

連続トラス橋の桁端衝突応答解析と緩衝材の効果に関する検討

Investigation on impact response analysis of horizontal collision of continuous truss bridge
and the effect of shock-absorbing device

大島俊之*・小倉裕介**・三上修一***

Toshiyuki Oshima, Yusuke Ogura and Shuichi Mikami

*工博 北見工業大学教授 工学部土木開発工学科 (〒090-8507 北海道北見市公園町 165 番地)

**修士(工) 八千代エンジニアリング株式会社 (〒153-8639 東京都目黒区中目黒 1 丁目 10-23)

***博士(工) 北見工業大学助教授 工学部土木開発工学科 (〒090-8507 北海道北見市公園町 165 番地)

Impact response analysis of horizontal collision of continuous truss bridge to parapet wall of abutment during the strong earthquake, is dealt with in this paper. Elasto-plastic behaviors of piers and rubber shoes are taken into account in the numerical analysis. Dynamic responses of displacement and acceleration of superstructure and maximum contact force between superstructure and abutment are obtained by changing the stiffness of shock-absorbing device and clearance between superstructure and abutment. Nonlinear behavior and ductility factor of piers, nonlinear effect of shock-absorbing device and effect of the stiffness of back-fill ground, are also obtained.

Key Words : Horizontal collision, Impact response analysis, Continuous truss bridge

1. まえがき

本論文は、3径間の平行弦連続トラス橋を対象として、阪神大震災時のように衝撃的な水平地震入力を受ける場合に、上部構造および下部構造の全体系からなる構造の動的応答問題を、桁端の橋台壁面への衝突問題に主眼をおいて検討した結果をまとめたものである。

橋体の衝突現象については、衝突パネ¹⁾を用いて解析的に検討することが可能である。桁端衝突を考慮した落橋防止の研究では、曲線橋²⁾、斜橋²⁾³⁾、隣接した高架橋の桁間衝突⁴⁾などが検討されている。また、落橋防止装置用緩衝材が開発⁵⁾され、衝撃的な大規模水平入力に対して橋梁の耐震性向上を目的とした研究が実施されている⁶⁾⁷⁾。本論文の主たる研究対象は、落橋防止システムの変位制限構造として緩衝材をトラスの桁端と橋台間に設置して、地震時の変位を制御し衝突エネルギーの吸収が可能な緩衝材の効果を検討すると共に、橋台背面地盤の効果を検討するために、背面地盤との連成衝突応答解析を検討することである。そこで、平行弦連続トラス橋に阪神大震災タイプの衝撃的加速度入力を与えた場合に、トラス橋の桁端が橋台のパラペット壁に衝突するものとして、これらの衝突応答において橋脚、ゴム支承および橋台を含めた全体構造系がどのように挙動するかを数値解析して、トラス橋の桁端と

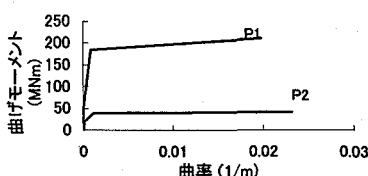
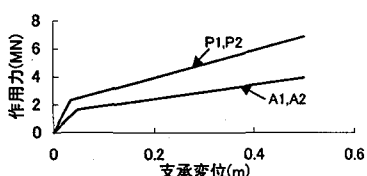
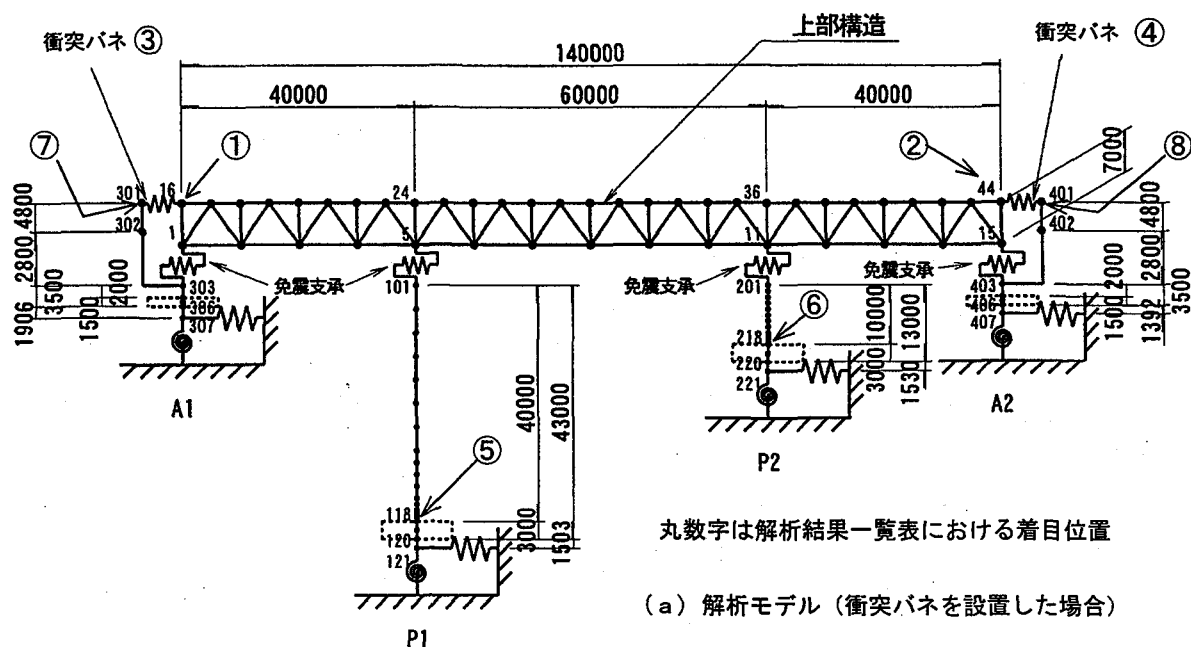
パラペット壁の間に設置する緩衝材がどのような効果をもたらすかについて検討したものである。落橋防止装置および変位制限構造用緩衝材の中で、衝突エネルギーを吸収してあらゆる場所に対応可能な緩衝材として、合成樹脂素材の熱可塑性エラストマーを素材としたハニカム構造、セル型構造のものが開発されており⁸⁾、本論文ではハニカム構造の緩衝材をモデル化した変形特性を用いている。

2. 連続トラス橋桁端衝突応答問題の解析

2. 1 連続トラス橋桁端衝突応答問題の解析

連続トラス橋が衝撃的な水平加速度入力を受けて桁端が橋台パラペット壁面に衝突する問題の場合、通常地震時非線形動的応答解析の中に桁端とパラペット壁との衝突の影響が組み込まれてくることになる。また、そのような衝突挙動が橋脚の弾塑性応答過程の中で発生する場合にはそれらの連成応答の影響を明らかにしておく必要がある。さらにトラスのような骨組構造がコンクリート壁に衝突する場合には橋軸方向の構造部材の局部座屈や局部変形の影響が大きい。

一方トラス構造とパラペット壁の間に緩衝材を設置する場合には、緩衝材のモデル化とともに、いかに緩衝材の効果を最大にし、地震被害を少なくするかが検討対象とな



(d) 基礎地盤バネ係数

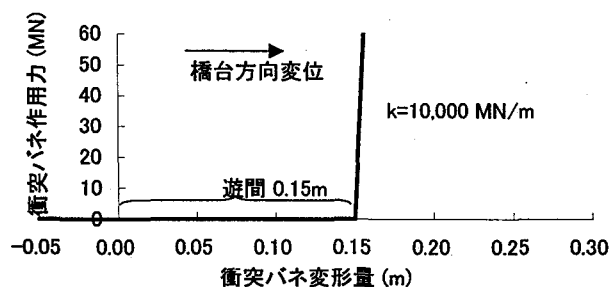
	水平バネ GN/m	鉛直バネ GN/m	回転バネ GNm/rad
A1基礎	10.6	15.7	215.0
P1基礎	15.4	9.6	93.6
P2基礎	11.3	8.8	85.3
A2基礎	7.6	10.7	93.4

図-1 解析モデル図

る。実際のトラス橋における桁端部の詳細構造は衝撃問題として検討する場合には重要であり、またこれらは局部的に塑性変形しつつ衝撃エネルギーを吸収する挙動となる。また、縦桁や端構桁、横構の影響なども無視できない重要要素である。さらに橋梁構造が斜角になっている場合にはより複雑な挙動となる²⁾。

本論文ではこれらの問題のうち連続トラス橋が橋脚、ゴム支承および橋台と連成振動しつつ橋台パラペット壁に衝突する問題のみに焦点を絞り、これらの全体的な衝突応答挙動を検討するとともに、トラス橋とパラペット壁の間に設置する緩衝材の効果を数値的に検討しようとするものである。また本論文では立体的な骨組構造としての連続トラスを平面トラス構造に置き換えて解析している。したがって本論文の解析結果に対する三次元的な構造としての影響は今後の課題となる。

さて、ここで対象としている橋軸方向に連続するトラス橋の橋台パラペット壁への衝突問題の場合、振動問題としての解析よりは構造全体系の衝撃応答問題あるいは過渡応答問題としての性格が強い。すなわち一方の桁端が衝突する事によって発生するトラス橋体中の応力波動が各構造要素を伝播しつつ橋脚を経由して橋梁の他端に到達し、反射して衝撃端まで回帰することによって、構造全体に振動の影響が行き渡る事となる。したがって、この衝撃端に回帰するまでの間に構造が局部座屈や局部塑性変形を



生ずる場合には解析内容は応力波動応答問題あるいは過渡応答問題となる。しかし、本論文の解析内容は、これらの局部的な非線形挙動に着目するのではなく、橋体の全体的な変形に着目して衝撃力や応答変位を検討することであり、本解析ではトラス各部材を詳細に要素分割するほどの必要性はないものと考えられる。

2. 2 解析対象構造物モデル

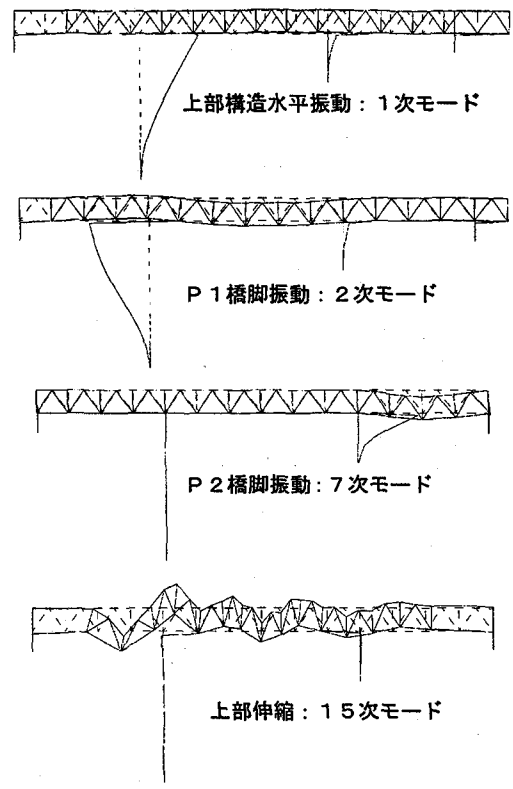
解析対象橋梁は免震支承により耐震補強を行い大規模地震時に大きな変位を発生する橋梁をモデルとし、その面内解析モデル図を図-1に示す。解析モデルは3径間トラス橋で、全支間長は140m (支間割 40m+60m+40m)、上下弦材間の高さは7.0m、両端にA1、A2橋台があり、P1、P2の橋脚を持つ。P1は高さ40m、P2は高さ10mの橋脚であ

表-1 固有振動解析結果

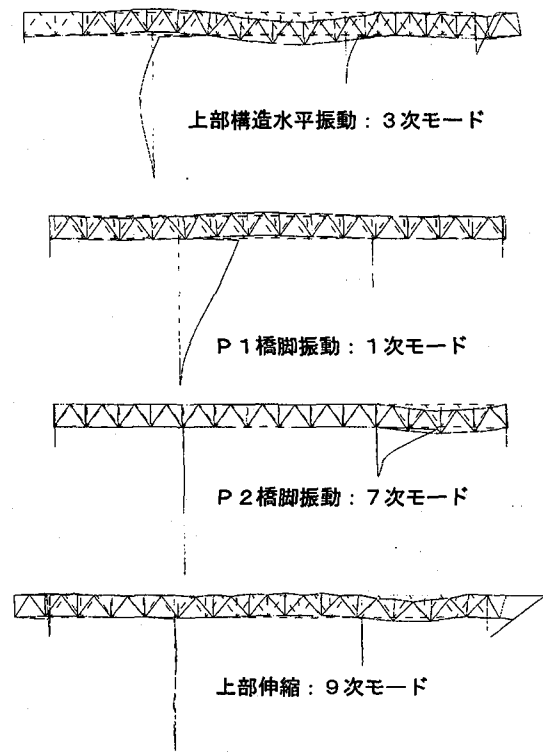
	モード次数	MODEL-I	MODEL-II
		1次	3次
上部構造 1次振動	モード次数	1次	3次
	周期	1.75 s	0.42 s
	刺激係数	1.27	1.09
	減衰	11.3 %	5.6 %
P1橋脚 1次振動	モード次数	2次	1次
	周期	0.85 s	1.01 s
	刺激係数	0.33	1.65
	減衰	12.4 %	10.6 %
P2橋脚 1次振動	モード次数	7次	7次
	周期	0.25 s	0.25 s
	刺激係数	1.63	1.49
	減衰	6.4 %	6.4 %
上部構造 伸縮変形	モード次数	15次	9次
	周期	0.12 s	0.17 s
	刺激係数	0.003	0.60
	減衰	2.2 %	6.2 %

※刺激係数は水平方向成分

り、P1 橋脚は躯体剛性の小さいフレキシブル橋脚である。各橋脚は非線形はり要素でモデル化し、ひび割れ点、初降伏点、終局点を結ぶトリリニアの復元力特性を持ち、履歴特性は武田型履歴特性としている。橋台は地盤の変形による橋梁全体の衝突挙動を検討するため剛体部材でモデル化し、基礎は橋脚、橋台ともに杭基礎（Ⅱ種地盤）とし、道路橋示方書に従って杭基礎の基礎地盤バネを設置している。上部構造トラス部材は、上弦材、下弦材、斜材、垂直材で構成され、トラス格点に節点を設けており、桁全体では上弦材で 28 分割となる。各部材はピン結合として軸力のみを伝え、部材断面積はトラス主構 2 面分の合計断面積とし、床版の剛性は床版断面積をヤング率で鋼材換算して上弦材断面積に加算することにより考慮している。床版と上弦材とはせん断力を伝達するスタッド、およびコンクリートと鋼材の摩擦により合成されており、地震時に上部構造と橋台が衝突した場合、付着が切れて非合成となることも考えられるが、ここでは床版と上弦材は合成されている条件で解析を行っている。上部構造重量は、単位長さ当たり 0.14MN/m とし上部構造の総重量は 19.6MN である。上部構造は橋台および橋脚にバイリニア履歴特性をもつ免震支承バネによって支持されている。また、コンクリート桁と比較して構造が複雑なトラス桁の衝突問題を考える場合は、桁の衝突メカニズムを十分検討する必要がある。地震時に上部構造と橋台の衝突を考慮する場合は、最初にジョイント同士が接触すると考えられるが、ジョイントが接触した過去の被災例¹⁰⁾では、ジョイント部分は破損、逸脱してしまう場合が多いことからジョイントの影響は無視し、本解析では完全に一体であると仮定した床版、上弦材が橋台と衝突する場合を考えた。したがって、図-1のように上弦材端部と橋台との間に図-2に示すような衝突バネを設定したが、2.1で述べたように桁端の衝突モデルや衝突箇所によっては弦材の被害状況が異なる可能性があるため、衝突メカニズムを適切にモデル化することは今後の重要な課題である。衝突箇所に緩衝材を設置する場合は、衝突バネを緩衝材の剛性を考慮した緩衝材衝突バネとして解析を行う。非線形動的解析時における減衰は、



(a) MODEL-I（上部構造接触なし）



(b) MODEL-II（上部構造とA2橋台が接触）

図-3 固有振動モード図

主要モードの寄与を中心として減衰定数を考慮するため初期剛性の剛性マトリックスによるレイリー減衰を用いる。桁が衝突する前の衝突バネを考慮しないモデルによる固有振動解析結果とひずみエネルギー比例減衰定数から、上部構造が水平方向に振動するモードとP1 橋脚が振動す

るモードを選択して質量マトリックスにかかる係数を 0.19673、剛性マトリックスにかかる係数を 0.00264 とした。2.3 で述べるように桁の衝突前後においては橋梁の固有値が変化し、減衰¹⁶⁾の設定が非線形動的解析の応答値に影響する可能性があるが、本論文では解析ケース間の比較のため減衰マトリックスは全解析ケースで同一とする。時刻歴応答の時間積分間隔は 0.002 秒とし、解析には CRC 総合研究所の汎用非線形動的解析ソフト DYNA2E を使用した。なお、数値積分の時間間隔については、更に細かく分割した結果との比較をしてこのように設定した。

2.3 固有振動解析結果

衝撃応答解析に先立って、この固有振動解析により上部構造が緩衝材を介して橋台に接触している場合の固有振動モードを概略的に推定するため、上部構造と橋台との接触を考慮した対象橋梁の地震時における等価固有振動モードを検討する。図-1 の解析モデルにおいて地震時の非線形応答を考えて、橋脚は初降伏時の割線剛性を仮定して P1 橋脚部材の曲げ剛性を $3.7 \times 10^4 \text{ MNm}^2$ 、P2 および P3 橋脚は $9.2 \times 10^4 \text{ MNm}^2$ とし、免震支承バネの剛性は地震時応答の等価剛性として橋台部は 7.85 MN/m、P1 橋脚部は 29.17 MN/m、P2 橋脚部は 15.37 MN/m とした。トラス部材は初期剛性、基礎地盤バネは図-1 のバネ係数とした。またひずみエネルギー比例減衰算出の部材減衰定数は橋脚については 5%、免震支承は 15%、トラス部材は 2%、基礎地盤バネは 10%を用いた。解析ケースとして以下の 2 つのケースを検討した。

MODEL-I：衝突バネを設置せず、上部構造が橋台に接触せずに免震支承の支持だけで振動することを想定したモデル

MODEL-II：上部構造が A2 橋台に衝突した場合を想定し、上部構造 A2 側端部の上弦材位置のみ衝突バネを設けて A2 橋台と接触させたモデル。衝突バネの剛性は 1000 MN/m とし、減衰定数は 0%とした。

なお、MODEL-II の緩衝材バネ剛性は、3 章において非線形動的解析を行う緩衝材バネ剛性と同じものである。固有振動解析結果を表-1、固有振動モード図を図-3 に示し、その結果は以下ようになる。

- a) 上部構造の水平 1 次振動モード周期を比較すると、MODEL-I で 1.75 s、MODEL-II で 0.42 s となる。MODEL-II では緩衝材を介して上部構造と A2 橋台が接触して一体となって挙動することから、固有周期は橋台地盤の剛性が影響して短くなる。また、MODEL-II のモード減衰定数は、部材減衰定数を 0%とした緩衝材のひずみエネルギーが寄与して 5.6%と MODEL-I より小さくなったが、緩衝材のエネルギー吸収性能を考慮すれば、このモードの減衰定数は大きくなる。
- b) P1 橋脚振動モードの固有周期を比較すると、MODEL-I で 0.85 s、MODEL-II で 1.01 s となる。P1 橋脚が 1 次振動するモードを見ると、MODEL-I では上部構造と逆

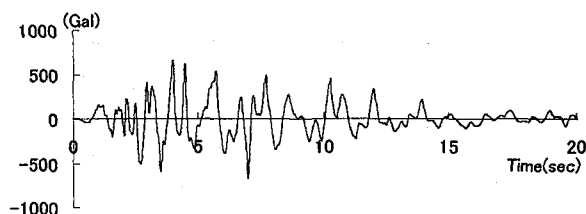


図-4 入力加速度波形

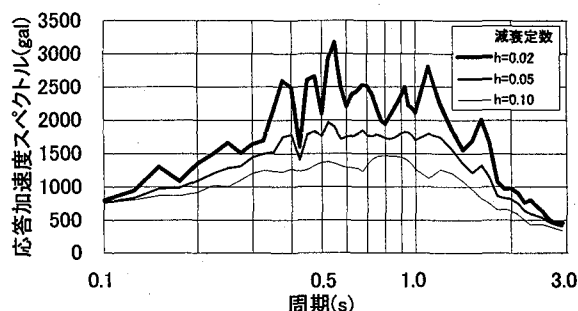


図-5 加速度応答スペクトル

位相なのに対して MODEL-II では同位相のため、免震支承のバネ剛性が影響して固有周期は MODEL-I の方が短くなる。また、MODEL-II の刺激係数は 1.65 と他の振動モードと比べて大きく、上部構造の衝突時において P1 橋脚の振動が大きくなることが考えられる。

- c) P2 橋脚振動モードの固有周期は 0.25 秒でモデルによる差はない。
- d) 上部構造が衝突した後の桁の振動は、例えば MODEL-II における 9 次モード (固有周期 0.17 秒) のように上部構造が伸縮変形するモードの他に、上部構造の曲げ振動などのモードが複雑に影響すると考えられる。MODEL-II では、上部構造の伸縮変形振動と A2 橋台の固有振動の周期が接近して A2 橋台も振動しているため、刺激係数が大きくなっている。

2.4 入力加速度波形

図-4 に入力加速度波形を示す。これは阪神大震災の J R 鷹取駅 E-W 成分の 5%減衰におけるスペクトル調整波形¹¹⁾のうち主動部分の前半 20 秒間を抜き出したものであり、図-5 に同波形の加速度応答スペクトルを示す。2.3 の固有振動解析によれば、免震支承の長周期化により MODEL-I の上部構造の水平 1 次振動周期 1.75s は応答加速度が小さくなる周期領域にあるが、橋台と上部構造が接触する MODEL-II の 0.42s は応答加速度が大きくなる周期領域である。また、MODEL-II の P1 橋脚振動モードの固有周期 1.01s に対しても応答加速度が大きくなる周期領域である。

2.5 解析結果

十分な桁遊間が確保され上部構造が橋台と衝突しないケースを Case-A、図-2 に示した遊間 0.15m で上部構造が橋台に衝突する衝突バネを上弦材位置に設置したケー

表-2 解析結果一覧表

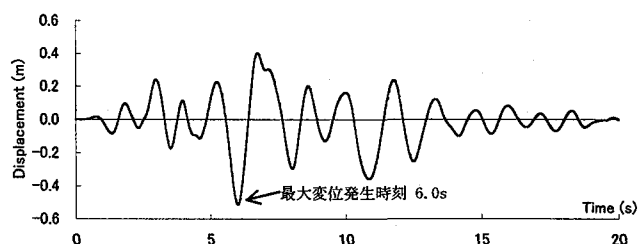
	図-1の位置	Case-A	Case-B
上部構造	A1側 ①	0.516 m	0.206 m
最大応答変位※	A2側 ②	0.401 m	0.195 m
上部構造	A1側 ①	0.71 G	45.2 G
最大応答加速度	A2側 ②	0.68 G	50.4 G
衝突パネの	A1側 ③	—	34.3 MN
最大作用力	A2側 ④	—	52.1 MN

※上弦材端部節点 橋台押し込み側の応答変位

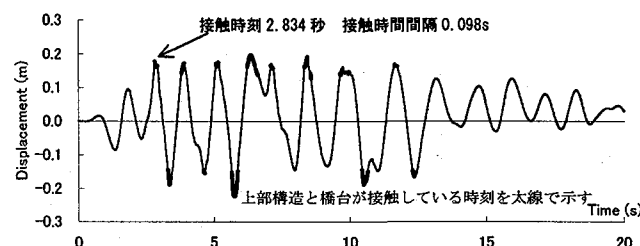
スを Case-B とし、図-4 の加速度波形による非線形動的解析を行った。川島¹³⁾は、衝突パネの剛性を隣接する構造系の剛性と同程度として衝突現象を近似しているが、図-2 に示した衝突パネは桁端と橋台との直接衝突をモデル化するため、接触面間のオーバーラップを考慮して A1 橋台地盤剛性に対して 9 倍程度の 10GN/m の衝突パネ剛性とした。

表-2 に Case-A と Case-B における上部構造の上弦材端部節点 (A1 側節点 16 および A2 側節点 44) の最大応答変位、最大応答加速度、および衝突パネの最大作用力を示す。表中の最大応答変位は上部構造が橋台側へ変位した最大変位に着目してまとめている。また、表中の着目位置を示す丸数字は、図-1 のモデルでの着目位置を示す丸数字に対応している。十分な遊間が確保されている Case-A の場合は、上部構造の応答変位は最大 0.516m 発生しているのに対して、遊間 0.15m で橋台と上部構造を衝突させている Case-B の最大応答変位は A1 側で 0.206m、A2 側で 0.195m となっており、上部構造の変位が橋台によって拘束されている影響が見られる。Case-B における衝突パネの最大作用力は A1 側で 34.3MN、A2 側で 52.1MN であり、衝突パネの衝突してからの変形量は A1 側で 0.0034m、A2 側で 0.0052m であった。この衝突パネの作用力が上部構造と橋台との衝突力となる。また、橋台が背面土方向に押し込まれる最大変位の結果は、上部構造が衝突する位置において A1 側で 0.054m であったことから、衝突パネを考慮した衝突解析の場合、橋台の地盤変形が大きく基礎地盤パネ剛性を適切に評価することが重要となる。実際は杭基礎および橋台背面にある地盤が影響すると考えられるが、橋台基礎および橋台背面地盤の動的剛性や減衰特性等は解析や実験などにより明らかにする必要がある¹²⁾¹³⁾¹⁴⁾。本論文では橋台背面地盤の剛性による影響を 6 章で検討する。

また、図-6 に A2 側上弦材端部節点 (節点 44) の応答変位時刻歴、図-7 に同節点の応答加速度時刻歴図を示す。変位時刻歴では、正側の変位が A2 橋台方向の変位であり、上部構造が A1 もしくは A2 橋台と接触している時刻を太線で示している。衝突を考慮した Case-B の応答変位波形には、特に高次振動の影響は現れていないが、応答加速度波形では Case-B で 50G 以上の加速度が衝撃的に発生していることがわかる。解析精度の検討のため時間積分間隔を更に細かくして検討した結果、応答変位や速度は変化しないが応答加速度は多少小さめの結果となり、本解析は危険側の解析結果になっていると思われるが、この衝撃的応答加速度が橋梁全体の応答に与える影響は小さい。

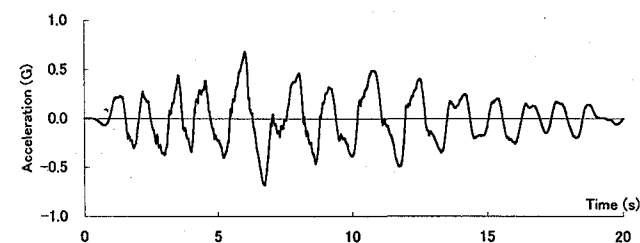


(a) Case-A

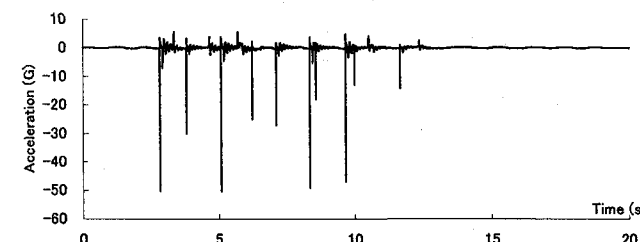


(b) Case-B

図-6 上部構造応答変位時刻歴結果



(a) Case-A



(b) Case-B

図-7 上部構造応答加速度時刻歴結果

3. 緩衝材の影響の解析

3. 1 緩衝材のモデル化

実際のハニカム型緩衝材は最大で幅と高さが 355mm×406mm、厚さが 200mm のものがあり、これをつなぎ合わせ面状の緩衝構造とするものである。1 個あたりの衝撃エネルギー吸収量は 20~30kJ、最大耐力 0.36~0.37MN 程度である⁸⁾⁹⁾。本論文では、最初に弾塑性緩衝材をエネルギー吸収のない等価な剛性を持つ弾性体としてモデル化し、衝突応答挙動の全体的傾向を把握した後、緩衝材の弾塑性変形挙動の影響を検討する。本章における緩衝材の影響の解析では、緩衝材のモデル化として図-8 に示すようにトラス橋の桁端と緩衝材の隙間を考慮するとともに、衝突後は緩衝材が弾性的に変化するものとし、その弾性係数として図中点線で示した厚さ 0.20m の熱可塑性エラストマー緩

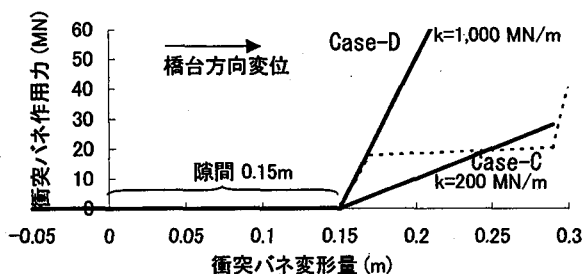
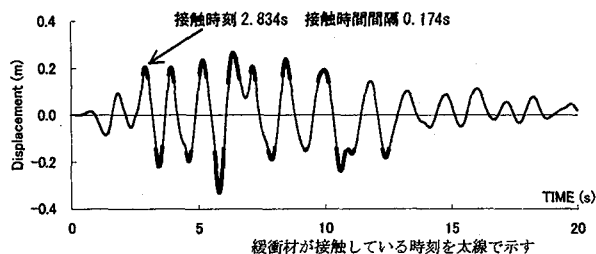
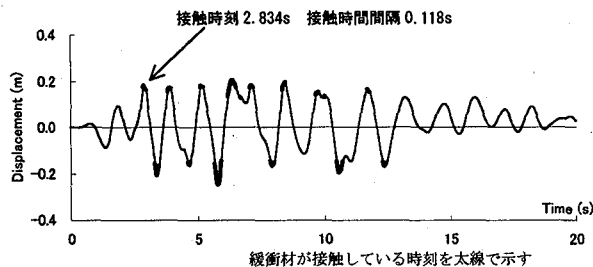


図-8 緩衝材を設置した衝突パネモデル図

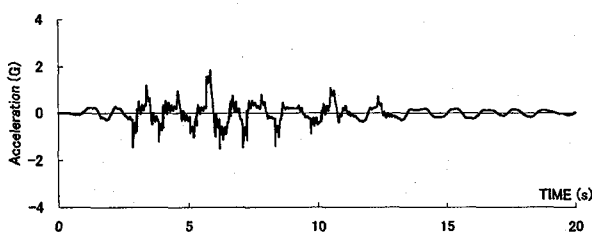


(a) Case-C

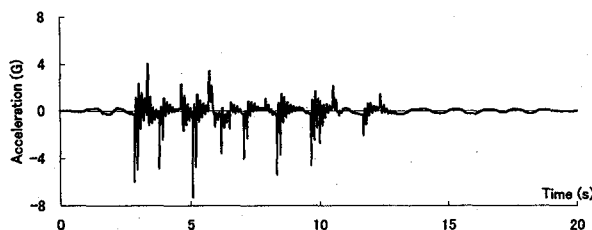


(b) Case-D

図-9 上部構造応答変位時刻歴結果



(a) Case-C



(b) Case-D

図-10 上部構造応答加速度時刻歴結果

衝材を50個平面的につなぎ合わせた作用力変位関係から0.10mの変形に対する等価剛性ケース (Case-C: パネ剛性200MN/m) と初期弾性剛性に近いケース (Case-D: パネ剛性1000MN/m) との2種類を検討した。衝突パネの隙間量は0.15mとした。なお、ここでいう隙間量とは、遊間から緩衝材の厚さを減じた幅となる。

表-3 解析結果一覧表

		図-1の位置	Case-C	Case-D
弾性緩衝材パネ剛性		③および④	200 MN/m	1,000 MN/m
上部構造	A1側	①	0.311 m	0.230 m
	A2側	②	0.263 m	0.204 m
最大応答変位※	A1側	①	1.8 G	7.2 G
	A2側	②	1.8 G	7.3 G
最大応答加速度	A1側	③	26.0 MN	31.9 MN
	A2側	④	16.5 MN	33.4 MN
衝突パネの最大作用力	A1側	③	0.130 m	0.032 m
	A2側	④	0.083 m	0.033 m
緩衝材の最大変形量	P1	⑤	7.0	5.9
	P2	⑥	4.9	3.8
橋脚基部最大塑性率				

※上弦材端部節点 橋台押し込み側の応答変位

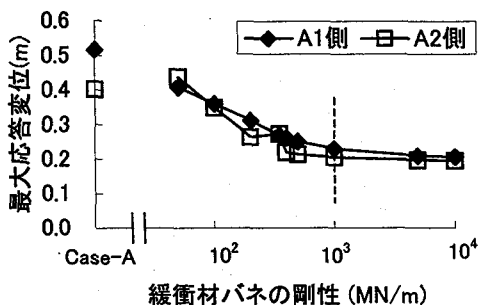


図-11 緩衝材剛性の違いによる上部構造橋台側最大応答変位の影響

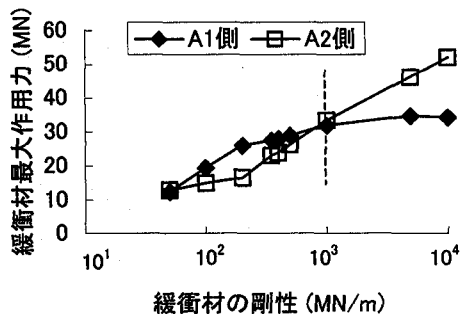


図-12 緩衝材剛性の違いによる緩衝材最大作用力の影響

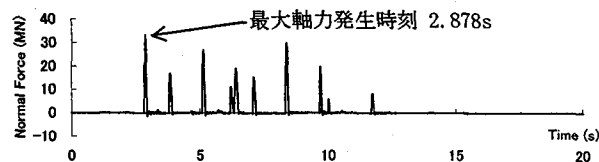
3. 2 緩衝材 (弾性) による解析結果

(1) 弾性緩衝材の剛性による影響

表-3にCase-C、Case-Dにおける上弦材各橋台側端部の最大応答変位、最大応答加速度、緩衝材パネの最大作用力、および緩衝材パネの最大変形量をまとめる。上弦材変位は橋台を押し込む側の最大値を示しており、A1側変位はCase-Aの場合と比較してCase-Cで0.311m (40%減)、Case-Dで0.230m (55%減) となっており、緩衝材の設置により応答変位が拘束されて小さくなっていることがわかる。また、A2側端部上部構造最大応答加速度は、Case-Cで1.8G、Case-Dで7.3Gとなり、上部構造を橋台に衝突させたCase-Bの最大加速度50.4Gと比較すると大幅に減少しているが、緩衝材を設置したケース同士を比較すると剛性を大きく設定したCase-DはCase-Cの約4倍の最大加速



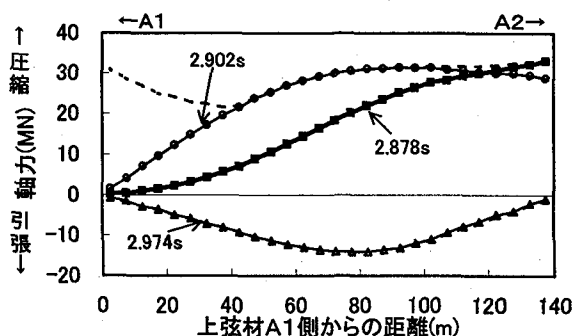
(a) A1 橋台側端部上弦材



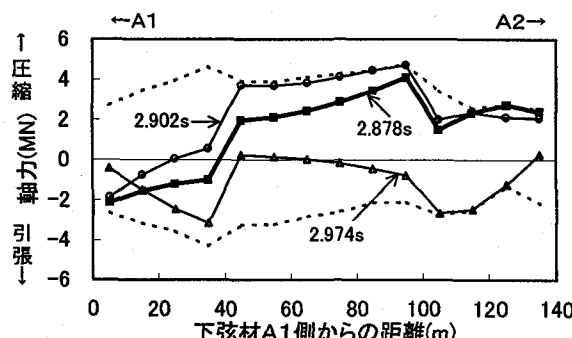
(b) A2 橋台側端部上弦材

図-13 トラス上弦材応答軸力時刻歴結果 (Case-D)

度が発生している。緩衝材に作用する最大作用力は Case-C で 26.0MN (A1 側)、Case-D で 33.4MN (A2 側) であり、緩衝材を考慮せず衝突させた Case-B 作用力の 52.1MN (A2 側) よりも小さくなっており、緩衝材の効果が認められる。上部構造 (節点 44) の応答変位時刻歴を図-9 に示す。図-9 は正側の変位が A2 橋台方向への変位であり、A1 および A2 側に設置した緩衝材と上部構造とが接触している時刻の波形は太線で示している。Case-B の応答変位時刻歴 (図-6) と比較した場合、Case-C、Case-D の変位波形には大きな違いは認められないが、上部構造と A2 橋台が最初に衝突する時刻 2.834 秒からの接触時間を比較すると、Case-B は 0.098s であるのに対して、Case-C は 0.174s、Case-D は 0.118s であり、衝突時と比較して剛性の小さい緩衝材を設置することにより衝突時の接触時間が長くなっていることがわかる。図-10 は同節点における応答加速度時刻歴を示し、Case-C、Case-D 共に Case-B で見られた衝撃的な応答加速度は大きく減少していることがわかる。次に、緩衝材の剛性をパラメトリックに解析した場合の各最大応答値の影響を示す。図-11 は A1、A2 側端部節点の橋台側への最大応答変位を示したものである。これによれば、A1 側と A2 側の最大応答変位の差は小さく、1000MN/m の剛性付近を境にこれ以上剛性を増大しても最大応答変位にはあまり影響ないことがわかる。A1 橋台基礎の水平、回転バネを緩衝材設置位置において水平バネ換算すると 1130MN/m 程度であるので、緩衝材バネ剛性を橋台基礎バネより大きく設定した場合、上部構造の応答変位は橋台基礎剛性に影響されていることがわかる。また、緩衝材作用力の影響を図-12 に示す。緩衝材の剛性が増加するにしたがって緩衝材バネの最大作用力が増加していく傾向が見られており、図中点線で示した緩衝材バネ剛性が 1000MN/m 以上の結果では、上部構造が初めて橋台に衝突する時刻 2.8 秒付近で A2 橋台側の最大作用力が発生し、1000MN/m 以下の剛性では A1 橋台側に衝突した時刻 5.8 秒付近で最大作用力が発生していた。時刻 5.8 秒は図-6 (a) に示したように、変位応答が大きくなる時刻である。したがって、緩衝材の衝突力は、緩衝材の剛性が小さい場合は入力地震動により上部構造が応答する挙動に



(a) 上弦材の応答軸力分布



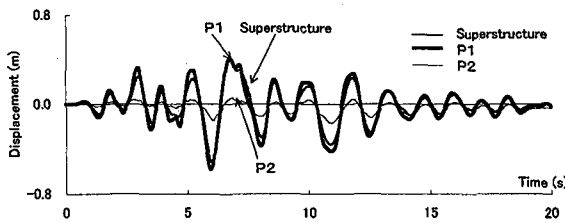
(b) 下弦材の応答軸力分布

図-14 トラス弦材の応答軸力分布図 (Case-D)

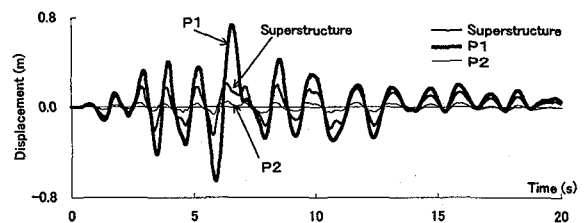
影響され、緩衝材の剛性が大きい場合は緩衝材との最初の衝突時における衝撃的な挙動に影響される結果となった。

(2) トラス部材の応答

トラス部材の応答軸力の解析精度は衝突パネとトラスのモデル化に依存する¹⁾が、本解析では部材端部の変位応答結果から部材軸力を計算しているため、ある程度の解析精度が得られている。Case-D におけるトラス上弦材の A1、A2 側端部における応答軸力時刻歴図を図-13 に示す。トラス上弦材には上部構造が緩衝材と衝突する時に衝撃的な軸力が発生し、A2 側部材では時刻 2.878 秒において最大軸力が発生している。次に、上部構造が最初に A2 橋台に衝突する時刻付近に着目した上弦材および下弦材の軸力分布を図-14 に示す。同図点線は全解析時刻中の最大応答軸力値を示している。図-14 (a) の上弦材では時刻 2.878 秒において A2 側端部部材の圧縮軸力は最大値となり、その後中央径間部材において時刻 2.878 秒で最大圧縮軸力が発生し、時刻 2.974 秒に中央径間部材で最大引張軸力が発生している。したがって、中央径間部材における軸力振幅の周期は 0.19 秒程度であることがわかり、これは上部構造の 1 次伸縮変形による固有周期とほぼ一致していることから、Case-D において上弦材の最大応答軸力は上部構造が橋台と衝突した直後の上部構造の伸縮変形により発生していると考えられる。次に、下弦材部材の最大軸力分布は図-14 (b) に示すように橋脚付近で大きな軸力が発生しており、また中央径間の引張軸力は上部構造が橋台に衝突した時刻付近で最大値が発生していないこ

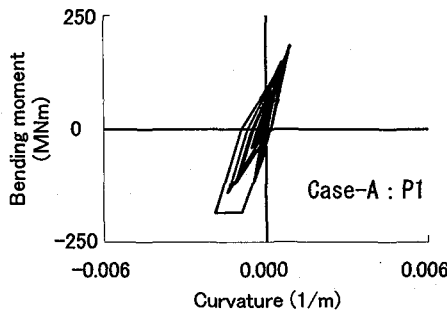


(a) Case-A

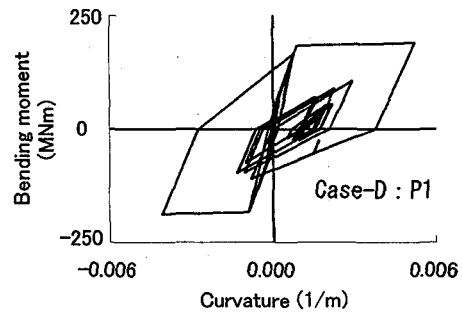


(b) Case-D

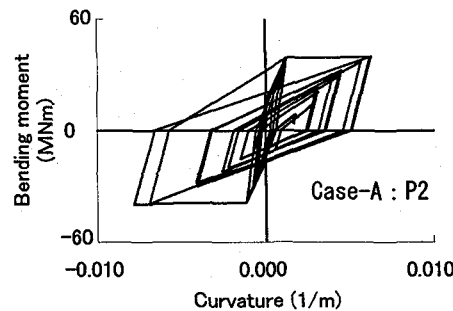
図-15 上部構造およびP1・P2橋脚天端の応答変位時刻歴



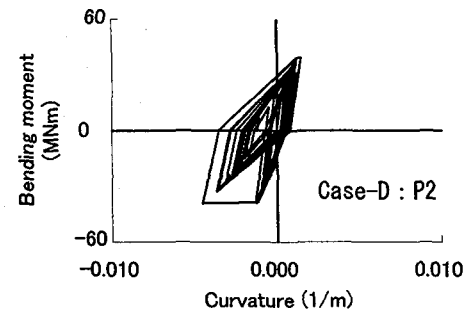
(a) P1橋脚基部 Case-A



(c) P1橋脚基部 Case-D



(b) P2橋脚基部 Case-A



(d) P2橋脚基部 Case-D

図-16 橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係履歴図

とから、下弦材は支承から伝達される橋脚のせん断力などの複雑な振動の影響を受けて軸力が発生していると考えられる。また、本論文では、上部構造と橋台が上弦材位置で衝突する場合を仮定したが、上部構造の衝突位置によっては弦材に作用する応答軸力の分布は大きく変わると考えられる。

(3) 橋脚の応答

2章の固有振動解析結果で述べたように、上部構造の変位を衝突により拘束すると比較的高橋脚であるP1橋脚の応答が大きくなることが考えられる。そこで衝突を考慮しないCase-Aと、緩衝材を介して衝突させたCase-Dにおける上部構造、P1およびP2橋脚天端の変位応答時刻歴を重ねたものを図-15に比較する。Case-AではP1橋脚は上部構造と同様に変位しているが、Case-Dでは上部構造は橋台との衝突で変位が抑えられ、P1橋脚は時刻6~7秒付近で大きく上部構造の応答を上回って変位していること

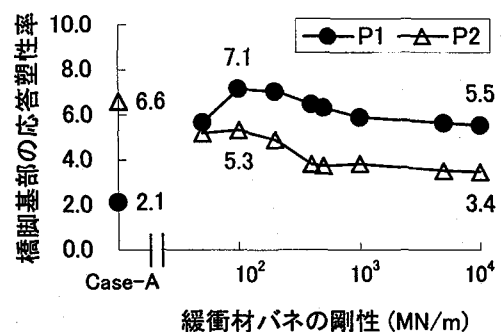


図-17 緩衝材剛性による橋脚基部塑性率の影響

がわかる。P2橋脚は、衝突を考慮したCase-Dの方が応答変位は小さくなっている。図-16にCase-A、Case-DのP1およびP2橋脚基部部材の曲げモーメント-曲率関係応答履歴図を示す。P1橋脚ではCase-Aと比較してCase-Dの方が1回の振幅で大きく塑性化し、P2橋脚ではCase-Dの塑性化が小さくなっていることがわかり、応答変位の大

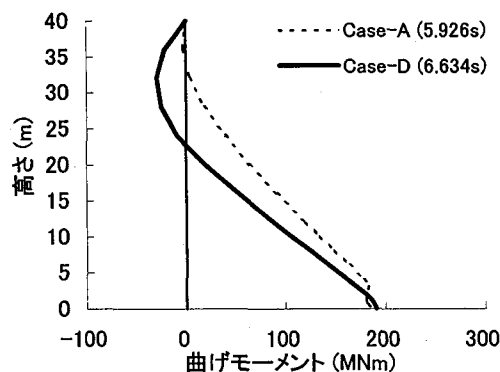


図-18 P1橋脚の応答曲げモーメント分布

小関係と一致している。次に、緩衝材の隙間を Case-D と同じ 0.15m として緩衝材バネの剛性をパラメータにした P1 および P2 橋脚基部部材の最大応答塑性率の影響を図-17 に示す。P1 橋脚基部は衝突を考慮しない Case-A では塑性率 2.1 だが、緩衝材バネの剛性を 100MN/m とした場合に極大的に塑性率 7.1 となり、以降剛性を大きくしていくと塑性率 5.5 程度に漸近していく。P2 橋脚は衝突を考慮しない場合が塑性率 6.6 で最も大きく、緩衝材バネ剛性が大きくなると塑性率が小さくなる傾向があり、塑性率 3.4 程度に漸近していく結果が得られた。また、P1 橋脚について Case-A および Case-D における基部の曲げモーメントが最大となった時刻における応答曲げモーメント分布図を図-18 に示す。Case-D では衝突時に P1 橋脚躯体慣性力が上部構造に伝わり橋脚が上部構造に寄りかかる状態となり、高さ 32m 付近で逆符号の曲げモーメントが大きくなっている。また衝突を考慮しない Case-A においても高さ 32m 付近で曲げモーメントの符号が逆転しているが、本解析モデルの P1 橋脚はフレキシブル橋脚で曲げ剛性を比較的小さく設定しているため、このような現象が顕著に現れたと考えられる¹⁵⁾。

4. 遊間量の影響の解析

4.1 気温差と遊間設定の関係

上部構造の衝突問題では、3章で考察した衝突バネの剛性と共に、上部構造の移動距離すなわち遊間量も重要な要因として考える必要がある。橋梁の遊間は寒冷な地方で 60℃、普通の地方で 50℃の温度変化にともなう橋体の伸縮を考慮して設計計算されているが、構造がトラスのように各部材によって複雑に組み立てられている影響や支承における拘束度の評価の問題などを正確に予測することは困難であり、また実際の橋梁の遊間は低温と高温の状態の中間としてどの程度となるかは当該橋梁によって変化するものと予測される。したがって本論文の計算ではこれらの状況を考慮して、遊間の変化による影響を包括的に把握できるように、3章で定義した隙間量をパラメータとした解析を行う。

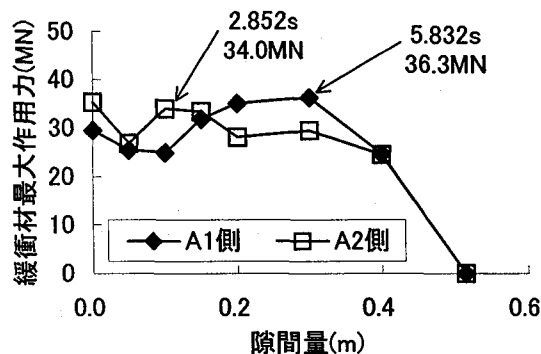


図-19 隙間量による緩衝材最大衝突力の影響

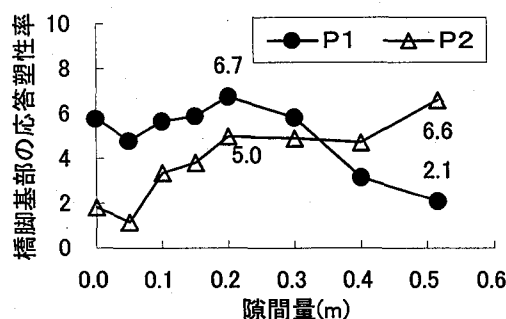


図-20 隙間量による橋脚基部塑性率の影響

4.2 解析条件

本論文で対象としている連続トラス橋（全支間長 140m）の場合、伸縮継手部などを考慮して橋長を 141.4m（140m+1.4m）と仮定すると最大気温差による伸縮量は寒冷な地方で 102mm、普通の地方で 85mm 程度となる。遊間量は 3章と同様に上部構造と橋台が緩衝材を介して接触するまでの隙間量として衝突バネに考慮し、隙間量を A1 側、A2 側それぞれに最大で 520mm と設定して、この 520mm を変化させて衝撃挙動の変化を検討している。また、解析では A1 側、A2 側それぞれに同じ隙間量を設定する。

4.3 解析結果

(1) 緩衝材作用力への影響

緩衝材バネに発生する最大作用力に与える隙間量の影響について図-19 に示す。図中の数値は隙間量 0.10m および 0.30m の場合の最大作用力と発生した時刻を示す。隙間量が 0m~0.40m までの解析では A1 側、A2 側の各緩衝材に 25~35MN 程度の作用力が発生しており、0~0.15m では A2 側、0.20~0.40m では A1 側の作用力が大きくなっている。隙間量が 0.52m 以上では衝突現象が発生しない。隙間量 0.10m では A2 橋台に最初に接触する時刻 2.852 秒において、また隙間量 0.30m では大きな入力加速度波形により橋梁が A1 側に大きく応答する時刻 5.832 秒で最大作用力が発生している。上部構造が隙間を移動する間に加速されて衝突力は大きくなると考えられ、隙間量 0.30m 付近で A1 側の衝突力が極大値になることがわかる。

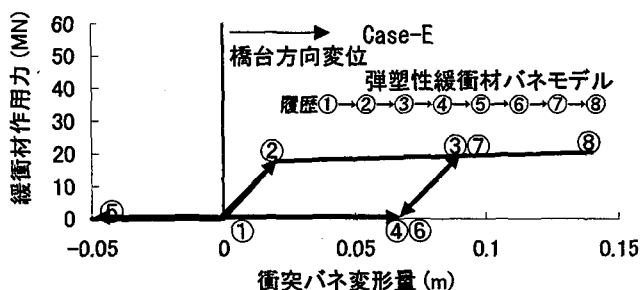


図-2 1 弾塑性緩衝材のモデル

表-4 弾塑性緩衝材による影響

緩衝材バネ		図-1の位置	Case-E	Case-E/Case-C
		③および④	弾塑性	弾性との比較
上部構造	A1側	①	0.068 m	0.22
最大応答変位※	A2側	②	0.106 m	0.40
上部構造	A1側	①	4.4 G	2.46
最大応答加速度	A2側	②	3.8 G	2.04
衝突バネの	A1側	③	17.9 MN	0.69
最大作用力	A2側	④	17.9 MN	1.08
緩衝材の	A1側	③	0.035 m	0.27
最大変形量	A2側	④	0.055 m	0.66
橋脚基部	P1	⑤	5.2	0.74
最大塑性率	P2	⑥	1.1	0.23

※上弦材端部節点 橋台押し込み側の応答変位

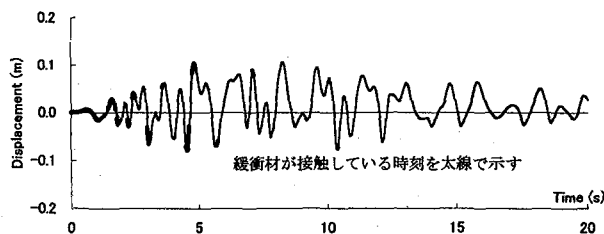
(2) 橋脚の応答への影響

橋脚基部の最大応答塑性率に与える隙間量の影響について図-20に示す。P1 橋脚は隙間量 0.20m で最大応答塑性率 6.7 となり、P2 橋脚は隙間量が増えるにしたがい応答塑性率が増加する傾向にあるが、P1 と同じ隙間量 0.20m 付近で極大値 5.0 を示している。緩衝材の作用力の結果を合わせて考えると、本解析条件で緩衝材を設置した場合では 0.20m~0.30m 程度の隙間量が最も橋梁の被害を大きくする結果となった。橋長の長い連続トラス橋では温度変化によって大きく隙間量に変化するので、緩衝材を有効に機能させるためには適切な隙間量を設定することが重要であると考えられる。

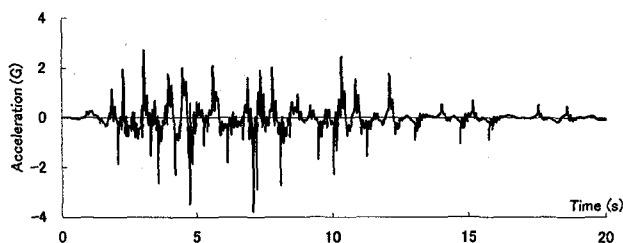
5. 弾塑性緩衝材の効果の検討

5. 1 弾塑性緩衝材の解析モデル

前述したように、現在開発されている熱可塑性エラストマー落橋防止装置用緩衝材にはハニカム構造のものとセル型式構造のものがあるが、いずれも弾塑性挙動として初期剛性および塑性化後の二次剛性が衝突解析および補強検討としては重要である。本章では、衝突バネを図-21に示すように厚さ 0.2m のハニカム構造緩衝材 50 基分の荷重-変位関係を引張状態では接触を考慮しないバイリニアモデルとしてモデル化し、衝突応答に及ぼす影響を検討する。隙間量は汎用解析プログラムの機能上の制約により考慮していない。本章における検討ケース Case-E とする。

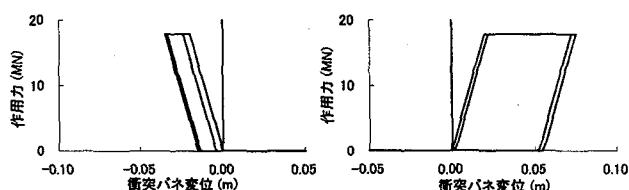


(a) Case-E 応答変位時刻歴図



(b) Case-E 応答加速度時刻歴図

図-2 2 上部構造応答時刻歴結果



A 1 側

A 2 側

図-2 3 弾塑性緩衝材の作用力-変形履歴関係図

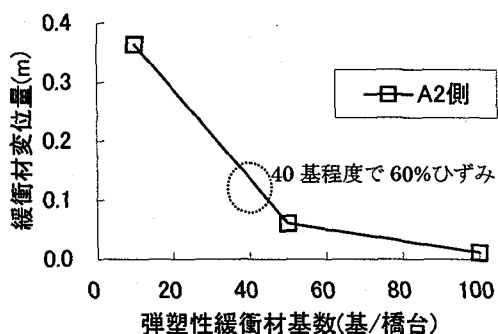


図-2 4 弾塑性緩衝材基数による
緩衝材変位量の影響

5. 2 解析結果

A2 端部上弦材 (節点 44) の応答変位および応答加速度時刻歴図を図-22に示す。応答変位時刻歴図には両橋台側の緩衝材と上部構造の接触している時刻における変位を太線で示し、初期時刻の応答では上部構造と緩衝材との接触時間が長く、上部構造が弾塑性緩衝材を潰しながら変位している様子がわかる。応答加速度時刻歴図では、弾塑性緩衝材の初期剛性が高いため接触時に衝撃的な応答加速度が得られている。また、図-23に A1 および A2 側緩衝材バネの作用力-変位関係図を示す。上部構造の応答により A2 側の緩衝材で大きくエネルギー吸収されてい

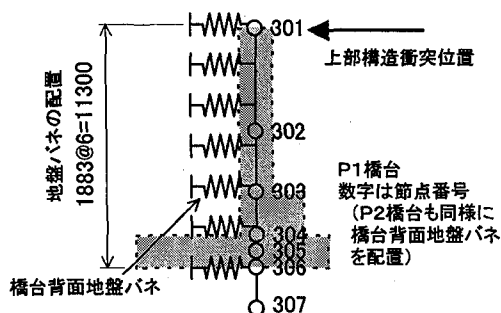


図-25 橋台背面地盤パネ解析モデル

ることがわかる。次に弾塑性緩衝材を用いた Case-E の最大応答値と、弾性緩衝材を用いた Case-C との結果の比率を表-4に示す。Case-E は隙間がなく単純に比較することはできないが、Case-E 緩衝材の変形量は弾塑性緩衝材のエネルギー吸収により 60%程度に抑えられており、応答加速度は前述した緩衝材の初期剛性により約 150%増となっている。橋脚基部の応答塑性率は弾塑性緩衝材を用いると小さくなる傾向にある。また、塑性化した弾塑性緩衝材の衝突力(作用力)は緩衝材の降伏力と同値になり、Case-C と比較して A2 側では同程度の作用力が発生している。この衝突力を抑えるためには、ある程度の緩衝材の変形を許容して設置基数を少なくすることが考えられるが、厚さ 0.20m の熱可塑性エラストマーの場合、60%ひずみにあたる 0.12m の変形からハードニングを生じて作用力が大きくなる⁸⁾。そこで、緩衝材の変形量に着目して緩衝材の基数をパラメトリックに変化させた解析結果を図-24に示す。同図より緩衝材のハードニングを起こさないようにするには約 40 基程度の緩衝材が必要となり、その時の作用力(降伏力)が弾塑性緩衝材を設置した場合の最小衝突力であると考えられ、40 基分の降伏力は計算上 15MN 程度となる。これらの結果より、弾塑性緩衝材を用いて衝突応答や衝突力を緩和するには、適切な基数の緩衝材を設置することが重要であることがわかる。

6. 橋台背面地盤の影響

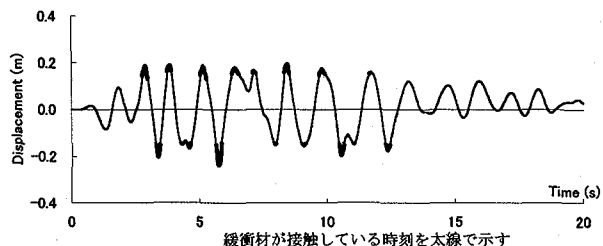
6.1 橋台背面地盤のモデル化

上部構造と橋台との衝突現象を考える時に、橋台背面地盤の剛性および減衰の検討は重要である。他の論文⁷⁾では、橋台背面地盤を地盤条件に応じた履歴を持つ非線形パネでモデル化してエネルギー吸収を考慮し、等価な剛性と減衰を付加している解析例があるが、まだ橋台背面地盤の挙動を精密にモデル化することは難しい。そこで、本研究では橋台背面地盤の弾性剛性のみに着目して、幅 10m 高さ 11.3m の橋台背面に受働土圧側のみに作用する 20MN/m² の地盤分布パネを仮定して、図-25に示すような高さ方向に7つ配置した線形基礎地盤パネに地盤剛性を集約してモデル化し、その衝突応答への影響を検討した。この地盤剛性は道路橋示方書の N 値 10 の粘性土における地盤剛性に相当するが、本解析では橋台背面地盤パネの減衰は無視

表-5 橋台背面地盤剛性による影響

		図-1の位置	Case-F	Case-F/Case-D
上部構造	A1側	①	0.216 m	0.94
最大応答変位※	A2側	②	0.192 m	0.94
上部構造	A1側	①	4.7 G	0.66
最大応答加速度	A2側	②	6.1 G	0.83
衝突パネの	A1側	③	37.3 MN	1.17
最大作用力	A2側	④	24.3 MN	0.73
緩衝材の	A1側	③	0.037 m	1.16
最大変形量	A2側	④	0.024 m	0.73
橋台水平方向 最大応答変位※※	A1	⑦	0.029 m	(0.048m)※※※
	A2	⑧	0.029 m	(0.062m)※※※

※上弦材端部節点 橋台押し込み側の応答変位
※※上弦材位置の変位量 橋台押し込み側の応答変位
※※※()内はCase-Dの応答変位



(a) 応答変位時刻歴図 (Case-F)



(b) 応答加速度時刻歴図 (Case-F)

図-26 上部構造応答時刻歴結果

した。また、橋台の地震時背面土圧による変位は無視した。以上の橋台背面地盤の剛性を考慮し、Case-D と同じ条件で緩衝材を設置した場合の解析を Case-F とする。

6.2 解析結果

図-26に Case-F の上部構造(節点 44)の応答変位および応答加速度時刻歴図を、表-5に Case-F の最大応答値と Case-D との比率を示す。橋台背面地盤剛性を考慮していない Case-D と比較して応答変位は僅かに小さくなる程度で殆ど違いが認められないが、衝撃的な応答加速度は小さくなっている。応答加速度の解析精度については 2.5 で述べた通りである。また、Case-F の方が A1 橋台側の緩衝材の変形量が大きく緩衝材の作用力が 17%程度増加しており、橋台の地盤押し込み側最大変位は A1 橋台側で 60%減少していることから、橋台背面地盤パネにより橋台の変位が抑えられるため緩衝材の変形量と作用力が増加していると考えられる。本解析では橋台背面地盤の変形に伴うエネルギー吸収を無視しており、橋台背面地盤を考慮した場合に衝突力が増加する結果が得られたが、今後地盤が吸収するエネルギーの影響を評価した解析を行う必要がある⁷⁾。

7. 結論

本論文の解析によって得られた結果を要約すると以下のようになる。

- (1) 上部構造が直接橋台壁面に衝突した場合、上部構造に衝撃的な加速度が生じ大きな衝突力となるが、緩衝材を設置することによって、衝突時の加速度、応答変位および衝撃力を小さくすることができる。
- (2) 緩衝材の剛性を変化させた解析の結果、橋台基礎の基礎地盤バネより大きく剛性を増加させても、最大応答変位の減少は小さくなることがわかった。
- (3) トラス部材の応答軸力を検討した結果、上路トラスの場合、上弦材の最大応答軸力は上部構造が橋台と衝突した直後に上部構造の軸方向伸縮変形により発生し、下弦材については中間支点の影響によって複雑に変化する。
- (4) 緩衝材と上部構造との遊間量は橋梁の応答に大きな影響を与える。本解析では遊間量をパラメータとして解析を行い、衝突バネの隙間量 0.20~0.30m 程度の場合に衝突力が最大となる結果が得られた。
- (5) 弾塑性タイプの緩衝材バネを考慮した解析の結果、緩衝材の履歴エネルギー吸収によって、上部構造の応答変位を抑えることができた。緩衝材から上部構造へ伝わる衝突力は緩衝材バネの降伏力となるので緩衝材の個数を変化させることにより衝突力の大きさを制御できる利点がある。
- (6) 橋台背面地盤剛性の影響を検討した結果、橋台背面地盤バネにより橋台の変位が抑えられるため緩衝材の変形量と衝突力が増加する傾向となった。橋台背面地盤のエネルギー吸収は衝突時の応答に影響すると考えられるので、今後はその特性を適切に評価した解析が必要である。

本論文で用いた連続トラスの解析モデルでは中間橋脚の高さが異なり、また高橋脚に対してはフレキシブル橋脚を用いた事例である。しかし、等橋脚高さの構造に対する解析結果との比較や、橋脚剛性が緩衝材剛性と比較して相対的に小さいことなどを考慮すると、それらの影響は小さいものと考えられる。

今後の研究の課題としては、トラス構造の三次元的構造としての影響の検討、実測結果との比較、緩衝材からの衝突力を効率的に床版に伝達する構造の検討、伸縮継手の影響の検討、および背面土圧の効果の検討などがある。

緩衝材が許容変形量を超えると圧壊モードに移行し、ハードニングを起こして大きな衝突力を伝達してしまうため、緩衝材の個数の決定や適切な遊間量の設定など、合理的な設計のための課題は多く残されている。

参考文献

- 1) 川島：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察、土木学会論文報告集第308号、pp.123-126、1981.4
- 2) 井嶋、帯屋、錦織、後藤：ゴム支承支持された中小規模斜桁・曲線桁の地震時衝突応答と落橋防止、土木学会論文集、No.647/I-51、pp.217-228、2000.4
- 3) 矢部、武村、川島：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響、構造工学論文集、Vol.43A、pp.781-791、1997.3
- 4) 川島、庄司：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、1999.4
- 5) 高速道路技術センター：橋梁の耐震補強工法に関する技術検討、1997.3
- 6) 土木学会関西支部：緩衝型落橋防止システムに関する調査研究、講習会テキスト(調査研究委員長家村浩和)、2001.7
- 7) 吉澤、忽那、他：けた衝突を考慮した橋システムの地震時挙動、第4回地震時保有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.513-516、2000.12
- 8) 野々村、鎌田、他：落橋防止装置用熱可塑性エラストマー緩衝材の圧縮変形挙動、土木学会第53回年次学術講演会、I-B158、1998.10
- 9) 野々村、鎌田、野島：落橋防止装置用の緩衝効果を有する緩衝材、土木技術資料、Vol.55、No.3、pp.75-80、2000.3
- 10) 土木学会：阪神・淡路大震災における鋼構造物の震災の実体と分析、鋼構造委員会鋼構造震災調査特別小委員会、1999.3
- 11) 社団法人日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997.3
- 12) 大塚、久納、松尾：杭基礎-地盤系の非線形時刻歴応答解析とそれによる非線形静的設計法の考察、構造工学論文集、Vol.44A、pp.1607-1612、1998.3
- 13) 大塚、久納、岩上：地盤の鉛直方向抵抗力のモデル化が杭基礎の水平抵抗力に及ぼす影響、構造工学論文集、Vol.45A、pp.1583-1590、1999.3
- 14) 矢部、川島：杭基礎の非線形地震応答特性とプッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究、土木学会論文集、No.691/I-47、pp.91-109、1999.4
- 15) 土田、緒方、金子、他：大規模地震時における既設フレキシブル橋脚の耐震性向上に関する研究、構造工学論文集、Vol.44A、pp.1391-1400、1998.3
- 16) 室野、滝沢、他：構造物の非線形動的解析における減衰マトリックスの設定に関する検討、第4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.115-122、2000.12

(2001年9月14日受付)