

# 地震時に桁の衝突を受ける橋台の挙動特性

小倉裕介<sup>1</sup>・運上茂樹<sup>2</sup>

<sup>1</sup>独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム交流研究員  
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

E-mail:ogura44@pwri.go.jp

<sup>2</sup>独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム上席研究員  
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

E-mail: unjoh@pwri.go.jp

地震時の桁の変位が大きくなるゴム支承を採用した橋梁では、遊間量が不足する場合、桁と橋台の衝突が予想されるが、衝突部位の補強や緩衝材設置などの対策を施して桁の変位を拘束することで、橋梁全体の耐震性を向上させることができる可能性がある。このような耐震構造を用いるためには、衝突力を受ける橋台の挙動を明らかにすることが不可欠であり、本研究では、大規模地震時に橋桁を橋台の胸壁に衝突させた時の橋台および背面土の挙動特性と橋梁全体の耐震性について解析的に検討したものである。

**Key Words :** seismic design, girder, abutment, collision

※著者の小倉はワイ・テックより出向

## 1. はじめに

道路橋では、地震時における上部構造の慣性力の分散支持や低減を期待する構造として、ゴム支承による地震時水平力分散構造を用いる場合が多い。しかし、ゴム支承を用いた橋梁では地震時における橋軸方向の桁の変位が大きくなり、遊間量が不足する場合には、隣接する桁と桁、または桁と橋台の衝突が予想される。桁同士の衝突では、隣接する桁の重量比が著しく異なる場合、重量の小さい桁が押し出される危険性が考えられるが、桁と橋台の衝突においては、橋台が桁の変位を拘束して橋梁全体としての耐震性は向上する可能性がある<sup>1)2)3)</sup>。

このような耐震構造を用いるためには、衝突を受ける橋台の挙動を明らかにすることや、桁の衝突による橋梁全体系の耐震性の評価方法が必要である。そこで、本研究では、ゴム支承を用いた橋長200mの5径間連続鋼I桁橋を対象とし、まず橋台単独モデルに地震時を想定した速度で桁を衝突させた動的解析を行い、橋台の衝突挙動や衝突力について検討した。次に、橋梁全体モデルに地震動を入力した動的解析を行い、橋梁全体の衝突挙動を検討したものである。

## 2. 橋台単独モデルの衝突応答

### (1) 解析モデル

桁の衝突を受ける橋台の挙動を検討するため、図-1(a)に示す高さ10mの既設の逆T式橋台を対象とし、図-1(b)に示す橋台単独系の非線形解析モデルを作成した。橋台は基礎周辺およびその背面にも土が存在する構造物であり、橋台背面土の抵抗力を適切に評価する必要があるが、橋台が受働土圧側に変位する場合の抵抗力について実験<sup>4)</sup>した例は少ないため、ここでは、橋台背面地盤としてN値が5の砂質土(せん断抵抗角 $\phi=30^\circ$ で単位体積重量 $\gamma=19\text{kN/m}^3$ )の盛土を仮定し、これを地盤バネとしてモデル化した。地盤バネとしては、道路橋示方書<sup>6)</sup>に規定されるケーソン基礎に準じた完全弾塑性型の離散型非線形バネを30~50cm間隔で26個配置した。このバネは橋台と背面土が剥離する方向には抵抗しないものとした。また、杭の鉛直方向の抵抗力はバネとしてモデル化することとし、杭の鉛直方向バネは、道路橋示方書の押込み、引抜き支持力上限値を考慮したバイリニアの履歴をもつ非線形バネとした。杭の直角方向バネは水平地盤反力度の上限値を考慮したバイリニアの履歴をもつ非線形バネとした。杭体は非線形はり要素でモデル化した。桁の衝突位置は、床版の衝突を考慮して胸壁上端から20cm下方とした。胸壁部材については、一般にはここに塑性化が想定されるため、非線形はり要素(武田型履歴特性)としてモデル化したものと、また、胸壁を補強することを想定して堅壁と同じ剛性を有する線形

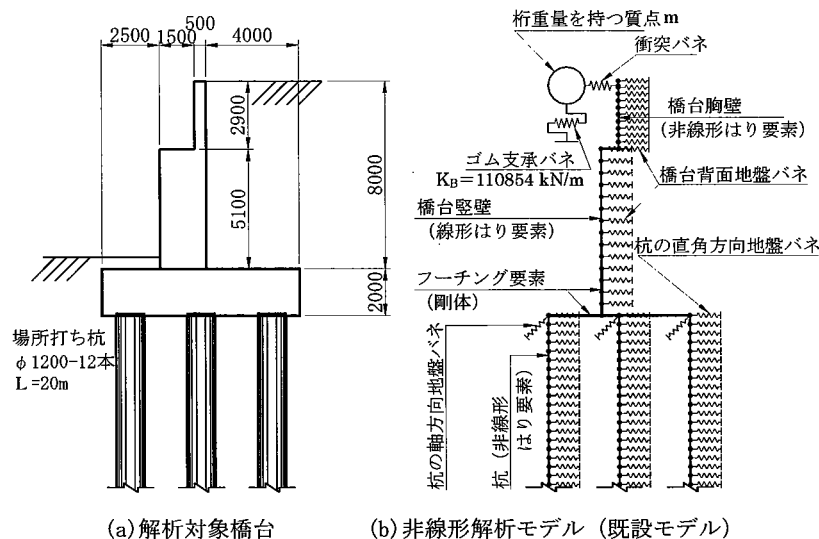


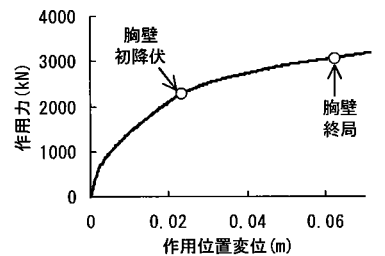
図-1 解析モデル

はり要素としてモデル化した2つの解析モデルを作成した。ここでは、それぞれ「既設モデル」および「補強モデル」と呼ぶ。

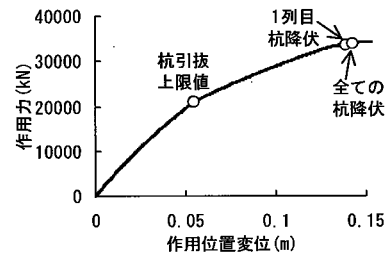
既設モデルにおける胸壁断面は厚さ0.5m、幅12mとし、主鉄筋としては背面土側にD29を1段配筋、桁側に背面土側の半分を配筋した。なお、ここでは翼壁はモデル化に考慮していない。胸壁部材の非線形曲げモーメント-曲率関係の算出には、主鉄筋より外側のかぶりコンクリートの剥離を無視し、最外縁コンクリートひずみが終局ひずみとなる状態を終局時とした。補強モデルにおける胸壁は、降伏曲げモーメントを最大応答曲げモーメント以上にするには、胸壁の厚さを2m、軸方向鉄筋をD38を2段配筋に変更する程度の規模になることが考えられるが、ここでは補強方法が確定していないことや胸壁の剛性を向上したことによる結果の比較を行うため、解析には胸壁部材の重量増加は見込んでいない。

図-2はプッシュオーバー解析により、衝突位置における水平力-変位関係を求めたものである。既設モデルは胸壁下端に変形が集中し、補強モデルは基礎に塑性化が生じることがわかる。また、本解析モデルでは胸壁が終局を超えた後の耐力の低下を考慮せず、降伏後の剛性で解析を行っている。ただし、既設モデルの胸壁の断面計算には翼壁を考慮していないため、本解析では胸壁部材の耐力を小さめに評価していることに注意する必要がある。

この橋台に対して桁との衝突解析を行うために、図-1(b)に示すように桁長200mの5径間鋼桁(桁質量30772kN)を全てのゴム支承の剛性で支持する1自由度振動系(固有周期1.1秒)としてモデル化し、図-3に示す衝突パネを介して橋台に衝突させた。パネ値については、文献<sup>7)</sup>を参考に $k=3 \times 10^6 \text{ kN/m}$ の衝突パネ剛性を用いることとした。また、道路橋示方書<sup>7)</sup>に規定される設計地震動について、周期1.1秒、減衰5%における応答速度スペクトルを求めると、全ての地盤種別を考えると1.6~3.1m/sの範囲となり、本解析では衝突速度をこの範囲内で想定することと



(a) 既設モデル



(b) 補強モデル

図-2 衝突位置の水平力-変位関係

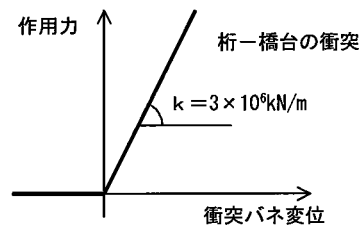


図-3 衝突パネ

して、衝突直前の上部構造質点の速度が2m/sとなるよう初期条件を与えて自由振動させた。遊間はモデルの簡略のため無視し、ゴム支承の変位が0mの時に衝突するようにした。動的解析にはNewmark  $\beta$ 法( $\beta=1/4$ )を用い、積分時間間隔は0.0005秒、解析時間は衝突後0.5秒間まで行った。減衰は桁および橋台の1次振動の減衰定数が2%となる初期剛性によるRayleigh減衰を用い、地盤の減衰としては地盤パネの履歴減衰のみを考慮した。

## (2) 解析結果

### 1) 応答変位

桁および橋台の衝突位置と胸壁下端における応答変位の時刻歴を図-4に示す。これによれば、桁の衝突後に橋台が押し込まれ、桁と橋台が一体となって挙動する応答が得られていることがわかる。既設モデルでは胸壁に変形が集中し、衝突位置の最大応答変位は胸壁の終局変位0.06mを大きく上回る0.29m発生し、0.15mの残留変位が発生した。補強モデルでは応答周期が既設モデルより短くなり、最大応答変位は0.16mに減少した。また、桁の変位が減少して桁と橋台が離れたあとは、橋台は自由振動を続けている。図-2による杭基礎の降伏変位に対する応答塑性率は1.1程度であり、残留変位も0.07m程度に減少した。

次に、簡便に桁の最大応答変位を求めるために、減衰を無視したエネルギー保存則を考えると次式の

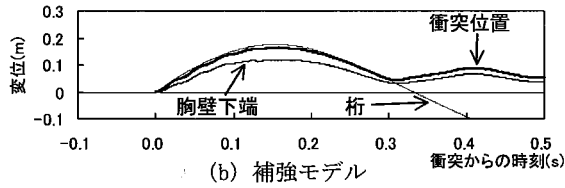
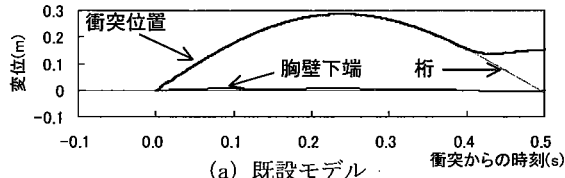


図-4 桁および橋台の応答変位時刻歴

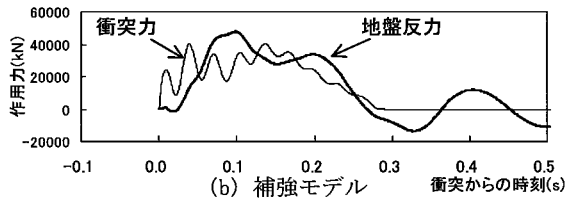
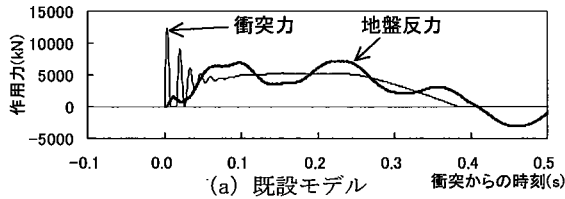


図-5 衝突力と水平方向地盤反力の時刻歴

ようになる。

$$E_k = E_s \quad (1)$$

$$E_s = E_{sB} + E_{sA} \quad (2)$$

$$E_k = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2 \quad (3)$$

$$E_{sB} = \frac{1}{2} \cdot K_B \cdot \delta^2 \quad (4)$$

ここで、

- $E_k$  : 衝突直前の桁の運動エネルギー
- $E_s$  : 解析モデルのひずみエネルギー
- $E_{sB}$  : 支承のひずみエネルギー
- $E_{sA}$  : 橋台・基礎のひずみエネルギー
- $m$  : 桁の質量 ,  $v$  : 桁の速度
- $K_B$  : 支承バネの剛性 ,  $\delta$  : 桁の変位

$E_{sA}$ は図-2より求められ、(1)式より最大応答変位  $\delta$  を計算すると、既設モデルは0.30m、補強モデルは0.18mとなり、動的解析結果とほぼ一致した。

## 2) 衝突力

衝突後、上部構造から衝突バネを介して橋台に作用する衝突力は、水平方向の地盤反力、橋台の慣性力、減衰力の合力を反力として発生する。この衝突バネの衝突力と、橋台背面および杭側面の地盤バネ抵抗力を合計した地盤反力の時刻歴を図-5に示す。本解析では、衝突直後に瞬間的に大きな衝突力が発生し、その後、地盤反力に漸近していく応答が得られた。衝突後に地盤反力が短周期で振動しているの

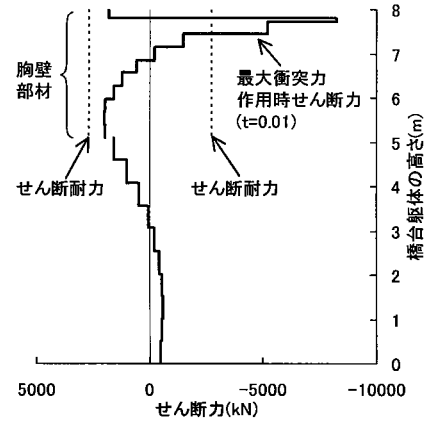


図-6 橋台のせん断力分布 (既設モデル)

は、橋台躯体が振動する振動モードによる慣性力によるものである。また、地盤反力が負の値になるのは、杭側面の地盤バネが桁側に変位するためである。ここで、図-4(a)に示した既設モデルでは、衝突直後に胸壁の終局抵抗力を上回る12403kNの衝突力が発生したが、これは、ここには示していないが別途算出した同時刻における橋台の慣性力12050kNを反力としていた。一方、補強モデルでは、図-4(b)に示したように胸壁だけでなく堅壁も変位することから、橋台の慣性力に寄与する質量が既設モデルより増加することや、胸壁の背面地盤のみで抵抗する既設モデルより地盤反力が増加するため、衝突力の最大値は40399kNとなり既設モデルの3倍程度の衝突力が発生した。

次に、既設モデルの最大衝突力の発生時刻(時刻0.01秒)における橋台躯体のせん断力分布を図-6に示す。これによると、衝突直後には、衝突の影響により衝突部付近のせん断力が卓越する結果が得られた。既設モデルの胸壁は、図-2(a)のプッシュオーバー解析の結果では、曲げ破壊型の破壊モードになるが、図-6のせん断力分布では衝突直後に発生するせん断力がせん断耐力2727kNを上回っており、これは胸壁基部の曲げ破壊より先に衝突直後にせん断破壊する可能性があることを意味している。

## 3. 橋梁全体モデルの衝突応答

### (1) 解析モデル

橋梁全体の衝突挙動を検討するため、図-7(a)に示す橋梁全体の非線形解析モデルを作成した。橋台および橋脚の詳細を図-7(b)に示す。解析対象橋梁はゴム支承を用いた橋長200mの5径間連続鋼I桁橋で、桁の両端は橋台単独モデルで検討した橋台により支持し、橋脚高さは10m、地盤種別はII種地盤とした。橋脚は2m×5mの断面で橋軸方向にD32の2段配筋としたが、この断面はL2地震時の地震時保有水平耐力法により設計している。橋台背面には橋台単独モデルと同様に地盤バネを設置し、基礎地盤バネは、橋台単独モデルにおける最大変位が橋台降伏程度であ

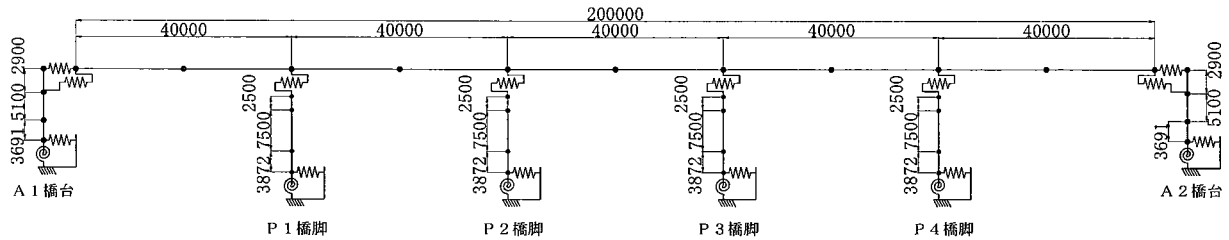


図-7(a) 橋梁全体モデル (概要)

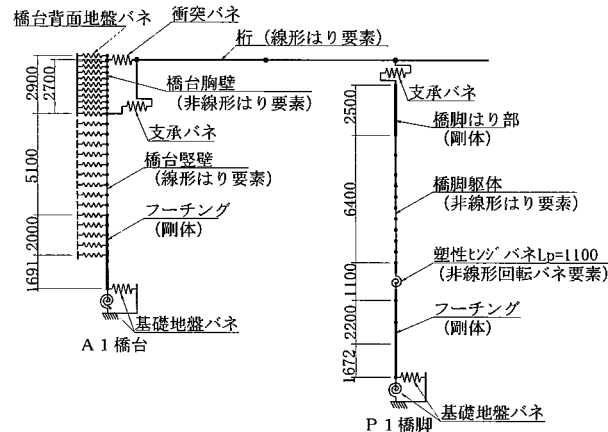


図-7(b) 橋梁全体モデル (詳細)

ったことから道路橋示方書<sup>7)</sup>に示される固有値解析の算定に用いる剛性をもつ線形の水平および回転バネとした。橋脚は、基部に塑性ヒンジをモデル化した非線形回転バネを設置し、橋脚躯体は非線形はり要素、はり部およびフーチングは剛体とした。履歴特性は武田型履歴特性を用いた。桁の衝突位置は、胸壁上端から0.2m下方とし、図-8に示すように、遊間変位として0.15mまでは力を伝達しない衝突バネを設置した。衝突バネ剛性は、橋台単独モデルと同様に $3 \times 10^6 \text{ kN/m}$ とした。また、一般に桁と橋台間にはPCケーブルなどの落橋防止構造が設置され、桁の過度な変位に抵抗するが、ここでは桁と橋台間の衝突の挙動に着目するため落橋防止構造の影響は考慮していない。

解析モデルは、橋台単独モデルと同様に、胸壁を非線形はり要素としてモデル化した「既設モデル」と、胸壁を補強することを想定して堅壁と同じ剛性を有する線形はり要素としてモデル化した「補強モデル」を作成した。さらに、応答値の比較のため、既設モデルにおいて衝突を無視したケースも解析した。

入力地震動は、道路橋示方書<sup>7)</sup>に示されるII種地盤用のタイプII地震動の(JR西日本鷹取駅構内地盤上)を用いた。動的解析にはNewmark  $\beta$ 法 ( $\beta = 1/4$ )を用い、積分時間間隔は0.0005秒とした。また、粘性減衰モデルはRayleigh減衰を用い、Rayleigh減衰係数は解析モデルの初期剛性によるひずみエネルギー比例減衰より、桁の振動モード(周期1.15s, 減衰5.7%)、橋脚の振動モード(周期0.24秒, 減衰15.4%)により設定した。ひずみエネルギー

減衰の算定には表-1の部材減衰定数を用い、橋台背面地盤については履歴減衰

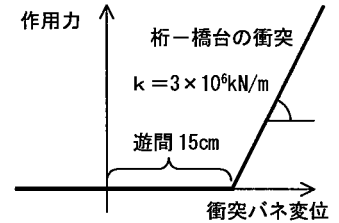


図-8 衝突バネ

表-1 部材の減衰定数

部位	減衰定数
橋脚躯体, 既設モデル胸壁 (非線形部材)	2%
橋脚はり部, フーチング (線形はり部材)	5%
桁 (線形はり部材)	3%
支承バネ	4%
橋台背面地盤バネ	0%
基礎地盤バネ	20%

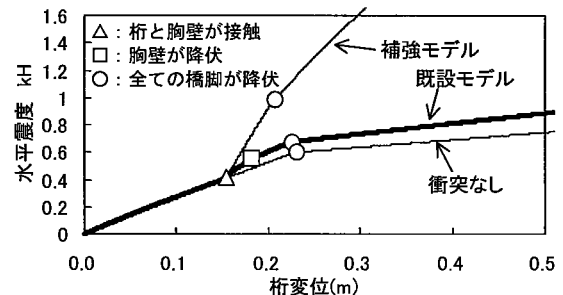


図-9 プッシュオーバー解析結果

のみ考慮した。

次に、各解析モデルに水平震度を漸増して作用させたプッシュオーバー解析の結果を図-9に示す。補強モデルでは、桁と胸壁の接触後に剛性が高くなるが、橋台の杭基礎が線形バネであるため、本解析モデルでは基礎の降伏以降の挙動は追跡できない。図-2(b)により橋台の降伏変位は0.14m程度であることから、実際は遊間量を加算して桁変位が0.29m程度で橋台基礎が降伏して剛性が低下すると考えられる。一方、既設モデルは、衝突した直後に胸壁が降伏し、衝突を考慮しない解析結果とほぼ同じとなった。

## (2) 解析結果

### 1) 応答変位

応答の大きい前半15秒間における桁の変位時刻歴を図-10に示す。図-10(a)の桁の衝突がない場合と比

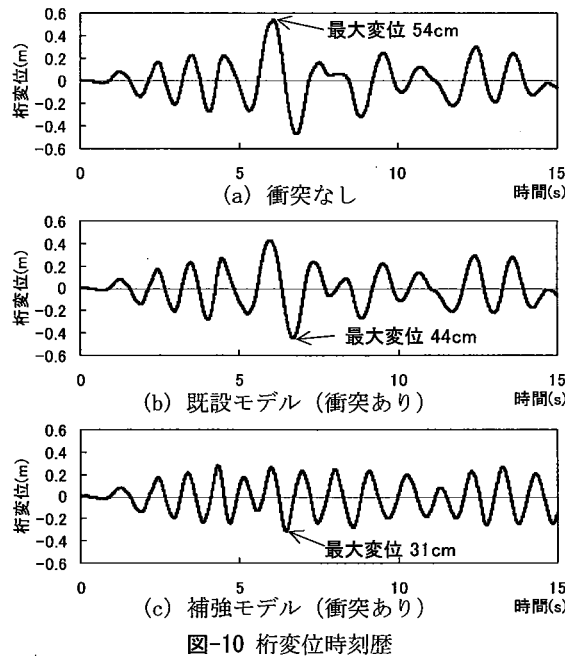


図-10 桁変位時刻歴

較して、図-10(b)(c)の衝突を考慮した場合は桁の最大変位が減少し、特に補強モデルでは、桁が遊間0.15mの間で衝突を繰り返して応答が短周期になっており、これらは図-9に示したハードニングの非線形復元力をもつ非線形振動応答特性を示している。図-10から応答周期を読みとると、図-10(a)(b)は1.5秒、図-10(c)は1.0秒程度であった。

ここで、各解析ケースにおける桁、橋脚天端、橋台衝突位置の最大応答変位を図-11に示す。既設モデルで衝突させた場合、衝突なしのケースと比較して橋脚変位は26%減少したが、橋台変位は終局変位を上回る0.29m発生し、胸壁の損傷が大きくなった。一方、補強モデルでは、橋脚変位は57%減少し、橋台変位は0.12mとなった。図-2(b)よれば、この橋台の変位は基礎が降伏する程度である。したがって、本橋梁においては、桁を橋台に衝突させることにより橋脚の耐震性が向上し、また、橋台基礎と橋台背面土には、桁の衝突力を受け止める耐力があることがわかった。しかし、胸壁の補強は、橋台単独モデルと同様の規模になることが考えられる。

## 2) 衝突力

最大衝突力が発生したA1橋台側の衝突パネにおける作用力の時刻歴を図-12に示す。図-12(a)の既設モデルでは、衝突により胸壁に残留変位が発生して見かけの遊間量が増大し、補強モデルと比較すると衝突回数が少なくなった。また、図-12(a)の既設モデルでは最大5001kN、図-12(b)の補強モデルでは最大42510kNの衝突力が発生し、補強モデルでは既設モデルの8.5倍の衝突力が発生した。

この衝突力以上のせん断耐力を得るためには、D25の帯鉄筋を125mmピッチで配筋する必要がある。また、衝突力を単純に床版の全断面積(11m×0.25m)で除した応力度は15N/mm<sup>2</sup>となり、衝突力による圧縮応力は終局限界状態の設計圧縮強度を下回

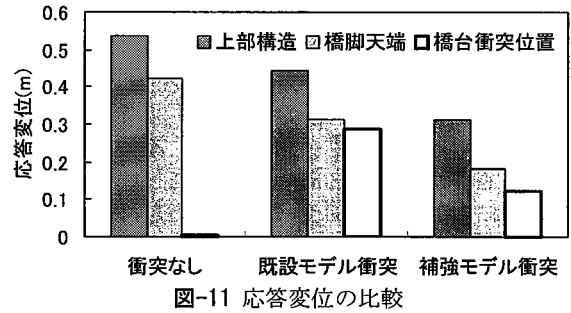


図-11 応答変位の比較

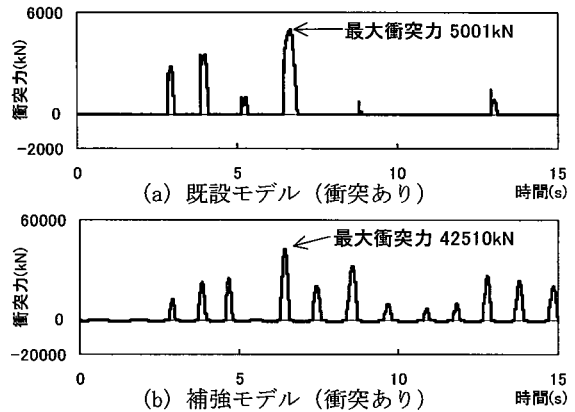


図-12 A1橋台側衝突パネ作用力時刻歴

る程度であるが、床版全面が一様に衝突力を受けるまでに各個に衝突する部位や、衝撃的な荷重により構造物が局部変形し、衝突により構造物に作用する加力エネルギーが局部変形の終局吸収エネルギーを上回る場合<sup>8)</sup>、桁や橋台が局所的な被害を受ける可能性があると考えられる。

## 4. 結論

橋台の胸壁に桁を衝突させた地震時の動的解析を橋台単独モデルおよび橋梁全体モデルに対して行ない、橋梁の衝突挙動について検討した結論を以下にまとめる。

- 1) 衝突後は桁と橋台が一体となって挙動し、既設の橋台では胸壁に損傷が集中した。また、橋台躯体を補強した場合、杭基礎は塑性化するが残留変位は小さかった。しかし、胸壁の補強は、降伏曲げモーメントを最大応答曲げモーメント以上にするには、胸壁の厚さを2m、軸方向鉄筋をD38を2段配筋に変更する程度の規模になる。
- 2) 橋台単独モデルの検討では、桁の最大応答変位は、エネルギー保存側からほぼ推定できた。
- 3) 既設モデルでは衝突直後に胸壁の最大抵抗力を上回る衝突力が発生したが、これは衝突直後に生じる慣性力が橋台に発生し、その慣性力を反力としていた。
- 4) 既設モデルの胸壁部材では、衝突直後の衝突部付近においてせん断耐力を上回るせん断力が発生し、胸壁基部の曲げ破壊より先にせん断破壊する可能

性がある。

- 5) 衝突により桁の変位は低減し、遊間の間で衝突を繰り返して短周期の応答になった。
- 6) 橋台に桁を衝突させることにより、橋梁全体の耐震性が向上する結果が得られた。また、橋台躯体を橋台単独モデルと同規模に補強した場合、橋台基礎および橋台背面土は桁の衝突力を受け止める耐力を有することがわかった。

また、本研究では5径間連続の橋長200mの1ケースの橋梁モデルについて検討しており、全ての規模の橋梁における一般的な挙動特性を示しているものではない。今後は衝突耐震構造が有効に機能する橋梁形式について検討する必要がある。

#### 参考文献

- 1) 運上茂樹, 近藤益央, 三上卓: 上部構造端部と橋台の衝突が橋全体の地震時挙動に及ぼす影響: 土木技術資料, 44-2, pp.20-25, 2002.
- 2) 大塚久哲, 愛敬敬二, 田中智行, 柚辰雄: 既設連続箱桁橋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, pp.33-39, 2001.10
- 3) 田崎賢治, 幸左賢二, 手嶋康博, 新井伸博: けた衝突が橋の耐震設計に与える影響分析, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.145-150, 2003.
- 4) Maroney, B.H., Y.H. Chai: Bridge Abutment Stiffness and Strength Under Earthquake Loadings, 2<sup>nd</sup> International Workshop on the Seismic Design of Bridges, 1994.
- 5) 川島一彦: 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.
- 6) 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 日本道路協会, 2002.
- 7) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 日本道路協会, 2002.
- 8) 構造物の衝撃挙動と設計法, 土木学会, 構造工学シリーズ6, 1994.

(2003.6.30 受付)

## RESPONSE CHARACTERISTICS OF ABUTMENTS SUBJECTED TO COLLISION OF GIRDER DURING AN EARTHQUAKE

Yuusuke OGURA, Shigeki UNJOH

In a bridge using a rubber bearing support, a girder may collide against abutments due to large displacement during an earthquake. The collision, however, possibly improves the seismic performance by installing shock absorbers between a girder and an abutment. In order to introduce the idea into practice, it is necessary to clarify the response characteristics of abutments subjected to collision of the girder. In this research, numerical analyses simulating girder collision against abutments are performed to identify the response characteristics of abutments and seismic performance of the entire bridge system.