

連続桁橋と橋台との弾塑性衝撃応答解析

Elastic-plastic Impact Response Analysis between Continuous Girder Bridge and Abutment

北見工業大学大学院	○学生員	内田 裕丈	(Hirotake Uchida)
北見工業大学	フェロー	大島 俊之	(Toshiyuki Oshima)
北見工業大学	正会員	三上 修一	(Shuichi Mikami)
八千代エンジニアリング(株)	正会員	小倉 裕介	(Yusuke Ogura)

1. はじめに

大規模な地震時に橋梁が衝撃的な水平入力を受けると、上部構造と橋台、又は桁同士の間で衝突が起こる。これらの衝突による橋梁の損傷を軽減するために、落橋防止装置用緩衝材の検討や衝撃応答を取り扱った研究が実施されている。また免震設計によってゴム支承などを採用することにより上部構造の応答を考慮した遊間を確保する事となっており、この遊間が十分確保できない場合には地震時の橋梁の応答に大きな影響を与えることが考えられる。そこで本研究では連続桁橋を解析対象とし、衝撃的な加速度入力をおこなった際に上部構造と橋台との間で起こる衝突について数値解析をおこない検討した。解析では衝突部に緩衝材を設置するものとし、上部構造と緩衝材の間に設定する隙間の影響、橋台背面の地盤の影響について検討を行った。

2. 解析モデル

本研究の平面解析モデルを図-1に示す。解析モデルは連続桁橋を用いた。支間長が78mで桁高が1.99m、A2橋台、P1、P2橋脚を持っている。高さはそれぞれA2橋台が13m、P1、P2橋脚が15mである。床版、鋼桁、緩衝材、橋脚、橋台部には4節点平面要素、構造内部の鉄筋は2節点はり要素とし、全要素数は800、全節点数は656とした。各要素における材料特性は図-2に示すような応力-ひずみ関係を用いており、鉄筋は弾塑性材料、コンクリートはクラック発生を考慮した低引張り材料とした。上部構造は橋台及び橋脚部に支承パネを設置して支持している。また衝突部であるA2橋台の壁面には緩衝材を一様に敷き詰めた形を想定し、形状は355×406×200(mm)でハニカム構造のものをモデル化した。緩衝材の材料特性は図-3に示す様な弾塑性型のモデルを用いている。この緩衝材と上部構造の桁端部との間には隙間を考慮したパネを

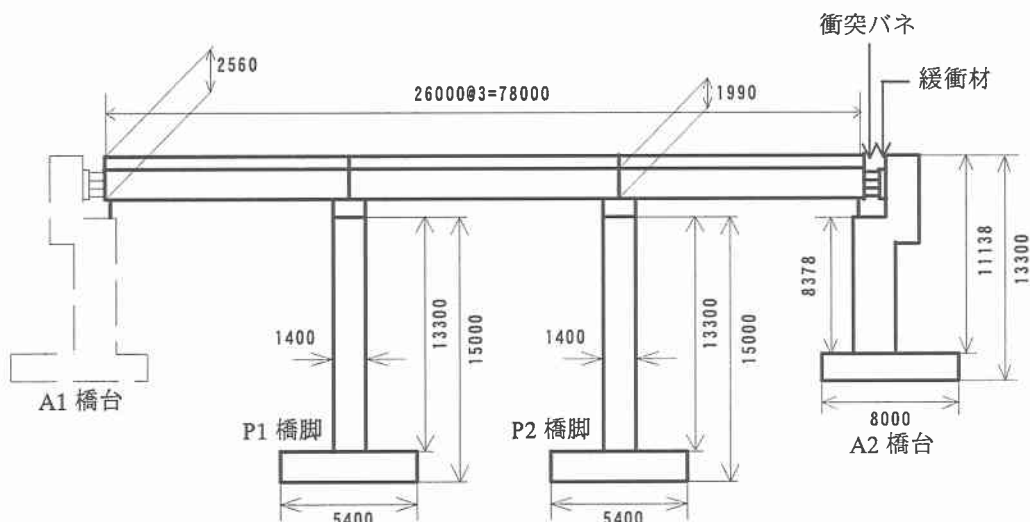


図-1 解析モデル図

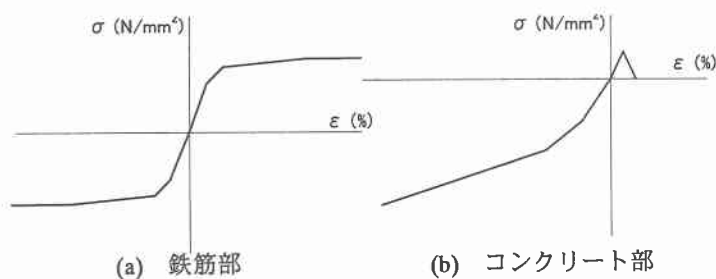


図-2 材料の応力-ひずみ関係

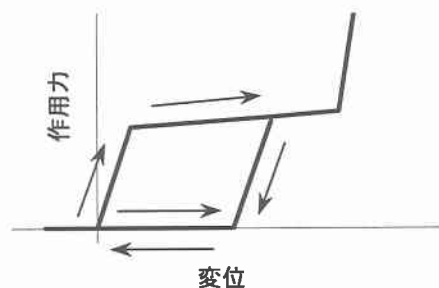


図-3 緩衝材の特性

設置し、このバネにより衝突をモデル化している。このモデルに対し水平方向に加速度を sin 波 1/2 周期(加振周期 1sec、最大振幅 1100gal) で入力し、解析時間は 2sec、時間刻みを 0.05msec とした。入力加速度については最大 1100gal と大きなものとなっているが、これは今回の解析の目的として各部(橋台、緩衝材部など)が塑性化する際の応答に着目したためである。また本研究の解析では衝撃的な水平入力となされた際の A2 橋台部での衝突について検討を行っているため、反対側の A1 橋台部は省略してモデル化している。本解析では、汎用構造解析プログラム MARC を使用した。

3. 緩衝材と上部構造との間の隙間の影響

3. 1 概要

本章では橋台壁面に設置する緩衝材と上部構造桁端部との間の隙間の値を変化させその影響について検討を行った。A2 橋台側の衝突部には緩衝材が設置しているため遊間から緩衝材の厚さ(200mm)を引いた隙間の値を変化させている。隙間がない 0mm (CASE1)の場合と隙間がある場合として 50mm から 300mm (CASE2 から CASE7)の場合について全 7 ケースについて解析をおこなった。各地盤バネの剛性については N 値を 10 として一定とした。

表-1 隙間の違いによる影響

解析ケース	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5	CASE 6	CASE 7
隙間(mm)	0	50	100	150	200	250	300
上部構造最大 応答変位(mm)	45.7	145.3	233.5	314.5	379.8	427.0	465.6
緩衝材 最大変形量(mm)	28.3	75.1	120.3	158.1	176.1	178.3	166.9
緩衝材 最大作用力(MN)	38.5	44.9	44.9	45.1	59.9	62.8	45.1
橋脚部 最大応答変位(mm)	18.2	31.9	40.8	45.3	48.0	49.5	50.3

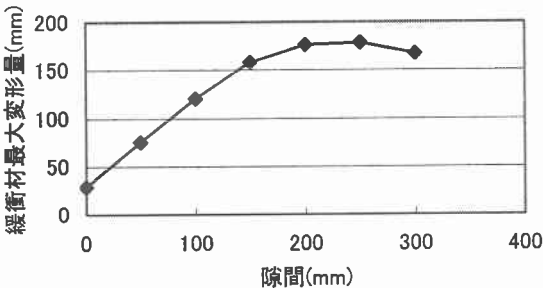


図-2 緩衝材の最大変形量の変化

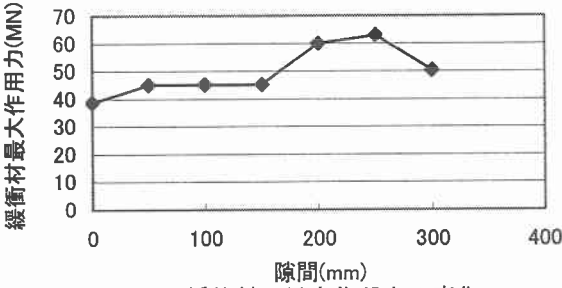


図-3 緩衝材の最大作用力の変化

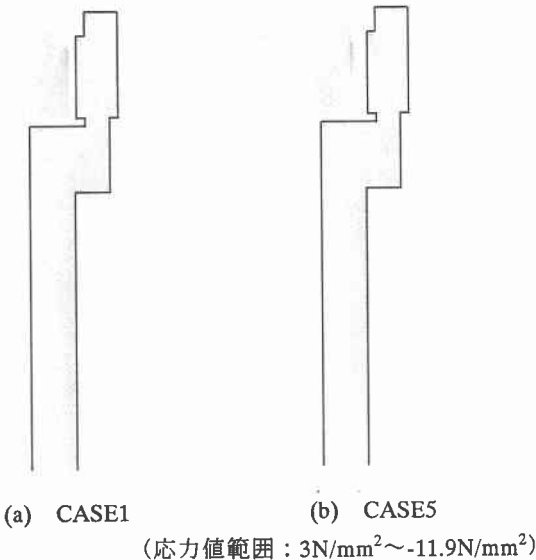


図-4 橋台部上下方向応力分布図の比較

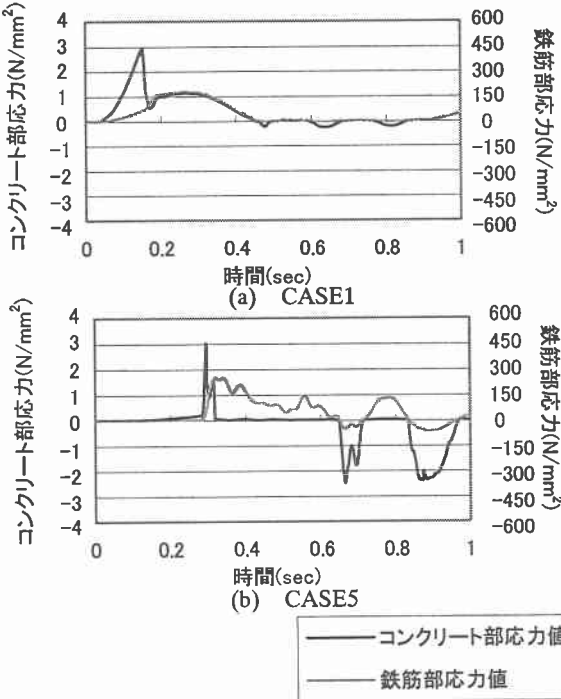


図-5 橋台基部の上下方向応力値の比較

3. 2 解析結果

表－1に上部構造および緩衝材の各応答結果を示す。上部構造の応答に着目すると、隙間が小さいものほど応答変位は小さくなる傾向が見られた。このことから橋台と緩衝材によって応答変位が抑制されていく状況が確認できる。緩衝材部の応答については表－1に示した最大変形量、最大作用力はともに隙間の増加に伴って値が増加する傾向が見られた。ピークの値は図－2、3にも見られるように、いずれもほぼ250mmの時で変形量は178.28mm、作用力は62.827MNとなった。このような傾向は隙間の増加に伴い、その間を上部構造が移動する際に入力によって加速されたためと考えられる。次に橋台部における応力状態について検討を行った。図－4には上下方向の応力分布図を示した。この図に見られるように橋台基部ではいずれの結果でも引張り側の応力値が大きくなっている。図－4(a)の様に隙間が小さい場合は基部で一様に引張り側の応力値の増加が見られる。これに対し、(b)の様に隙間が増加した場合でも応力値の増加は見られるが部分的に集中している傾向が見られた。また図－5に橋台基部のコンクリート部と鉄筋部の応力値の比較を示した。隙間のないCASE1では応力値は比較的緩やかに増加しコンクリート部では引張り側の

限界（3N/mm²）に達する。これに対し隙間の大きいCASE5では加速されてから衝撃的に衝突するため、応力値が急激に増加する傾向が見られた。いずれの結果でもコンクリート部では引張り側の限界に達し、その後鉄筋部が力を負担する傾向が見られたが、鉄筋部が塑性化するまでにはいかなかった。

これに対し各橋脚部での応答については橋脚部天端の応答変位にも見られるように隙間の増加に伴い応答変位も増加する傾向が見られた。このとき基部のコンクリート部では引張り側の応力の増加が見られるが全ケースともにほぼ同じ傾向を示しており大きな差は見られなかった。

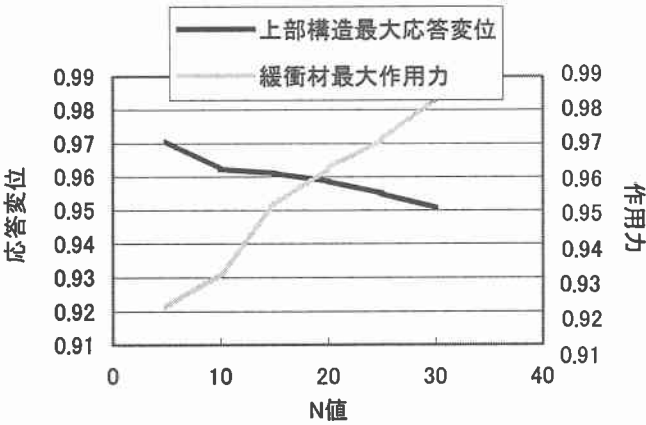
4. 橋台背面地盤の影響

4. 1 概要

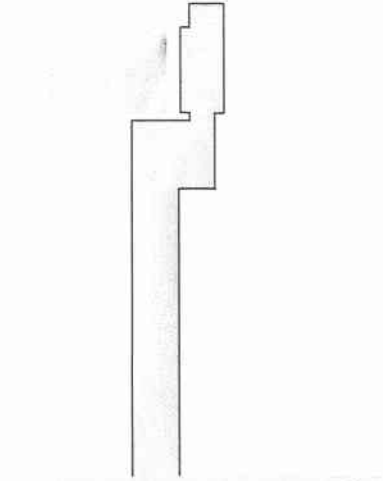
上部構造の桁端部が橋台壁面に衝突した場合、橋台背面の地盤による影響が上部構造、緩衝材等の応答に影響を与えるものと考えられる。そこで、橋台背面地盤のN値を変化させその影響について検討を行った。N値は道路橋仕方書（V・耐震設計編）に基づいてバネとしてモデル化を行った。本章の解析ではこの地盤バネの剛性をN値の値を変えることによって変化させており、N値は5から30（model1からmodel6）ま

表－2 橋台背面地盤の影響

解析ケース	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6
N 値	5	10	15	20	25	30
上部構造最大 応答変位(mm)	383.7	380.4	379.9	378.9	377.6	375.8
緩衝材 最大変形量(mm)	176.1	178.3	181.0	182.4	183.3	185.3
緩衝材 最大作用力(MN)	43.9	44.4	45.4	45.9	46.3	46.9
橋脚部 最大応答変位(mm)	57.2	56.9	56.8	56.8	56.6	56.6



図－6 橋台背面地盤のN値の検討



(応力値範囲：3N/mm²～11.9N/mm²)
図－7 橋台部上下方向応力分布図

での全6ケースについておこなった。緩衝材と遊間の間の隙間については全ケース一様に200mmと設定している。

4. 2 解析結果

解析結果について表-2に上部構造の最大応答変位、緩衝材の最大変形量、最大作用力をまとめたものを示す。上部構造の応答に着目すると、橋台背面地盤のN値を大きくすることによって上部構造の応答変位が減少する傾向が見られた。今回の解析でもっともN値の低いModel1(N値が5)の時で383.7mm、最も大きいModel6(N値が30)で375.83mmとなった。これに対し緩衝材の応答についてはN値の増加に伴って変形量、作用力ともに増加する傾向となった。これらの結果は橋台背面地盤を固くしたことによって橋台部の変位が拘束されたため、上部構造の応答が抑制されたと考えられる。しかしいずれの結果も変化の割合は小さなものとなった。これらの結果から橋梁の損傷に大きく影響を与えられとされる上部構造の応答変位、緩衝材の作用力について着目し、両者をもとに低く抑えるための背面地盤の最適なN値を図-6に示した。これはそれぞれの値で最も大きくなる場合を基準値として、その割合をグラフに示したものである。このグラフからもわかる通り両者を効率よく低く抑えるためにもっとも適したN値は今回の解析では20前後であると考えられる。

次に橋台部の応答について検討する。図-7に橋台部における上下方向の応力分布図を示す。先ほどの3章の結果と同様に基部では部分的に応力の集中が見られる。これは解析条件において隙間の値を一様に200mmとしているためと考えられ、隙間があることによって加速されて衝突し部分的に応力が集中したと考えられる。これに対しN値を変化させたことによる応答の変化については、橋台部ではあまり大きな変化は見られなかった。

5. まとめ

本研究では、衝撃的な加速度を入力した際の連続桁橋の桁端部で生じる衝突について数値解析を行い、上部構造と緩衝材の隙間の影響と橋台背面地盤の影響について検討をおこなった。本解析によって得られた結果を以下に示す。

- (1) 上部構造の桁端部と緩衝材との間の隙間を増加させることによって応答に大きな影響を与える結果となった。本解析では隙間が250mmの時もっとも大きくなる結果となった。
- (2) 隙間の変化により橋台部の応答にも大きな影響を与えた。これにより基部の応力状況が変化する結果となった。
- (3) 橋台背面の地盤バネの剛性を高くすることによって橋台の変位が拘束された。そのため、上部構造の応答変位を抑えることができたが、衝突力と緩衝材の変位が大きくなる結果が得られた。
- (4) この結果、上部構造の応答変位と衝突力に着目した場合の背面地盤の最適なN値は20程度となると考えられる。

今後の課題としては、連続桁橋モデルに対して地震波入力をおこなった場合について検討していく。

参考文献

- 1) 中島章典、庄司泰啓、安波博道：隣接桁の影響を考慮した高架橋システムの大地震時応答性状について、第1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会論文集、pp.207-210、1998.1.
- 2) 植原健治、川島一彦、庄司学：ゴム製緩衝材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会論文集、pp.505-512、2000.12.
- 3) 吉沢努、忽那幸浩、田崎賢治、川崎雅秀：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会論文集、pp.513-516、2000.12.
- 4) 矢部正明、武村浩志、川島一彦：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、1997.3
- 5) 小倉祐介、大島俊之、内田裕丈：連続トラス橋の桁端部衝突解析と緩衝材効果の検討、第56回年次学術講演会、I-A308、2001.10
- 6) 内田裕丈、大島俊之、小倉裕介：連続桁橋の橋端衝撃応答の解析、第56回年次学術講演会、I-A309、2001.10