

# 既設橋梁のノージョイント化

大阪管理部 保全第一課 加藤 修 吾  
前 同 部 同 課 富田 穰  
同 部 同 課 袴田 文雄

## まえがき

“ノージョイント化”という言葉が定着してきた感がある。そのネーミングの簡明さから受け入れられたのかも知れない。

高速道路のジョイントは何とかなければいけないというのがそもそもの始まりである。すなわち、高架橋梁の連続する都市高速道路では温度変化に対応するために数多くのジョイントが配置されている。ところが構造上の連続性がここで断られるため、走行性の問題、段差による衝撃と振動・騒音問題、漏水による桁端部の腐食問題、さらには破損頻度の最も高い箇所として、たび重なる補修工事とそれによる交通渋滞、工事騒音、費用の問題などいろいろの問題点をかかえており、維持管理上の最大のネックとなっている。

したがって、このジョイントをいかにして改良するかは長年のテーマである。そこで、相隣りあう橋梁の遊間を常に一定に保てば、その間のジョ

イントは不要になるという単純な発想から路面の連続化を図ること、すなわち、“ノージョイント化”を企画し、昭和58年度において鋼桁とPC桁のそれぞれ3径間区間で工事を実施した(図-1参照)。ここにその概要と挙動特性について報告する。

## 1. ノージョイント化工法の概要

ノージョイント化工法の基本概念は以下のとおりである。

①既設橋梁を連続桁化する方法は、支点上に生じる負の曲げモーメントの大きさからいって大規模改造工事となることから実現性がない。したがって曲げモーメントを伝達させないで、温度変化などの水平力は軸力として伝達させることを考えた。すなわち、主桁全高を連結するのではなく、中立軸より上の部分を連結させる構造を模索する。

②これに伴う主桁の拘束応力や、温度変化による移動、地震時水平反力に対しては、支承条件の変更の検討や下部工の変形により対処する。

③路面を連続化するために、その下の基盤となる床版を連続化する。

④そのためには、連結床版に加えられる活荷重などによる主桁桁端の変形からくる拘束を緩和する方法、たとえば、連結長をできるだけ大きくとって変形能を大とすることなどを検討する。

以上の基本方針により、種々の解析的検討を経て、特に鋼桁の場合は活荷重による桁回転が大きいことから連結部大型模型による繰り返し載荷実

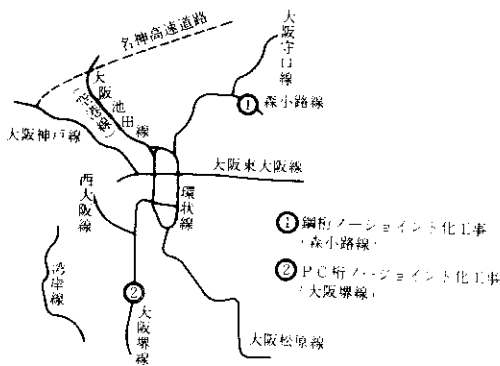


図-1 ノージョイント化工事実施位置図

験を踏まえて工事実施とした。

決定された鋼桁およびPC桁のノージョイント化工法の概要は次のとおりである。

①鋼桁の場合は、温度変化および地震時の水平力を軸力として伝達するために相隣りあう橋梁の主桁の上フランジを鋼板で連結した。温度変化による桁の移動は支承を可動支承化することで対応し、その可動支承化した箇所については、ダンパーを設けることにより地震時水平力を分担させた。床版は路面の連続化を図れる程度すなわち、活荷重により大きなクラックが入らない程度に変形能を有する連結とし、発泡スチロールを鋼板との間に敷いた。

②PC桁の場合は、床版のみで連結し、温度変化および地震時の水平力を伝達させた。また、温度変化による桁の移動量は鋼桁に比べて小さかったために、現橋の支承条件を変更する必要がなく、地震時水平力に対しても橋脚の変形能で対応できた。活荷重に対しては鋼桁と同じく発泡スチロールを敷くことにより変形能を高めるとともに、版の計算から床版の断面を決定した。

鋼桁およびPC桁のノージョイント化工法は、上記のとおり極めて単純な構成から成り立っているが、工法の単純さは逆にその挙動を複雑にして

おり、まだ解明すべき多くの問題を有している。特に、既設橋梁を対象としていることから、条件はさらに複雑化される。反面、その詳細構造については、もっと簡易化される可能性をもっている。

ただ今回、本線の工事にまで踏みきったのは、もし破損しても、それが従来のジョイントの倍の寿命があるのならその時に補修すれば良い。そしてもう少し大きい破損につながるのなら、元の単純桁に戻せば良いという楽観的な考え方からである。

すなわち、成功すればそれは今後とも道路管理者にとって結構なことだし、だめでも何とか事後処理はできるという見極めがある。

## 2 鋼桁のノージョイント化工事

### 2-1 設計

鋼桁のノージョイント化工事の構造選択方針は

①支間長、構造がほぼ等しい単純桁である。

②直線区間で、主桁腹板が一貫する。

③下部構造がほぼ等しい。

の条件によった。

床版のみを連続させるには図-2に示すように

①腹板をピンにて連結し、床版を打設。

②I桁の上フランジを鋼板にて連結し、床版を打設。

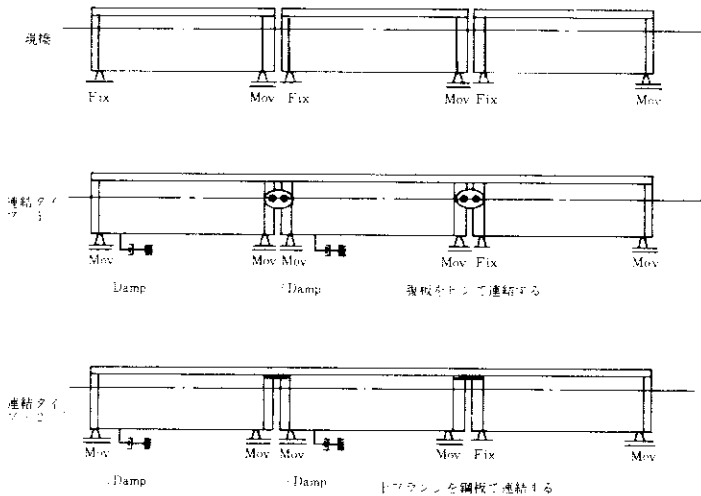


図-2 ノージョイント化のモデル



の2通りが考えられるが、後に述べる実験結果を参考にして、②のタイプを選んだ。試験施工区間の諸元および構造概略は表-1のとおりである。

ダンパーは粘性せん断型を選び設計にあたっては粘性係数の選択が重要である。図-3に示した多質点系モデルによる時刻歴応答解析を行い、地震時水平力の分散率が現況にほぼ一致するよう定めた。

現況橋脚の検討に際しては、ダンパーによる反力分散の実施例にならい、固定橋脚に対しては、10%設計水平力を割増した。

床版の連続化に伴う構造部材への影響検討として、橋脚の耐荷力、ケーソン基礎の安定、温度差応力、連結部床版の耐荷力、端部遊間の実測などについて検討し、施工の妥当性を確認した。

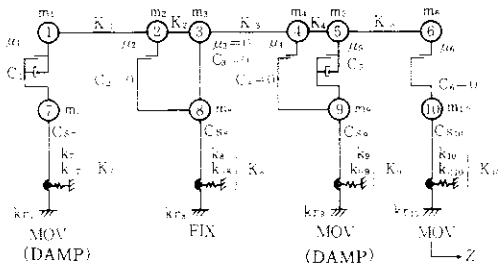


図-3 多質点系モデル

## 2-2 繰り返し載荷実験

床版連続化の詳細については、室内実験により最適となるものを定めた。選出したパラメータは、連結方法、連結支間長、床版と連結板の接触面、目地の有無、鉄筋付着に関する測定である

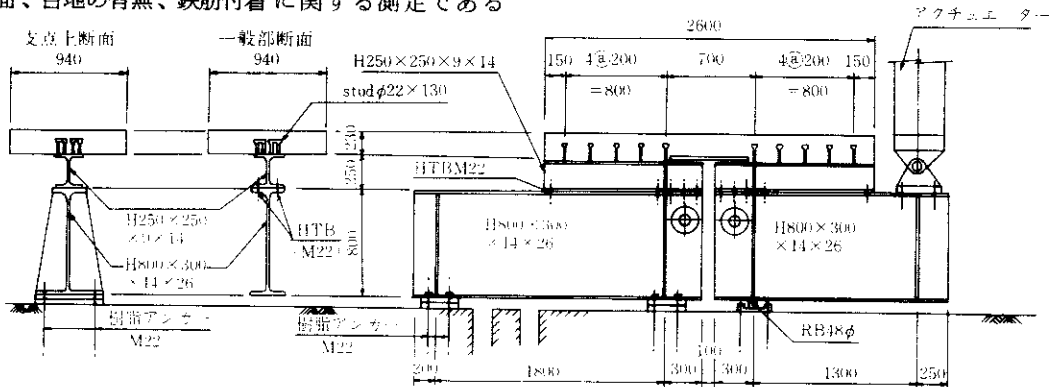


図-4 供試体および載荷装置

(表-2 参照)。

これらを図-4に示すように設置し、アクチュエーターにて載荷した。載荷速度は5 Hzとし、L荷重満載時に生ずる端部回転変形量を基準にとり、アクチュエーターの位置における変位制御試験を行った。変位は基準の場からはじめ、段階的に大きくし、計100万回近く載荷した。実験中、ひびわれの進行状況を観察するほか、鉄筋、連結板に埋めたひずみゲージにより、断面内のひずみ分布を求め、また荷重変位曲線を求めた。

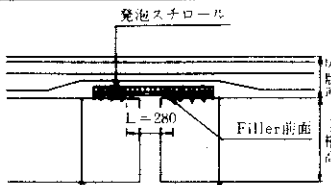
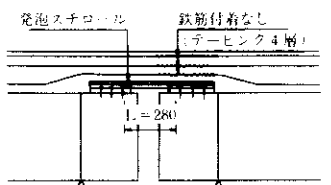
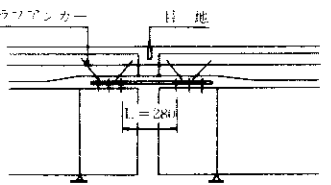
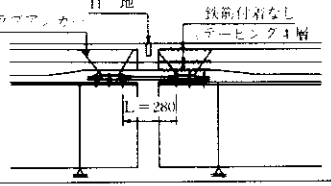
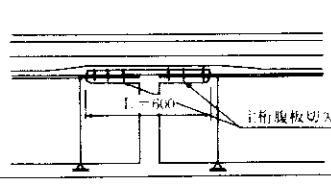
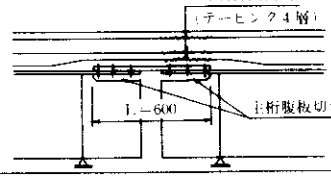
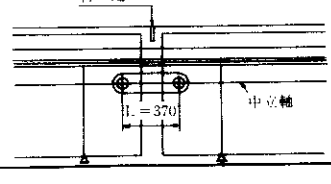
実験の後、解析値との違いが問題になり、モデル化の考え方の検討を行ったが、挙動の複雑さを解明するには至らなかった。しかし、実験により、次のような貴重な結論を得た。

- ① ひびわれ荷重は供試体No.1 Aが最も大きい。
- ② ひびわれは載荷点直上から連結部中央のみ生じた。
- ③ 付着ありの供試体では、ひびわれが分散し、貫通しなかった。
- ④ 主鉄筋のひずみは計算値よりかなり小さ目に表れた。
- ⑤ 連結ピン構造は、ピンの遊びのために、床版に大きな断面力を生じ、床版が変形した後は騒音を伴った。
- ⑥ 主桁上の床版剛性は、少したわみやすい方が好ましく、発泡スチロールを敷設した断面が良い。

以上により表-2の供試体No.1 Aを最適と判断した。

断面図

表-2 供試体一覧表

供試体記号	パラメーター	概略図	特徴
No.1A	連結方法	上フランジ連結	
	連結板支間	0.28m	
	床版と連結板との接触面	発泡スチロール	
	目地の有無	なし	
	鉄筋付着	あり	
No.1B	連結方法	上フランジ連結	
	連結板支間	0.28m	
	床版と連結板との接触面	発泡スチロール	
	目地の有無	なし	
	鉄筋付着	なし	
No.2A	連結方法	上フランジ連結	
	連結板支間	0.28m	
	床版と連結板との接触面	スラブアンカー	
	目地の有無	あり	
	鉄筋付着	あり	
No.2B	連結方法	上フランジ連結	
	連結板支間	0.28m	
	床版と連結板との接触面	スラブアンカー	
	目地の有無	あり	
	鉄筋付着	なし	
No.3A	連結方法	上フランジ連結	
	連結板支間	0.60m	
	床版と連結板との接触面	処理なし	
	目地の有無	なし	
	鉄筋付着	あり	
No.3B	連結方法	上フランジ連結	
	連結板支間	0.60m	
	床版と連結板との接触面	処理なし	
	目地の有無	なし	
	鉄筋付着	なし	
No. 4	連結方法	腹板連結	
	連結板支間	0.37m	
	床版と連結板との接触面	処理なし	
	目地の有無	あり	
	鉄筋付着	あり	

## 2-3 詳細設計

上記の結果を踏まえ、詳細設計は下記によった。

- ①床版および舗装を連続化する。
- ②床版・舗装には目地を設けない。
- ③主桁部の床版下面に発泡スチロールの分離層をおく。
- ④端部補強横桁を増設する。
- ⑤主桁間に型枠兼用の鋼板をおく。
- ⑥鉄筋は重ね継手とし、樹脂塗装鉄筋とする。
- ⑦ダンパーを採用する。また、重ね継手長不足については補強筋の配置により補う。
- ⑧防水層および防水処理を行う。

結果は表-1の(a)の断面図のように決定した。

多質点系モデルにより時刻歴応答解析を行い検討した結果、表-3のように地震時水平力の分散率を得たので、森P26を固定支承とし、森P24、森P25を可動支承化しダンパーを設置することとした。

表-3 地震時水平力の分散率の比較

	分散率		森P24	森P25	森P26
	森P26固定	静的分散率	基ばねのね考慮	0.302	0.358
無視			0.338	0.318	0.318
動的分散率		$C=20$ ( $t=360$ (cm))	0.274	0.357	0.349
		$C=200$ ( $t=360$ (cm))	0.279	0.357	0.349
現設計分散率			0.305	0.335	0.360
最大/現設計		1.129	1.110	1.025	
(1.128) 注)					
森P25固定	静的分散率	基ばねのね考慮	0.302	0.358	0.340
		無視	0.338	0.318	0.318
	動的分散率	$C=20$ ( $t=360$ (cm))	0.271	0.376	0.335
		$C=200$ ( $t=360$ (cm))	0.280	0.376	0.335
	現設計分散率		0.305	0.335	0.360
最大/現設計		1.128	1.179	0.956	
(1.297) 注)					

注) 1. 固定端に対しては、安全性を考え、分散率の10%増を考える。  
2. (C)ダンパーの粘性係数の和

## 2-4 施工

施工順序は図-5のとおりである。

## 2-5 測定工

森小路線では、ダンパーを採用したので、温度変化に対し容易に動き、静的には床版内に大きなひずみは生じない。一方鋼桁はPC桁に比べたわみやすく、桁端に回転角を生じ、連結床版内に曲

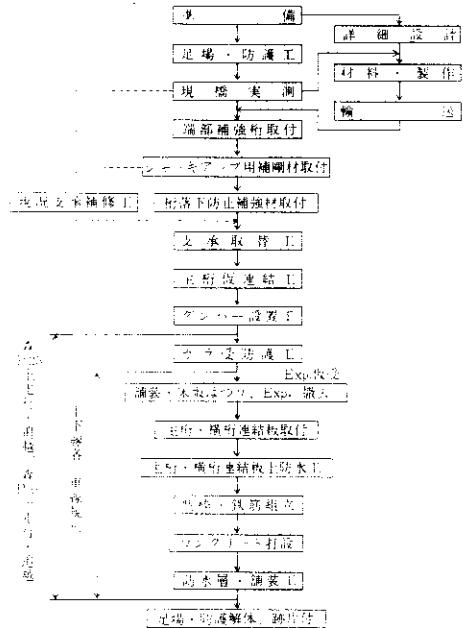


図-5 鋼桁ノージョイント化工事の施工順序

げモーメントが作用する。したがって、常時の桁の温度変化により生ずる静ひずみ、変位測定の他に、試験車の静的載荷により断面内に生ずるひずみや桁端の変位を測定した。また、試験車走行による動的なひずみ、変位、加速度を測定した。並行して一般車走行時にも測定した。沿道環境の工事前後の比較も行った。調査方法、項目は表-4のとおりである。

### (1) 静的載荷

試験車載荷による桁たわみを工事前後で比較すると、支承の取替え、床版連結により多少変化しているがほぼ同じであった。このことから、床版連結程度では大きな構造系の改変にまで至っていないことがわかる。

試験車の載荷位置と支承条件により、桁の回転変位などの挙動が解析値と一致しない場合がある。温度変化が比較的小さいので、可動支承の摩擦による抵抗が大きく影響していると思われる。

連結板に生ずる応力は非常に小さく、最大で48 kg/cm程度である。載荷ケースによれば、計算で

表-4 鋼桁ノージョイント化工事に伴う測定項目

測定項目	測点数		調査種別			
	工事前	工事後	一般車走行	試験車走行	静的荷載	24時間変動
主桁、橋脚振動加速度	21	21	○	○	-	-
主桁、橋脚鉛直たわみ	9	9	○	○	○	-
桁 変 位	16	28	○	○	○	○
ダンパー変位	-	3	○	○	○	-
連結板ひずみ	-	12	○	○	○	-
連結部鉄筋ひずみ	-	7	○	○	○	-
ダンパーひずみ	-	4	○	○	○	-
橋梁温度	9	9	-	-	-	○
気温 風速	1	1	○	-	-	○
試験車振動加速度	2	2	-	○	-	-
路面凹凸	8	8	-	-	-	-
交通量	1	1	○	-	-	-
地盤振動	9	9	○	-	-	-
騒音	6	6	○	-	-	-
低周波空気振動	7	7	○	-	-	-

求めた断面力と作用方向が逆の場合があった。

鉄筋ひずみは、上段・下段とも引張力が作用する。ひずみレベルそのものは小さいが、コンクリートの最大引張応力をこえる場合があるので、コンクリート表面にひびわれ発生の可能性がある。鉄筋ひずみの断面方向の分布例は、図-6のとおりであり、解析値よりかなり小さい。

(2)動的荷荷

試験車走行により生じる連結床版内の鉄筋応力の最大値は約30 kg/cm<sup>2</sup>であり小さい。また鉄筋応力はすべて引張である。

ダンパーの位置において変位とひずみを計測した。最大変位量は0.5mm程度であった。当初、活荷重振動レベルでのダンパーの挙動が着目されたが、可動支承とダンパー孔との間に1mmの隙間があり、ダンパーに力が直接伝達されていないため、ひずみ最大値は20μ程度であった。ダンパーピンに面外力が作用しているが、値は小さく問題にならない。

加速度計による計測と周波数分析結果から次の

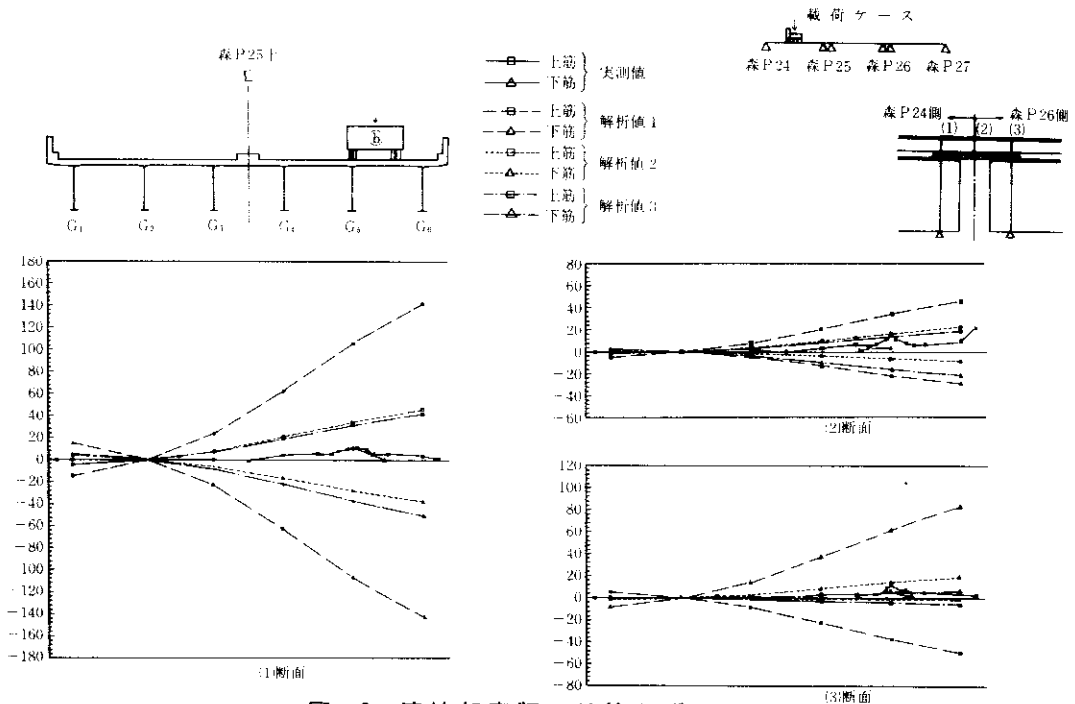


図-6 連結部床版の鉄筋ひずみ

ことがわかった。

格子桁の固有値解析の結果からたわみの基本固有振動数は径間により異なり、3～4Hzである。

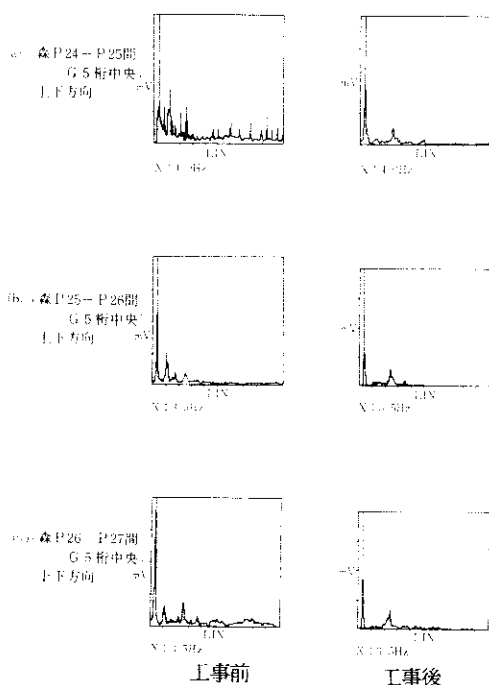


図-7 ノージョイント化工事前後の振動加速度のパワースペクトルの変化

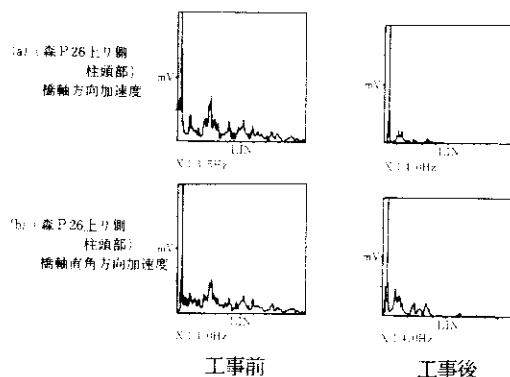


図-8 ノージョイント化工事による衝撃の低減

径間中央の上下方向の振動をみるときの値は実測値と合致するほか、図-7の(a),(b),(c)のように工事前後も変わらない。また橋脚の橋軸方向、橋軸直角方向の加速度記録をみると図-8の(a)(b)にみるように桁の固有振動数が表れ、橋脚が桁振動に連動していることが伺われる。しかし、桁、橋脚の振動と同様に卓越振動数は変わらないが、桁、橋脚を通じて30～40Hz以上の成分が減少して衝撃の影響が小さくなっているのが理解される。

ピーク加速度の減少は大きく、加速度で $\frac{1}{2}$ ～ $\frac{1}{3}$ 、加速度レベルで2～5dBの減少となっている。これは橋脚についても同様であるが、橋軸直角方向については工事前後も変化がない。このことは $\frac{1}{3}$ オクターブ分析結果からもわかる。

鉛直たわみの動的な測定から、試験車走行時のたわみ振動特性とピーク値がわかる。これによると、主桁の曲げ1次固有振動数は、工事前後も加速度の卓越振動数と一致するほか、対数減衰率が、工事前の1～2%から、工事後の3～4%へと増加し、振動が減衰しやすくなっている。たわみのピーク値に大きな変化は認められなかった。

試験車走行時の連結板ひずみを静的な載荷時と比較するとピーク値で1.2倍～2.2倍生じている。この増分は桁と車両の動的作用による。一般車両走行時にも連結板のひずみを計測したが、試験車走行時よりも、さらに、20%～50%大きい。しかしその時でも、連結板に加わるピーク時応力にして76 kg/cm<sup>2</sup>であるから問題はないと思われる。

鉄筋ひずみ計測では、試験車走行と静的測定とはほぼ同等の引張ひずみを生じた。鉄筋応力にして42 kg/cm<sup>2</sup>である。試験車走行を通して鉄筋ゆがみが圧縮に転じることはなかった。

連結板、鉄筋ひずみの分布から連結床版に作用する端部曲げモーメントが、車両走行位置に応じて知られるが、ひずみが小さいので、解析値との違いを定性的に論ずることはできなかった。

試験車のばね上、ばね下の加速度記録について工事前後で周波数特性の変化はなかった。特にばね下の加速度記録に変化がないのは、舗装打ち替えを、床版はつり幅を含んで部分的にしか行わなかったため、路面不陸の状況は3 mプロフィー



ルメーターにも十分表れている。

地盤振動について測定した結果によれば、交通量が全体的に少なく、レベル値が、橋軸方向で24～29 dB、橋軸直角方向で33～38 dB、鉛直方向で40～45 dBと小さい。そのため工事前後でほとんど変化がなかった。加速度記録において、水平成分では30～40 Hz以上の成分の減少をみたが、この範囲は体感補正で大きく低減され、全体的な振動レベル減少にほとんど寄与していない。

騒音の減少傾向は着実に現われた。地上で約3 dB(A)の低減を得ている。

低周波空気振動について、騒音に準じた測定を行ったが、橋脚上で10 dBの低減があり、地上でもわずかの低減がみられる。これは単純桁に比べて連結床版では、桁の振動モードが制限されやすいためと思われる。

### 3. PC桁のノージョイント化工事

#### 3-1 設計

鋼桁とはほぼ同様の条件下で3連の単純PC桁のある地区を選定した。ただし床版部に横締めのない合成PC桁構造を選んだ。

PC桁の場合にも鋼桁と同様に、舗装面を連続化させるためには、

- ①連続桁構造とする。
- ②床版だけを連続化させる。

が考えられるが、①は軟らかいゴム支承への取り替えと、大規模な横桁改造工事を伴う。ところがこの地区のPC桁は施工後10年以上経過して乾燥収縮、クリープのほとんどを終えていることから簡易な方法の②により路面の連続化を図った。

試験施工区間の諸元および構造概略は表-1のとおりである。ここで、ゴム支承、アンカーボルトは在来のままであり、分離層とは、床版に加わる強制変位の結果生ずる床版内応力を緩和するものである。

連結部床版の断面設計は

- ①T荷重による床版設計
  - ②L荷重による桁端回転に伴う設計
  - ③ゴム支承弾性変形に伴う設計
- により行った。この結果、コンクリートの一部が

許容引張応力を超えることになったが、樹脂塗装鉄筋を採用することなどにより対処しびびわれを許容することとした。

この他、温度変化+乾燥収縮時の床版設計、地震+温度変化作用時の既設アンカーボルトの検討およびRC橋脚、杭基礎の検討を行った。

#### 3-2 施工

工事は昭和58年度堺線補修工事通行止めを利用して上下線別々に行った。施工順序を図-9に示す。

#### 3-3 測定工

堺線のPC桁ノージョイント化工事は、森小路線の鋼桁と比べて、①支承条件を変更しないため

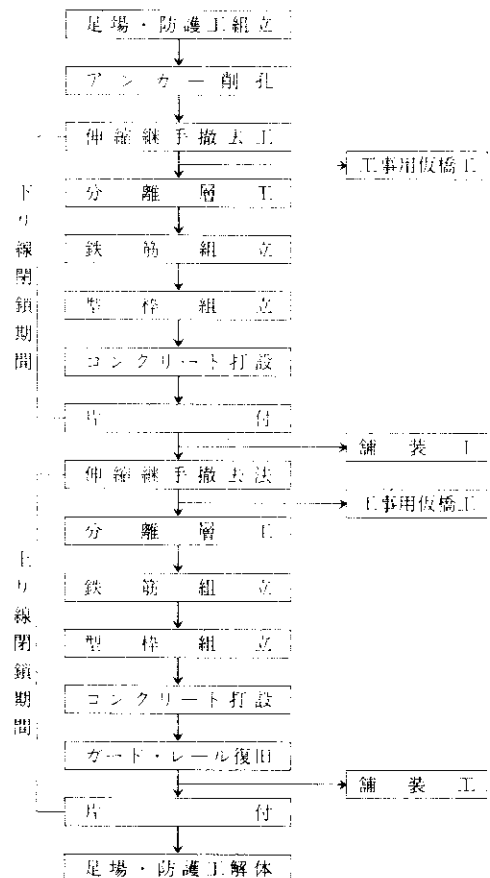


図-9 PC桁ノージョイント化工事の施工順序

常時に温度ひずみが作用すること、②自重が大であるため桁端回転角が小さいことが特徴である。そこで、堺線では、常時の桁の温度変化により生ずる静ひずみ測定、試験車の走行試験による測定を行うなど、表-5に示す測定を実施し、系の挙動を把握し、工事前後の変化を調査した。

(1)静的な測定

連結部床版の上段鉄筋と下段鉄筋は正負逆のひずみを生じている。すなわち、主として曲げモーメントが伝達されていることがわかる。ただ、鉄筋に生ずる応力の大きさは3℃の温度変化に対し、74kg/cm<sup>2</sup>と小さく、設計値に対しても安全であると判断される。

(2)動的な測定

連結部床版の鉄筋に生じる応力は15 kg/cm<sup>2</sup>で非常に小さかった。

衝撃について、試験車に搭載させた加速度計からのばね上振動はさほど変化はないが、ばね下振動については大きな改善がみられた。ばね上の振動性状に効果が及ぶには、走行距離が短く、ばね上の固有振動数はばね下と大きく異なることによる。

この影響は当然床版に最も著しく現われ、床版

表-5 PC桁ノージョイント化工事に伴う測定項目

測定項目	測点数		調査種別		
	工事前	工事後	一般車走行	試験車走行	24時間変動
床版加速度	5	5	○	○	-
主桁変位	11	11	○	○	-
橋脚変位	10	10	○	○	-
桁端変位	10	10	○	○	○
連結部鉄筋ひずみ	0	8	○	○	○
橋梁温度	2	4	-	-	○
気温・風速	1	1	-	-	○
試験車振動加速度	2	2	-	○	-
路面凹凸	1	1	-	-	-
交通量	1	1	-	-	-
地盤振動	9	9	○	-	-
騒音	6	6	○	-	-
低周波空気振動	3	3	○	-	-

注) 堺線においては試験車による静的測定は行っていない。

加速度の測定事例の図-10を見ると、加速度の大きさは低減し、30 Hz以上のジョイント部の衝撃に関わる周波数成分が激減していることが伺える。

地盤振動については25 Hz以上の周波数成分に著しい改善効果がみられるが、振動感覚補正フィ

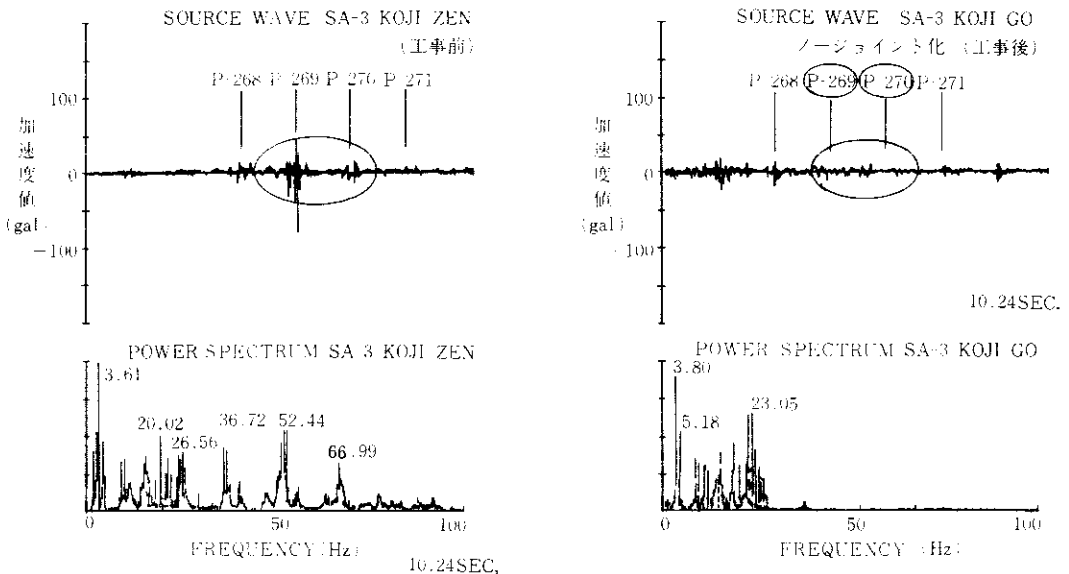


図-10 ノージョイント化工事による衝撃波形の変化

ルターをかけた後の振動レベルにおいては大差ないことになる。

騒音レベルについては、レベル波形にみるように平面街路の影響が著しく大きいですが、この影響を除外すると1～2dB(A)の低減がみられた。

低周波空気振動については、測定方法、評価方法に確立されたものはないが、振動レベル測定方法に準じた方法にて測定すると、官民境界で1～2dBの改善を示した。

振動、低周波空気振動では、フラットな周波数解析によれば、25Hz以上で大きな改善を示しているが、桁の固有振動数である5Hz付近などでは変化がない。

騒音についていえば、フラットな周波数解析では160Hz以下で大きな改善を示しているが、250～500Hzのエンジンやタイヤ音に関わる付近では変化がない。

## あとがき

このたび本線の2箇所でのノージョイント化工事を実施できたのは、高速道路のジョイントは何とかなければ、という強い意向に支持されたからといえる。できあがった構造は、単純桁と連続桁

の中間的な特異なものであるため、今後とも長期的な挙動を追跡していく計画である。さらに簡易なノージョイント化工法の開発について、その設計法の確立も含めて積極的に取り組む所存である。なお、鋼桁の連結部床版構造の選定にあたっては神戸大学藤井助教授、岡山大学阪田助教授の御指導を頂きましたことを付記して謝辞と致します。

## 参考文献

- 1) 冨田, 加藤, 吉川, 瀬川; 既設高架橋(鋼桁部)のノージョイント化手法、土木学会第38回年次学術講演集
- 2) 加藤, 吉川, 冨田; 既設高架橋(鋼桁部)のノージョイント化試験施工、第15回日本道路会議論文集
- 3) 冨田, 袴田; 既設橋梁のノージョイント化、阪神高速道路公団第16回技術研究発表会論文集
- 4) 田中, 冨田, 加藤, 阪田, 藤井; 既設橋梁のノージョイント化に伴う連結部疲労実験、土木学会第39回年次学術講演集
- 5) 冨田, 加藤, 吉川; 既設橋梁のノージョイント化とその挙動特性、土木学会第39回年次学術講演集