

イラン・バム地震による公共構造物の被害分析

田崎賢治¹・幸左賢二²・宇野裕教³・飛田哲男⁴・荒井幸夫⁵

¹正会員 博（工） 大日本コンサルタント株式会社 大阪支社（〒550-0014 大阪市西区北堀江 1-22-19）
²正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1）
³正会員 博（工） 九州工業大学 建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1）
⁴正会員 Ph.D. 京都大学防災研究所助手（〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄）
⁵正会員 工修 飛島建設株式会社 土木本部（〒102-8332 東京都千代田区三番町二番地）

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た。さらに今回、図-1に示す構造物の震災から約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。本文では代表的な構造物の被害分析を行った結果について示す。

表-1 代表的な構造物の損傷度

構造物 種別	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

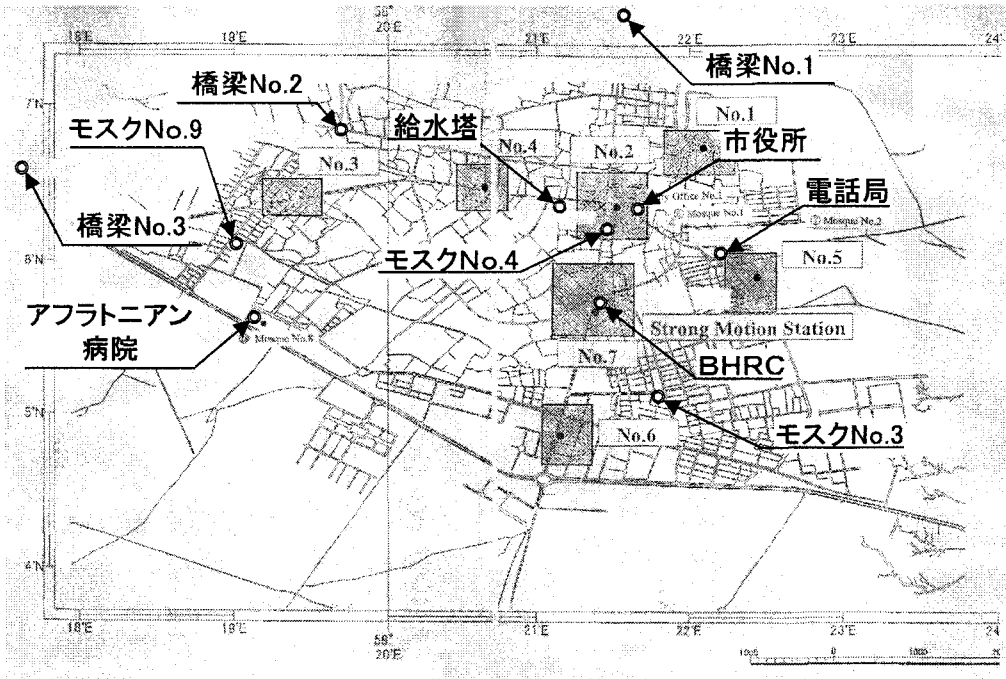


図-1 調査した公共構造物の位置図

2. 被害調査結果

図-1 の位置図に示す構造物の被害調査結果について示す。今回再調査した構造物は、橋梁（3 箇所）、給水塔、モスク（3 箇所）、BHRC、電話局、アフラトニアン病院の合計 10 箇所である。また、対象構造物の被害の程度を相対的に検証するため、各構造物周辺の建物の被害状況も併せて調査を行った。表-2 に構造物周辺の倒壊率の一覧を示す。ここで、倒壊率は、倒壊、半壊、損傷無しの3段階で評価し、倒壊した建物の数を調査した建物の数で除して算出している。調査結果より、特にバム市街中心部で倒壊率が高く、ほぼ壊滅的な被害を生じた地域が多く見られる。以降に、今回調査した構造物の中から、橋梁に着目した被害調査結果を述べる。

(1) 橋梁 No.1 (Espikan Bridge)

a) 橋梁諸元

エスピカン橋は1977年竣工の橋梁で、図-1の位置図に示すように、バム市内の大きな被害を生じたエリアの北側に位置し、ポシュトルードウ川 (Posht-rood river) を渡河する河川橋である。現地で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 床版橋であり、橋脚は高さ 5m の RC 壁式橋脚、両端部に橋台を有する橋梁である。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。

b) 被害概要

被害概要としては、A1橋台およびA2橋台において、RC桁からの橋軸直角方向の水平力により、橋台と土留め壁の間にひび割れが生じていた。

一方、橋脚については、橋脚表面が石材で覆われており、RC橋脚表面のひび割れ等、詳細な損傷は確認する

ことができなかったが、外観調査により損傷は認められなかった。

また、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 前後とほとんど桁間の隙間は生じていないが、桁端部の位置が橋脚中心から若干ずれている橋脚もあることから、地震慣性力により、RC 桁が桁衝突を伴いながら、RC 橋脚上を移動した可能性が高いと考えられる。

表-2 構造物周辺の倒壊率一覧表（2005 年 9 月現在）

構造物名	調査区域				平均
	北	南	東	西	
橋梁 No1	72	95			84
橋梁 No2			79	88	84
橋梁 No3	69	43			56
モスク No.3		100		97	99
モスク No.4	45	56		87	63
モスク No.9	59	70	72		67
BHRC	58	88		84	77
アフラトニアン病院	75				75
電話局	96	99		89	95
給水塔	93		92	87	91

単位 (%)

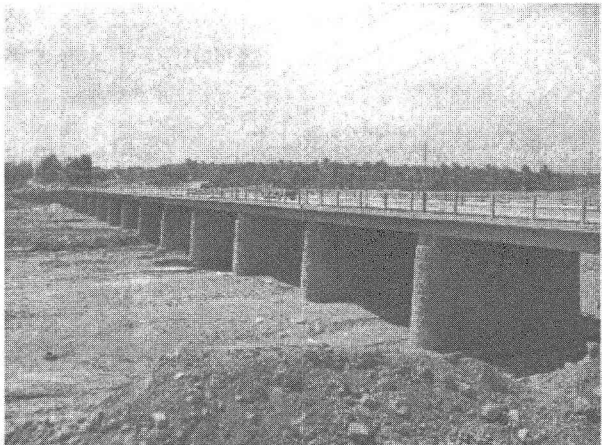


写真-1 橋梁全景写真 (橋梁 No.1)

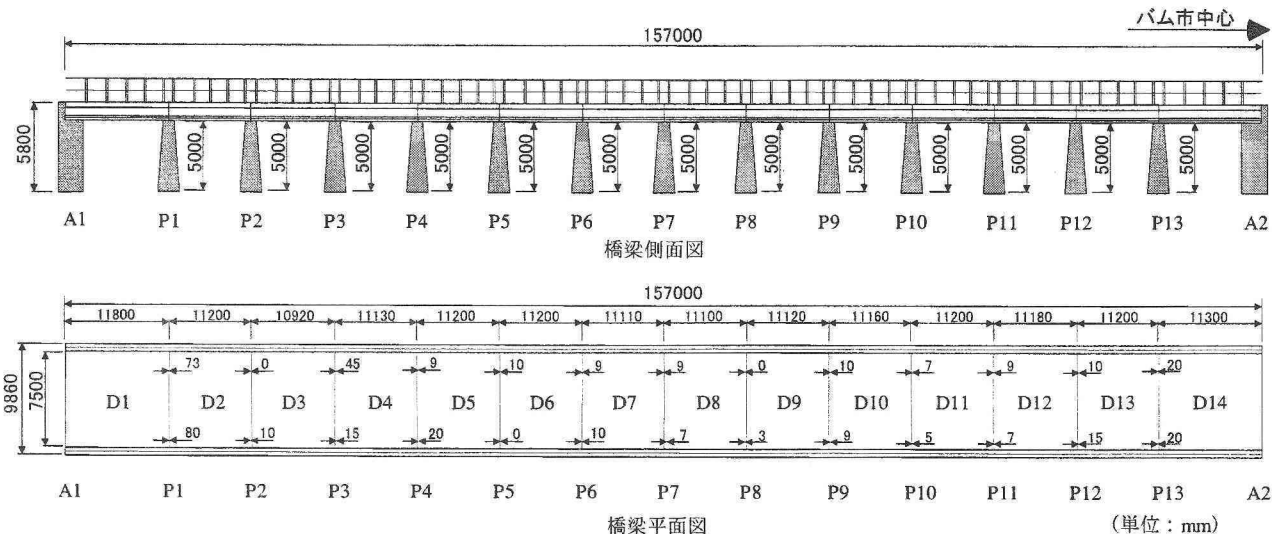


図-2 橋梁一般図 (Espikan Bridge)

(2) 橋梁 No.2 (Deoshtor Bridge)

a) 橋梁諸元

デオシュトル橋は、バム市街地の西側に位置する河川橋である。現地で測量を行った結果を反映した橋梁一般図を図-3に、橋梁全体の写真を写真-2に示す。本橋は橋長20.4m、支間長6.6～6.9mの3径間単純RC床版橋であり、橋脚は高さ4.5mの無筋コンクリート壁式橋脚、両端部に橋台を有する橋梁である。また、支承は無く、橋脚上にRC桁が直接設置されており、RC桁の桁遊間量が無いことが特徴的である。

b) 被害概要

被害概要としては、橋脚表面が石材で被われており、RC 橋脚表面のひび割れ等、詳細な損傷は確認することができなかったものの、外観調査により無筋コンクリートの橋脚に損傷は認められなかった。

一方、本橋周辺の建物の倒壊率は本橋の西側で 88%、東側で 79%と被害が大きかったことから、周辺の建物の被害状況と比べると、本橋の耐震性は相対的に高かったことがわかる。

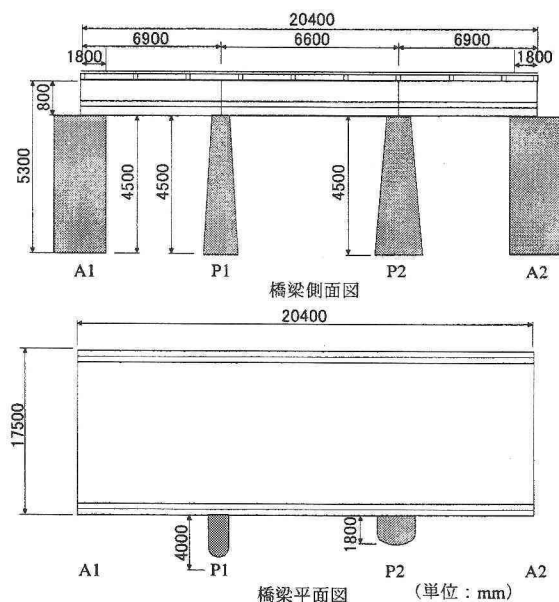


図-3 橋梁一般図 (Deoshtor Bridge)



写真-2 橋梁全景写真 (橋梁 No.2)

(3) 橋梁 No.3 (Khajeh Askar Bridge)

a) 橋梁諸元

ハージェアスカー橋は、バム市街地の西側に位置する河川橋である。現地で測量を行った結果を反映した橋梁一般図を図-4に、橋梁全体の写真を写真-3に示す。本橋は橋長105.0m、支間長14.5～15.8mの7径間単純RCT桁橋（4主桁）であり、橋脚は高さ3.8～4.3mのRC壁式橋脚、両端部に橋台を有する橋梁である。また、本橋においても支承は無く、橋脚上にRC桁が直接設置されており、桁遊間量がほとんど無いことが特徴的である。

b) 被害概要

被害概要としては、写真-4 に示すように、桁間衝突により上部構造張出し部の一部にコンクリートの剥落が確認された程度である。しかし、橋脚上では、桁端部の位置がほぼ橋脚中心にあることから、若干の桁衝突は生じたものの、それにより桁が橋脚上を移動するといった被害は確認されなかった。

一方、本橋周辺の建物の倒壊率は本橋の北西側で 69%、南東側で 43%と調査した 3 橋の中では被害が最も小さいものの、本橋はほとんど損傷が生じていないことから、本橋の耐震性は相対的に高かったと言える。



写真-3 橋梁全景写真 (橋梁 No.3)

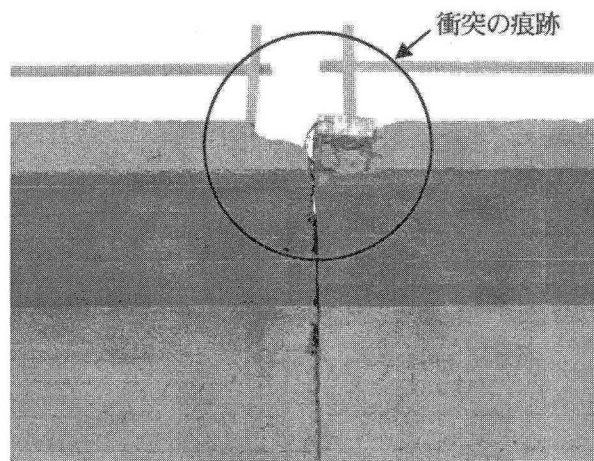


写真-4 桁端部の衝突の痕跡

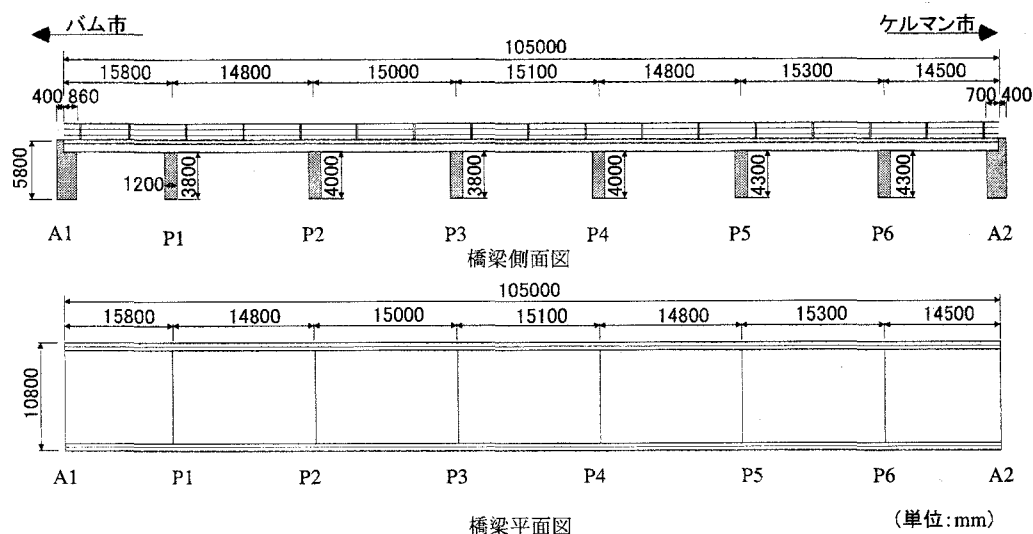


図-4 橋梁一般図 (Khajeh Askar Bridge)

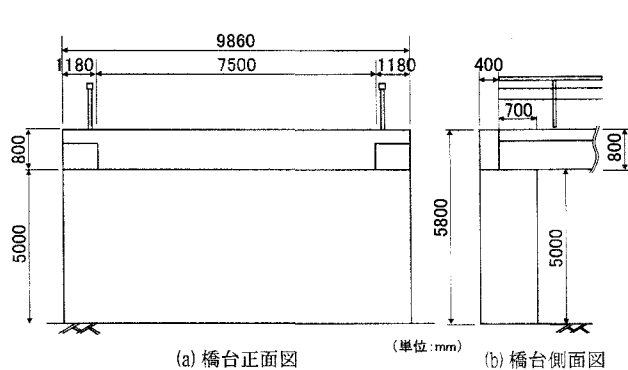


図-5 橋台構造図 (橋梁 No.1)

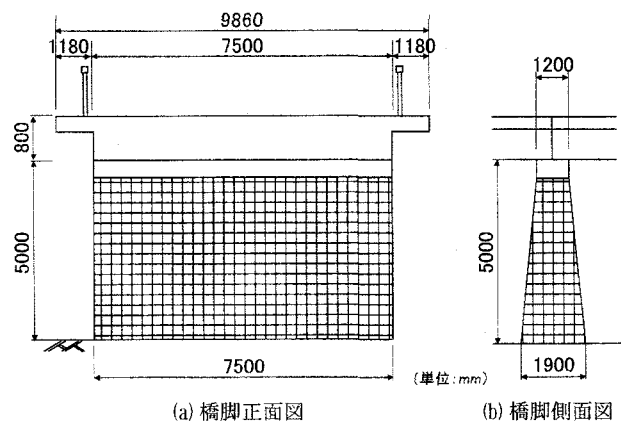


図-6 橋脚構造図 (橋梁 No.1)

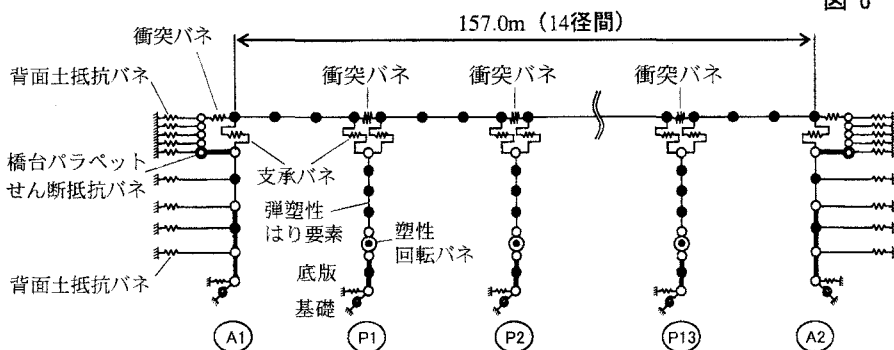
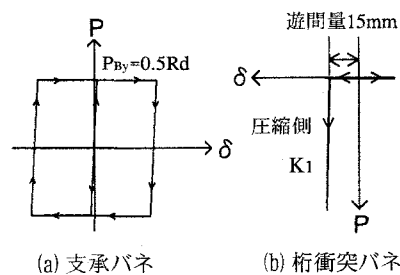


図-7 解析フレームモデル



3. 橋梁の被害分析

調査を行った橋梁構造物の中から、橋梁 No.1 を対象に、被害分析を行った結果について示す。

(1) 解析モデル

a) 解析フレームモデル

図-2 の橋梁一般図および図-5～6 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-7 に橋全体のフレームモデルを示す。

b) 支承のモデル化

本橋は支承は無く、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-7 (a) に示すように、コンクリート同士の摩擦係数を 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。

c) 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いものとし、図-7 (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⁹⁾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、桁遊間量は図-2の平面図に示す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 として初期ギャップを与えた。

d) 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、簡易な復元設計を行い、配筋については震度法レベルの断面設定を行った。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、現地におけるシュミットハンマー試験の結果を用い、 $\sigma_{ck}=33 \text{ N/mm}^2$ 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 V 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とした。また、基礎部は直接基礎を仮定し、道示耐震編に準じて水平・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である。

e) 橋台部のモデル化

橋台部のモデル化は図-7 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-8(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-9 に示すような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⁾より算定した。押し抜きせん断実験における供試体の破壊面積 (平均値 $=78819 \text{ mm}^2$) をもとに、本橋の橋台パラペットの想定破壊面積を 3944000 mm^2 と考えると、約 50 倍程度の耐力が期待できる。ただし、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 34000 kN とし、パラペットのせん断バネ定数を 3400 kN/mm と設定した。

次に、橋台背面土の地盤バネは、図-8(b)に示すように、バネ定数を地盤反力係数から、バネの降伏点を受働土圧から算出する。橋台背面土の地盤反力係数は道路橋示方書・同解説 IV 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、背面土のバネ定数は下記の式(1)~(4)により算出した。橋台背面土の水平方向地盤反力係数は、原地盤でのボーリング調査

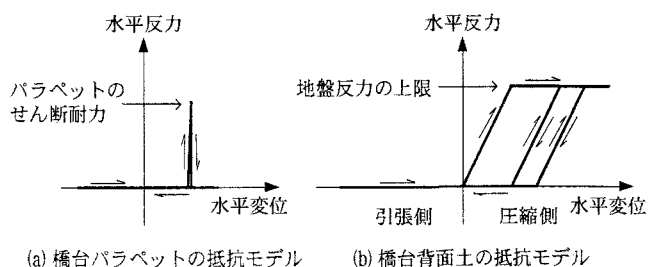
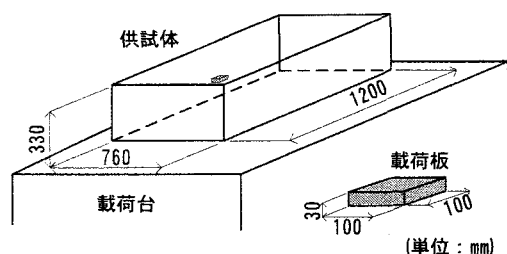
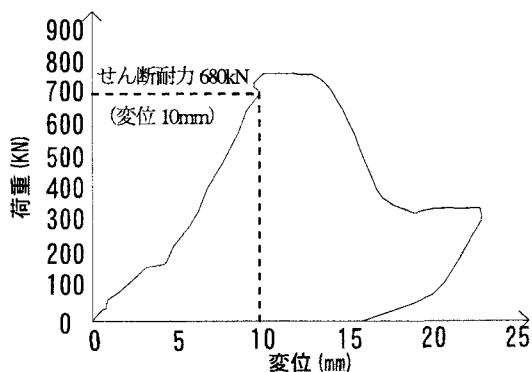


図-8 橋台部のモデル化



(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-9 既往の実験結果⁴⁾

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する。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て式(5)~(8)により算出した。

$$K = k_H \times A \quad (1)$$

$$k_H = \alpha_k \times k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}} \quad (2)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0 \quad (3)$$

$$B_H = B_e \quad (\leq \sqrt{B_e L_e}) \quad (4)$$

ここに、

K : 背面土のバネ定数 ($=1.88 \times 10^4 \sim 1.92 \times 10^5 \text{ kN/m}$)

k_H : パラペット背面の水平方向地盤反力係数

k_{H0} : 水平方向地盤反力係数 (=93333kN/m³)
 α : 地盤反力係数の推定に用いる係数 (=2)
 E_0 : 地盤の変形係数 (=2800×5=14000kN/m²)
 α_k : k_H の推定に用いる補正係数 (=1.0)
 B_H : 換算載荷幅 (= B_c : パラペット幅 9.86m)
 L_c : 有効深さ (=パラペット高さ $h=0.8$ m)
 A : パラペット抵抗面積

$$P_2 = p_{HU} \times A \quad (5)$$

$$p_{HU} = \alpha_p \times p_{EP} \quad (6)$$

$$p_{EP} = K_{EP} \gamma h + 2c\sqrt{K_{EP}} \quad (7)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha} \right)^2} \quad (8)$$

ここに、

P : 背面土の水平抵抗の最大耐力
 p_{Hu} : 水平地盤反力度の上限値 (=0~378.2kN/m²)
 α_p : 補正係数 (=1.0+0.5 (h/B_c) =1.0~1.2≤3.0)
 h : パラペット高さ (=0.8m)
 p_{EP} : 深さ h の位置の地震時受働土圧強度
 K_{EP} : 地震時の受働土圧係数 (=3.51)
 ϕ : 土のせん断抵抗角 (=30°)
 δ_E : 地震時の壁面と土の摩擦角で $\phi/6$
 α : 地表面と水平面のなす角度 (=0°)
 γ : 背面土の単位体積重量 (=18.63kN/m³)
 c : 背面土の粘着力 (=0)

(2) 解析方法と入力地震波形

解析方法は、図-7 に示す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。時刻歴応答解析における数値積分には、ニューマークの β 法 ($\beta=1/4$) を用い、積分時間間隔は解の収束性と桁の応答加速度の精度を向上させるため、 $\Delta t=1/20000$ 秒としている。また、各非線形部材の履歴減衰の他に粘性減衰定数として、道示耐震編に準じ、橋脚は 2%、基礎は 10%、橋台たて壁は 5%、支承、橋台パラペット部、剛部材は 0% とし、橋全体の粘性減衰として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 (Building and Housing Research Center) が、イラン強震ネットワークを整備しており、イラン・バム地震においても多くの強震記録が得られている。したがって、これらの強震記録の中から、本橋近傍の BHRC 敷地内に設置された強震記録のうち、図-10 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。

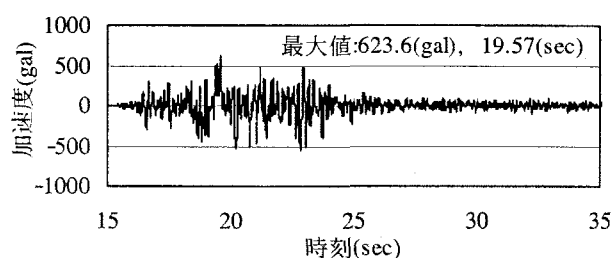


図-10 入力地震動 (イラン・バム地震波形 (3168-2T))

(3) 解析結果

解析結果として、まず、図-11 に P1 橋脚上支承部の応答履歴図を示す。本橋は支承が無い場合、コンクリート同士の摩擦係数を 0.5 と設定し、 $0.5 \times$ (死荷重反力) を支承部の最大摩擦力として非線形のバイリニア型モデルを設定している。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-12 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、橋脚は弾性応答で降伏に達しておらず、実際の被害状況と一致している。なお、他の橋脚上の支承部、橋脚基部の応答結果も上記と同様の傾向であることを確認している。

次に、図-13 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 桁の時刻歴応答変位波形から、D2 桁は 19 秒付近で一度 A2 橋台側に変位した後、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 桁の時刻歴応答変位結果では、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 桁の時刻歴応答変位波形によると、D8 桁は中央径間付近に位置しているため、A1 橋台、A2 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 と両方向に応答していることがわかる。その後、最終的には A2 橋台側に 30mm の残留変位が生じている。

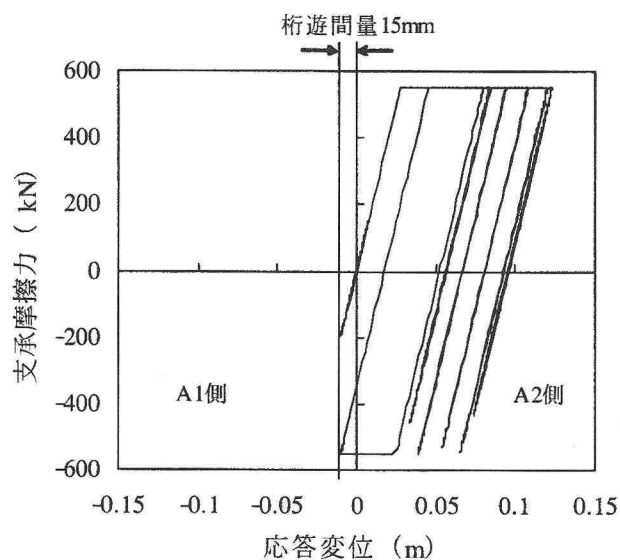


図-11 P1 橋脚上支承部の応答履歴図

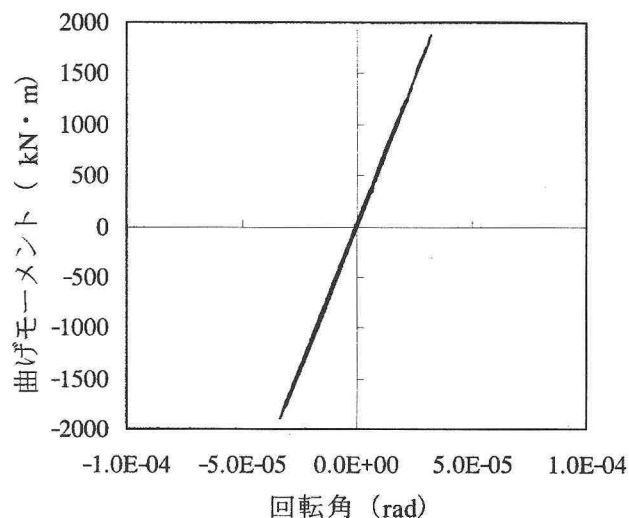
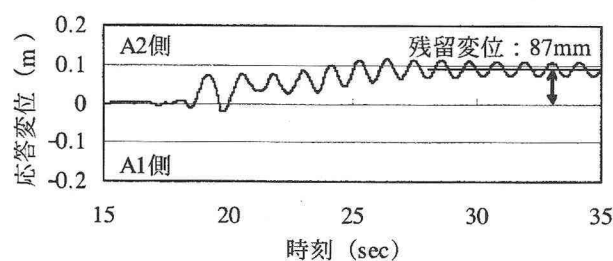
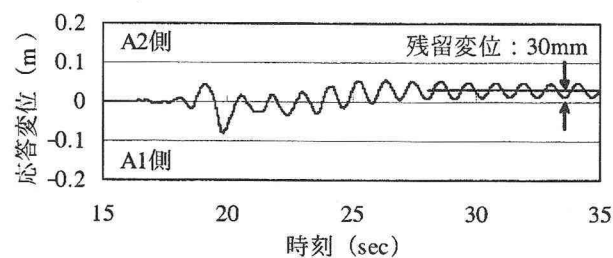


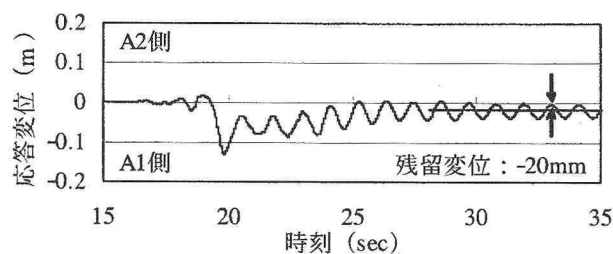
図-12 P1 橋脚基部の応答履歴図 (M- θ 関係)



(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-13 上部構造の時刻歴応答変位波形

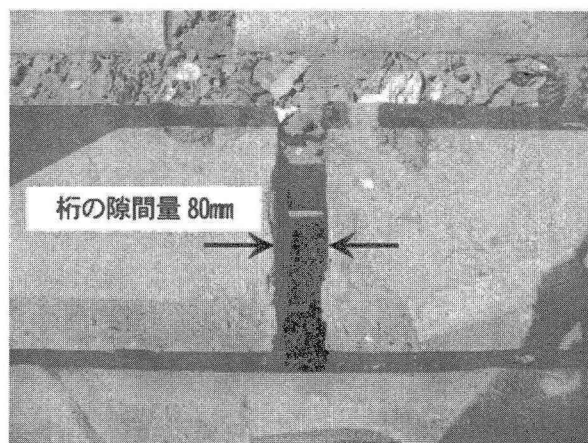


写真-5 P1 橋脚上掛違い部の桁の隙間



写真-6 その他の橋脚上の掛違い部

実際の損傷結果では、写真-5 に示すように、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-6 に示すように、桁遊間量が小さい橋脚上に

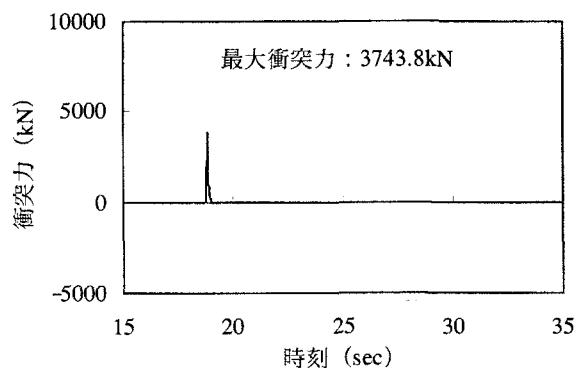
おいても、桁端部の位置が橋脚中心から 50mm 程度ずれている橋脚も存在している。上記の解析結果からも、各桁に数十 mm の残留変位が生じていることが再現できていることから、地震慣性力により RC 桁が RC 橋脚上を移動し、桁間の隙間や残留変位を生じたと考えられる。

図-14 に、A1 橋台上、P1 橋脚上、および A2 橋台上の桁衝突パ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。

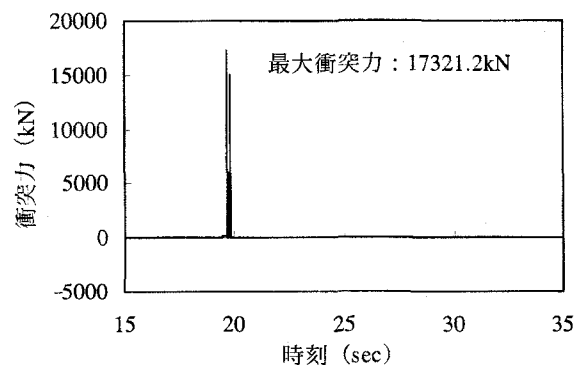
4. まとめ

イラン・バム地震で被災し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。

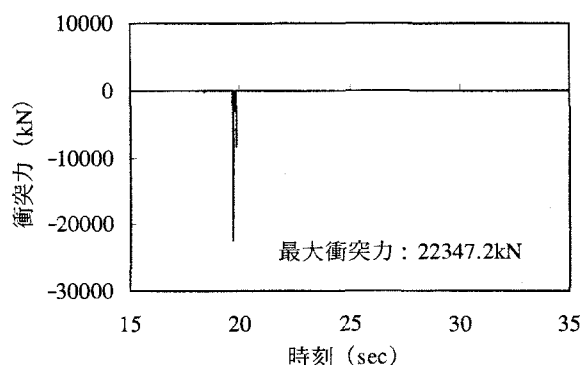
- (1) 損傷度が A、B ランクの大きな被害を受けた構造物はアドベやレンガ構造の建物であった。公共構造物は重要度が高いために、比較的 RC 構造が多く用いられており、被害も相対的に小さいものが多かった。中でも橋梁の損傷は RC 桁が数十 mm 移動した程度であり、周辺の建物の甚大な被害状況と比べると耐震性を有していたと言える。
- (2) 代表橋梁の非線形時刻歴応答解析による被害分析の結果、地震慣性力により、支承部が最大摩擦力に達した後、RC 桁同士が接触を起こしながら RC 橋脚上を移動し、桁間の隙間や残留変位を生じた現象を再現できた。
- (3) 時刻歴応答解析において、RC 桁が橋台部に接触したが、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。
- (4) 調査した 3 橋梁は何れも支承が無いため、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、耐震性に優れた構造であったと考えられる。



(a) A1 橋台上



(b) P1 橋脚上



(c) A2 橋台上

図-14 時刻歴桁衝突力波形

参考文献

- 1) 渡邊学歩, 川島一彦: 衝突パネを用いた棒の衝突の数値解析, 土木学会論文集, No.675/ I -55, pp.125-139, 2001
- 2) 日本道路協会道路橋示方書・同解説, V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/ I -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