

緩衝材と橋台背面地盤の影響を考慮した連続トラス橋の橋端衝突解析

Collision Analysis at the End of Continuous Truss Bridge Considering the Effect of Shock-Absorber and Backfill Ground

北見工業大学	○学生員	内田 忍	(Shinobu Uchida)
北見工業大学	フェロー	大島 俊之	(Toshiyuki Oshima)
八千代エンジニアリング㈱	正会員	小倉 裕介	(Yusuke Ogura)
北見工業大学	正会員	三上 修一	(Syuichi Mikami)
中央コンサルタンツ㈱	生会員	太田 雅仁	(Masahito Ohta)

1. はじめに

道路橋示方書では、ゴム支承を採用した場合、地震時に発生する上部構造の応答変位を考慮した遊間を確保することになっている。しかしながら、過度に大きな遊間を確保することは現実的ではなく、大規模地震における桁間や桁～橋台・橋脚間に発生する衝突現象を考慮した橋梁の耐震性、復旧性の検討や、落橋防止装置用緩衝材の開発が行われている。また、衝突時に桁には大きな衝突力が作用するが、PC桁等とは異なり、鋼トラス桁などの弦材は衝突力に対して比較的弱い構造であることが考えられる。そこで本研究では平行弦連続トラス橋に地震時にトラス桁端が橋台に衝突する場合を考慮し、これらの衝突応答において、トラス桁端が橋台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によって検討するとともに、トラス桁端と橋台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緩衝材のモデルの違いおよび橋台背面地盤の影響を考慮した橋端衝突解析について検討をおこなった。

2. 解析対象構造物モデル

トラス橋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、支間長は140m、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、P2の高さは40mの橋脚であり、P1、P2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、終局点を結ぶトリニアの復元力特性を持ち、履歴特性は、鉄筋降伏前は原点志向型で、それ以上の曲率を経験したときは原点と初降伏点を結ぶ直線の傾きで履歴をたどるものとした。上部構造はA1側、A2側の一面を上弦材、下弦材、斜材、垂直材で構成し、その面とはり要素の連結を、剛体に近い骨組要素で構成している。上部構造の総重量は19000kNであり、中間部分は上下弦材および腹材を等価なせん断剛性を持つはり要素に置換する方法を用いている。また、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パネによって支持されている。このモデルに水平方向に振幅400gal、加振周期1.0secの正弦波を入力した場合について検討した。時間刻みは1msecと0.1msecと比較した結果、同じ応答になったので時間刻みは1msecとし、

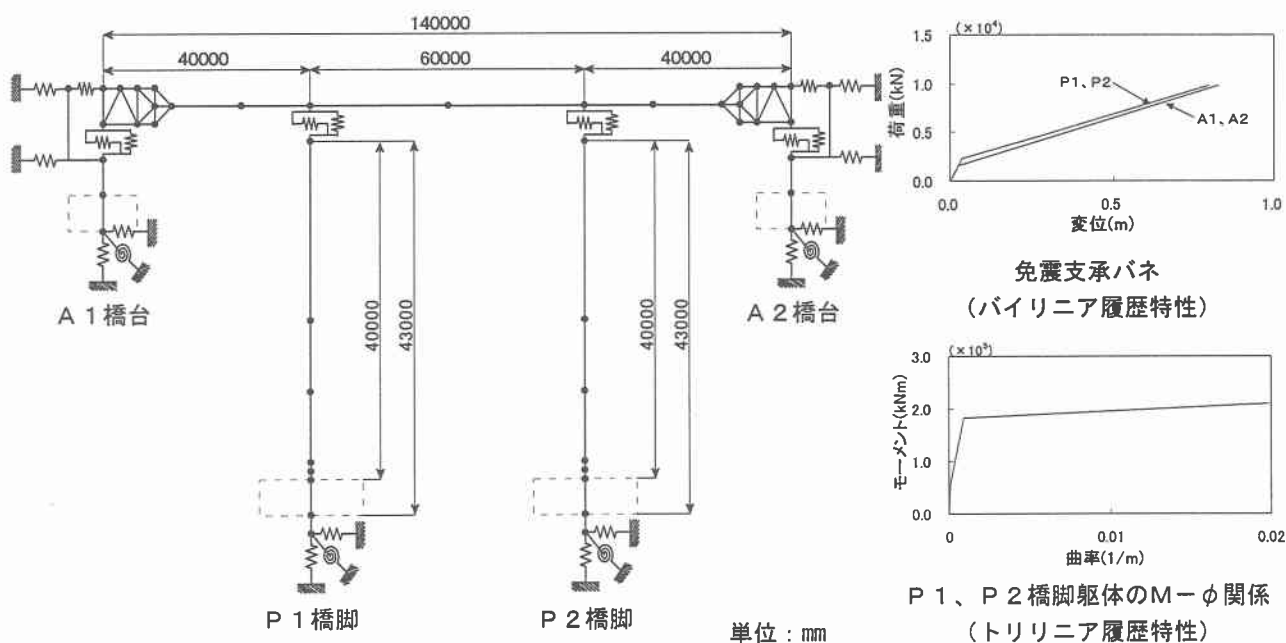


図-1 解析モデル

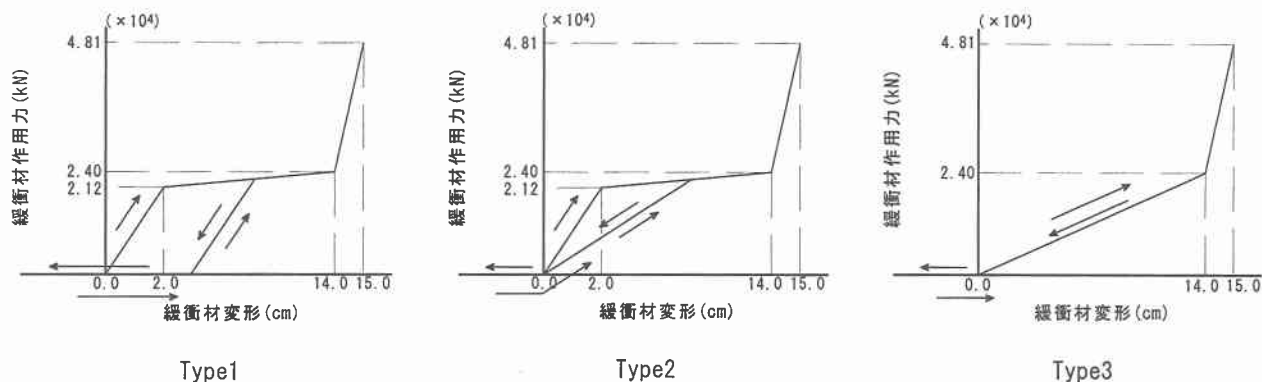


図-2 緩衝材のモデル

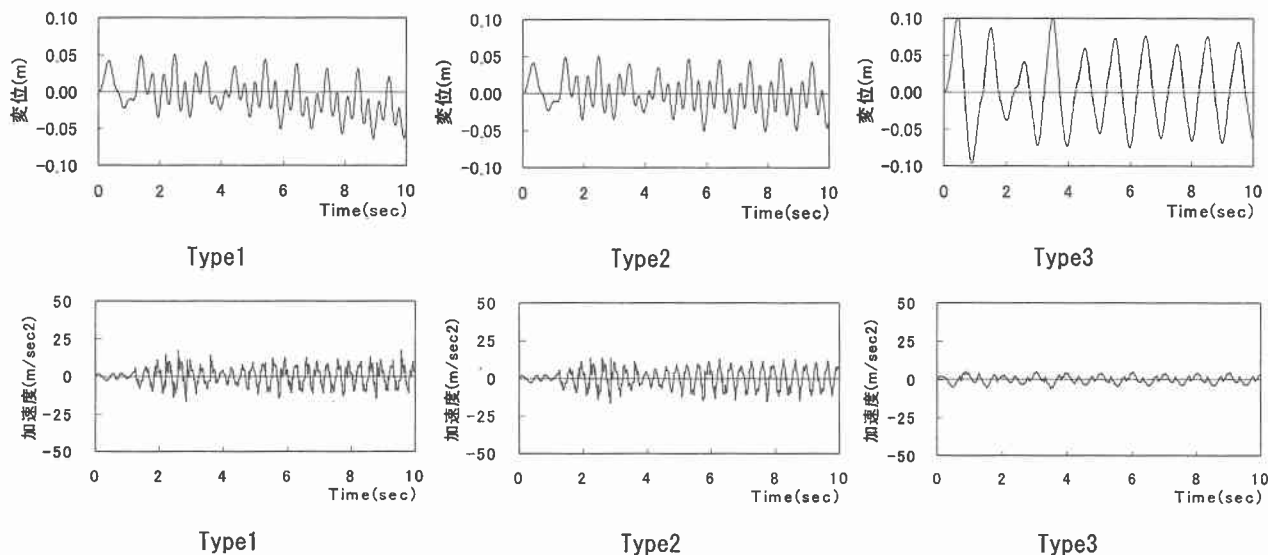


図-3 A1側端部上弦材位置における応答変位時刻歴と応答加速度時刻歴

解析時間は10secまで行った。本解析で問題となる衝突は、床版、上弦材が橋台と衝突する場合を考えた。したがって、床版または上弦材と橋台が衝突する場合は、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置した。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バネに置換して解析を行う。

3. 緩衝材モデルの違いによる影響

図-1のモデルを対象としたトラス橋端と橋台との間に設置する緩衝材のモデルとして、図-2に示すように3つのモデルに分けてトラス橋端部、緩衝材の影響を調べた。Type1のモデルは弾塑性型で、除荷後の勾配は原点と降伏点を結ぶ傾きで除荷されていく。Type2のモデルはType1と同様に弾塑性型ではあるが、降伏後の2次の剛性からの除荷は除荷する点から原点を結ぶ傾きで除荷されていく。Type3のモデルは弾性型のモデルである。

表-1は緩衝材モデルの違いによる応答値の最大値を示している。緩衝材が無い場合には上部構造の最大変位は30cm以上も変位しているが緩衝材により10cm以下におさえられている。各タイプでの上部構造の応答変位はType3がType1、Type2と比べ2倍程度表れている。これはType3の剛性がType1、Type2の初期剛性と比べると低いために表れたものと考えられる。同様に緩衝材の変形でもその傾向が見られる。上弦材および緩衝材の作用力については、Type3がType1、Type2と比べ低い

表-1 緩衝材モデルによる影響

		緩衝材無し	Type1	Type2	Type3
上部構造	A1位置※1	34.30	4.42	4.88	9.50
	A2位置※1	31.80	6.41	5.13	9.58
最大応答変位(cm)	A1位置※1	855	1680	1670	584
	A2位置※1	989	1550	1520	573
緩衝材の最大作用力(kN)	A1側	—	21006.7	21339.0	12920.3
	A2側	—	21989.7	21588.1	14617.2
緩衝材の変形(cm)	A1側	—	5.93	4.33	8.52
	A2側	—	2.01	3.33	7.54
トラス上弦材の最大軸力(kN)※2	A1側	—	19548.1	19548.1	14324.8
	A2側	—	16948.2	17050.9	12631.6

※1 上弦材端部節点の橋台押し込み側の応答
※2 圧縮力

値となっている。これはType3の緩衝材バネの初期剛性が小さいためである。また、上部構造の同節点における最大応答加速度に着目するとType1とType2とは応答の影響がみられないが、Type3とType1、Type2と比較すると約35%減少している。また上部構造の時刻歴応答で比較するためA1側トラス構造の上弦材位置に着目したのが図-3である。時刻歴応答変位についてType1とType2で比較するとType1では、6sec以降から橋台の側の方に片より始めていることがわかる。また、Type3ではType1、Type2と比べ振動周期が長く変位が大きく表れているのがわかる。時刻歴応答加速度の比較については表-1同様Type3が2タイプと比べ小さく表れていることがわかる。一方、上部構造の変位を緩衝材で拘束すると、免震支承を介してP1、P2橋脚の応答に影響が出てくる。

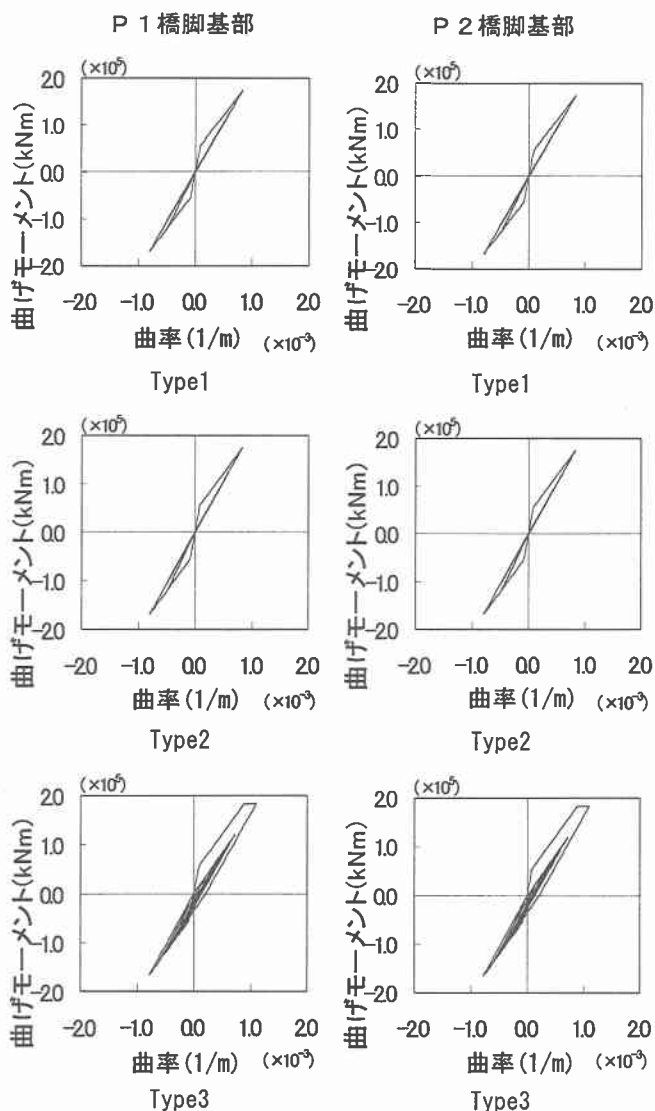


図-4 橋脚基部によるM-φ履歴図

そこで緩衝材のモデルが橋脚に与える影響を比較したものが図-4である。この図は各橋脚基部における曲げモーメント-曲率履歴関係を表している。この図からType1、Type2では同等の値となりモデルの影響は見られない。しかし、Type3ではType1、Type2と比べると塑性化が始まっていることがわかる。これはType3での上部構造の変位がType1、Type2よりも大きく表れていることから橋脚にかかる負荷が大きいことが考えられる。

4. 橋台背面地盤の影響

トラス橋端が橋台に衝突した場合、橋台背面の土圧による影響がトラス橋端および緩衝材に影響を与えるものと考えられる。そこで、図-1のモデルよりA1、A2橋台の背面2カ所に地盤バネを取り付け、バネ剛性の変化による影響について比較を行った。地盤バネについては、道路橋示方書に基づいて、橋台背面2カ所に用いた。剛性の変化にはN値を変化させて橋台背面土無しの場合

表-2 橋台背面の地盤バネ剛性

	Case1 バネ無し	Case2 N値=10	Case3 N値=20	Case4 N値=40
地盤バネ剛性	—	2276613.8	3613907.4	5736713.7

単位:kN/m

表-3 橋台背面土の影響

		Case1	Case2	Case3	Case4
上部構造	A1位置※1	6.41	4.36	3.06	2.59
最大応答変位(cm)	A2位置※1	4.42	3.68	2.72	2.42
上部構造	A1位置※1	1680	1300	1210	1090
最大応答加速度(gal)	A2位置※1	1550	1530	1400	1310
緩衝材の	A1側	21989.7	21467.0	21136.6	21048.6
最大作用力(kN)	A2側	21006.7	21226.3	21017.5	20258.4
緩衝材の	A1側	5.93	3.84	2.53	2.19
変形(cm)	A2側	2.01	2.88	2.05	1.93
トラス上弦材の	A1側	19500.0	17300.0	17700.0	17900.0
最大軸力(kN)※2	A2側	16900.0	17900.0	18300.0	17900.0

※1 上弦材端隣接点の橋台押し込み側の応答

※2 圧縮力

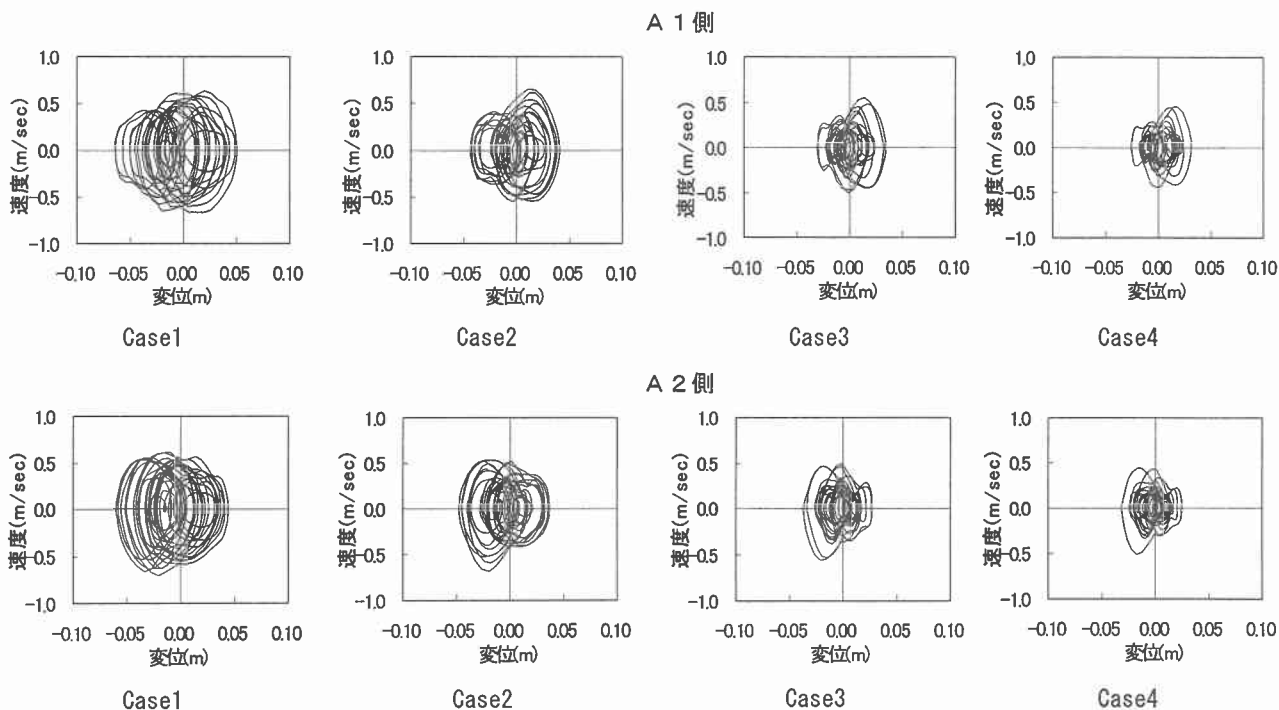


図-5 トラス上弦材位置における位相平面

を含め4つのケースについて解析を行った。表-2には解析で用いたバネ剛性の値を記載する。この表-2の値の半分を橋台背面2カ所に用いた。なおこの解析では上部構造と橋台との遊間は考慮せず、緩衝材モデルは3節でのType1のモデルを使用している。

表-3にはそれぞれのケースにおける上部構造のA1およびA2側の上弦材端部節点における最大応答変位、最大応答加速度および緩衝材の最大作用力、最大変形、また、トラス上弦材における最大軸力（圧縮側）を示している。上部構造の最大変位より地盤背地盤の土圧が固くなるにしたがって、変位もしだいに小さくなっていくのがわかる。最大加速度についても同様に小さくなっていくことがわかる。上部構造の最大変位や最大加速度は橋台背面地盤が固くなることにより上部構造の振動が拘束されていく状況が見られる。図-5にはトラス上弦材位置における位相平面を示している。速度には大きな影響は表れてはいないが、この図からも橋台背面地盤の土圧を固くすることによって変位が小さくなっていることがわかる。しかし緩衝材の変形では、特にA1側について見ると次第に減少していることがわかる。図-6は緩衝材における作用力と変形の履歴関係図を示している。図中の値は負の値となっているのは本解析では負の値を圧縮側として仮定したためである。緩衝材の作用力については最大の作用力の差は多少あるが橋台背面地盤の影響は見られない。変形については表-3で示されているように橋台が拘束されるにしたがって、変形量が減少していく状況がこの図によって確認することができる。また、各ケースとも緩衝材バネが降伏しており発生する作用力が一定となっているので、緩衝材から伝わるトラス弦材の最大軸力については大きな差が発生していない。

5. 結論

連続トラス橋での橋端部における衝突解析を行い、緩衝材のモデルの違いや橋台背面地盤の影響について比較を行った。本解析で得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 緩衝材のモデルを弾塑性モデルとした場合、緩衝材の履歴エネルギー吸収により上部構造の応答変位を抑える結果となった。Type3のように弾性型のモデルでは、弾塑性モデルよりも上部構造の応答変位、橋脚の応答変位とも大きくなった。また弾塑性型モデルの緩衝材では、緩衝材が大きく変形してハードニングを起こさなければ、衝突時に上部構造に作用する衝突力はほぼ一定となる。
- (2) 橋台背面地盤の剛性を高くすることにより橋台の変位が拘束されていく。その結果、上部構造の応答変位および応答加速度は抑制される結果となった。しかし、本研究では緩衝材と桁との隙間を考慮せず、隙間による衝撃応答の影響を合わせて検討する必要がある。
- (3) 緩衝材のモデルの違い、橋台背面地盤の違いについて上部構造の応答および緩衝材の作用力に対する影響を見ることができた。今後、阪神大震災タイプの大地震時における加速度入力を与えた場合について検討していく。

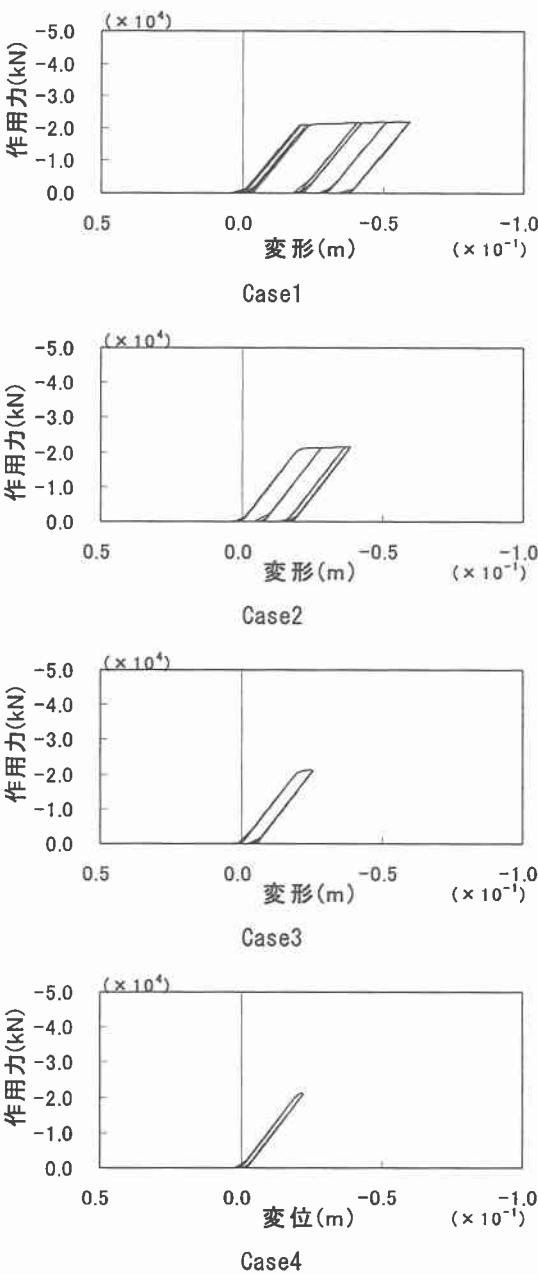


図-6 A1側緩衝材の作用力-変形履歴関係図

参考文献

- 1) 吉澤努、忽那幸浩、田崎賢治、川崎雅秀：けた衝突を考慮した端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、pp513-516、2000.12.
- 2) 植原健治、川島一彦、庄司学：ゴム製緩衝装置とダンパーによる桁間衝突の低減効果、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、pp505-512、2000.12.
- 3) 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、pp129-142、1999.1.
- 4) 伊津野和行、川村弘昌、森泰樹、小林紘士：簡易アクティブ制御連結システムによる線状に連続する構造物の地震応答低減の試み、土木学会論文集 No.647/I-51、pp229-240、2000.4.