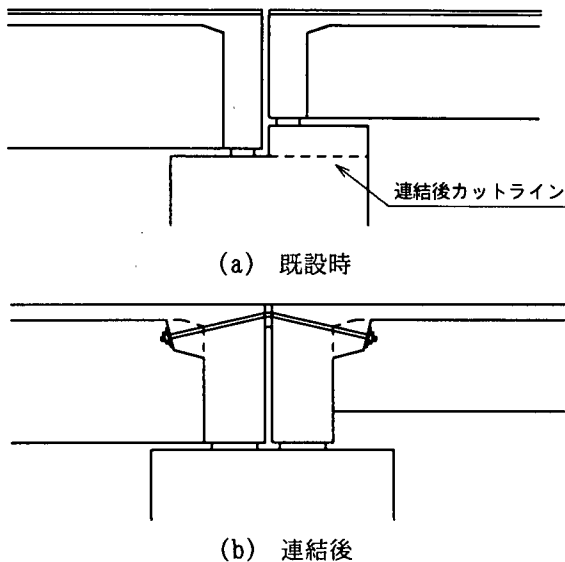


図-15 P-295橋脚上の沓座段差の対処

(2) すべりゴム支承

すべりゴム支承に90tfの鉛直反力を載荷し、±50mmの水平変位を4波連続して加振した。その履歴特性を図-14に示す。この結果、摩擦係数は約0.1であり、道路橋示方書4.1.4に示されている値と同じであった。ただし、前述のとおり摩擦減衰の効果は設計に見込んでいない。

9. 構造各部

(1) 端横桁構造

上部工慣性力は端横桁を介して免震支承に伝達されるため、端横桁には面外力も作用する。既設端横桁はRC構造であり、面外力に対する耐力が不足するため新設時にはPC構造とした。その際、端横桁のPC鋼線を主桁のPC鋼線と干渉しないように配置する必要から、改築前は500mmであった端横桁幅を800mmに増厚した。

本橋は拡幅区間に位置するため主桁本数が径間に

より異なり、主桁線が隣接桁間でズレている箇所がある。一方、免震支承の高さは沓座桁下空間より高く、端横桁を切欠いて設置している。このため、主桁線がズレている橋脚位置では上部工変位により主桁あるいは端横桁の下端部が免震支承に衝突しないように、横桁幅の拡幅を利用して免震支承を既設時の支承線より桁中央側へずらした(図-5)。

(2) 沓座立ち上げ部の対処

P295橋脚の両側の既設桁は図-15に示すように桁高さが異なり、沓座に段差がある。この状態では大地震時に桁が沓座立ち上げコンクリート部に衝突し、上部工の全慣性力が作用する。これを避けるために同図に示すように段差部の沓座を撤去し、端横桁高さを合わせて、この問題を解消した。

(3) 隣接桁との桁遊間量

桁連結により6連分の上部工が橋軸方向に一体となって挙動する。この上部工が地震時に隣接する鋼桁に衝突すれば連結前とは異なり大きな慣性力が鋼桁に伝達される。それが鋼桁の固定支承部に集中し、支承の破損のみならず落橋に至らしめる恐れがある。このため、桁が衝突しないように動的解析による桁の変位量に隣接桁の変位を自乗和平均³⁾で求めた値(320mm)を桁遊間量とした。

(4) 落橋防止装置

落橋防止装置は地震時の衝撃力および各個撃破の影響を抑えるために大きな緩衝性を有し、かつ任意方向の桁変位に追従できなければならない。この要件を満足できる落橋防止装置として、海洋浮遊構造物の保留アンカー等に用いられている図-16に示すゴム被覆チェーンを利用することにした。これは鋼製チェーンをゴムで被覆・加硫成形されたもので、チェーン間の交差部に挟込まれたゴムが圧縮力を受け、大きな緩衝性と自由な変形性を得ることができ

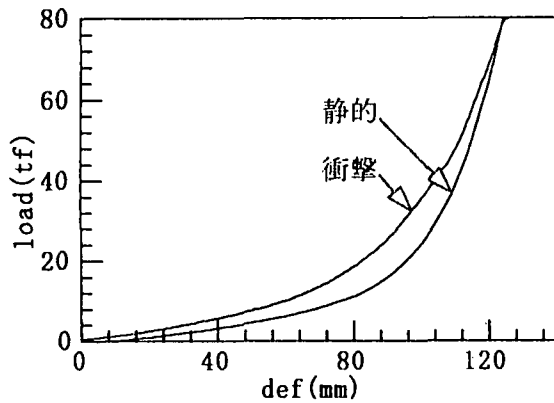


図-17 棒状ゴム被覆チェーンの性能試験結果

る。設計荷重は80tf、自由変位量は前述の320mmとした。

この落橋防止装置の性能確認のため実物大模型試験を実施し、緩衝性が高いことを確認した。代表的な試験結果を図-17に示す。

10. あとがき

本橋は、復旧に際し床版ヒンジ連結工法による桁連結化、特殊免震構造、緩衝性を有する落橋防止装置の採用により耐震性の向上を図った点に特徴を有する。特に、既設の支承高が低い等によって免震支承に取り替えることが難しい場合であっても、既設支承とは別の位置に免震支承を取付けることで免震化が可能であることを示した。これらの試みが、今後の耐震補強の一助となれば幸いである。

謝辞：本検討に際し御審議いただいた阪神高速道路震災復旧対策技術委員会コンクリート小委員会（主査：藤井学京都大学教授）およびご協力を頂いた方々に感謝いたします。

参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：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
- 2) 阪神高速道路公団：3号神戸線復旧設計要領（案）（コンクリート構造物編）、平成7年4月
- 3) 財団法人 土木研究センター：建設省 道路橋の免震設計法マニュアル（案）、平成4年10月
- 4) 財団法人 道路保全技術センター：既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き（案）、平成7年1月
- 5) 阪神高速道路公団：PC桁埋設ジョイント設計施工要領（案）、平成6年7月
- 6) 社団法人 日本支承協会、ゴム支承協会：免震ゴム支承の引張り・せん断力同時載荷特性の確認試験報告書、平成8年3月
- 7) 金治英貞、西森孝三、宇野裕恵：全方向免震設計による既設PC高架橋の復旧構造と動的解析、第51回土木学会年次学術講演概要集、1996
- 8) 宇野裕恵、金治英貞、鈴木明雄：既設PC桁に適用する免震構造の開発、第51回土木学会年次学術講演概要集、1996
- 9) 潤田久也、西岡敬治、金治英貞、宇野裕恵：緩衝性のあるゴム被覆チェーン式落橋防止装置、第51回土木学会年次学術講演概要集、1996

(1996.9.14受付)

RECONSTRUCTION STRUCTURE UNDER MENSHIN SYSTEM FOR PC GIRDERS DAMAGED BY THE KOBE EARTHQUAKE

Hidesada KANAJI, Hiroshige UNO

Prestressed concrete bridges of Hanshin Express Way were damaged by the Kobe Earthquake in Maya-Midoro area on Kobe line. They shifted to transverse direction and the end cross beams near by anchor bars were destroyed. Then, we basically aimed that they would not be damaged fracturally by this earthquake class. So, we designed the menshin system in all direction for the purpose of the following, mainly.

- 1) Reduction of horizontal load for foundation piles.
- 2) Reduction of transverse direction load for T-shape eccentric piers.

On this paper, we are going to introduce the special menshin system and the behaviour by means of dynamic analysis under non-linear structure system for existing bridges.