

東大阪線の上部工耐震補強における 機能分離型支承の設計・施工

大阪建設局 建設企画部 設計課 袴 田 文 雄
大阪建設局 建設企画部 設計課 浜 田 信 彦
大阪建設局 建設企画部 設計課 志 村 敦

要 旨

上部工の耐震補強のうち、支承に関しては地震に強い機能とともに常時荷重に対する働きも無視できないが、供用路線の鋼製支承からゴム支承への取替は、通常ゴム支承の高さが鋼製支承に比べて高くなるため、支承反力の小さい箇所においては、桁下空間が小さいことから取替が困難となることが多い。そこで、これらの問題点解決の1つとして常時荷重に対しては支承高さを低くできるすべり摩擦型支承で支持し、地震時荷重に対しては積層ゴムからなるバッファと橋脚に設置したブラケットで抵抗することで常時と地震時の機能を分離した支承（機能分離型支承）を採用した。

本文では、東大阪線の上部工耐震補強における機能分離型支承の設計・施工について報告するものである。

キーワード：機能分離型支承，非線形動的解析，摩擦減衰

はじめに

今回上部工耐震補強を行った東大阪線においては、基礎が地下鉄と一体構造のため、死荷重軽減の目的から既設構造物には鋼製橋脚や、鋼床版構造が採用されている箇所が多い。そのため支承反力が小さいことから、既存支承の高さが110 mm程度の箇所も存在した。

通常、同一反力ではゴム支承は鋼製支承より構造寸法が高くなり、このような箇所での取替は困難な状況である。そこで、常時荷重に対しては、支承高さを低くできるすべり摩擦型支承で支持し、地震荷重に対しては、積層ゴムから成るバッファと橋脚に設置したブラケットで抵抗する機能分離型支承^{1)~2)}を採用することにより対応した。

以下、単純I桁5連に固定・可動支承として採用したものと、単純I桁4連を桁連結するための分散支承として採用したものについて、適用の経緯

と設計方法ならびに、その妥当性を確認するために行った非線形動的解析の結果と取替施工について報告する。

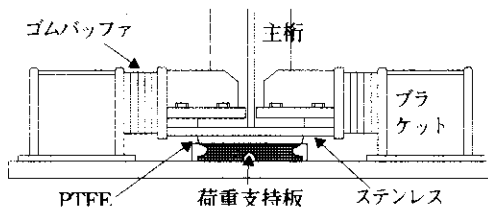
1. 機能分離型支承の開発と構造の特徴

一般に支承は上部構造からの鉛直荷重と、地震・風等の水平荷重を下部構造へ伝達する機能を同時に満足させることが必要であり、この事が設計上、ゴム支承の寸法を大きくする要因となっていると考えられる。このことから、荷重伝達機能を分離することは、支承をコンパクトにするための一つの解決策になると考えた。

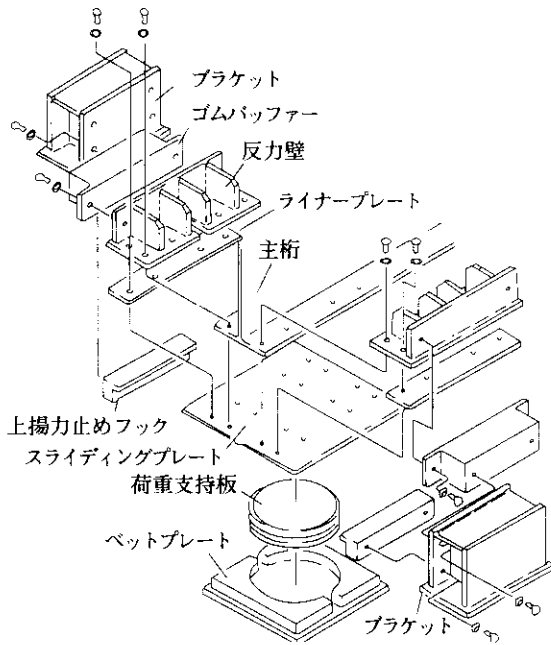
今回採用した機能分離型支承は図-1に示すように、上部構造からの鉛直反力と水平力をそれぞれ異なる部材で支持する構造である。すなわち、スライディングプレートと、積層ゴムが内蔵された荷重支持板からなるすべり摩擦型支承が、鉛直

荷重を支持し、温度変化による移動、活荷重による桁の回転にも追従できるようになっている。

この荷重支持板の許容支圧応力度は 25 N/mm^2 であり、密閉ゴム式支承と同じ構造を持つため通常のゴム支承（許容支圧応力度 12 N/mm^2 ）より面積を小さくすることができる。さらに、荷重支持板天端の PTFE 板とスライディングプレート下面のステンレス板の間の摩擦を利用して地震時橋軸方向の揺れの長周期化と摩擦減衰の効果も期待できる。



(a)支承設置状況図（鋼I桁に採用したケース）

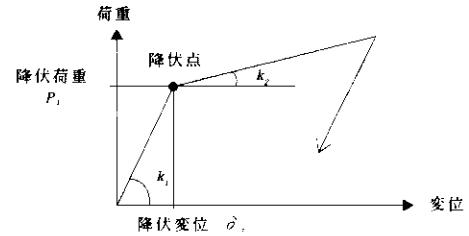


(b)部品展開図

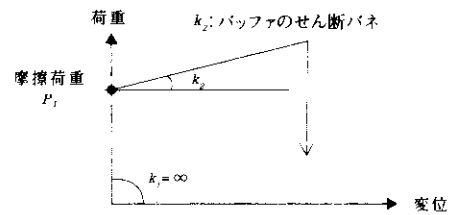
図-1 機能分離型支承構造図

次に、ゴムバッファは積層ゴムで構成され、ブラケットと共同で、地震・風等の水平力と地震時の浮き上がりに対して抵抗できる構造である。つまり、橋軸直角方向力に対しては、バッファの面圧でストッパーとして抵抗し、橋軸方向力には、前述の荷重支持板とスライディングプレートがす

べった後に、バッファのせん断変形で抵抗する。この時、荷重と変位はバイリニア型の関係を示し、免震効果が期待できる。図-2に履歴復元力の概念図を一般の免震支承と比較して示す。



(a)通常の免震支承



(b)機能分離型（すべり摩擦）支承

図-2 支承の履歴復元特性

PTFE とステンレス板とを用いたすべり摩擦型支承の特徴を以下に述べる。

- ① 面圧がかからないと摩擦減衰がない。
 - ② 面圧が高いほど摩擦係数が小さい。
 - ③ すべり速度が遅いと摩擦係数は小さい。
- よって、平常時の温度変化による桁のすべりに対しては摩擦係数が低く、地震時の桁の揺れに対しては摩擦係数が高くなって摩擦減衰による振動低減が期待できる。
- ④ すべり現象には固有周期がないため、特定周期の地震波に強く応答することが少ない。
 - ⑤ すべり摩擦だけでは初期剛性が高すぎ、高次振動を励起しやすい。

①、②および③に関しては、実験結果^{1),2)}が報告されている。

一方、バッファの設計は、常時の鉛直反力を考慮しなくてもよいため、ある程度自由に設計することが可能である。バッファのせん断剛性を変化させ、「道路橋の耐震設計に関する資料」³⁾の標準地震入力例、タイプII、II種地盤（内陸直下型）

波形1に対する応答計算を行った結果を図-3に示す。剛性が0.5 MN/mより小さくなると、桁の応答加速度を抑えて免震装置として機能することが分かる。また、剛性を高くすると、桁変位は減少するが、橋脚の変位が増大し、脚基部は塑性化すると考えられる。これらのことから、構造系全体で最適な剛性を与える必要がある。

3. 機能分離型支承の適用

一般に、既設鋼製支承をゴム支承に取り替える場合、ゴム支承構造高が鋼製支承高を上回ることが多く、不足分は沓座モルタル高を減じる等の処置がとられる。しかしながら、それでも対応できない場合は、以下の処置が考えられる。

- ① 橋脚天端のかぶりコンクリートをはつり、支承を埋め込む（ただし、橋脚本体を傷める場合も予想されるが、やむを得ない方法と考えられる）。
- ② 上部構造計画高さを変える。
- ③ 既設支承は取り替えないで、変位制限構造等、他の部材で補強を行う。

しかしながら、支承高さを低くできる機能分離型支承を採用すれば、上記のような対処が不要で、取替が可能となる（東大阪線の取替支承の中では、東P-217～東P-222 および、東P-243～東P-247において機能分離型支承を採用した）。図-4に、この支承を設置した区間の一般図を示す。全て直線区間であり、地下鉄駅舎上に直接基礎の形式で橋脚が設置されている。東P-217～東P-222間は

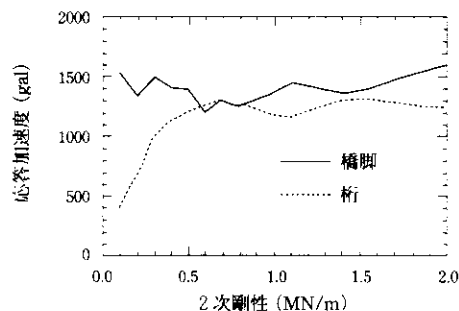
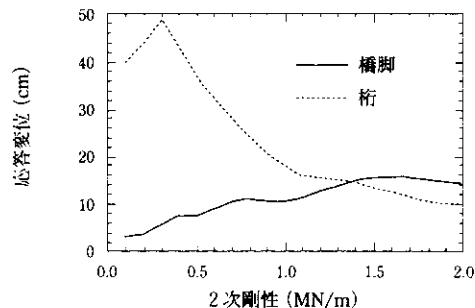


図-3 パツファの剛性（支承の2次合成）に対する応答値

全て単純桁であり、固定・可動支承である。東P-243～東P-247間では桁連結を行っており、反力分散支承として設計している。どちらも鋼製橋脚であり、通常のコム支承として設計した場合、既設桁の支承取替可能高さを満足させることができなかった。つまり上記の①の方法は不可能であり、②は連続する高架橋では影響範囲が大きくなることから、本支承を採用することになった。

また、支承の防錆処理としては、部材が多く、将来の再塗装が困難であると考え、ブラケットを含めて全て溶融亜鉛メッキ処理を施した。

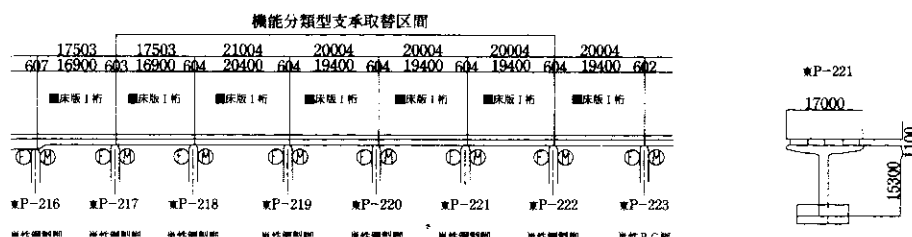


図-4 (a) 施工対象箇所 東P-217～東P-222

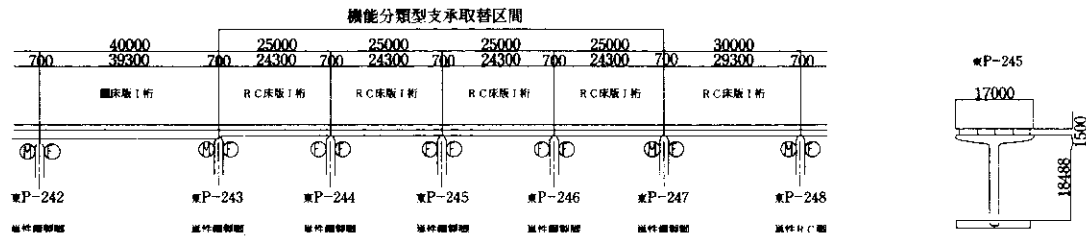


図-4 施工対象箇所 (b) 東 P-243～東 P-247

4. 機能分離型支承の設計

本支承は固定・可動・反力分散のいずれの場合も、最初に静的な計算により構造寸法を決定した。表-1に設計の結果を示す。固定支承はゴムバッファを設けずに、地震時水平力に対して、スライディングプレートの切り欠きとサイドブロックで抵抗することとした。図-5に詳細図を示す。可動支承に設置されたゴムバッファは橋軸直角方向地震に対して支圧（許容値は地震時割増を考慮して、 $8 \times 1.5 = 12 \text{ N/mm}^2$ ）で抵抗できるように平面形状を決定した。また、橋軸方向のせん断剛性は上部構造の変位が桁遊間以下となるよう、すなわち隣接桁との衝突が生じないように決定した。

次に、分散支承を採用した箇所は桁連結区間で

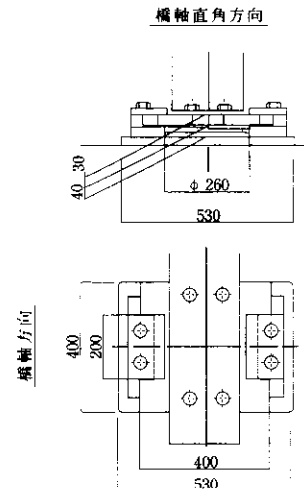


図-5 機能分離型（固定）支承詳細図

あり、既存の橋脚に対する設計水平力を単純桁の時と同程度になるよう分散設計を行う必要があ

表-1 機能分離型支承の設計条件と照査結果

		P 217～P 222		P 243～P 247	
		固定	可動	分散	可動
鉛直反力 (kN)	死荷重反力	342.4	342.4	542.5	508.2
	活荷重反力	362.0	362.0	467.0	403.2
荷重支持板形状(mm)		260 φ	260 φ	280 φ	280 φ
荷重支持板支圧応力度(N/mm ²) (許容応力度)		23.5 (25.0)	23.5 (25.0)	24.3 (25.0)	21.9 (25.0)
ゴムバッファの形状 a * b * T(mm)		—	300 * 150 * 78	400 * 200 * 99	300 * 100 * 128
ゴムバッファのせん断弾性係数(N/mm ²)		—	1.0	1.0	0.8
ゴムバッファのせん断ひずみ(%)	常時 (許容値)	—	61 (70)	40 (70)	43 (70)
	震度法 (許容値)	—	99 (150)	61 (150)	9 (150)
	保有水平耐力法 (許容値)	—	230 (250)	243 (250)	93 (250)
ゴムバッファの保耐時支圧応力度(N/mm ²) (許容応力度)		—	6 (12)	5 (12)	* 1

* 1：ゴムバッファとサイドストッパーの両方で抵抗する

る。先述のとおり、機能分離型支承は免震機能を有するが、設計上は考慮していない。表-2にバネ値と分散力を示す。ほぼ均等に水平力が分散できていることが分かる。また、P247は可動支承であることから、水平力を負担しないと仮定した。このケースでの支承の形状は図-1に示すものと同様である。

表-2 P243~P247の分散設計の結果(タイプII)

	単位	P243	P244	P245	P246	P247
支承の等価せん断バネ	MN/m	25.88	45.26	43.98	42.64	10.24
橋脚のバネ	//	15.69	10.74	11.52	12.72	0.00
合成バネ	//	9.71	8.73	9.16	9.83	0.00
橋脚に作用する分散地震力 II種地盤 ($k_{hc}=0.58$)	MN	2.84	2.56	2.68	2.88	0.00

5. 動的解析による耐震性の照査

5-1 目的

静的設計により得られたゴム支承の条件を用い、時刻歴応答解析によって、桁、支承および橋脚の地震時非線形挙動を把握し、地震時における橋脚の保有水平耐力が確保されているかを確認する。また、隣接桁、隣接橋脚についてもモデル化し、隣接桁との桁同士の衝突の有無についてもその検証を行う。

5-2 P217~P222の照査

(1) 解析条件モデル

解析の条件は表-3の通りである。この区間は単純桁が連続し、固定・可動支承として設計していることから、バネは免震効果を期待しない線形バネとした。柱の剛性はM- ϕ 値を用い、バイリニア型の非線形要素とした。柱基部は地下鉄構造物と一体化されているため、解析では剛支点とした。解析に使用する入力地震波形は、地盤はII種

表-3 解析条件

上部工重量(P219~P223)		129.6 KN/m
橋脚重量(P221)	柱	21.6 KN/m
	梁	164.8 KN
支承のバネ値		14.7 MN/m
減衰定数	桁	5%
	脚	2%
	支承	2%
基部	降伏モーメント	28.3 MN・m
	終局モーメント	39.3 MN・m
塑性ヒンジ位置	降伏モーメント	23.8 MN・m
	終局モーメント	28.8 MN・m

地盤であるため、文献4)のタイプIおよびタイプIIのII種地盤用のものを用いた。図-6に解析モデルを示す。

(2) 解析結果

解析の結果を以下に示す。

① 橋脚基部の曲げモーメントはいずれも橋脚

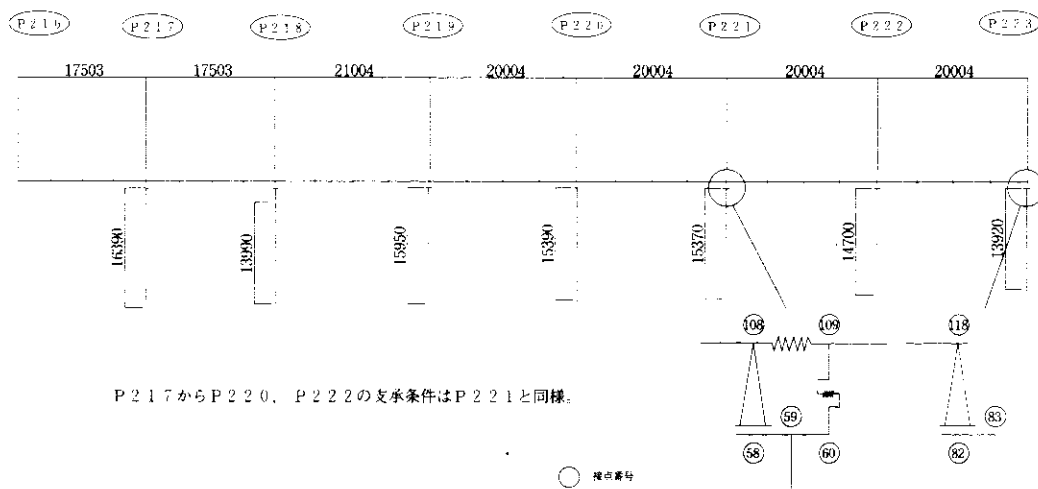


図-6 動的解析モデル

の降伏モーメントを超えているが終局モーメントには達していない。(表-4)

- ② 支承の変形量に比較して、橋脚天端の変位量の方がかなり大きく、約3~8倍となっていることが分かる。これは橋脚高が15m以上であり、かつ脚剛性が小さいことによるものと考えられる。(表-5)

表-4 脚基部の発生曲げモーメントと耐力の比較(MN・m)

	P 217	P 218	P 219	P 220	P 221	P 222
鋼製脚の降伏モーメント	28.0	28.1	28.3	28.3	28.3	28.2
鋼製脚の終局モーメント	39.1	39.2	39.3	39.3	39.3	39.3
最大曲げモーメント	I-II-1	29.5	29.9	30.0	29.9	29.7
	II-II-1	30.2	31.5	31.9	31.9	31.1

表-5 支承と脚天端の変形量および桁遊間の変化量(m)

	P 217	P 218	P 219	P 220	P 221	P 222
脚天端の変形量	I-II-1	0.134	0.135	0.140	0.110	0.097
	II-II-1	0.209	0.233	0.258	0.232	0.173
支承の変形量	I-II-1	0.018	0.025	0.044	0.039	0.033
	II-II-1	0.025	0.032	0.035	0.060	0.062
桁遊間の変化量	I-II-1	0.018	0.025	0.044	0.039	0.033
	II-II-1	0.025	0.032	0.035	0.060	0.062

- ③ 桁遊間の変化量は最大で61.8mmであり、桁遊間の64mm以内に収まっている。以上のことより、静的設計により決定したゴム

バッファの形状寸法が、固定・可動の支承条件として適切であったことが確認できた。

表-6 解析条件

上部工重量(P 243~P 247)		188.6 KN/m
橋脚重量(P 245)	柱	26.5 KN/m
	梁	205.9 KN
支承の二次剛性		27.9 MN/m
減衰定数	桁	5%
	脚	2%
	支承	2%
基部	降伏モーメント	43.4 MN・m
	終局モーメント	55.6 MN・m
塑性ヒンジ位置	降伏モーメント	40.8 MN・m
	終局モーメント	51.6 MN・m

5-3 P 243~P 247の照査

(1) 解析条件・モデル

解析の条件は表-6の通りである。上部工は4径間連続桁で、支承は反力分散として設計しているが、動的解析では免震機能も考慮した。すなわち、図-2 b/に示したように、すべりは始めるまでの初期剛性を無限大とし、2次剛性はゴムバッファのせん断バネ(線形)で表現されるバイリニア型のバネを用い、免震ゴム支承と同様に、履歴による減衰効果を考慮した。柱基部は地下鉄構造物と一体化にされているため、解析では剛支

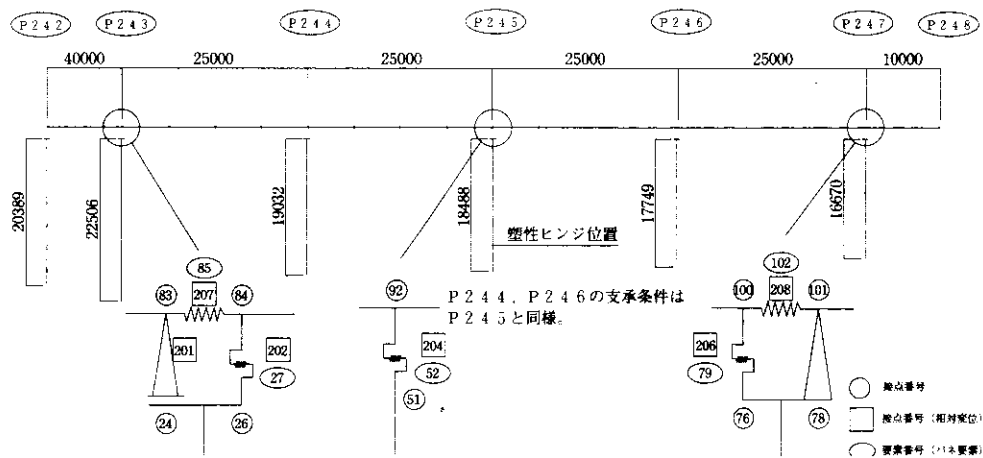


図-7 解析モデル

点とした。P 247～P 248 のスパンは 30 m であるが、P 247 は固定、P 248 は可動支承であり解析上影響は少ないと考えモデルでは 10 m とした。ただし、上部工の重量は全橋分載荷している。

入力地震波形は、P 217～P 222 の時と同様である。解析は上記のモデル (Case-1) の他に、比較のため中間支点部をすべて固定とした場合 (Case-2) についても行った。橋脚は、耐震補強がなされており、脚基部にはコンクリートが充填され、鋼単独の断面はリブ補強が行われている。また、塑性ヒンジ位置は充填コンクリート直上に設定されている。解析モデル (Case-1) を図-7 に示す。

(2) 解析結果

解析の結果を以下に示す。

- ① 図-8、図-10 に示すとおり、変形量は脚の変形が大きく、支承の変形が小さいことがわ

かる。これは、脚が鋼製橋脚であることおよび、隣接桁との衝突を防ぐために、ゴムバッファの剛性を大きくしたことに起因すると考えられる。

- ② 図-9、11、12 より、タイプ II の地震エネルギーの大半は鋼製橋脚により吸収されていることが分かる。
- ③ 表-7 から Case-1 と Case-2 の結果を比較すると、タイプ II の地震波について、Case-2 では P 243～P 246 の橋脚基部が終局に達していることから、機能分離型支承を用いた場合の免震効果により発生モーメントが低減されていることが分かる。Case-1 で P 247 が終局に達しているが、P 248 の可動支承の地震力負担分を考慮した Case-2 では終局まで達していないことから、Case-1 でも P 248 の可動支承の影響を考慮すれば同様

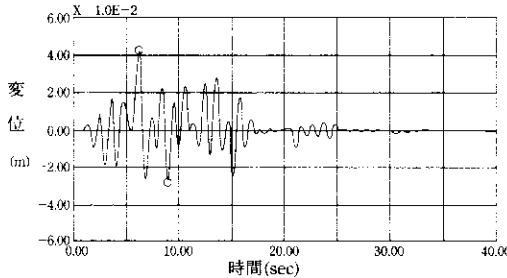


図-8 支承の変位 (P 245) (II-II-1)

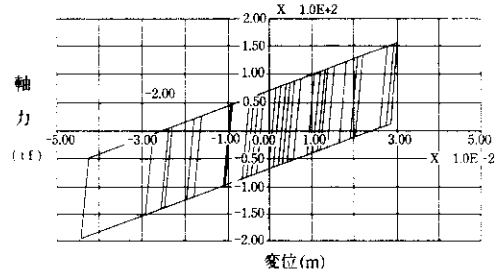


図-9 支承の履歴曲線 (P 245) (II-II-1)

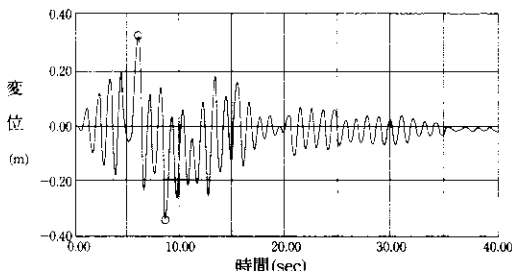


図-10 橋脚天端の変位 (P 245) (II-II-1)

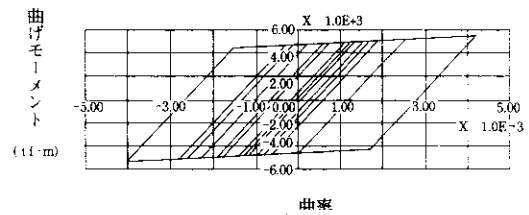


図-11 橋脚の履歴曲線 (P 245 基部) (II-II-1)

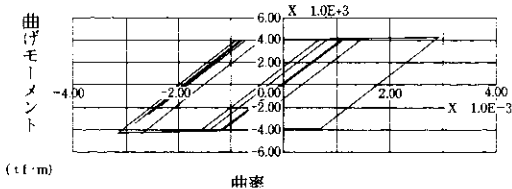


図-12 橋脚の履歴曲線 (P 245 塑性ヒンジ位置) (II-II-1)

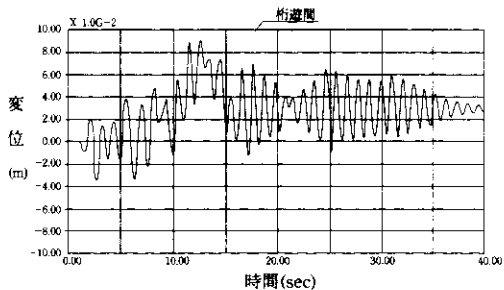


図-13 桁遊間の変化量 (P 243) (II-II-1)

の結果が得られると考えられる。

- ④ 隣接桁との衝突は発生していない。(図-13)

以上のことから、本支承を設置したことによる橋脚、支承、上部工の安全性が確認された。

表-7 脚基部の発生曲げモーメントと耐力の比較(MN・m)

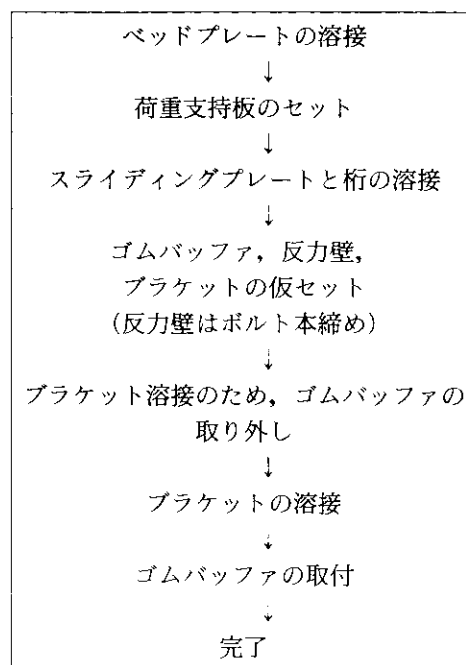
		P 243	P 244	P 245	P 246	P 247	
鋼製脚の降伏モーメント		89.4	46.7	45.2	43.4	47.8	
鋼製脚の終局モーメント		110.7	57.2	57.0	55.6	58.9	
最大曲げ モーメント	Case-1	I-II-1	69.8	49.9	50.4	50.9	53.0
		II-II-1	102.2	55.1	55.5	55.5	59.8
	Case-2	I-II-1	90.3	51.0	51.8	51.9	46.8
		II-II-1	108.4	57.4	57.5	57.0	56.4

6. 施工

図-1に示すように、機能分離型支承はこれまでの支承と異なり、いくつかの部品に分かれていることが特徴である。それぞれの部品は小さく、ハンドリングは容易である。ただし、現場での組立・調整が、一般のゴム支承に比べて倍以上の時間を要したので、今後の改善が望まれる(なお、今回の支承取替全作業の工数の中で、支承据付工は5%程度である)。

施工は表-8の順に行われる。ブラケットの設置はバッファの厚みを実測し、+1~2mm程度の余裕を加えて橋脚に溶接した。また、各部品の高さの誤差はバッファの取付孔(長孔)で吸収した。これらの調整作業が簡略化あるいは省略できれば、さらに施工性と精度向上が期待できると考えられる。

表-8 施工手順(鋼脚の場合)



7. まとめ

機能分離型支承を用いた2橋について、動的な照査をおこなった結果、構造系全体が安全であることが確かめられた。特に、P 243~P 247においてはゴムバッファの非線形(バイリニアモデル化)性を考慮することにより橋脚基部の発生モーメントを低減できることが確認された。

また、支承取替前及び取替後の振動計測を行い、加速度振動レベルが約半分となる結果が得られた⁴⁾。これは支承取替と同時に橋脚の補強も行われたことから、橋脚の剛性が増加したことも理由の1つとして考えられる。

今後の課題として、以下の点が挙げられる。

- ① 部品数が多く、現場での組立作業工数が一般のゴム支承に比べて増加することから、さらに単純化した構造に改良し、組立、調整作業の簡略化を図る必要がある。このことは同時に良好な品質管理とコストダウンにつながる。
- ② バッファの設計は自由度が高いことから、多様なニーズに対応できる。同時に、非線形動的解析を行って照査を行うことが望ましいが、最適設計はこの方法に依らなければなら

ないため、より簡易な照査方法を検討することが、実務者にとっては望ましいと考えられる。

なお、この支承設置箇所には、各部品（荷重支持板、ゴムバッファ）の暴露試験体を併設しており、今後の経年変化についても調査を継続する予定である。

参考文献

- 1) 伊津野和行・袴田文雄・佐藤大輔・中村一平：橋梁の機能分離型免震すべり支承に関する実験的研究, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, Vol. 3, pp. 2783-2788, 1998, 11
- 2) 佐藤大輔・中村一平・伊津野和行：機能分離型免震支承の開発, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, 第I部, pp. 684-685, 1998, 10
- 3) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料, 1997, 3
- 4) 伊津野和行・袴田文雄・志村敦：機能分離型免震支承システムのすべり摩擦特性に関する研究, 土木学会第25回地震工学研究発表会論文集, 1999, 7