

橋の桁端部に間詰め材を充填する地震慣性力の低減方法

田崎 賢治¹・幸左 賢二²・阿部 弘典³・新井 伸博⁴

1 正会員 工修 大日本コンサルタント(株) 九州支社構造技術部 (〒812-0013 福岡市博多区博多駅東 2-5-19)
(現 九州工業大学大学院工学研究科社会人博士課程)

²正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

³学生会員 九州工業大学 工学部建設社会工学専攻 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

⁴正会員 工博 大日本コンサルタント(株) 構造事業部 (〒170-0003 東京都豊島区駒込3-23-1)

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、地震時保有水平耐力法や動的解析により、大規模地震に対する耐震設計が行われており、上部構造の水平変位が大きくなることにより、ゴム支承や橋脚断面、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、これまでの耐震補強方法に比べてより合理的、経済的な耐震補強技術の開発が求められている。

本研究では、既設の多径間連続橋梁を対象に、まず、桁遊間量に着目した桁衝突解析を実施し、大規模地震時の応答特性を把握する。次に、桁遊間部または橋台たて壁前面と上部構造の下フランジ間にゴム材等の間詰め材を設置する耐震補強工法を提案し、地震当初から上部構

造の応答に抵抗させる場合の地震慣性力の低減効果について述べる。ここで、間詰め材は桁の温度伸縮等、常時の変位に対し、桁の軸方向力に悪影響を及ぼさないこと、また、可動支持の下部構造に対して安定計算上影響の小さいデバイスであることが条件となる。

したがって、本文では、ゴム材の厚さや設置個数を調整し、間詰め材の軸方向剛性を変化させることにより、桁の軸方向力および下部構造に与える影響と地震慣性力の低減効果の感度分析結果について報告する。

2. 对象桥梁

対象橋梁は図-1 に示すような支間長 40m の既設の PC4 径間単純ポステン T 桁橋である。本橋は P1～P3 橋脚が河川内に位置し、両端部に橋台を有する。また、P2 橋脚を中心に左右対称の構造である。支承構造は P1 と P3 橋脚が固定で、両橋台と P2 橋脚が可動構造である。

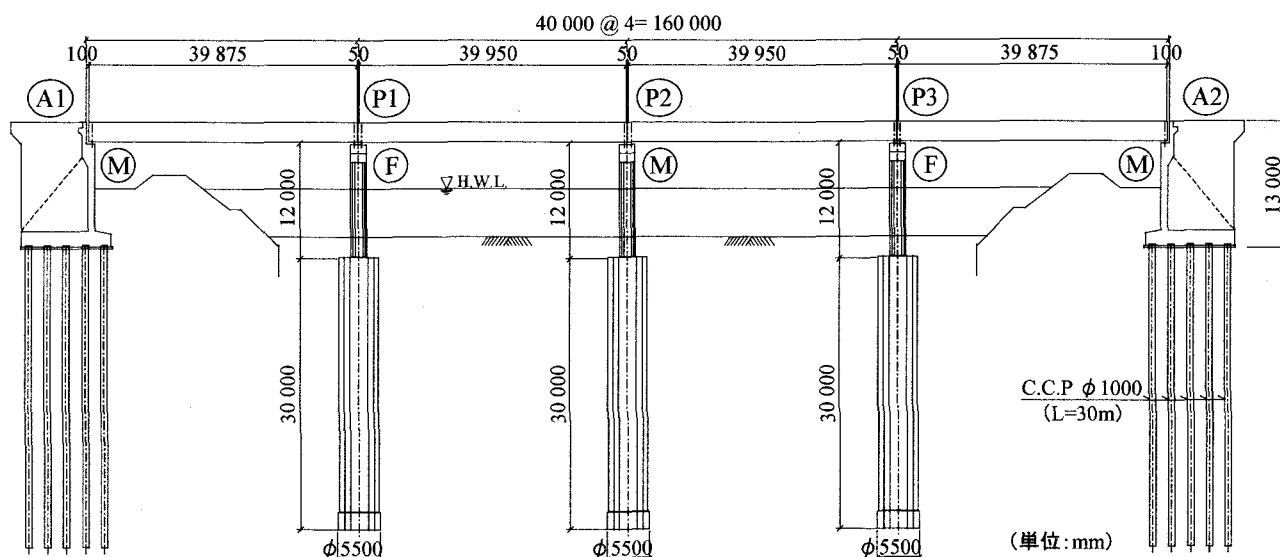


图-1 对象桥梁

構造諸元は図-2 に示すように、上部構造は PC ポステン T 桁（4 主桁），支承構造はゴムパッド支承，下部構造は RC 小判型橋脚，基礎構造は橋脚部がケーソン基礎（杭長 $L=30\text{m}$ ），橋台部が場所打ち杭基礎（杭長 $L=30\text{m}$ ），橋台はウイングおよび控え壁を有する逆 T 式で、昭和 46 年の道路橋耐震設計指針に準じて修正震度法により耐震設計が行われている橋梁である。

また、地盤条件はⅡ種地盤であり、地震時に液状化は生じないことを想定している。

3. 現況の耐震性能照査結果と RC 巻き立て工法による補強検討結果

(1) 現況の耐震性能照査結果

現況の橋梁に対してレベル 2 地震に対する耐震性能照査を行った。ここで、固定支承については現況の支承がタイプ A 支承であるため、変位制限構造を設置し、レベル 2 地震に耐えることができるタイプ B 支承としている。

性能照査方法は動的照査法とし、非線形時刻歴応答解析を実施した。橋軸方向の照査結果を表-1 に、図-3 に P1 橋脚基部の曲げモーメント一回転角関係の応答履歴結果を示す。照査の結果、既設の橋脚はすべて曲げ破壊型であるが、固定橋脚である P1 と P3 橋脚は道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹⁾（以下、道示耐震編と称する）に規定される許容値（許容塑性率，許容残留変位）を満足しない結果となる。一方、可動橋脚である P2 橋脚は動的解析においては応答が小さいが、別途道示耐震編に準じて、死荷重反力 R_d の 1/2 を水平力分担重量 W として作用させ、静的照査を行ったところ、保耐法を満足する結果となる。

一方、橋軸直角方向については、何れの橋脚も許容値を満足する結果が得られている。

なお、基礎については、橋軸方向および橋軸直角方向とも現橋の橋脚に対して降伏しない結果となる。

(2) RC 巻き立て工法による耐震補強

先述のように、現況の照査結果を踏まえ、本橋は橋軸方向に対する曲げ耐力が不足していることから、一般的な RC 巻き立て工法を考える場合、RC 巻き立て厚は 250mm，軸方向鉄筋は D38 の 1 段配筋，帯鉄筋は D22 の 150mm ピッチの補強が必要となる。この場合、橋脚の曲げ耐力が大きくなったことにより、基礎への負担が大きくなる。したがって、基礎の保有水平耐力が橋軸方向および橋軸直角方向とも橋脚よりも小さくなり、基礎の耐震性能照査を満足しない結果となる。

一方、河川内における橋脚の補強は施工上における仮締め切りが必要となり、また、ケーソン基礎の補強を考える場合、多大な工事費が必要となる。

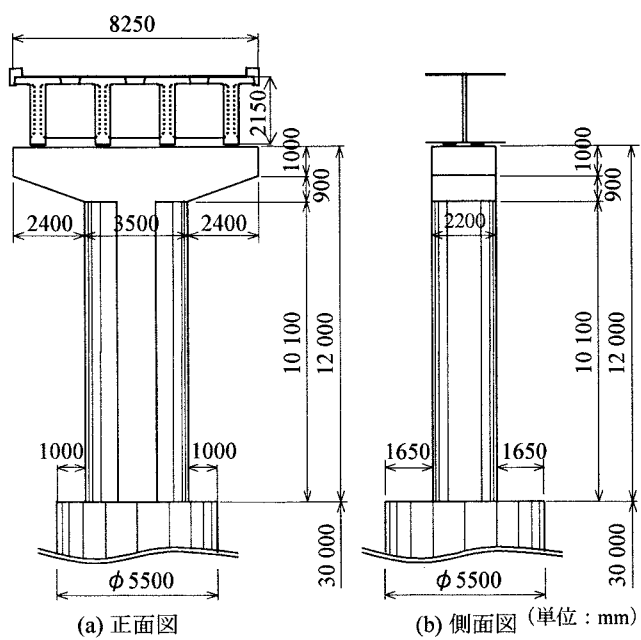


図-2 対象橋梁

表-1 現橋照査結果（橋軸方向）（タイプⅡ地震動）

動的照査法（非線形時刻歴応答解析）			
橋 脚 名	P 1	P 2	P 3
支承条件	固定	可動	固定
最大応答塑性率 $\mu_{\max}$	13.594	1.955	13.594
許容塑性率 μ_a	4.299	2.733	4.299
判 定	$M_{\max} > \mu_a$ OUT	$M_{\max} \leq \mu_a$ OK	$M_{\max} > \mu_a$ OUT
残留変位 $\delta_{R\max}$	0.223m	0.000m	0.223m
許容残留変位 δ_{Ra}	0.120m	0.120m	0.120m
判 定	$\delta_{R\max} > \delta_{Ra}$ OUT	$\delta_{R\max} \leq \delta_{Ra}$ OK	$\delta_{R\max} > \delta_{Ra}$ OUT

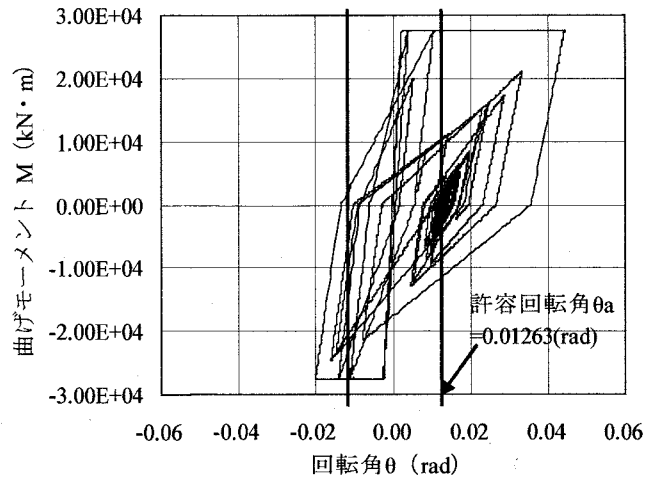


図-3 P1 橋脚の応答履歴（無補強）

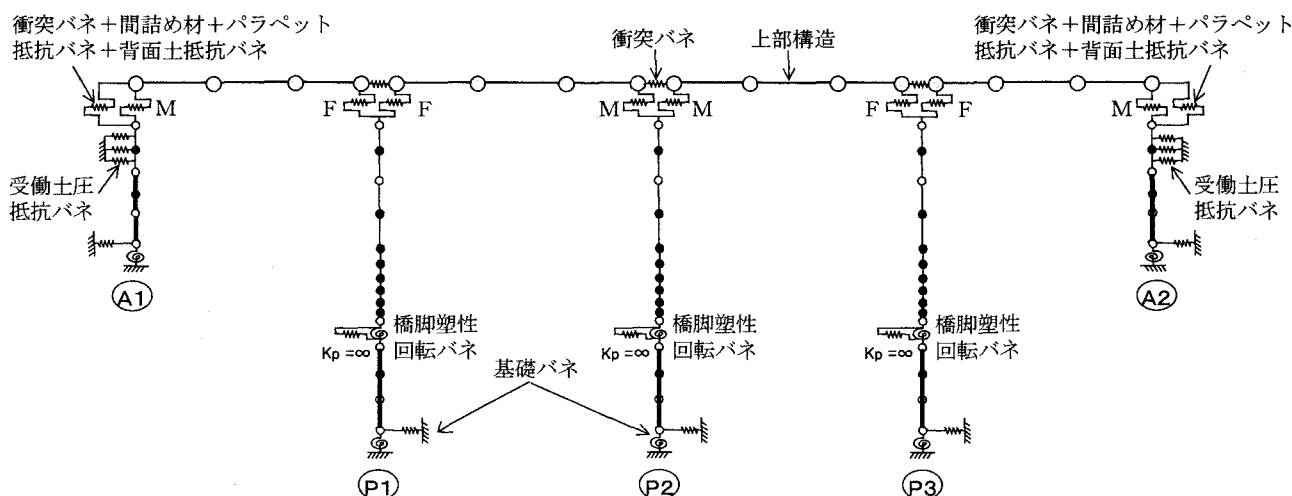


図-4 全体フレームモデル

4. 橋の桁端部に間詰め材を充填する場合の地震時慣性力の低減方法

(1) 検討概要と設計条件

以上の現況照査および一般的な耐震補強対策の検討結果を踏まえ、桁遊間部にゴム材等の間詰め材を設置する耐震補強工法を提案する。本工法は地震応答解析の中に橋台部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、地震慣性力の低減効果を図る。ここで、間詰め材は桁の温度伸縮等、常時の変位に対し、桁の軸方向力に悪影響を及ぼさないこと、また、可動支持の下部構造に対して安定計算上影響の小さいデバイスであることが条件となる。したがって、ゴム材の軸方向剛性を変化させることにより、桁の軸方向力および下部構造に与える影響と地震慣性力の低減効果の感度分析を行った。

ここで、本解析における設計条件は次のとおりである。

- 1) 橋軸方向の橋脚曲げ耐力に対する効果を対象とする。
- 2) 桁衝突時においても支承は健全である。
- 3) 橋台部はパラペット基部で壊れるモデルとし、橋台全体として安定計算を満足する。

(2) 全体モデル

解析モデルは図-4 に示すように、橋全体系のフレームモデルを用いる。各モデルの設定方法は後述するが、各桁間には衝突バネを、橋台パラペット部には衝突バネに加え、橋台パラペットおよび橋台背面土を考慮した抵抗バネを設置している。各橋脚基部には、道示耐震編に準じて、完全弾塑性型の曲げモーメント-回転角関係を有する非線形バネ要素を設け、その履歴特性は武田モデルを用いている。その他の橋脚梁部とフーチング部は剛はり要素を用いている。また、基礎部には道示耐震編に準じて水平・鉛直・回転方向に集約バネを設置している。

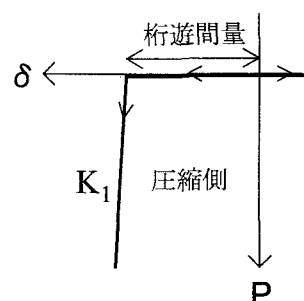


図-5 衝突バネモデル

(3) 支承のモデル化

現況の支承はタイプA支承であるため、大規模地震には破壊することが考えられることから、固定支承部には、上部構造とパラペットの衝突時においても支承部が壊れないように設計した変位制限構造を設置し、タイプB支承に格上げすることを想定している。したがって、解析上、固定・可動の支承条件は変更していない。

(4) 桁間衝突バネのモデル化

桁間衝突バネについては、桁が離れる方向、すなわち引張側では抵抗が無いものとし、図-5 に示すように、圧縮側のみで弾性抵抗を示すバネ特性を与えた。その初期剛性としては、既往の研究²⁾を参考とし、衝突バネの変位量が設定遊間量をオーバーしないことや衝突後の桁内に生じる応力度分布を精度よく評価できるように、桁の軸方向剛性と同等とした。よって、式(1)より、初期剛性 K_1 は $2.01 \times 10^6 \text{ kN/m}$ となる。また、桁遊間量 100mm を考慮して初期ギャップを与えた。

$$K_1 = EA/L \quad (1)$$

ここに、 E : コンクリートの弾性係数 $= 2.50 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

A : 桁の断面積 $= 3.21 \text{ m}^2$

L : 桁長 $= 39.9 \text{ m}$

(5) 橋台パラペットのモデル化

橋台パラペットのモデル化は、桁衝突時のパラペットの破壊形態を考慮して設定する。パラペットの破壊形態は、1999年の台湾・集集地震により被害を生じた長庚大橋の被害を参考に設定する³⁾。長庚大橋では、図-6に示すように、桁とパラペットの衝突により、パラペットがせん断破壊し、約1m背面土側にめり込む被害が生じている。これは表-2に示すように、道示耐震編に準じて式(2)～(4)により算出したパラペットのせん断耐力が曲げ耐力よりも小さいためと考えられる。

したがって、本解析においても同様に、桁端部が面的にパラペットに接触する破壊形態として、せん断破壊損傷するモデルを用いることとする。なお、せん断耐力および曲げ耐力の算出に際してはウイングの耐力を考慮している。

$$P_s = S_c + S_s \quad (2)$$

$$S_c = 0.82 \times P_t^{1/3} \times (1/d)^{1/3} \times (\sigma_{ck})^{1/3} \times b \times d \quad (3)$$

$$S_s = A_w \times \sigma_{sy} \times d \times (\sin \theta + \cos \theta) / 10 \times 1.15 \times a \quad (4)$$

ここに、 S_c ：コンクリートの負担するせん断耐力

S_s ：せん断補強筋の負担するせん断耐力

P_t ：引張主鉄筋比=0.197% (D16@150mm)

d ：パラペット断面有効高=0.50m

b ：パラペット断面幅=8.30m

A_w ：帯鉄筋の断面積=90.26cm²

σ_{ck} ：コンクリート設計基準強度=21N/mm²

σ_{sy} ：帯鉄筋の降伏点=300N/mm²

θ ：帯鉄筋と鉛直軸とのなす角度=90度

a ：帯鉄筋の間隔=250mm

一方、桁がパラペットに衝突すると、パラペットに作用する水平力は次第に増加するが、最終的には一定値に収斂する。この時、背面土にはすべり面が発生し、その上の土は右方にせりあがるような挙動となる。この現象における背面土の抵抗を設定する。

橋台背面土は、十分に締め固められた砂質土と仮定し、標準貫入試験による N 値を 15、せん断摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 、粘性定数 $C = 0$ と仮定した。道路橋示方書IV下部構造編⁹⁾に規定されるケーソン基礎の水平方向地盤反力係数から、パラペットの背面面積より初期剛性 K_1 は 8.14×10^3 kN/m となる。また、土圧抵抗の最大耐力は、同様にケーソン前面の水平地盤抵抗力の上限値を用いて算出し、パラペット高 $h = 2.638$ m 分のみを考慮して 4.478×10^3 kN と設定した。

(6) 間詰め材のモデル化

間詰め材は主桁の端部とパラペット前面部の隙間部に

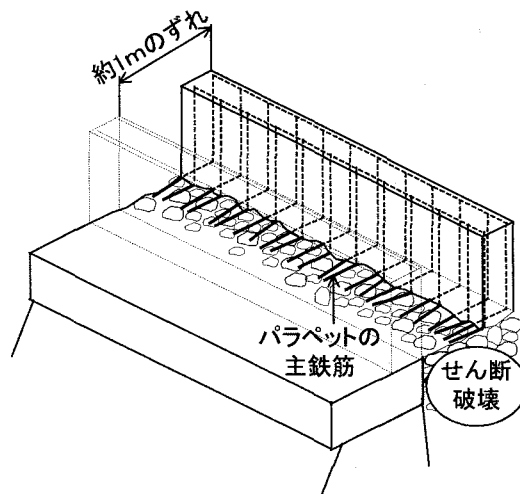


図-6 台湾・集集地震における長庚大橋橋台部の損傷

表-2 橋台パラペットの破壊形態

	長庚大橋	解析対象橋梁
引張主鉄筋比 (%)	0.200	0.197
帯鉄筋体積比 (%)	0.000	0.405
曲げ耐力 P_y (kN)	4805.3	12443.1
せん断耐力 P_s (kN)	1908.0	9129.2
破壊形態	せん断破壊	せん断破壊

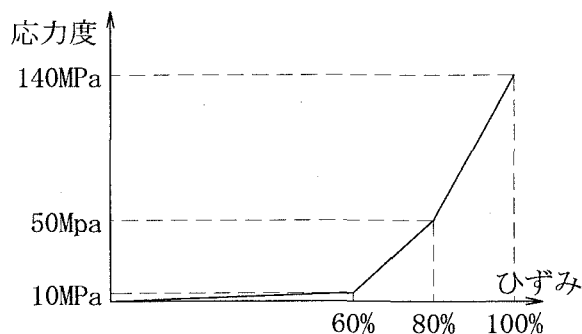


図-7 ゴム製間詰め材の圧縮応力度－圧縮ひずみ関係

設置する。ここで、一般的なゴム支承の設計に用いられる面圧は 8MPa 程度に抑える場合が多いが、桁衝突を考慮する設計を行う場合、間詰め材にはこれをはるかに上回る力が作用するため、このような高面圧下においても安定した圧縮性能を発揮することが間詰め材には求められる。このために、有望なものとしてゴム製の間詰め材が挙げられる。これはゴム製間詰め材の圧縮性能が高ひずみ・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ているためである⁹⁾。

したがって、本検討に用いる間詰め材は一般的な天然ゴムを想定し、ゴムの圧縮応力－ひずみ関係は図-7に示す既往の材料試験および定式化の検討結果⁹⁾（ゴム形状：250mm×150mm×厚さ100mm）を参考に設定した。

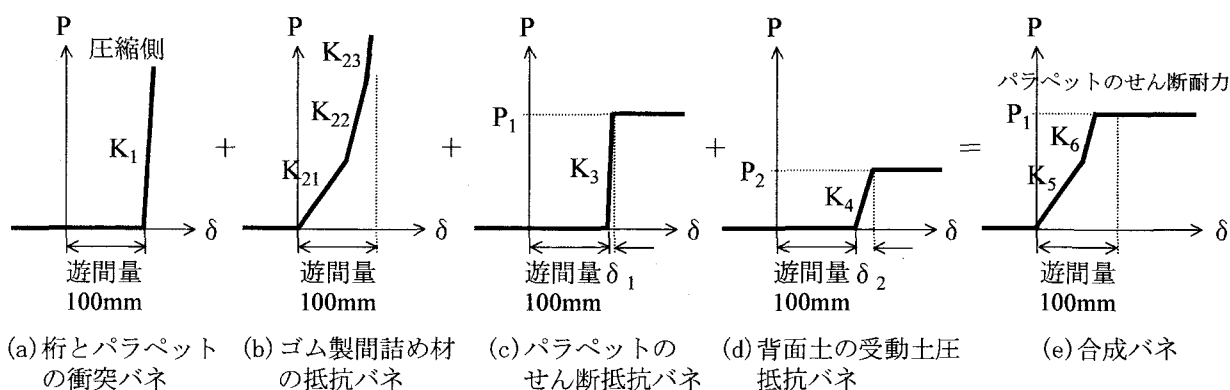


図-8 橋台部の合成バネモデル

(7) 橋台部のモデル化

橋台パラペット部のモデル化は図-8 に示すように、抵抗バネとして、桁とパラペットの衝突バネとゴム製間詰め材の抵抗バネ、パラペットのせん断抵抗バネ、背面土の抵抗バネの計4種類のバネを直列に合成し、一個のバネにモデル化した。ここで、橋台パラペットと橋台背面土の橋台部の合成バネモデルは背面土の受働土圧抵抗とパラペットのせん断抵抗の大小関係でモデル化が異なるが、対象橋梁の場合はパラペットの耐力の方が背面土の耐力よりも大きいことから、合成バネの最大耐力はパラペットのせん断耐力となる。また、合成バネの履歴モデルは本来であれば背面土の履歴減衰によりエネルギー吸収が考慮できると考えられるが、本検討では、後述する遊間量や間詰め材の軸方向剛性に着目した応答特性を把握することを目的としていることから、履歴減衰を考慮しない非線形弾性モデルとしている。

したがって、橋台部の抵抗バネは図-9 に示すように設定し、橋台たて壁背面には受働土圧抵抗バネを設けている。

(8) 解析ケース

解析ケースとしては、まず、間詰め材を設置せず、桁遊間量に着目した桁衝突解析を実施し、大規模地震時の応答特性を把握する。次に、表-3 に示すように、ゴム製間詰め材（平面形状 250mm×150mm、厚さ 100mm）の設置個数を 12 個から 48 個まで変化させた計4ケースについて、ゴム材全体の軸方向剛性を変化させることにより、桁の軸方向力および下部構造に与える影響と地震慣性力の低減効果について感度分析を行った。

ここで、間詰め材の取り付け概念図を図-10 に示すが、PC ポステン T 桁の場合の施工方法は端横桁を撤去した後、間詰め材を主桁の軸線上に設置し、端横桁を再構築後、横締め補強する方法が考えられる。間詰め材を主桁に設置する理由としては、地震時にゴムに作用する面圧が大きく、上部構造で軸方向剛性が最も大きい主桁の軸線上に設置することが望ましいと考えられるためである。

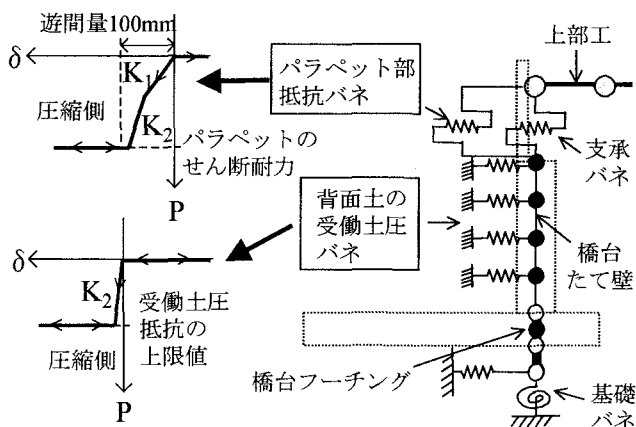


図-9 橋台部のモデル化

表-3 解析ケース（間詰め材の設置個数を変化）

解析ケース	Case1	Case2	Case3	Case4
設置個数	12個	24個	36個	48個
面積(m ²)	0.45	0.90	1.35	1.80
ひずみ	60%	60%	60%	60%
バネ定数 (MN/m)	75.0	150.0	225.0	300.0
水平反力 (MN)	4.5	9.0	13.5	18.0
水平変位 (m)	0.060	0.060	0.060	0.060

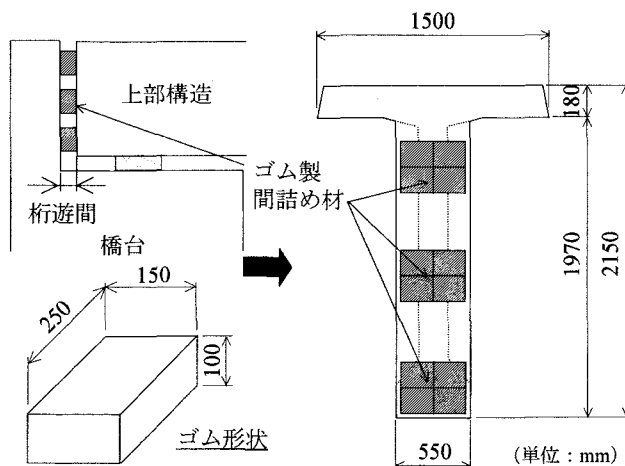


図-10 間詰め材の形状と取り付け概念図

(9) 解析方法

時刻歴応答解析に用いる入力地震波形は図-11 に示すように、「道路橋の耐震設計に関する資料」⁷⁾に示される大規模地震レベル2地震動のうち、タイプII地震動の中のII種地盤用 No.1 標準波形を用いている。

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β法（β=1/4）を用い、積分時間間隔は解の収束性と桁の応答加速度の精度を向上させるため、 $\Delta t=1/20000$ 秒としている。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、橋脚は2%、基礎は20%、橋台たて壁は5%、橋台パラペット部および剛部材は0%とし、全体としてレーリー減衰を用いている。

5. 解析結果

(1) 桁遊間量に着目した応答結果（間詰め材無し）

まず、間詰め材を設置せず、桁遊間量に着目した桁衝突解析を実施し、大規模地震時の応答特性を把握した。

図-12 に桁遊間量 100mm を標準とし、前後 20mm ずつ変化させた場合の桁遊間量と上部構造の最大応答変位の関係を示す。これによると、桁遊間量、即ち桁の増幅距離が小さくなるにしたがって最大応答変位は小さくなり、桁遊間量が 0 の場合、最大応答変位は極端に小さくなる。

図-13 には桁遊間量が 40mm と 100mm の場合について、橋台パラペット部に作用する水平力の時刻歴応答結果を示している。桁とパラペットの衝突回数は桁遊間量が 40mm と 100mm でそれぞれ 12 回と 13 回でほぼ同等である。したがって、最大応答変位が 100mm の場合の方が 40mm の場合と比べて 60% 程度大きい原因が衝突回数の影響ではないことがわかる。

一方、図-14 と図-15 はそれぞれ桁遊間量が 100mm の場合の上部構造の応答変位と応答速度、応答加速度の関係をプロットしたものである。まず、図-14 に示す応答速度について、桁遊間量が 100mm に相当する応答変位 0.10m 直前付近で最大応答速度 1.61m/s と達している。また、図-15 に示す応答加速度についても同様に、桁遊間量が 100mm に相当する応答変位 0.10m 付近で最大応答加速度 14.59m/s² に達している。以上のことから、地震応答により、桁が遊間部を滑走する際、応答速度は橋台パラペット部に衝突する直前に、また、応答加速度はパラペット部に衝突時に最大応答に達する結果となる。

また、図-16 に桁遊間量と上部構造の最大エネルギー、最大応答加速度の関係を示す。ここで、最大エネルギーとは、上部構造の最大運動エネルギーを示しており、式(5)により算出している。

$$W=1/2 \cdot m \cdot v^2 \quad (5)$$

ここに、m：上部構造の質量=62400kg

v：上部構造の最大応答速度

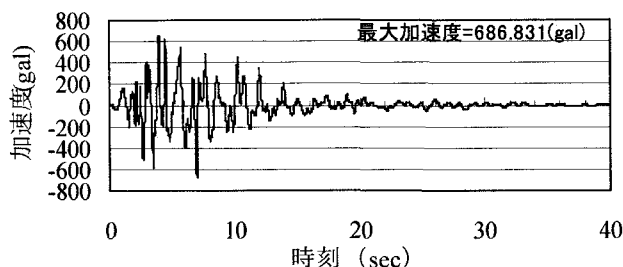


図-11 入力地震波形（レベル2、タイプII、II種地盤用 No.1）

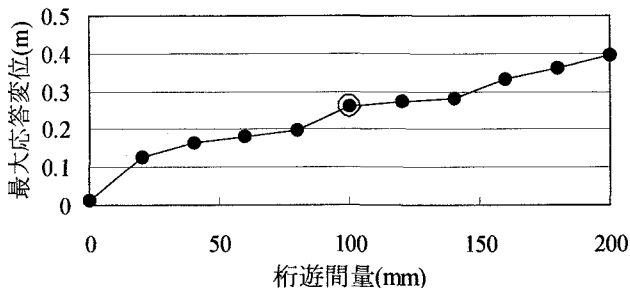


図-12 桁遊間量と上部構造の最大応答変位の関係

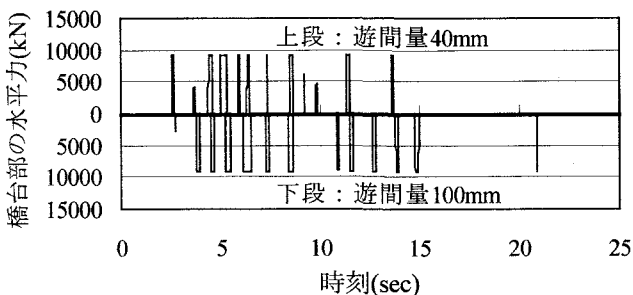


図-13 桁遊間量と上部構造の最大応答変位の関係

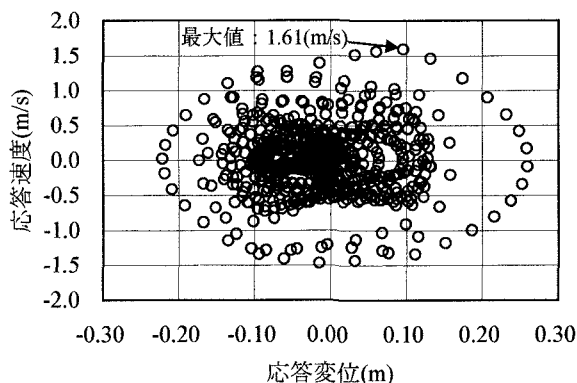


図-14 応答変位－応答速度関係

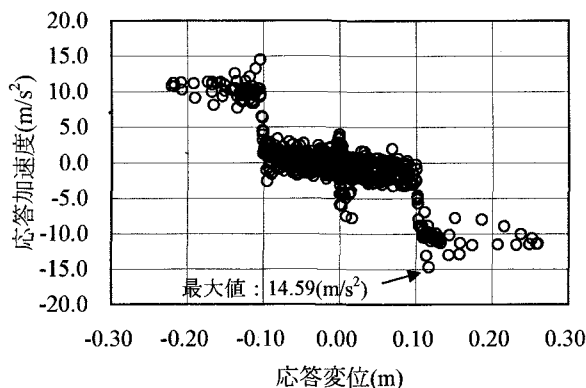


図-15 応答変位－応答加速度関係

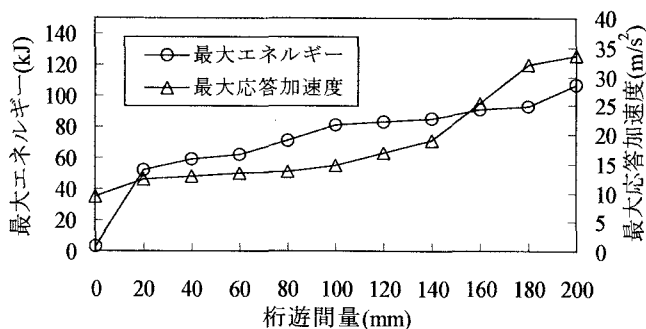


図-16 桁遊間量と上部構造の最大エネルギー、最大応答加速度の関係

これによると、最大運動エネルギー、最大応答加速度とも最大応答変位の傾向と同様に、桁遊間量が小さくなるしたがって小さくなる。これは上部構造の最大速度が小さくなることに起因するものである。特に、桁遊間量が0の場合は、最初から桁が増幅されないために、上部構造の運動エネルギーは極端に小さくなる。

また、図-17 に桁遊間量と P1 橋脚の最大応答塑性率の関係を示す。傾向は上部構造の最大応答変位の結果と同様であり、桁遊間量を 20mm まで小さくした場合に、橋脚の許容塑性率 $\mu_a=4.299$ を下回る結果となる。

(2) 間詰め材の設置個数をパラメータとした応答結果

次に、標準ケースの桁遊間量 100mm に対して、遊間部にゴム製の間詰め材を充填し、間詰め材の設置個数、即ち間詰め材の軸方向剛性をパラメータとした地震応答解析を実施し、地震慣性力の低減効果と橋台の安定計算上の影響について感度分析を行った。

まず、図-18 に間詰め材の軸方向剛性、即ち設置個数と上部構造の最大応答変位の関係を示す。これによると、間詰め材の軸方向剛性が大きくなるにしたがって最大応答変位は小さくなる傾向となる。次に、図-19 に間詰め材の設置桁遊間量と先述の式(5)により算出した上部構造の最大運動エネルギー、最大応答加速度の関係を示す。これによると、最大運動エネルギー、最大応答加速度とも最大応答変位の傾向と同様に、間詰め材の軸方向剛性が大きくなるにしたがって小さくなる。これは間詰め材の軸方向剛性が付加されたことで橋全体の剛性が大きくなり、地震応答が低減されたものと考えられる。

また、図-20 に間詰め材の軸方向剛性と P1 橋脚の最大応答塑性率の関係を示す。傾向は上部構造の最大応答変位の結果と同様に、本検討で対象としたゴム形状の間詰め材を桁端部に 24 個設置した場合に、橋脚の許容塑性率 $\mu_a=4.299$ を下回る結果となり、図-21 に示す P1 橋脚基部の応答履歴（曲げモーメント-回転角関係）結果に示すように、橋脚基部の最大応答回転角 θ_{max} ($=0.01166\text{rad}$) は許容回転角 θ_a ($=0.01263\text{rad}$) 以下となる。なお、図-22 に示すように、地震時に橋台基部に作

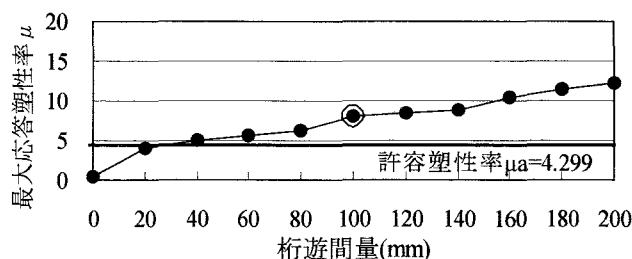


図-17 桁遊間量と P1 橋脚の最大応答塑性率の関係

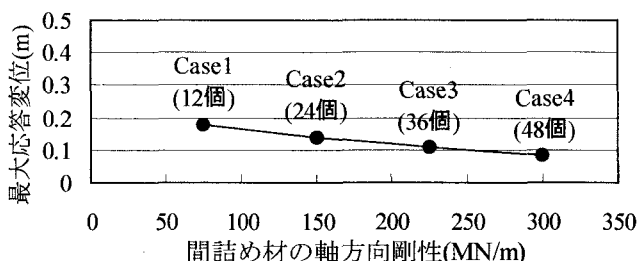


図-18 間詰め材の設置個数と上部構造の最大応答変位の関係

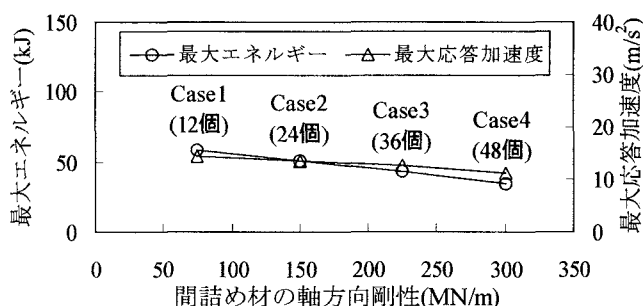


図-19 間詰め材の設置個数と上部構造の最大エネルギー、最大応答加速度の関係

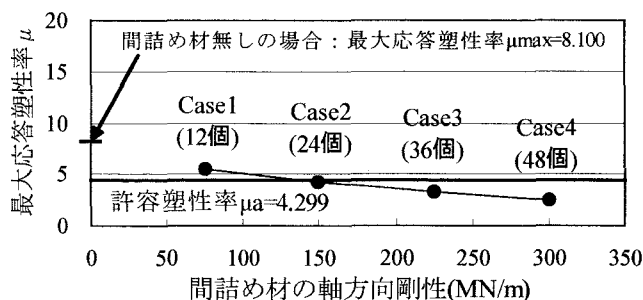


図-20 間詰め材の設置個数と P1 橋脚の最大応答塑性率の関係

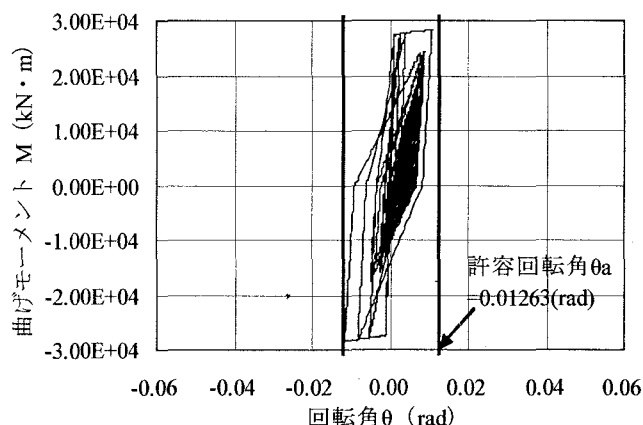


図-21 P1 橋脚基部の応答履歴（間詰め材 24 個設置）

用する水平力と曲げモーメントは Case1 を除いて地震時の安定計算から逆算した作用力の許容値以下となる。

以上より、桁と橋台パラペットの衝突を考慮した地震応答解析において、間詰め材を設置しない場合、例えば標準ケースの桁遊間量が 100mm の場合、P1 橋脚の最大応答塑性率 μ_{max} は 8.100 となり、許容塑性率を 2 倍程度超過する結果となることから、間詰め材を充填することにより、地震応答を大幅に低減できることが確認された。

(3) 常時の変位量に対する検討結果

桁遊間部に間詰め材を充填する場合、間詰め材の軸方向剛性が大きいほど地震応答は低減される効果が確認されたが、間詰め材の要求性能の一つとして桁の温度伸縮等、常時の変位に対し、桁の軸方向力や可動支持条件の下部構造に対して安定計算上影響の小さい範囲であることが条件となる。

ここで、間詰め材の軸方向剛性と A1 橋台（可動支持）基部の作用力の関係を図-23 に示す。図中には、常時の桁の温度伸縮量である約 20mm に対して、橋台基部に作用する水平力と曲げモーメントの関係を示している。これによると、間詰め材の軸方向剛性が大きくなるにつれて、水平力、曲げモーメントとも大きくなるが、常時の安定計算上の許容値から逆算した許容水平力に対しては、Case1～Case4 まですべてのケースで許容値を下回るものの、許容曲げモーメントに対しては Case3 以上で許容値を満足しない結果となる。

以上より、先述した地震応答解析結果と常時の橋台の安定計算の両方を満足する間詰め材の設置個数は 24 個となる。

6. まとめ

- ① 本解析で対象とした既設橋の耐震補強検討において、間詰め材を設置しないケースでは、桁遊間量が小さくなるにしたがい、上部構造の最大応答変位および橋脚の最大応答塑性率は小さくなる。
- ② これは桁遊間量の減少に伴い、上部構造の最大運動エネルギーおよび最大応答加速度が小さくなるためである。
- ③ 間詰め材を桁遊間部に充填する場合、間詰め材の設置個数、即ち軸方向剛性が大きくなるにしたがい、上部構造の最大応答変位および橋脚の最大応答塑性率は小さくなり、地震応答を大幅に低減できることを確認できた。
- ④ 間詰め材の設置個数の増加にしたがい、上部構造の最大運動エネルギーおよび最大応答加速度は小さくなるが、橋台に対して常時の桁の移動量に伴う作用力が大きくなる。

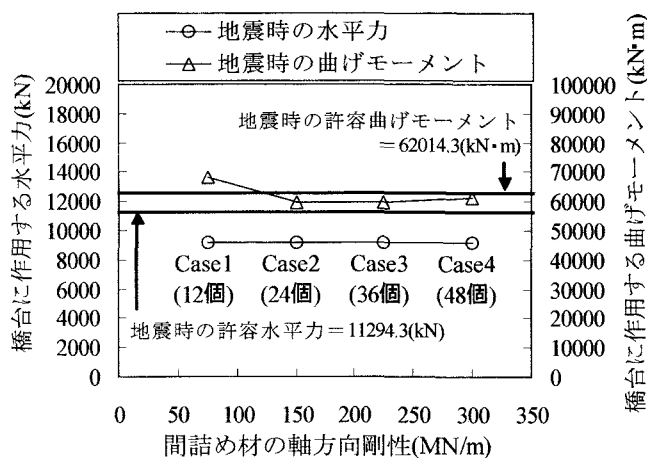


図-22 橋台に作用する地震時の最大作用力

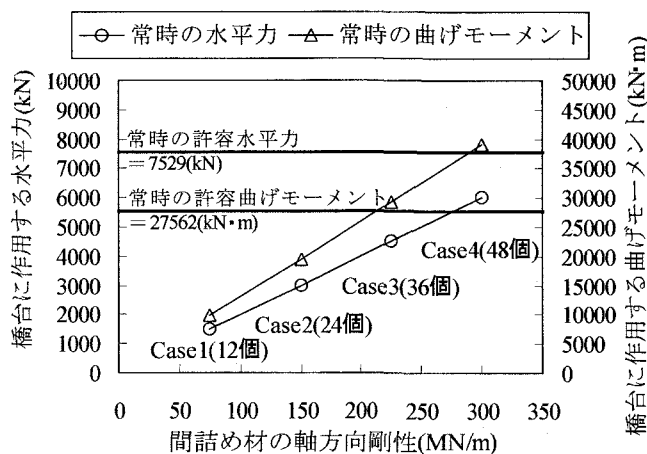


図-23 上部構造の温度伸縮に伴う橋台作用力

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，pp.99-100，2002.3
- 2) 渡邊学歩，川島一彦：衝突バネを用いた棒の衝突の数値解析，土木学会論文集，No.675/I-55，pp.125-139，2001
- 3) 田崎賢治，幸左賢二，手嶋康博，小郷政弘：台湾集集地震における長庚橋の桁衝突解析，構造工学論文集 Vol.49A，pp.573-580，2003.3
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，pp.308-313，2002.3
- 5) 川島一彦，庄司学，河野哲也，渡邊学歩：地震時衝突緩衝用ゴムパッドの圧縮特性に関する実験的研究，東京工業大学地震工学研究グループ報告書，1997
- 6) 庄司学，川島一彦：桁間衝突を低減するための緩衝装置の有効性，第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.203-206，1998.1
- 7) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，pp.10-6，1997.3