報　告

有限要素法による鋼連続箱桁橋の桁端衝突解析

Bounding Response Analysis of Steel Box Girder Bridges using FEM

Ohtsuka Hisanori　大塚　久哲*　Tanaka Tomoyuki　田中　智行***
Takemura Daisuke　竹村　太佐**　Soma Tatsuo　杣　辰雄****

まえがき

1995年に発生した兵庫県南部地震は，道路橋を含む土木構造物にも多大な被害を与えた．報告された損傷事例の中には，橋梁の桁端部とパラペット部の衝突により被害を受けた例が数多く確認されている．このことから大規模地震発生時には，橋梁の上部構造に生じる応答変位が遊間を超え，橋台パラペット部と衝突する可能性があり，桁端部およびパラペット部の損傷が想定される．これまでは桁端衝突を考慮した橋の地震時挙動に関する研究が数多くなされているが，いずれも振動問題として骨組構造モデルによる非線形時刻歴応答解析が行われている[1)~4)]．しかしながら，桁端衝突時の桁の損傷状態を把握するためには，骨組モデルによる検討だけでなく，有限要素法モデルを用いた衝撃応答解析による検討を行う必要があると考えられる．

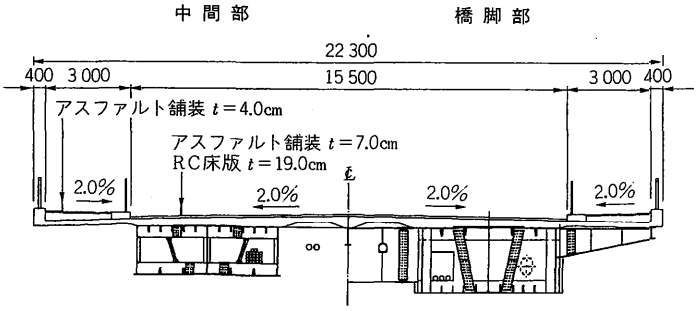
本報告は，既設橋梁である4径間連続鋼箱桁橋を対象とし，骨組構造モデルによる非線形時刻歴応答解析を行って全体挙動を把握したのち，有限要素法モデルによる衝突解析を実施し，鋼箱桁端部に起こりうる損傷について考察を行う．また，初期速度が鋼箱桁端部の損傷に与える影響を明らかにし，桁端衝突に対する補強策の検討を行う．

1．解析対象橋梁

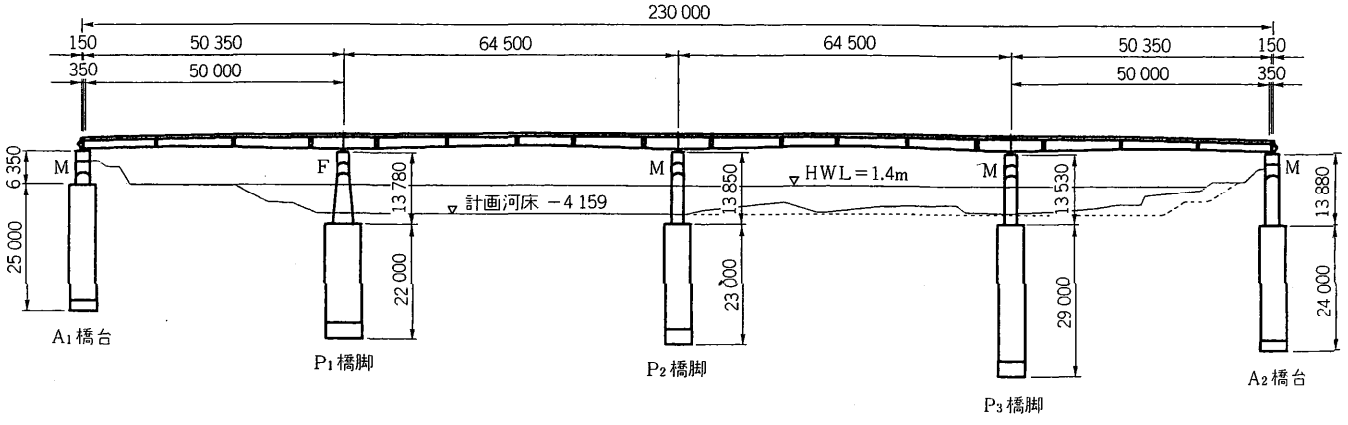
本研究で対象とする橋梁の概要を表−1に示す．また，橋梁断面図を図−1に，橋梁側面図を図−2に示す．対象と

表−1　橋梁概要

上部工形式	4径間連続非合成鋼箱桁
橋格	一等橋
橋長	$L=230.0$m
支間長	50.0+64.5+64.5+50.0m
幅員	車道 15.5m　歩道 3.0+3.0=6.0m
下部工形式	鉄筋コンクリート小判形橋台および橋脚
基礎工形式	ニューマチックケーソン工法
地盤種別	II種地盤
地域区分	C地域
適用示方書	道路橋示方書・同解説（昭和46年）



図−1　上部工断面図（単位 mm）



図−2　橋梁側面図（単位 mm）

＊九州大学大学院 工学研究院 教授 工博
＊＊八千代エンジニヤリング㈱ 横浜支店 技術第一部
＊＊＊中央コンサルタンツ㈱ 福岡支店 設計部 主任
＊＊＊＊　〃　〃　部長 工博

キーワード：耐震補強，FEM解析，橋台背面土抵抗，衝突解析

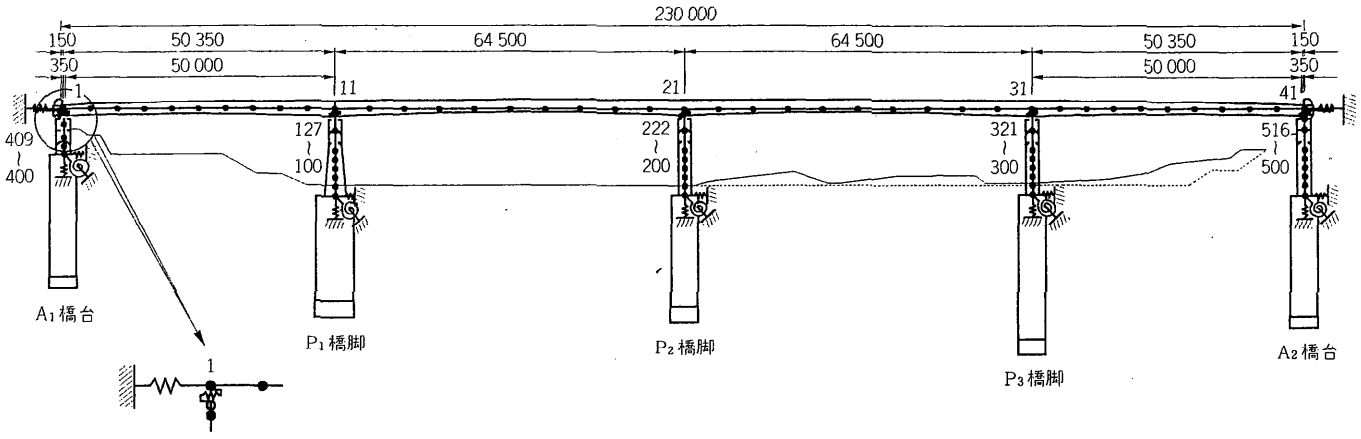


図-3　解析モデル

した橋梁の支承条件は A_1，A_2 橋台において可動支承，P_1 橋脚において固定支承，P_2 橋脚，P_3 橋脚において可動支承としている．

上部工形式は4径間連続非合成鋼箱桁であり，下部工形式は鉄筋コンクリート小判形橋台および橋脚，基礎工形式はニューマチックケーソン工法である．この橋梁は昭和47年道路橋示方書に準拠し設計・施工されているが，筆者らは，既に平成8年道路橋示方書により弾塑性地震応答解析による耐震補強対策の検討を行っている[5]．検討の内容は，橋脚の地震時保有水平耐力法および動的解析による検討のほかに支承の免震化，橋台パラペットおよび橋台背面土の抵抗を考慮した橋梁全体系の動的解析による耐震検討である．まず，その内容について次章で述べる．

2．骨組モデルによる非線形時刻歴応答解析

2-1　概　要

本報告で対象とした橋梁は，大規模地震時に生じる上部構造の応答変位に対して十分な遊間を有していないため，パラペット部と鋼箱桁端部の衝突が生じる可能性がある．地震時における応答特性を把握するために，対象橋梁を2次元の骨組にモデル化し，非線形時刻歴応答解析を行い，地震時応答特性およびパラペット部と主桁端部の衝突の可能性について検討した．

2-2　解析モデル

解析に用いた2次元骨組モデルを図-3に示す．上部構造は線形梁要素でモデル化し，軸線および質点を上部工重心位置に配置した．橋脚は，非線形梁要素を用いてモデル化した．非線形モデルは，剛性劣化を表現できるモデルとし鉄筋コンクリート部材の復元力特性をよく表現できるとされている武田モデルを用いた．要素分割は，上部構造は断面変更点を節点に，橋脚は上下端に向かって節点が多くなるように決定した．また，P_1 橋脚部において段落としがなされているため（P_2，P_3 橋脚は段落としなし），当該断面において別途分割を加えた．橋脚下端にはケーソン基礎および地盤を含む地盤ばねを考慮した．地盤ばねは道路橋示方書Ⅴ耐震設計編[6]に基づき水平ばねおよび回転ばねでモデル化した．主桁端部の拘束条件は，たわみ角のみ自由とし，橋軸水平方向にはばね支持，その他は拘束とした．

表-2　入力地震動（レベル2）

タイプ別	地震名	記録場所（地盤上）	備考
タイプⅠ	1968年 日向灘沖	板島橋周辺　LG	T121
	1968年 日向灘沖	板島橋周辺　TR	T122
	1994年 北海道東方沖	音根沼大橋周辺　TR	T123
タイプⅡ	1995年 兵庫県南部	JR西日本鷹取駅構内　N-S	T221
		JR西日本鷹取駅構内　E-W	T222
		大阪ガス葺合供給所構内 N27W	T223

2-3　解析手法

非線形時刻歴応答解析における数値積分法には，Newmark β 法（$\beta=0.25$）を用いた．積分時間間隔は，入力地震波の時間刻み（0.01から0.02秒）の1/10とした．固有値解析の結果から卓越モードを有効質量比より決定し，ひずみエネルギー比例減衰を用いてモード減衰定数を求めてRayleigh減衰を算定し，構造物全体の減衰とした．橋脚部分の減衰定数は2.0%，地盤ばねの減衰定数は20.0%とした．解析に用いた入力地震波は，表-2に示すように道路橋示方書Ⅴ耐震設計編のレベル2地震動のタイプⅠ，タイプⅡの標準加速度スペクトルに振幅調整した計6波（Ⅱ種地盤）を用い，橋軸方向に作用させた．また，架橋地点が地域区分Cであるため，地域別補正係数（$c_z=0.70$）を考慮した．

2-4　解析結果

ここでは，橋台背面地盤のばねを考慮した非線形時刻歴応答解析を行い，A_1 橋台側の主桁端部（着目節点番号1）における応答特性について考察を行う（図-3）．

表-3に着目節点番号1における地震波別最大・最小応

表-3　着目点番号1における地震波別最大・最小応答

			T121	T122	T123	T221	T222	T223
加速度	cm/s²	Max	273.9	283.1	338.0	441.6	458.2	371.0
		Min	−256.1	−298.6	−257.5	−402.5	−423.3	−440.7
速度	cm/s	Max	48.6	40.1	58.8	116.8	92.5	131.2
		Min	−73.9	−65.6	−56.9	−86.2	−88.0	−98.4
変位	cm	Max	14.4	14.8	13.1	24.2	22.2	24.9
		Min	−16.0	−16.4	−17.8	−26.7	−25.3	−22.6

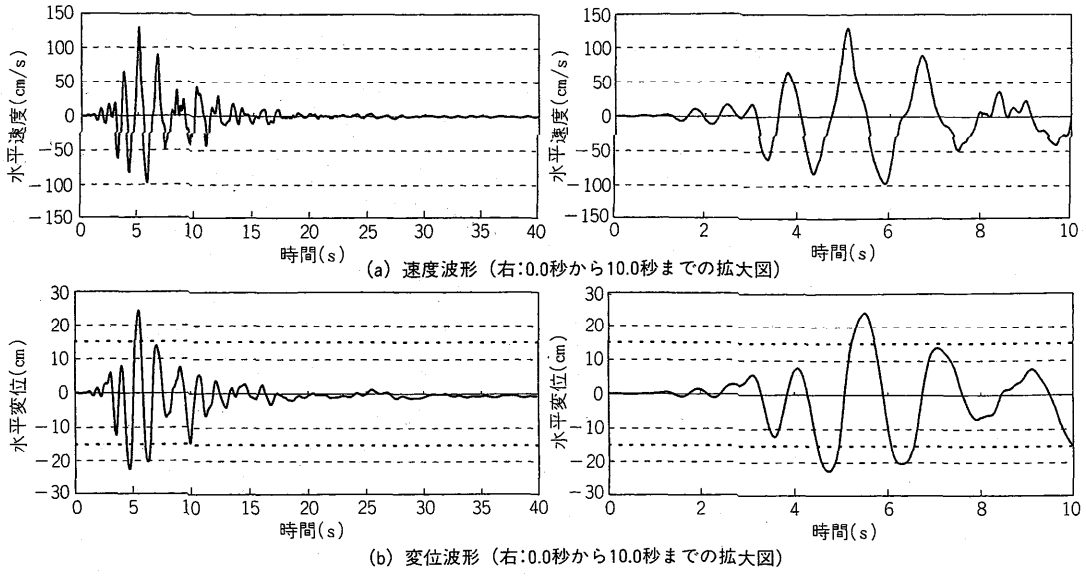


図-4　着目点番号1における時刻歴応答波形（タイプⅡ，T223）

答一覧（加速度，速度，変位）を示す．地震波のタイプ別に比較すると，タイプⅡの方が加速度，速度，変位のすべてにおいて大きな応答を生じており，この対象橋梁については，兵庫県南部地震に代表されるような内陸直下型の比較的短周期の地震の方が厳しいことがわかる．入力地震波6波とも，遊間15.0cmを超える応答変位が生じている．

最大応答加速度についてはT222が最も大きく，458.2cm/s²生じている．

最大応答速度についてはT223が最も大きく，タイプⅠに比べて約2倍程度大きな131.2cm/sの応答速度を示している．衝突による桁のダメージは速度が大きいほど大きくなると考えられる．T223応答について少し詳しくみることにする．

図-4に着目節点番号1におけるT233に対する速度と変位の時刻歴応答波形を示す．遊間15.0cmに対し，応答変位は最大で約25.0cm生じていることから，パラペット部と主桁端部に明らかに衝突が生じると考えられる．衝突する時点の応答速度と最大応答速度は図から見られるように同じではないが，安全側を想定してFEMモデルに入力する初期速度を最大応答速度の131.2cm/sと設定した．

3．有限要素法モデルによる衝突解析

3-1　概　　要

骨組モデルによる非線形時刻歴応答解析を行った結果，パラペット部と主桁端部における衝突の可能性が確認されたので，汎用動的有限要素法プログラム（LS-DYNA[7]）を用いてパラペット部および上部構造を詳細にモデル化した有限要素モデルによる衝突解析を行い，鋼箱桁端部の損傷状況に着目した検討を行う．

3-2　解析モデル

図-5に主桁端部における断面寸法を示す．鋼箱桁部の断面寸法は，A₁橋台側の桁端部における断面を用いた．対象橋梁は，本来変断面で構成されているが，損傷が桁端部に集中すると考えられるため，橋長230.0mにわたり等断面でモデル化した．そのため，対象橋梁の総重量

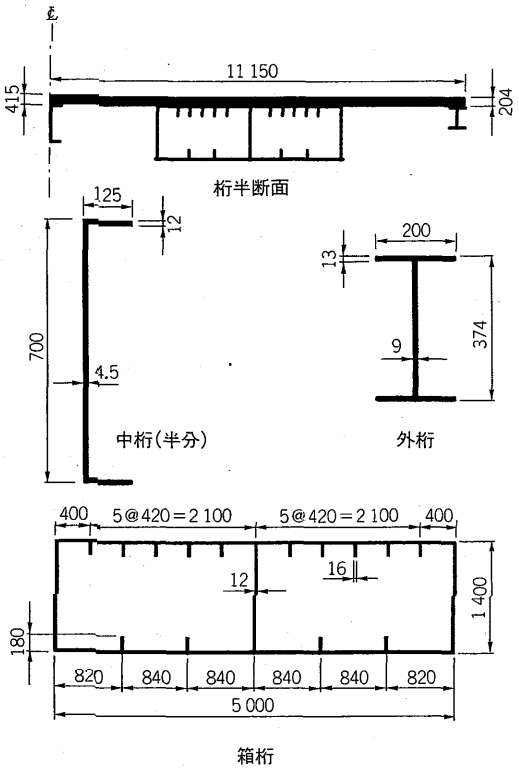


図-5　主桁端部の断面寸法（単位 mm）

表-4　各部材の断面積（単位 mm²）

	コンクリート床版	外　桁	中　桁	鋼箱桁
断 面 積	3 450 925	8 566	6 150	210 720

（77 001.8kN）に比べ有限要素法モデル（FEMモデル）の総重量を過小評価することになるが，損傷に影響がない鋼箱桁部のフランジおよびウエブの板厚を変化させることにより総重量の補正を行った．上部構造およびパラペット部の断面は鉛直軸に対して左右対称であるため，1/2断面モデルとした．

表-4に各部材の断面積を示す．A₁橋台側の主桁端部におけるコンクリート床版と鋼部材（外桁，中桁，鋼箱桁）の断面積比は15.3：1の割合である．このことから，主桁端部における断面はコンクリート床版が支配的である．

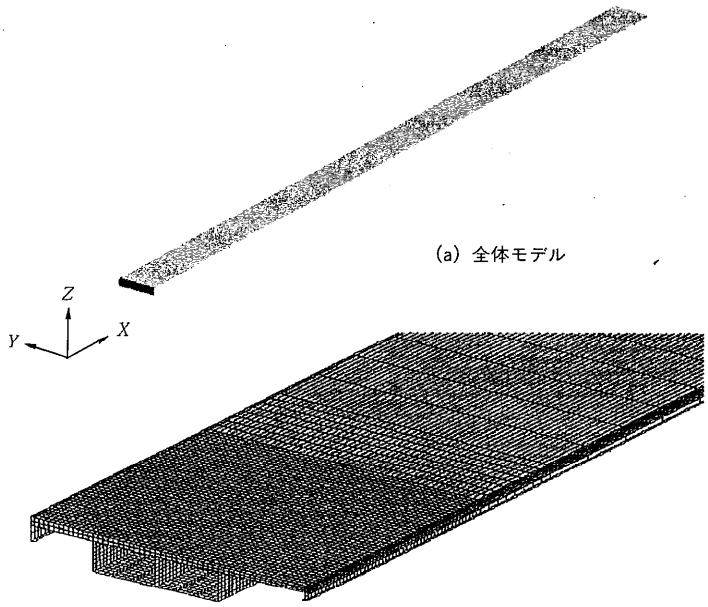


図-6　FEM モデル

図-6 に FEM モデルを示す．FEM モデルの対象領域はパラペット部と上部構造とし，下部構造および支承は考慮していない．被衝突体であるパラペット部は8節点ソリッド要素を用い，要素特性は剛体とした．衝突体である外桁，中桁および鋼箱桁はシェル要素を用いてモデル化し，材料構成則は von Mises の降伏条件を満たす完全弾塑性型バイリニアモデル（移動硬化則）とした．応力－ひずみ関係には，ひずみ速度依存性や温度依存性は考慮しないものとした．コンクリート床版は8節点ソリッド要素を用い，圧縮領域が支配的かつ弾性範囲内にとどまる可能性があるため，要素特性は弾性体とした．パラペット部およびコンクリート床版の主鉄筋および帯鉄筋については考慮していない．

上部構造と P_1 橋脚の支承条件は固定であるが，固定支承が破壊し，水平方向に対して拘束しないものと仮定した．そのため，上部構造の全体拘束条件は，橋軸方向（X 方向）に自由，その他を拘束とした．対象橋梁は橋軸直角方向に左右対称であるため，1/2 断面対称モデルとしたが，境界面の拘束条件は橋軸直角方向（Y 方向）変位および鉛直方向まわり（R_z 成分）の回転を拘束し，その他の成分に対する拘束条件は自由とした．パラペット部の拘束条件は，基部において全成分固定とした．また，パラペット部と上部構造の遊間は150.0mm である．

3-3　解析手法

衝突解析の手法は，前節で得られた最大速度131.2cm/s を衝突体である上部構造の入力初期速度とした．被衝突体であるパラペット部に衝突するまでは，入力初期速度は一定であり，パラペット部と主桁端部の衝突後は，剛性差により逐次変化するものとする．繰返し衝突は今回は考慮せず，単一の衝突とした．また，重力加速度は，$-Z$ 方向に981.0cm/s^{2}とした．動的な衝突解析を実行する前に自重解析を行い，そのときの応力を初期応力として考慮した．

3-4　解析検討モデル

解析検討モデルを図-7 に示す．図はパラペット部および上部構造端部を示している．解析モデル1は，コンクリート床版および鋼箱桁端部の全断面有効が衝突するモデルであり，局所的な衝突は生じないモデルである．解析モデル2は，コンクリート床版は衝突させず，鋼箱桁端部のみパラペット部と衝突するモデルである．解析モデル3は，パラペット部が背面土側に傾斜しているモデルであり，鋼箱桁端部の下フランジとパラペット部が局所的に衝突するモデルである．ここで3種類の解析モデルを想定したのは，最大速度で衝突をするときのパラペット基部の状態がいくつか考えられることによる．解析モデル1はパラペット基部が健全な状態を維持し直立した状態で桁端部が衝突すると考えた場合である．解析モデル3はパラペット基部が既に非線形状態にあり，背面土側にかなり傾斜して，衝突は鋼箱桁の下フランジのみで発生すると考えた場合である．解析モデル2は両者の中間的な状態で，衝突が鋼箱桁全断面で生じると考えた場合である．

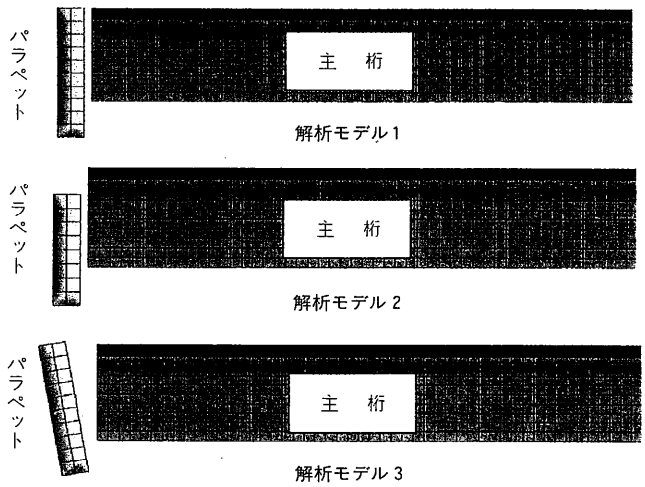


図-7　解析検討モデル

3-5　解析結果

解析結果に関し桁端部における変位状態と応力分布をモデル1～3に対して示せば図-8 のとおりである．この図から以下のことがわかる．

① 解析モデル1における衝突解析結果から，衝突体である上部構造端部の全断面が，被衝突体であるパラペット部に一様に衝突する場合，鋼箱桁端部に降伏応力に至る応力は発生せず，弾性範囲内の挙動を示す．これは衝突においてコンクリート床版の影響が支配的であり，圧縮変形に対して極めて剛性が高いためと考えられる．パラペット部は前に述べたようにモデル化しており，これは上部構造に対して最も厳しい条件である．パラペット部の背面土を考慮したモデルでは，背面土によるエネルギー吸収が期待できるため，全断面有効な状態で衝突する条件では，より発生応力は小さくなるものと思われる．

② 解析モデル2における衝突解析結果から，鋼箱桁端部のみが衝突する条件では，鋼箱桁端部が損傷する可能性があると考えられる．降伏応力を超えて残留変形が生じる範囲は，桁端部から5.0m となっており，もし衝突後に取り替える必要がある場合には1ブロック

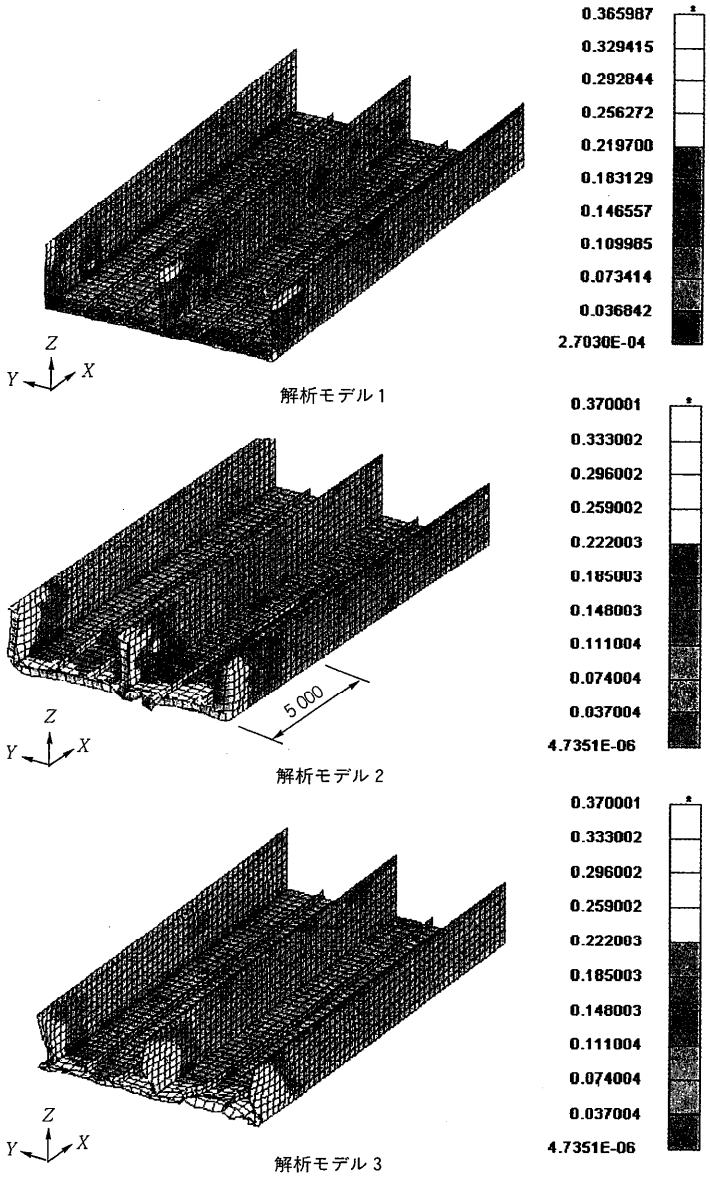


図-8　鋼箱桁端部における応力分布（現況）（単位 kN/mm²）

程度の交換で対処できると考えられる．

残留変形は，下フランジで鉛直方向に最大約260mm，ウエブで水平方向に最大約450mm生じている．

③　解析モデル3における解析結果から，鋼箱桁端部の局所的な衝突が生じた場合，降伏応力を超える応力が発生し，残留変形が生じると考えられる．したがって，鋼箱桁端部の局所的な衝突が生じた場合は，鋼箱桁が損傷する可能性は十分考えられ，主桁の補強対策を行う必要性を示唆するものである．

残留変形は，下フランジで鉛直方向に最大約290mm，ウエブで水平方向に最大約160mm生じている．

上部構造に遊間を超えるような応答変位が生じ，パラペット部と衝突する際の状態として地震動の繰返しを考慮すれば，パラペット基部が非線形化して傾斜し，桁端部との局所的な衝突が発生すると考えられる．したがって，モデル2や3の状態が十分想定され，鋼箱桁端部の補強対策を検討しておくことが必要である．

4．桁端衝突に対する補強対策の検討

4-1　概　要

前節で，有限要素法モデルによる鋼箱桁橋の桁端衝突解析を行った．上部構造が全断面有効な条件でパラペット部に衝突した場合，コンクリート床版の圧縮剛性が大きいため鋼箱桁は弾性範囲内の挙動であることが確認された．しかし，大地震時にパラペット部と桁端が衝突する場合，前述のように全断面有効な状態で衝突する可能性は少なく，むしろ局所的な衝突になると考えられる．前章の衝突解析により下フランジが局所的に衝突するような条件では，鋼部材が降伏し，残留変形が生じる可能性があると考えられる．

本章では，局所的な衝突が生じることを前提とし，前章で取り扱った解析モデル3を用いて，まず鋼箱桁橋に入力する初期速度を変化させた解析を行い，初期速度が鋼箱桁端部の損傷に及ぼす影響について考察する．次に補強対策として，鋼箱桁内部にコンクリートをある厚さで充填する場合，および下フランジとウエブの鋼板を増厚する場合の2種類の補強対策方法を取り上げ，その補強対策の効果について衝突解析により検討した．

4-2　入力初期速度が桁端衝突の損傷に及ぼす影響

非線形時刻歴応答解析の結果，最大応答速度が発生する時刻と遊間を超える最大応答変位が発生する時刻が異なることがわかった．そのため，必ずしも131.2cm/sで衝突するものではないこと，また地震の規模や波形の特性によって衝突荷重は異なってくることを考慮して，異なる初期速度で衝突した場合の損傷程度の差を把握するために入力初期速度を，100.0，80.0，60.0cm/sの3通りに変化させて解析を行った．これにより，非線形時刻歴応答解析結果から算出される変位と衝突速度の関係をより精度よく検証することができると考えられる．衝突による変形を確認するため，上部構造がパラペット部に衝突した後跳ね返るまで，いずれのケースも解析時間は0.6sとした．

桁端部における変形状態と応力分布を図-9に示す．

図から初期速度80.0cm/s以上であれば，桁端部に降伏応力が広範囲に生じ，残留変形が生じる可能性があると考えられる．また，60.0cm/sで局所的な衝突をした場合も，鋼箱桁端部の下フランジに軽微な損傷が生じる可能性がある．衝突時の速度が60.0cm/s以下であれば，局所的な衝突が生じた場合にもほぼ弾性範囲内の挙動であると推定される．

4-3　桁端衝突に対する補強対策の検討

ここでは，局所的な桁端衝突に対して有効な補強対策の検討を行うために，桁端部の補強対策について2ケース検討した．補強対策1は，鋼箱桁端部の下フランジおよびウエブに対して鋼板による増厚補強を行う方法である．解析上では，シェル要素を用いてモデル化した下フランジおよびウエブの板厚を増加させることにより検討を行った．板厚は，現橋モデルの3倍程度に補強した．補強対策2は，鋼箱桁端部をコンクリートにより増厚する補強対策である．これは，圧縮変形に対して剛性の高いコンクリートを箱桁内部に敷き当てることにより，下フランジおよびウエブに

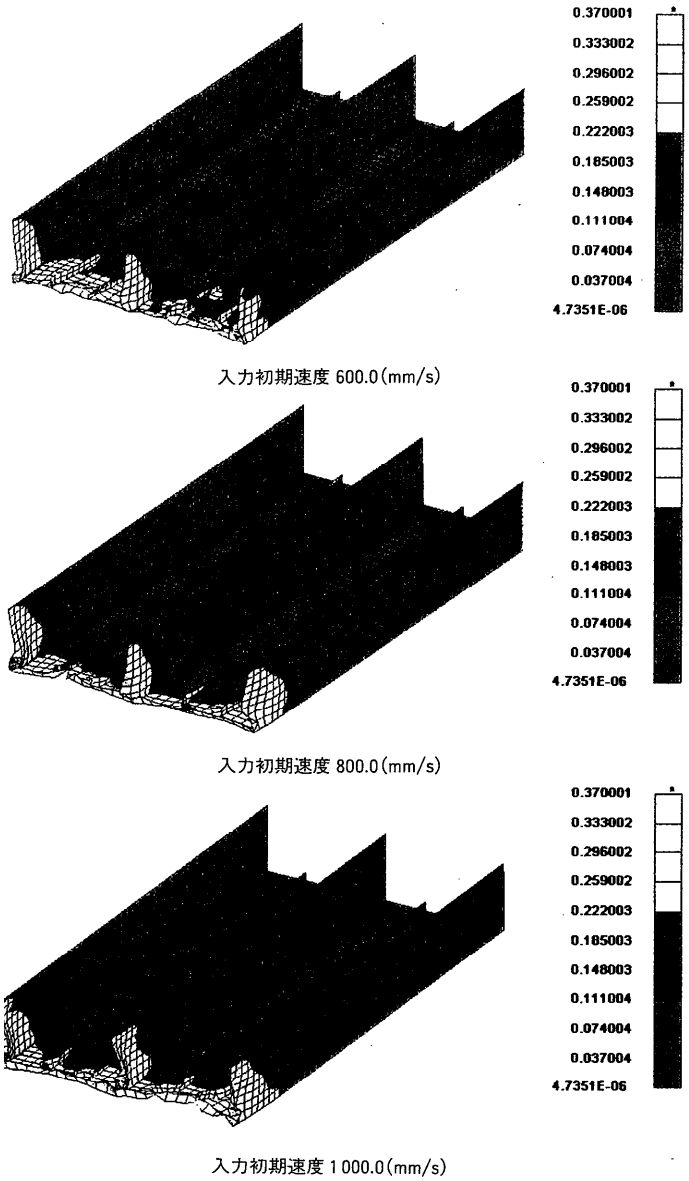


図-9　異なる入力初期速度に対する鋼箱桁端部における変形状態と応力分布（単位 kN/mm²）

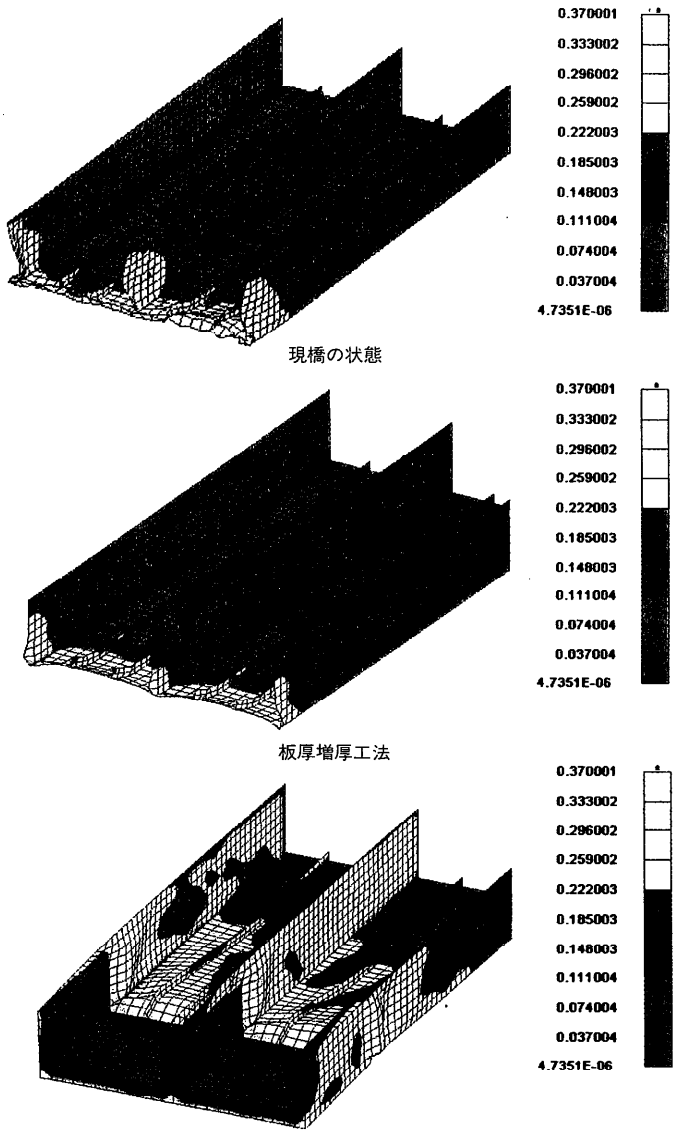


図-10　鋼箱桁端部における変形状態と応力分布に見る補強対策の効果（単位 kN/mm²）

生じる応力を軽減するとともに残留変形を生じさせないことを目的としている．

桁端部における変形状態と応力分布を図-10に示す．ここに初期速度は131.2cm/sである．

図よりそれぞれの補強対策に関して以下の知見が得られた．

① 下フランジおよびウエブに対して鋼板厚の増加による補強を施したところ損傷状態を軽減できることがわかった．ただし，板厚は既存の板厚に対して一様に約3倍とした場合のみの検討であり，実際に補強をする場合は，経済性および施工性を考慮した効果的な補強板厚を詳細に検討する必要がある．

② 鋼箱桁の内部をコンクリートにより増厚する補強対策の場合，コンクリートの優れた圧縮剛性の効果により，鋼箱桁端部においては鋼板の損傷を軽減することが可能であるが，逆にコンクリート増厚部分と非増厚部分の境界付近に応力が集中してしまい，その部分に残留変形を生じさせると考えられる．本研究の検討では，桁端部から橋軸方向に2.40mまでコンクリートを増厚したが，さらにコンクリートを増厚する範囲の違いに関する検討を行う必要があると考えられる．ただし，過度にコンクリート増厚部を長くすることは，上部構造の重量増加につながり，衝突時の衝撃力の増加につながることも考慮した慎重な検討が必要である．

あとがき

4径間連続非合成2箱桁橋を対象として，パラペット部と鋼箱桁橋が桁端衝突した場合の鋼箱桁の衝撃問題としての応答性状を把握するために，2次元骨組モデルによる非線形時刻歴応答解析を行って衝突速度の目安をつけた後，有限要素法モデルによる衝撃応答解析を行った．以下に，本研究で得られた知見を示す．

① 対象橋梁を2次元骨組モデルに置換し，入力地震動に道路橋示方書Ⅴ耐震設計編のレベル2地震動のタイプⅠ，タイプⅡ（ともにⅡ種地盤）を用いた非線形時刻歴応答解析を行った．その結果から，A_1橋台側の

桁端部における最大応答速度は131.2cm/sであることがわかった．また，タイプⅠ地震動が作用した場合の桁端部における応答速度は約50～75cm/sであり，タイプⅡ地震動が作用した場合の桁端部における応答速度は約85～130cm/sである．対象橋梁については，タイプⅡ地震動が作用した場合の方が厳しい応答を示す結果となった．

② 対象橋梁を有限要素でモデル化し，入力初期速度131.2cm/sを用いて桁端衝突解析を行った結果，桁端部の全断面が衝突した場合は，鋼桁は弾性範囲内であることが確認された．しかし，桁端部が局所的に衝突した場合は，鋼部材が降伏に至り，残留変形が生じることが確認された．

③ 入力初期速度の違いが鋼箱桁端部の損傷に及ぼす影響を検討するために，100.0，80.0，60.0cm/sの3ケースを検討した．この結果から，100.0，80.0cm/sの初期速度で局所的に衝突した場合，鋼箱桁端部に降伏応力が発生し，残留変形が生じる可能性のあることがわかった．また，60.0cm/sの速度で衝突した場合は，鋼箱桁端部の一部が降伏するが，損傷は非常に限定的である．衝突時の速度が，60.0cm/s以下であれば，局所的な衝突が生じた場合にもほぼ弾性範囲内の挙動であると考えられる．このことから，桁端等に衝突緩衝装置を配置する場合，衝突速度を60.0cm/s以下にすることが一つの目安となると言えよう．

④ 桁端衝突に対する補強対策として，鋼箱桁端部の下フランジおよびウエブに鋼板厚の増加による補強対策とコンクリートによる増厚の2つの補強対策の検討を行った．その結果，鋼板厚の増加による補強対策を施した場合，損傷状態は限定的で軽微な損傷に軽減できる可能性がある．また，コンクリートを増厚する補強対策を施した場合，コンクリート増厚部分と非増厚部分の境界付近に応力が集中することにより，鋼部材が降伏する可能性があり，効果的な補強対策とは言いがたい．

本研究で得られた知見は勿論，本研究の対象橋梁における数値計算結果であり，その知見を一般に普遍化するためには，今後，数値計算の更なる蓄積が必要である．

〔参 考 文 献〕

1）梶田，西本，石川，香月，渡邉：桁間衝突現象のモデル化に関する一考察，土木学会論文集，No. 661 I－53，pp. 251～264（2000.10）

2）伊津野，武野：地震時の橋梁における隣接部材の衝突速度に関する考察，第3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. 209～214（1999. 12）

3）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. 1）

4）吉澤，忽那，田崎，川神：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）

5）大塚，田中，愛敬，杣：既設連続箱桁における免震化および橋台背面土の抵抗を考慮した耐震補強対策，橋梁と基礎（2001.10）

6）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編（1996.12）

7）LS－DYNA Keyword User's Manual

8）構造工学シリーズ6　構造物の衝撃挙動と設計法，土木学会