

# 論文 桁端部の変位拘束効果によるPC斜張橋の耐震補強効果

田崎 賢治\*1・幸左 賢二\*2・西岡 勉\*3・大谷 誠一郎\*4・

**要旨**：河川内に主塔を有する既設のPC斜張橋を対象に、主桁端部と側径間橋脚の間にゴム製の間詰材を充填する耐震補強工法を提案し、主塔部の地震慣性力を端部橋脚に分散させる場合の応答低減効果について検討した。対象橋梁は主塔部橋脚の斜角が $24.5^\circ$ で、橋脚の強軸方向が橋全体の橋軸方向に近いことから、特に、主塔部橋脚の強軸方向に対するせん断力の低減効果に着目した。間詰材の軸方向剛性と端部橋脚の曲げ耐力を変化させた非線形動的解析の結果、端部橋脚の曲げ耐力を現況より2倍程度補強し、適切な個数の間詰材を設置する場合に主塔部の応答低減効果が最も高く、主塔部橋脚の最大せん断力を2割程度低減できることを示した。

**キーワード**：PC斜張橋、桁衝突、間詰材、地震応答解析、応答低減効果

## 1. はじめに

兵庫県南部地震以降、大規模地震に対する橋の耐震設計では、上部構造の水平変位が大きくなることにより、支承構造や橋脚断面、また、基礎構造が震災前と比べて大きくなっている。特に、既設の耐震補強では、河川橋や湖面橋等大規模な仮締切りが必要となる施工条件の厳しい橋梁において、一般的な耐震補強方法では多額の工事費を必要とするといった課題がある。したがって、限られた予算の中で、より経済性、施工性に優れる合理的な耐震補強技術の開発が求められている。

筆者らはこれまで両端部に橋台を有する桁橋を対象に、桁遊間部にゴム等の間詰材を充填し、

橋台部の水平抵抗を考慮する耐震補強工法を提案し、その効果を明らかにしてきている<sup>1)~2)</sup>。

本研究では、本工法を図-1に示す河川内に主塔を有し、高架橋タイプの既設のPC斜張橋に適用範囲を拡張した。本文は、PC斜張橋の主桁と端部橋脚の間に間詰材を充填し、主塔部に作用する地震慣性力を端部橋脚に分散させる場合の地震応答低減効果について検討した結果をまとめたものである。

## 2. 対象橋梁

対象橋梁は、図-1に示すような橋長400mの既設のPC2径間連続斜長橋である。主塔主桁部の結合条件は剛結となっており、端部橋脚は

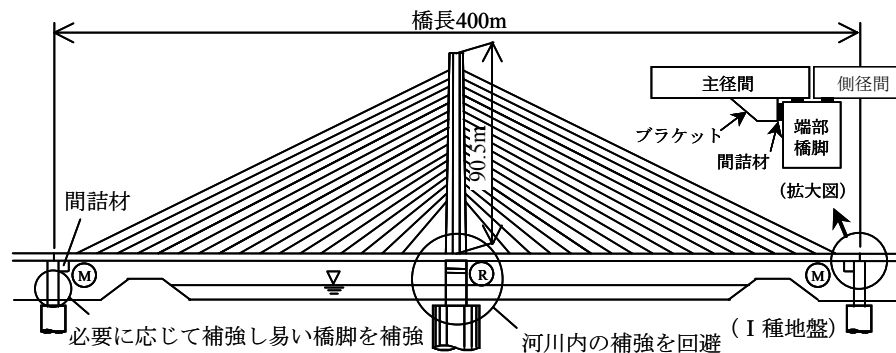


図-1 対象橋梁

\*1 大日本コンサルタント(株) 九州支社 構造技術部 博(工) (正会員)  
 \*2 九州工業大学 工学部 建設社会工学科 Ph.D. (正会員)  
 \*3 阪神高速道路公団 工務部 設計課 博(工) (正会員)  
 \*4 九州工業大学 工学部 建設社会工学科

可動支承である。主塔は逆 Y 字型の RC 柱で高さ 90.5m, 斜材は 2 面吊りである。主桁は桁高 2.8m, 全幅員 20.7m の斜めウェブを有する 4 室箱桁断面である。また, 主塔部橋脚は幅 5.5m, 長さ 18.0m の小判型断面の RC 柱であり, 基礎構造はケーソン基礎 (長さ 23.0m) である。一方, 端部橋脚は 4.5m の正方形断面の RC 柱, 基礎構造はケーソン基礎 (長さ 20.0m) で, 道路橋示方書等の規準に基づいて設計されている。

本橋は河川を 24.5° の斜角で渡河する平面線形であることから, 河川内に位置する主塔部橋脚が図-2 に示すように, 斜角を有している。

また, 地盤条件は I 種地盤であり, 地震時に液状化は生じないと判定されている。

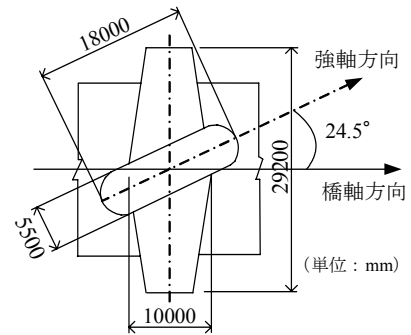


図-2 主塔部橋脚の平面図

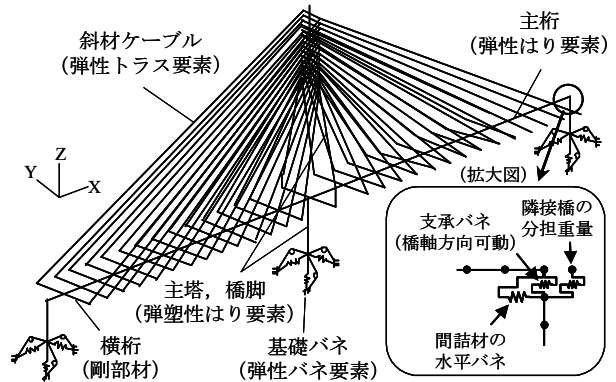


図-3 解析モデル

### 3. 解析方法と固有値解析結果

#### 3.1 解析モデル

図-1 に示す斜張橋主径間部を図-3 に示す 3 次元フレームにモデル化した。主塔および橋脚は弾塑性はり要素, 主桁は弾性はり要素, 斜材のケーブルはトラス要素を用いており, 基礎は集中バネに置き換えている。また, 主桁の曲げ, たわみ, ねじりを斜材に確実に伝達するために横桁を剛部材として設置している。弾塑性はり要素における曲げの非線形特性は道路橋示方書 V 耐震設計編 (以降, 道示耐震編と称する) に準じ, 自重解析により求めた初期軸力を用いてひび割れを考慮したトリリニア型の武田モデル (剛性低下率  $\beta=0.4$ ) を用いている。なお, ケーブル質量はトラス要素を用いたモデル化の都合上, 要素端部の主塔および主桁の節点上に 1/2 ずつ振り分けて付加している。境界条件は主桁端部と端部橋脚上における鉛直および橋軸直角方向の支持条件のみを固定としており, 端部橋脚上, 橋軸方向の可動支承のバネ定数は 0 としている。

#### 3.2 解析方法

解析に用いる入力地震動は図-4 に示すように, 「道路橋の耐震設計に関する資料」<sup>3)</sup> に示されるレベル 2, タイプ II 地震動の中の, 本橋の地盤条件に適合する I 種地盤用 No.1 標準波形

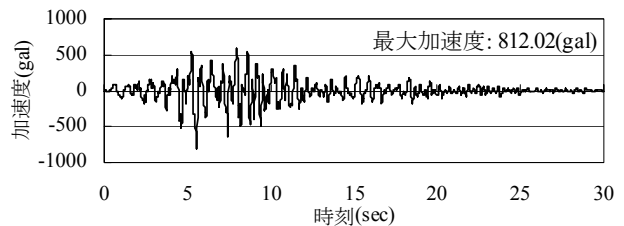


図-4 入力地震動

を用い, 橋軸方向に入力している。また, 時刻歴応答解析における数値積分には, ニューマークの  $\beta$  法 ( $\beta=1/4$ ) を用い, 数値積分間隔は  $\Delta t=1/1000$  秒とした。また, 各非線形部材の履歴減衰の他に, 粘性減衰定数として, 主桁, 主塔, 橋脚およびケーブルは 2%, 基礎は 20%, 剛部材は 0% としている。また, 橋全体の粘性減衰としてレーリー減衰を用いている。

#### 3.3 固有値解析結果

固有値解析結果のうち, 1 次~10 次モードの固有周期と刺激係数を表-1 に示す。橋軸方向の卓越モードは 1 次 (固有周期 3.099 秒) と 5 次および 7 次である。また, 橋軸直角方向の卓越モードは 2 次 (固有周期 2.079 秒) と 8 次である。このように, 斜張橋特有の高次のモードが卓越する結果となる。

#### 4. 間詰材充填による補強工法と解析ケース

##### 4.1 検討概要と設計条件

本研究では、桁遊間部にゴム材等の間詰材を隙間なく設置し、主塔部橋脚を直接補強しない耐震補強工法を提案する。本工法は地震応答解析の中に端部橋脚の水平抵抗を考慮するものであり、地震当初から上部構造の応答に抵抗させることにより、端部橋脚に地震慣性力の分散を図る。本橋は図-2に示したように、主塔部橋脚の斜角が $24.5^\circ$ であり、橋脚の強軸方向が橋全体の橋軸方向に近い特性を有する。橋軸直角方向に対しては曲げ破壊型であり、十分な変形性能を有している。このことから、本研究では、特に主塔部橋脚の強軸方向に対する応答せん断力の低減効果に着目し、現状よりも耐震性能を向上させることを目的として検討を行う。

##### 4.2 間詰材のモデル化

対象橋梁は主桁端部の下部構造が橋台ではなく、掛け違い橋脚であることから、図-1に示すように、桁下端部に鋼製のブラケットを設置し、ブラケットと橋脚の間に間詰材を設置する。ここで、間詰材は衝突に伴う高ひずみ、高面圧下においても荷重の繰り返し回数や載荷速度に対して安定した圧縮性能を発揮することが求められる。したがって、既往の実験結果<sup>4)</sup>より、これらの性能を有する間詰材として、図-5に示す圧縮力-圧縮ひずみ関係を有するゴム製の間詰材を用いている。なお、ゴムの厚さは主桁の常時の温度伸縮量 $50\text{mm}$ を吸収できるように、 $100\text{mm}$ としている。また、間詰材の履歴特性は履歴吸収エネルギーを考慮しない逆行型としている。

##### 4.3 解析ケース

解析ケースは表-2に示すように、端部橋脚の曲げ耐力を現況のまま、間詰材の設置個数を桁端部一箇所当たり $50\sim 250$ 個まで変化させた5ケースと、表-3に示すように、端部橋脚の曲げ耐力を現況の4倍まで変化させた4ケースとした。なお、端部橋脚の曲げ耐力をパラメータとするCase-M1~Case-M4では、各ケースで間詰材の設置個数を $500$ 個まで変化させている。

表-1 固有値解析結果

次数	固有周期(sec)	刺激係数		
		X	Y	Z
1	3.099	-10.8	5.6	0.0
2	2.079	-6.8	39.8	0.0
3	1.558	0.0	0.0	37.3
4	1.183	0.0	0.0	0.0
5	1.072	-40.9	-8.4	0.0
6	0.946	0.0	0.0	12.7
7	0.912	-39.7	-4.9	0.0
8	0.892	-4.9	35.6	0.0
9	0.660	3.2	-6.6	0.0
10	0.580	10.4	-0.6	0.0

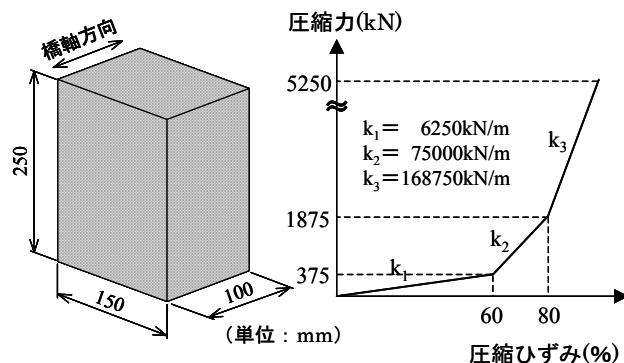


図-5 間詰材のモデル化

表-2 解析ケース(1) (端部橋脚は現況耐力)

解析ケース	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
設置個数	50	100	150	200	250
面積(m <sup>2</sup> )	1.875	3.750	5.625	7.500	9.375
間詰材圧縮ひずみ	~60%	~60%	~60%	~60%	~60%
パネ定数(MN/m)	312.5	625.0	937.5	1250.0	1562.5
水平反力(MN)	18.75	37.50	56.25	75.00	93.75
水平変位(m)	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
1次の固有周期(sec)	3.152	3.147	3.144	3.142	3.140

間詰材を設置しない場合の1次の固有周期：3.099sec

表-3 解析ケース(2)

解析ケース	Case-M1	Case-M2	Case-M3	Case-M4
端部橋脚の耐力倍率	1.0	2.0	3.0	4.0
曲げ耐力Mu(MN・m)	203.2	406.4	609.6	812.7
降伏剛性(MN・m <sup>2</sup> )	235143	470286	705429	940572

各ケース、間詰材の設置個数は $50\sim 500$ 個まで変化

#### 5. 解析結果

##### 5.1 間詰材をパラメータとした解析結果

まず、端部橋脚の曲げ耐力を現況のまま、間詰材の設置個数を変化させたケースについて解析結果を述べる。図-6に間詰材の設置個数に対する主塔部橋脚と端部橋脚の最大応答せん断力の関係を示す。図より、主塔部橋脚の最大せん断力はCase1の間詰材 $50$ 個を設置した場合、間詰材を設置しない場合と比べて約 $10\%$ 程度低減される。さらに、間詰材の設置個数が多くなるにつれて主塔部橋脚のせん断力は小さくな

り、間詰材を250個設置したCase5では、間詰材を設置しない場合と比べて約16%程度低減される結果となる。一方、端部橋脚の最大応答せん断力は間詰材を設置することにより、主塔部の地震慣性力、即ち水平力を分担するため大きくなる。なお、間詰材をCase1の50個設置した時点で端部橋脚は降伏に達するため、それ以上設置しても端部橋脚に作用するせん断力はほとんど増加しない結果となる。

次に、図-7に間詰材の設置個数に対する主塔部橋脚と端部橋脚の最大塑性率の関係を示す。図より、傾向は最大応答せん断力の結果と同様であり、主塔部橋脚の最大塑性率は間詰材の増加とともに小さくなり、間詰材を250個設置したCase5では、設置しない場合と比べて25%程度低減される結果となる。一方、端部橋脚の最大塑性率は、間詰材を設置しない場合は弾性状態であるため小さな値となっているが、間詰材を設置することにより水平力が作用するため、非線形状態に達する結果となる。

ここで、図-8に間詰材の設置個数に対する主桁と端部橋脚天端の最大応答変位を、図-9に主桁の時刻歴応答変位波形を現況と間詰材250個設置したCase5について示す。図-8の中で、主桁端部と端部橋脚天端の変位の差が間詰材の変位であり、間詰材の変位が最も大きいCase1においても圧縮ひずみは40%程度である。なお、何れのケースも主桁端部と端部橋脚天端の最大変位は同時刻である。図より、間詰材が多くなるにつれて端部橋脚の変位は増加し、逆に主桁端部の変位は減少している。ここで、図-9に示す最大応答が発生する時刻付近の主桁の時刻歴応答変位波形を見ると、間詰材を設置することにより、主塔部の応答特性はほとんど変わっておらず、最大応答変位が発生する時刻は現況、Case5ともに、5.82秒で同時刻である。したがって、間詰材を設置することにより、最大応答値のみが減少していることがわかる。また、間詰材の増加とともに主塔部橋脚の最大応答変位が減少する理由としては、図-10の端部橋脚の曲げモーメント-曲率の応答履歴結果に

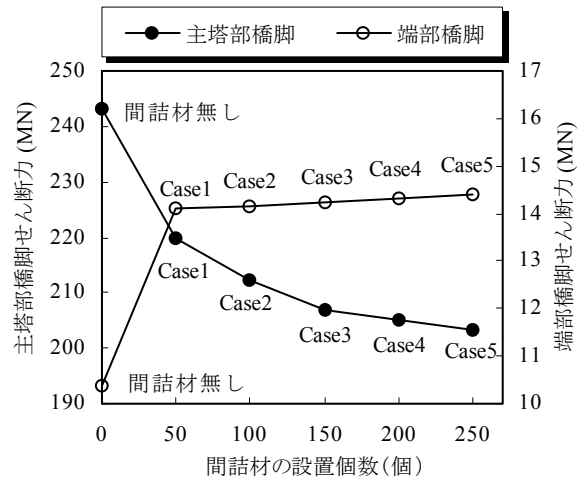


図-6 間詰材と最大応答せん断力の関係

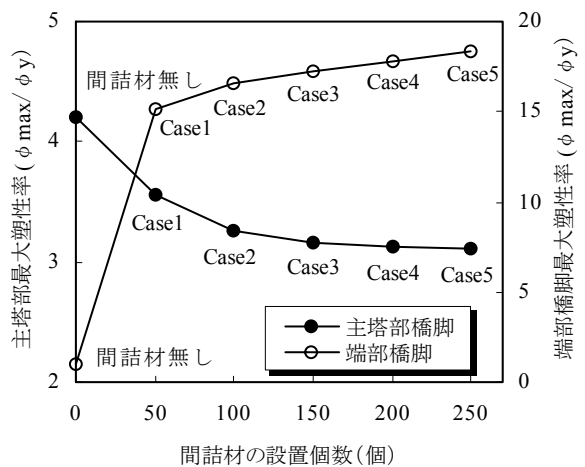


図-7 間詰材と最大応答曲率の関係

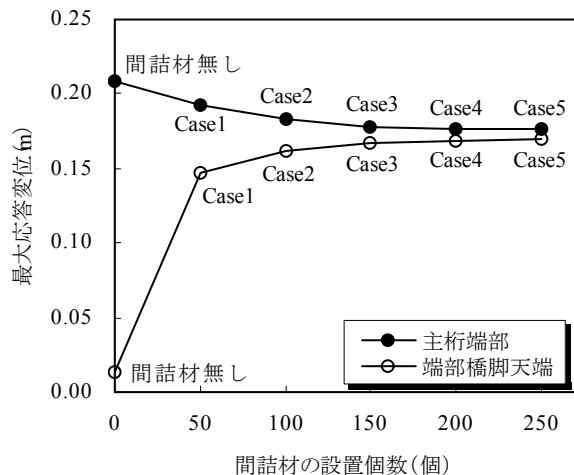


図-8 主桁と端部橋脚天端の最大応答変位

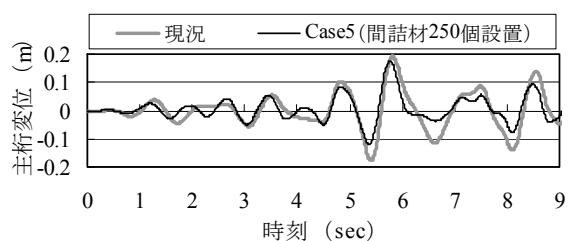


図-9 主桁の時刻歴応答変位波形

示すように、例えば間詰材が Case1(50 個)から Case5(250 個)に増加すると、間詰材の軸方向剛性が大きくなり、端部橋脚の塑性変形が 2 割程度大きくなる。このため、端部橋脚の塑性化による履歴吸収エネルギーが Case1 の場合、2217.6kJ, Case5 の場合、2588.5kJ と 17% 大きくなり、主桁の最大応答変位が小さくなったと考えられる。

以上より、間詰材の設置個数が多くなると、間詰材自体の変形は小さくなるが、端部橋脚の塑性変形は大きくなる。そのため、端部橋脚によるエネルギー吸収が大きくなり、主桁の変位が抑制されたため、主塔部橋脚の最大せん断力が 16% 程度低減されると考えられる。

## 5.2 端部橋脚の曲げ耐力をパラメータとした解析結果

次に、端部橋脚の曲げ耐力を現況の 4 倍まで変化させた Case-M1~Case-M4 について、解析結果を述べる。図-11 に端部橋脚の曲げ耐力と間詰材の設置個数を変化させた場合について、間詰材を設置しない場合に対する主塔部橋脚の最大せん断力の低減率分布（以下、せん断低減率と称する）を示す。図より、主塔部橋脚のせん断低減率は端部橋脚の耐力倍率が 4 倍の場合を除いて間詰材の増加とともに大きくなり、端部橋脚の曲げ耐力が 2 倍の場合に低減率 21% と最も大きくなる。

図-12 に間詰材 250 個を設置した場合の端部橋脚の曲げ耐力に対する主桁端部と端部橋脚天端および主塔主桁部の最大応答変位を示す。図の中で、主桁端部と端部橋脚天端の変位の差が間詰材の変位であり、また、主塔主桁部と主桁端部の変位の差が主桁の変位である。図より、端部橋脚の曲げ耐力の増加とともに端部橋脚、主桁端部の最大変位とも小さくなるが、端部橋脚の低下の割合の方が大きい。これは端部橋脚の耐力が大きくなると、端部橋脚の降伏に達するまでの水平抵抗、即ち端部橋脚による変位拘束力が大きくなり、間詰材の変形が大きくなるためである。一方、端部橋脚の曲げ耐力が 3 倍 (Case-M3) 以上になると、主桁の曲げ変形に

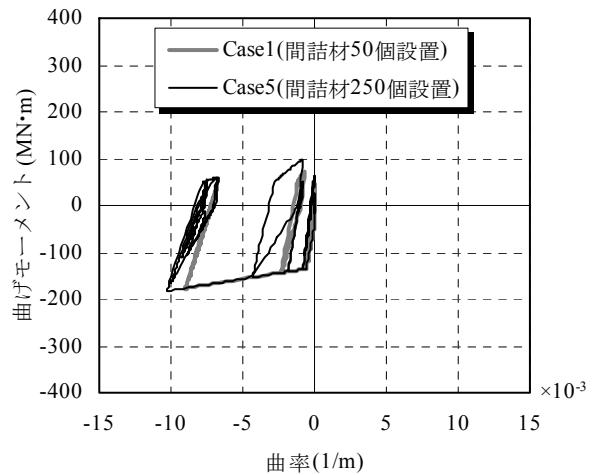


図-10 端部橋脚の曲げモーメント-曲率関係

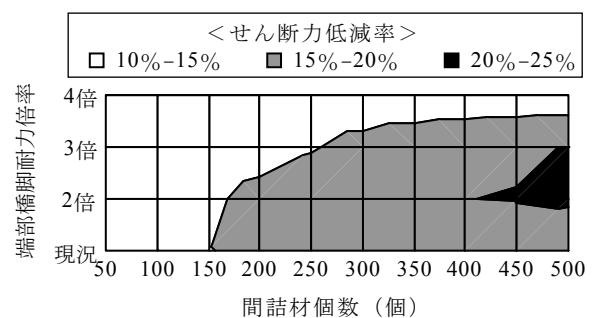


図-11 主塔部橋脚の最大せん断力の低減率

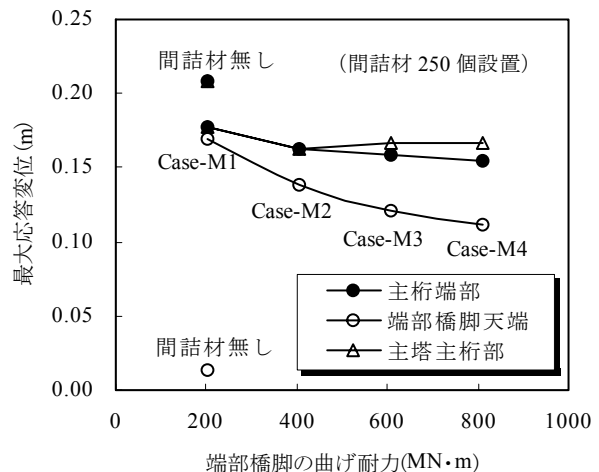


図-12 主桁と端部橋脚天端の最大応答変位

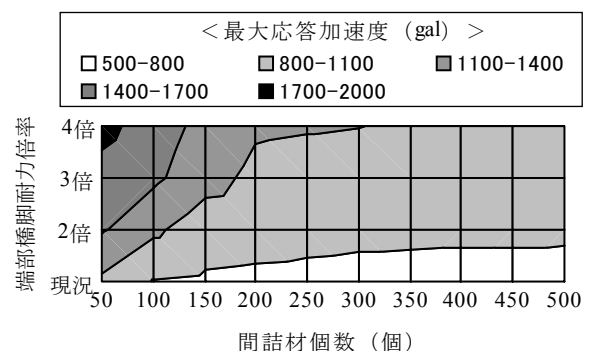


図-13 主塔主桁部の最大応答加速度

伴う水平変位が大きくなるため、主塔主桁部の変位は大きくなるとともに、主桁断面が降伏耐力に達する。この理由として、図-13の主塔主桁部の最大応答加速度分布に示すように、端部橋脚の耐力の増加に伴い、端部橋脚の曲げ剛性も大きくなるため、主桁と端部橋脚の衝突時に発生する最大応答加速度が大きくなることと、端部橋脚による変位拘束効果の増大が考えられる。したがって、図-11に示したように、端部橋脚の曲げ耐力を過度に大きくしても主塔部のせん断低減効果は得られない結果となる。

以上の解析結果を最大応答変位に着目した模式図を図-14に示す。図中には、(a)現況、(b)現況の端部橋脚に間詰材を450個設置した場合、(c)端部橋脚の曲げ耐力を2倍とし、間詰材を450個設置した場合の各ケースについて、主桁端部と端部橋脚天端、および間詰材の最大応答変位を示している。図より、最大応答変位は現況の間詰材が無い場合と比べて、主桁の最大応答変位は(b)現況の端部橋脚に間詰材を設置した場合、0.02m、さらに端部橋脚の曲げ耐力を2倍にすると0.02m小さくなり、間詰材を設置することにより、現況と比べて0.04mの水平変位を低減できる結果が得られた。変位の低下量自体は現況の主桁の最大変位0.21mに対して0.04m(20%程度)と小さいが、主塔部橋脚のせん断力の低減効果に対しては有効であり、端部橋脚の曲げ耐力を2倍程度補強し、間詰材を設置することで、主塔部橋脚のせん断力が現況と比べて20%程度低減できる結果が得られた。

## 6. まとめ

以上より、PC斜張橋の主塔部に作用する地震慣性力を端部橋脚に分散させる場合の応答低減効果について、本論文で用いた入力地震動に対して得られた知見を以下に示す。

(1) 間詰材の軸方向剛性の増加に伴い、斜張橋本体の地震慣性力が端部橋脚に分散され、端部橋脚の塑性変形によるエネルギー吸収の増大により、主塔部橋脚の最大せん断力は低減される。

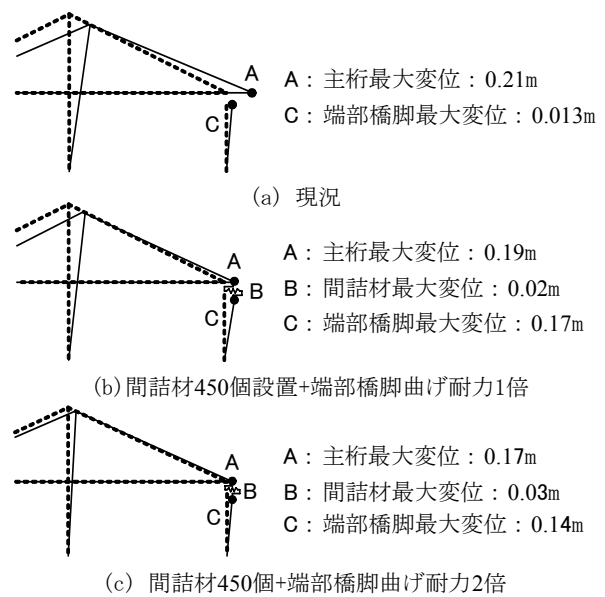


図-14 主桁、端部橋脚、間詰材の変形状態

- (2) 端部橋脚の曲げ耐力の増加に伴い、桁端部の変位拘束効果は高くなるが、端部橋脚の曲げ耐力を過度に大きくすると、主桁自体の曲げ変形の発生により、主塔部のせん断低減効果は低下する。
- (3) 本橋では、主桁端部に間詰材を200個以上設置し、端部橋脚の曲げ耐力を2倍程度補強することで、主塔部橋脚のせん断力を最大で20%程度低減できる結果が得られた。

## 参考文献

- 1) 田崎賢治, 幸左賢二, 阿部弘典, 新井伸博: 橋の桁遊間部に間詰材を充填する地震慣性力の低減効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.26, No.2, pp. 1171-1176, 2004.7
- 2) Kenji TASAKI and Kenji KOSA: Reduction of Seismic Inertia Force by the Application of Filling Materials to Girder Ends, Proceedings of the 20th U.S-Japan Bridge Engineering Workshop, pp. 425-438, 2004.10
- 3) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料 10.時刻歴応答解析に用いる標準地震入力例, pp. 5, 1997.3
- 4) 川島一彦, 庄司 学: 衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果, 土木学会論文集 No.612/I-46, pp. 129-142, 1999.1