

論文 イラン・バム地震による橋梁構造物の被害分析

田崎 賢治^{*1}・幸左 賢二^{*2}・宇野 裕教^{*3}・荒井 幸夫^{*4}

要旨：2003年12月に発生したイラン・バム地震（マグニチュード6.6）で被害を受けた公共構造物の被害調査と、特に橋梁に着目した被害分析を行った。対象橋梁の非線形時刻歴応答解析による被害分析の結果、地震慣性力により支承部が最大摩擦力に達した後、RC桁同士が接触を起こしながらRC橋脚上を移動し、桁間の隙間や残留変位を生じた現象を再現できた。調査した橋梁は何れも支承が無い場合、RC桁とRC橋脚の摩擦力以上の慣性力が橋脚に伝わらなかったこと、また、桁遊間量が小さく、両端部の橋台による変位拘束効果が高かったことから、軽微な損傷にとどまったものと推察された。

キーワード：イラン・バム地震，橋梁，被害分析，地震応答解析

1. はじめに

2003年12月26日午前5時26分（現地時間）、イラン南東部のバム市近郊を震源とするマグニチュード $M_w = 6.6$ の地震が発生した。震源からバム市までの距離は約10kmと推定され、市内の建物の約8割が崩壊し、犠牲者が4万人を超える甚大な被害を生じた。

地震直後、甚大な被害を受けたバム市内の公共構造物とその周辺地域の被害状況の調査を行っており、さらに今回、図-1に示す構造物を対象に、震災から約2年経過した後の復興状況を調査した。

表-1にバム市における調査した代表的な公共構造物の損傷度一覧を示す。構造物の特徴として公共構造物は重要度が高いために比較的RC構造が多く用いられており、被害も相対的に小さいものが多い。損傷度がA、Bランクの大きな被害を受けた構造物はアドベやレンガ構造の建物であった。

本文では、調査した構造物の中から橋梁に着目し、桁同士の接触により桁間に隙間が生じた橋梁 No.1 を対象に被害分析を行った結果について示す。

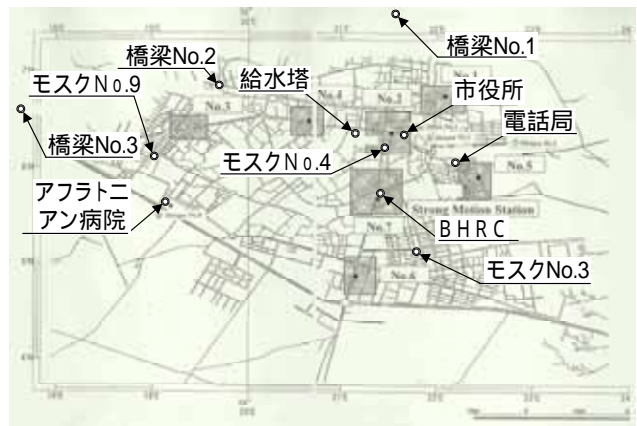


図 - 1 位置図

表 - 1 代表的な構造物の損傷度

構造物種類	番号	主部材材料	損傷度	備考
橋梁	No.1	RC	C	14 径間単純桁
	No.2	RC	D	3 径間単純桁
	No.3	RC	D	7 径間単純桁
給水塔	No.1	RC	C	鉄筋座屈発生
市役所	No.1	アドベ	A	完全倒壊
モスク	No.1	レンガ	A	鉄製中柱
	No.2	アドベ	A	鉄製中柱
	No.3	RC	B	鉄筋座屈発生
	No.4	RC	C	柱ひび割れ発生のみ
	No.5	レンガ	B	鉄製中柱、壁が倒壊
	No.6	アドベ	A	完全倒壊
	No.7	レンガ	B	鉄製中柱
	No.8	レンガ	B	鉄製中柱
	No.9	RC	C	柱ひび割れ発生のみ

損傷度 A：破壊 B：中程度 C：軽微 D：無損傷（アドベとは、日干し煉瓦のことを示す。）

*1 大日本コンサルタント(株) 構造事業部 博(工) (正会員)

*2 九州工業大学 工学部 建設社会工学科 Ph.D. (正会員)

*3 九州工業大学 工学部 建設社会工学科 博(工)

*4 飛鳥建設(株) 土木本部 工修

2. 被害調査結果

調査した構造物の中から、分析対象の橋梁 No.1 (Espikan Bridge) に着目した被害調査結果を述べる。

エスピカン橋は1977年竣工の橋梁で、バム市内の大きな被害を生じたエリアの北側に位置する河川橋である。現地測量を行った結果を反映した橋梁一般図を図 - 2 に、橋梁全体の写真を写真 - 1 に示す。

本橋は橋長157.0m、支間長11.1m～11.8mの14径間単純RC床版橋である。橋脚は高さ5mのRC壁式で、両端部に橋台を有する。また、支承は無く、RC橋脚上にRC桁が直接設置されており、桁遊間量が小さいことが特徴的である。

被害状況として、橋脚に損傷は認められなかったが、上部構造は図 - 2 の橋梁平面図に示すように、RC 桁の移動により部分的に桁遊間量が大きく開いている箇所が認められ、P1 橋脚上

で最大80mmの遊間が生じていた。その他の橋脚上では、P3橋脚上の遊間量の45mmを除いて10mm前後であったが、掛け違い橋脚 (P4～P6) 上の桁端部の位置が橋脚中心から50mm程度橋軸方向にずれていた。このことから、地震慣性力により、RC桁が桁衝突を伴いながら、橋脚上を移動した可能性が高いと考えられる。



写真 - 1 橋梁全景写真 (橋梁 No.1)

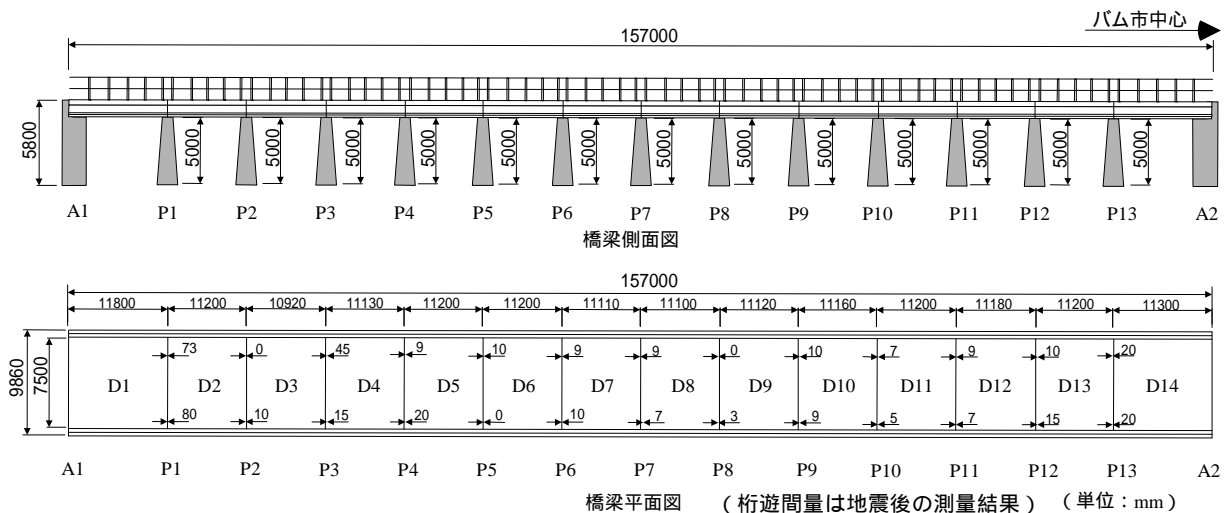


図 - 2 橋梁一般図 (橋梁 No.1)

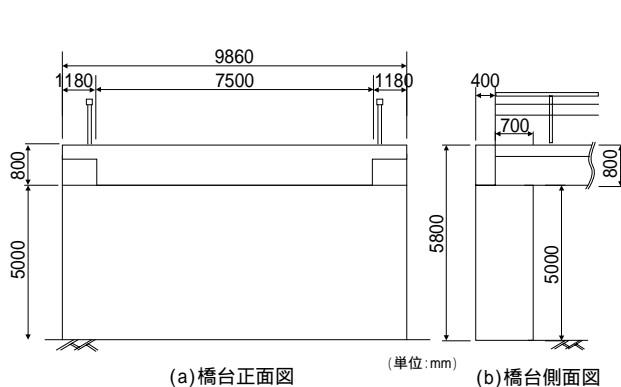


図 - 3 橋台構造図 (橋梁 No.1)

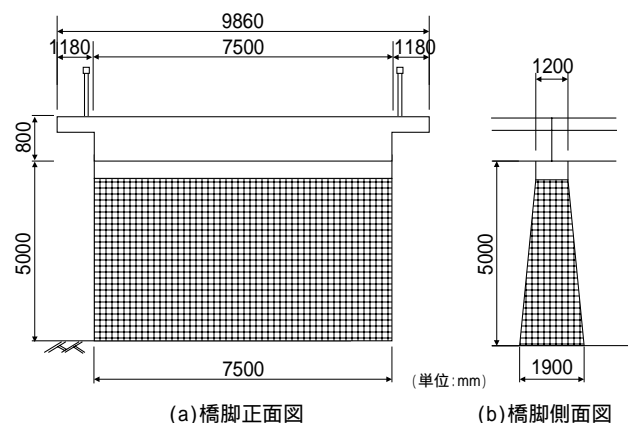


図 - 4 橋脚構造図 (橋梁 No.1)

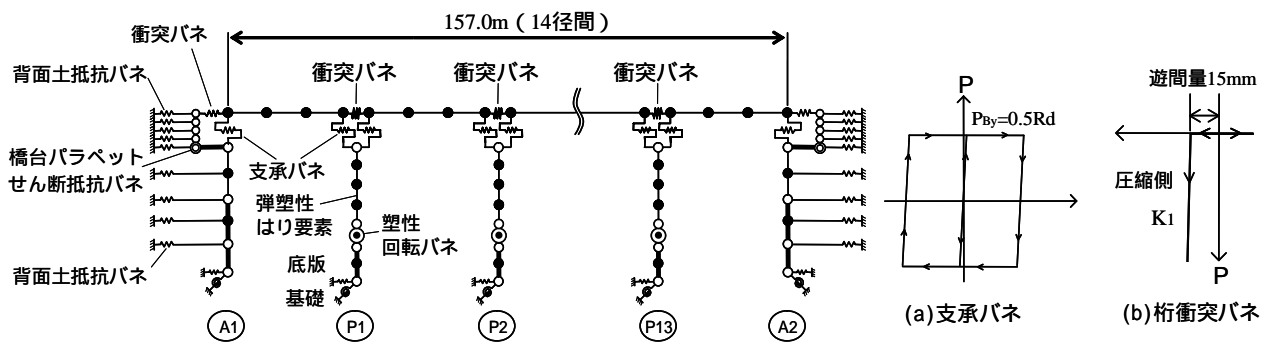


図 - 5 解析フレームモデル

3. 橋梁の被害分析

3.1 解析モデル

(1) 解析フレームモデル

図 - 2 の橋梁一般図および図 - 3 ~ 4 に示す橋台、橋脚構造図をもとに、解析モデルを構築した。図 - 5 に橋全体のフレームモデルを示す。

(2) 支承のモデル化

本橋は支承が無く、RC 橋脚上に RC 桁が直接設置されている。したがって、支承部のモデル化は図 - 5 (a) に示すように、コンクリート同士の摩擦係数を既往の実験等を参考に 0.5 とし、 $P_{By} = 0.5 \times R_d = 552.2\text{kN}$ に達すると桁が一定の摩擦力を伴って滑るように完全弾塑性型とした。

(3) 桁間衝突バネのモデル化

桁間衝突バネは桁が離れる方向には抵抗が無く、図 - 5 (b) に示すように、圧縮側のみで弾性抵抗を示すバネ特性を与えた。その初期剛性は既往の研究¹⁾を参考に桁の軸方向剛性と同等とし、 $K_1 = 1.76 \times 10^7 \text{kN/m}$ とした。また、桁遊間量は現地計測した桁間の隙間量の平均値をとり、桁遊間量を 15mm とし、初期ギャップを与えた。

(4) 橋脚および基礎のモデル化

橋脚断面は竣工図面が無いことから、震度法による復元設計を行い設定した。その結果、主鉄筋は D19 (SD295) を 1 段配筋 (軸方向鉄筋比 0.25%)、帯鉄筋は D13 を 250mm ピッチとしている。また、コンクリートの圧縮強度はシュミットハンマー試験の結果を用い、 $c_k = 33\text{N/mm}^2$ とした。橋脚柱部における曲げの非線形特性は平成 14 年制定の道路橋示方書・同解説耐震設計編²⁾ (以下、道示耐震編と称する)

に準じて、橋脚基部の塑性ヒンジ部には、ひび割れを考慮したトリリニア型の曲げモーメント - 回転角関係を有する回転バネモデルを、一般部には、曲げモーメント - 曲率関係を有するはりモデルを設定した。また、基礎部は直接基礎を仮定し、道示耐震編²⁾ に準じて水平・鉛直・回転方向に集約バネを設置している。なお、P1 ~ P13 橋脚まですべて同一断面としている。

(5) 橋台部のモデル化

橋台部のモデル化は図 - 5 に示すように、既往の地震被害分析結果³⁾を参考に、橋台パラペット部に非線形のせん断抵抗バネを設置している。また、橋台躯体背面には、背面土の抵抗バネを設置している。

まず、パラペットのせん断抵抗バネは図 - 6 (a) に示すように、パラペットのせん断耐力に達すると水平抵抗が 0 になるようにモデル化する。ここで、パラペットのせん断耐力は図 - 7 に示すように、既往の局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の押し抜きせん断実験結果⁴⁾を参考に算定した。押し抜きせん断実験における供試体の破壊面積 (平均値 = 78819mm^2) をもとに、本橋の橋台パラペットの想定破壊面積を 3944000mm^2 と考えると、約 50 倍程度の耐力が期待できる。但し、供試体の相似則を考慮する必要があるが、実験供試体の厚さが本橋のパラペット厚さと同等であるため、本検討ではパラペットのせん断耐力は破壊面積に比例すると考えた。以上より、パラペットのせん断耐力を 34000kN とし、せん断バネ定数を 3400kN/mm と設定した。

次に、橋台背面土の地盤バネは図 - 6 (b)に示すように、圧縮側のみ抵抗するバイリニア型の非線形バネを設定した。橋台背面土の地盤反力係数は道路橋示方書・同解説 下部構造編⁵⁾に示されるケーソン基礎の水平方向地盤反力係数の算出方法に準じ、背面土のバネ定数を $1.88 \times 10^4 \sim 1.92 \times 10^5 \text{kN/m}$ とした。なお、橋台背面土の土質定数は原地盤のボーリング調査や土質試験により決定すべきであるが、ここでは便宜上 N 値 5 相当に締め固めた砂質土として算出している。また、背面土の水平抵抗の最大耐力は同様に、ケーソン基礎の水平方向地盤反力度の上限値の算出方法に準じ $0 \sim 378.2 \text{kN/m}^2$ とした。

3.2 解析方法と入力地震波形

解析方法は橋全体の解析モデルを用いて非線形時刻歴応答解析を行った。解析上の数値積分には、ニューマークの法 ($\gamma = 1/4$) を用い、積分時間間隔は $\Delta t = 1/20000$ 秒としている。また、各非線形部材の履歴減衰の他に橋全体の粘性減衰定数として、道示耐震編²⁾の減衰定数に準じ、レーリー減衰を用いている。

一方、入力地震動としては、バム市にある BHRC がイラン強震ネットワークを整備している。本地震で得られた地表面の強震記録の中から、本橋近傍で、地盤条件もほぼ同等の BHRC 敷地内に設置された強震記録のうち、図 - 8 に示す本橋の橋軸方向 (南北方向) に近い地震波形 (3168-2T (方位角 8deg.)) を入力地震動として用いた。

4. 解析結果

解析結果として、まず、図 - 9 に P1 橋脚上支承部の応答履歴図を示す。図より、P1 橋脚上の支承バネの応答履歴は、A1 橋台側には橋台部の変位拘束効果により、遊間量の 15mm 以上は変位していないが、A2 橋台側に非線形の挙動を示している。したがって、支承部は地震慣性力により最大摩擦力に達し、それ以上の水平力が橋脚に作用しなかったと言える。その結果、図 - 10 の P1 橋脚基部の曲げモーメント - 回転角応答履歴結果に示すように、橋脚は弾性応答で

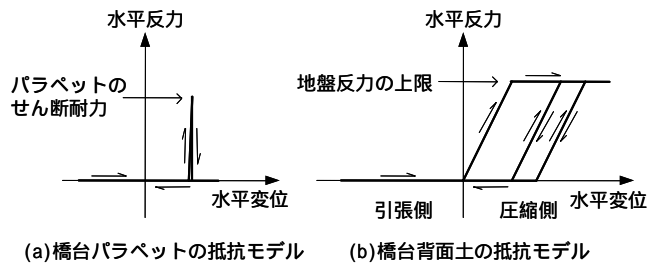
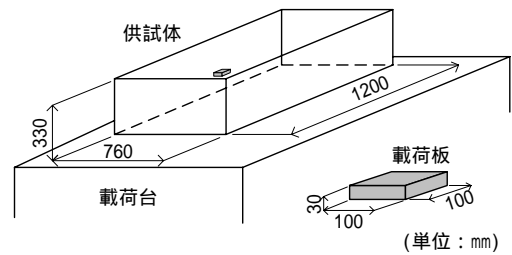
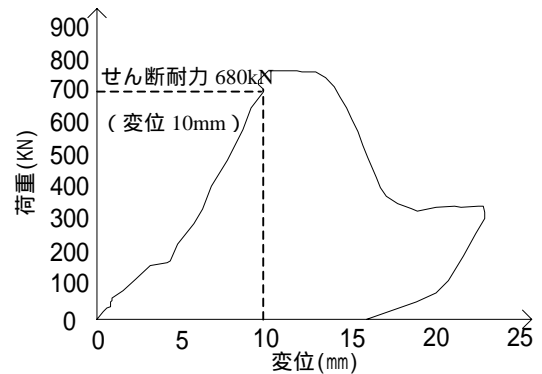


図 - 6 橋台部のモデル化



(a) 供試体および載荷板形状



(b) 押し抜きせん断実験の荷重 - 変位関係

図 - 7 既往の実験結果⁴⁾

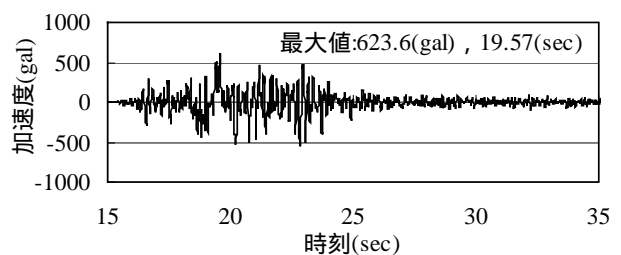


図 - 8 入力地震動
(イラン・バム地震波形 (3168-2T))

降伏に達しておらず、実際の被害状況と一致している。

次に、図 - 11 に上部構造の時刻歴応答変位波形を示す。図中には、図 - 2 の橋梁平面図に示した D1 ~ D14 桁のうち、(a)A1 橋台側の D2 桁と、(b)中央径間付近の D8 桁、(c)A2 橋台側の D13 桁を抽出して示している。まず、(a)D2 桁は 19 秒付近で一度 A2 橋台側に変位した後、

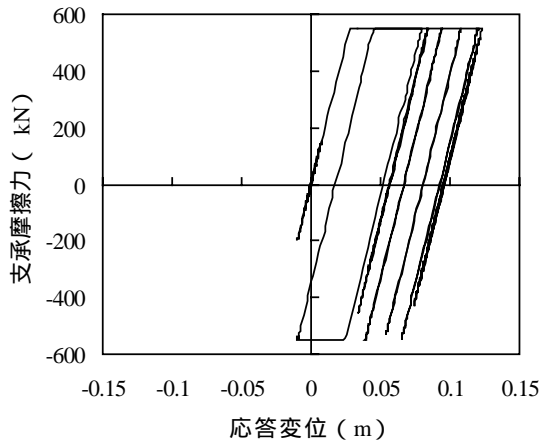


図 - 9 P1 橋脚上支承部の応答履歴図

20 秒付近で A1 橋台に接触している。その際、A1 橋台の変位拘束効果により、A1 側には遊間量 15mm 以上の変位は生じていない。その後、A2 橋台側に偏って変位(最大変位 102mm)し、最終的に A2 橋台側に 87mm の残留変位が生じている。一方、(c)D13 桁は 19 秒付近で一度 A2 橋台側に接触した後、20 秒付近で A1 橋台側に最大変位 125mm に達している。D13 桁も D2 桁と同様に、A2 橋台に接触した際、A2 橋台の変位拘束効果により、A2 側に遊間量 15mm 以上の変位は生じていない。その後、A1 橋台側に偏って変位し、最終的に A1 橋台側に 20mm の残留変位が生じている。また、(b)D8 桁は中央径間付近に位置しているため、両橋台による変位拘束効果は小さく、19 秒付近で A2 側に 60mm、20 秒付近で A1 側に 80mm と両方向にตอบสนองしていることがわかる。その後、最終的に A2 橋台側に 30mm の残留変位が生じている。

実際の損傷結果では、RC 桁の移動により、P1 橋脚上で最大 80mm の遊間が生じていた。その他の橋脚上では、P3 橋脚上の 45mm を除いて 10mm 前後とほとんど桁間の隙間は生じていない。しかし、写真 - 2 に示すように、桁遊間量が小さい橋脚上においても、桁端部の位置が橋脚中心から 50mm 程度ずれている橋脚も存在している。上記の解析結果からも、各桁に数十 mm の残留変位が生じていることが再現できていることから、地震慣性力により RC 桁が RC 橋脚上を移動し、桁間の隙間や残留変位を生じたと考えられる。

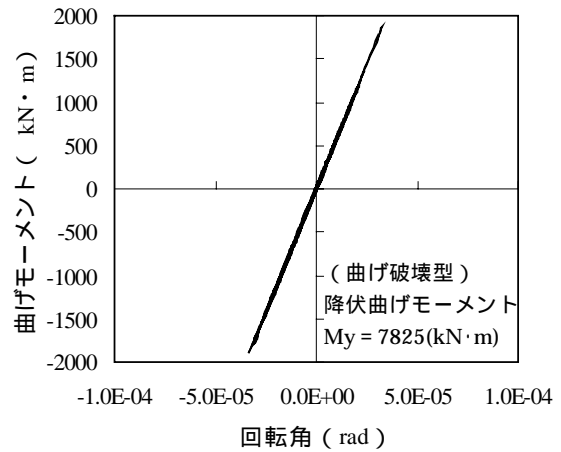
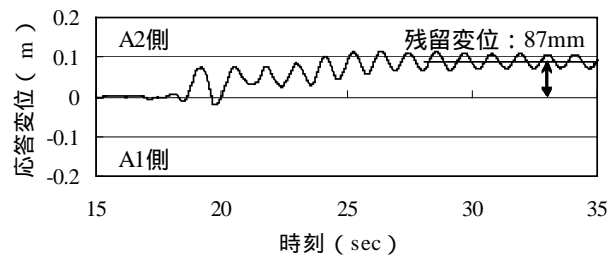
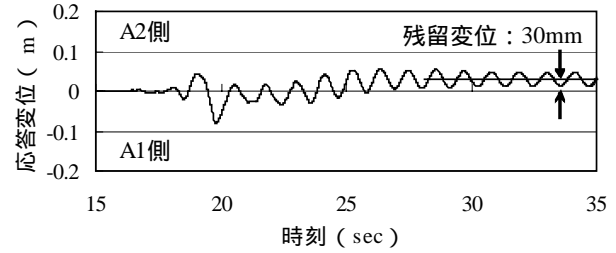


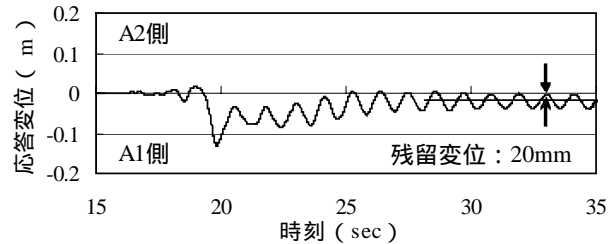
図 - 10 P1 橋脚基部の応答履歴図



(a) D2 桁の時刻歴応答変位



(b) D8 桁の時刻歴応答変位



(c) D13 桁の時刻歴応答変位

図 - 11 上部構造の時刻歴応答変位波形



写真 - 2 P1 橋脚以外の橋脚上の掛違い部

図 - 1 2 に、A1 橋台上、P1 橋脚上、および A2 橋台上の桁衝突バネに生じた時刻歴桁衝突力波形を示す。図より、まず、(a)A1 橋台上では、19 秒付近で 2 回の接触が生じており、その最大衝突力は 3743.8kN である。一方、(c)A2 橋台上でも同様に、20 秒付近で 2 回の接触が生じており、その最大衝突力は 22347.2kN で、A1 橋台上と比べると 6 倍程度大きい。しかし、何れの橋台部とも最大衝突力は橋台パラペットのせん断耐力 34000kN に対して小さいことから、パラペットは破壊しない結果が得られた。実際のパラペットも無損傷であったことから、RC 桁が地震慣性力により、橋台部に接触した場合においても十分な変位拘束効果を発揮したと考えられる。また、(b)P1 橋脚上も桁同士が 3 回程度接触しており、最大で 17321.2kN の衝突力が発生している。以上より、各桁は 20 秒前後で 2~3 回程度の接触を生じた後、RC 橋脚上を振動したものと考えられる。

5. まとめ

イラン・バム地震で被災した公共建造物の被害調査と、特に橋梁に着目した被害分析の結果、以下の結論を得た。

- (1) 損傷度が A、B ランクの大きな被害を受けた構造物はアドベやレンガ構造の建物であった。公共建造物は重要度が高いために、比較的 RC 構造が多く用いられており、被害も相対的に小さいものが多かった。
- (2) 橋梁の非線形時刻歴応答解析による被害分析の結果、地震慣性力により支承部が最大摩擦力に達した後、RC 桁同士が接触を起こしながら RC 橋脚上を移動し、桁間の隙間や残留変位を生じた現象を再現できた。
- (3) 時刻歴応答解析において、RC 桁が橋台部に接触したが、その最大衝突力は橋台パラペット部のせん断耐力よりも小さく、パラペットは破壊しない結果が得られた。実際のパラペットも無損傷であったことから、RC 桁が橋台部に接触した場合においても十分な変位拘束効果を発揮したと考えられる。

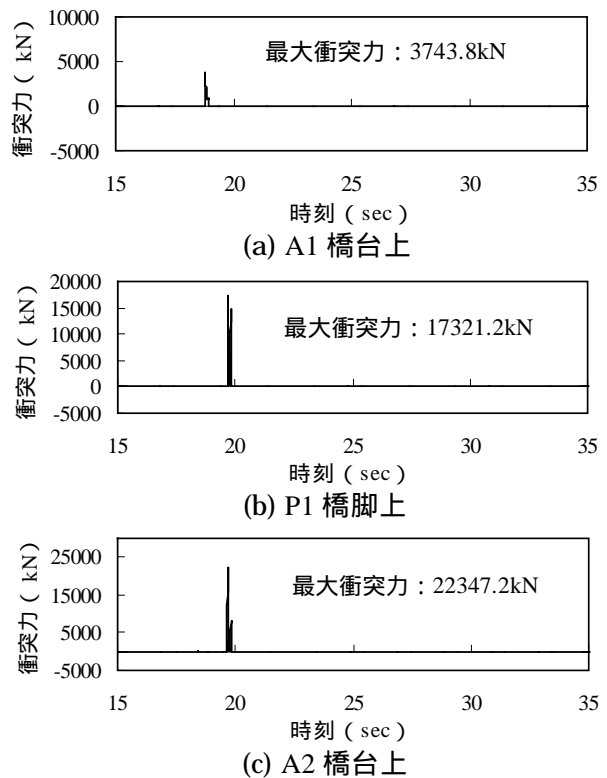


図 - 1 2 時刻歴桁衝突力波形

- (4) 調査した橋梁は何れも支承が無い場合、RC 桁と RC 橋脚の摩擦力以上の慣性力が橋脚に伝わらなかったこと、また、桁遊間量が小さく、両端部の橋台による変位拘束効果が高かったことから、軽微な損傷にとどまったものと推察された。

参考文献

- 1) 渡邊学歩，川島一彦：衝突バネを用いた棒の衝突の数値解析，土木学会論文集，No.675 / -55, pp.125-139, 2001.4
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，耐震設計編，2002.3
- 3) 田崎賢治，幸左賢二，山口栄輝，庄司学：桁衝突解析による橋梁の地震被害分析，土木学会論文集，No.794 / -72, pp.143-156, 2005.7
- 4) 幸左賢二，宮原みか子，閑上直浩，萩原隆朗：局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート梁端部の実験的検討，構造工学論文集，Vol.50A, pp.943-950, 2004.3
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，下部構造編，pp.308-313, 2002.3