

東北地方太平洋沖地震により被災した東部高架橋の 被災要因の推定について

山田金喜¹・曾田信雄¹・木水隆夫²・広瀬剛²・早坂洋平³・名古屋和史⁴

¹正会員 東日本高速道路株式会社 東北支社 技術部（〒980-0021 宮城県仙台市青葉区中央3-2-1）

²正会員 東日本高速道路株式会社 本社 技術本部（〒100-8979 東京都千代田区霞ヶ関3-3-2）

³正会員 株式会社ネクスコ・エンジニアリング東北（〒980-0021 宮城県仙台市青葉区花京院2-1-65）

⁴正会員 八千代エンジニアリング株式会社 総合事業本部（〒161-8575 東京都新宿区西落合2-18-12）

1. はじめに

平成23年3月11日に発生した東日本大震災から、1年余りが経過した。この地震で東日本高速道路㈱（以下、「NEXCO東日本」という。）が管理する高速道路では、東北地方から関東地方の広い範囲で交通の障害となる被害が生じた。また、その後継続した本震並みの余震でもさらなる被害を受けた。

損傷した橋梁数は、小さな損傷を含めれば、約250橋に及ぶ。平成16年中越地震や平成19年中越沖地震での損傷と同様、鋼製支承を中心とした支承部周辺、伸縮装置に損傷が多くみられた。

しかしながら、今までにない新たな損傷として、H8年道路橋示方書を基準に設計された2橋（仙台東部道路・東部高架橋、仙台北部道路・利府高架橋）の一部において、地震時水平力分散型ゴム支承（タイプB）の破断が生じた。

本論文は、破断要因の推定について東部高架橋を中心に報告するものである。

2. 被災状況

(1) 橋梁概要

東部高架橋は仙台東部道路の仙台東IC～仙台港北IC間に位置する、延長4,390mの鋼連続鈹桁形式を主体とする上下線一体の連続高架橋である。

国土交通省と旧日本道路公団の合併施行で事業が行われ、平成13年8月1日に開通し、約10年が経過している。今回の地震でゴム支承の破断が確認されたのは、追加ICとして施工中の仙台港IC（仮称）の橋梁拡幅区間で、架橋位置図を図-1に、同地点の橋梁一般図を図-2、3に、橋梁諸元を表-1に示す。

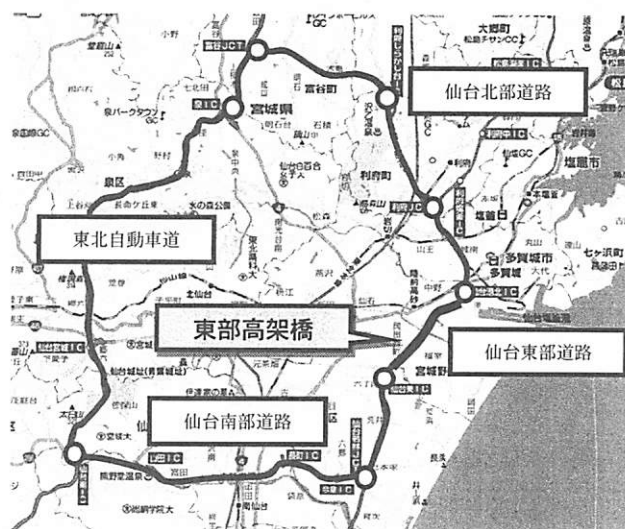


図-1 位置図

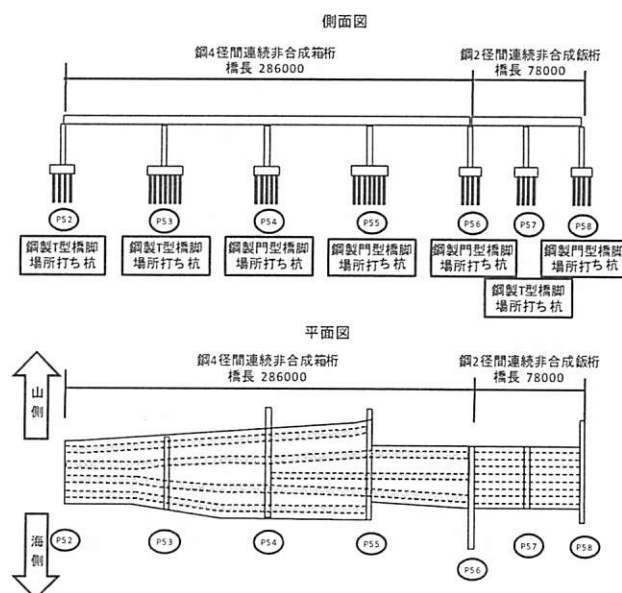


図-2 橋梁一般図 (1)

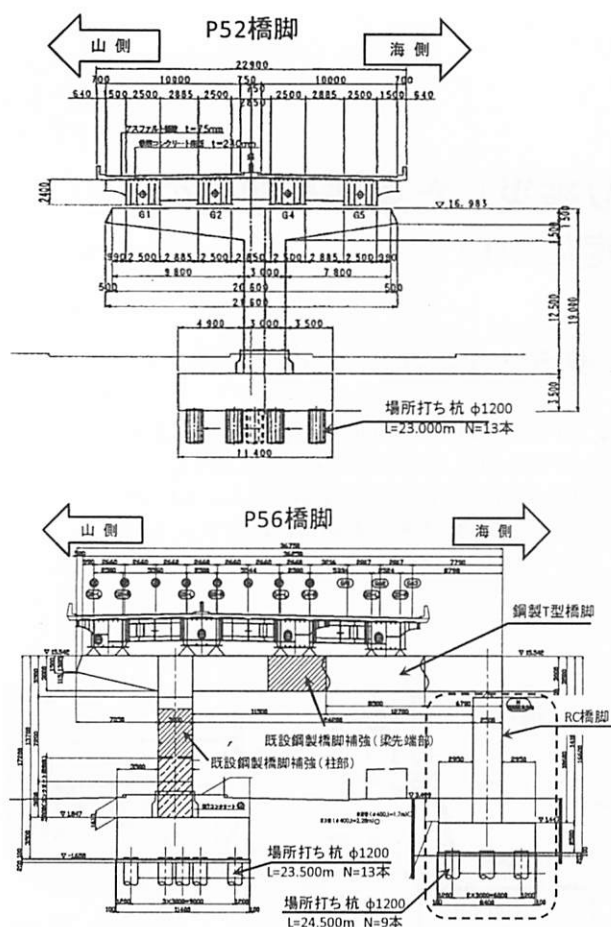


図-3 橋梁一般図 (2)

表-1 橋梁諸元

橋 長	4,390m
上部工形式 (被災区間)	P52～P56：鋼 4 径間連続非合成箱桁 (L=285.75m) P56～P58：鋼 2 径間連続非合成鉄桁 (L=77.80m)
下部工形式	鋼製 T 型：P52,P53,P57 鋼製門型ラーメン (片張出し梁付)：P54,P55 門型 (鋼製 T 型+RC 柱)：P56,P58
道路構造	第 1 種 2 級 B
地盤種別	Ⅱ 種地盤
設計荷重	B 活荷重
支承条件	地震時水平力分散ゴム支承
適用示方書	平成 8 年
開通年月	平成 13 年 8 月

(2) 損傷概要

ゴム支承の損傷の著しい区間は、P52橋脚からP58橋脚の間であり、地震発生時には仙台港IC（仮称）を増設するための拡幅工事が行われていた。また、広幅員（上下線一体）でかつ幅員変化が大きく、形式の異なる橋脚が混在し、さらに隣接する橋梁形式・橋桁長が大きく異なる等、構造的に複雑な箇所

であった。

ゴム支承の損傷の特徴は、かけ違い部となるP52橋脚の終点側（以下、「P52R」という。）、およびP56橋脚の終点側（以下、「P56R」という。）において、一支承線全て（8基）の支承が破断したこと、およびP54橋脚とP58橋脚の始点側（以下、「P58L」という。）の山側1基のみが破断していることである。また、本橋には、各支承線上にジョイントプロテクター（レベル1地震想定）が複数設置されていたが、セットボルトの破断により、その多くが脱落した一方で、P54・P55橋脚では、部分的な変形もしくは健全な状態で残留しているものが確認されている。（図-4）

破断したゴム支承の残留変位は、P52Rでは橋軸方向が終点側に9～22mm、橋軸直角方向が海側に144～156mmであった。また、P56Rでは橋軸方向が終点側に0～103mm、橋軸直角方向が海側に562～653mmと大きく、沓座から脱落した状態（鉛直方向に400mm程度）であった。（図-5）

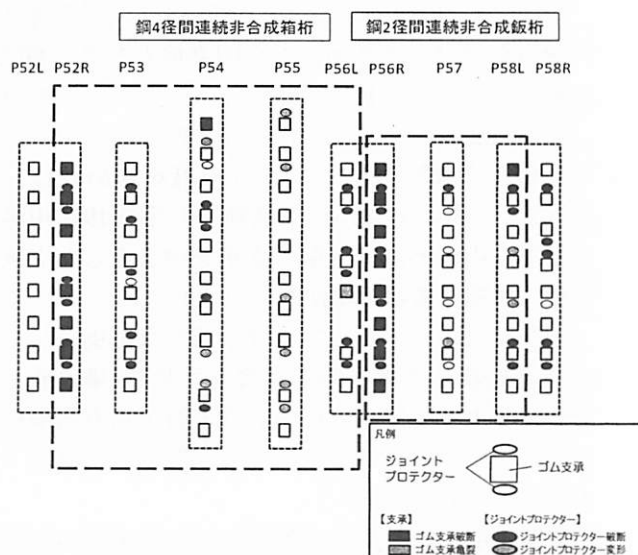


図-4 支承損傷位置図



【変位】

軸方向：103mm(終点側)
軸直角：623mm(海側)

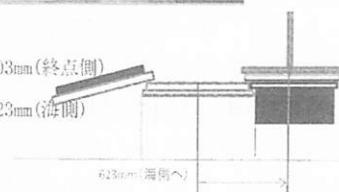


図-5 残留変位 (P56R)

ゴム支承の破断位置は、P52Rがゴムと内部鋼板の境界およびその付近、P56Rがゴムと内部鋼板もしくは端部鋼板との境界およびその付近で破断していた。ゴム支承の破断面の状況を図-6に示す。

以上の現地状況の把握を踏まえ、ゴム支承の性能確認試験と地震時挙動の再現解析により、被災要因の検討を実施した。

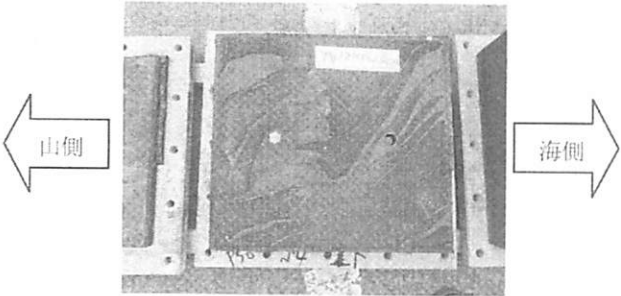


図-6 ゴム支承の破断面の状況（P56R S4下面）

3. ゴム支承の性能試験

(1) 試験概要

破断したゴム支承に対して、材料試験、せん断変形性能試験等を行うことで、当該支承の材料特性の規格値および変形性能を満足していたかの確認をおこなった。

破断したゴム支承については、建設当時の材料表から同等品を新規に作成した。さらに、破断したゴム支承の近傍で外観上損傷が見られないゴム支承（既存支承）も試験の対象とした。

新規製作支承（同等品）による性能試験については、東部高架橋（P52R、P56R）、及び利府高架橋（P26R）の3タイプで各3体の合計9体を新規に作成し実施した。

また、既存支承（現場採取）による性能試験については、東部高架橋（P58L、P58R）、及び利府高架橋（P34）の3箇所から、合計4体を採取し試験対象とした。表-2 に試験体寸法および試験実施数量、表-3 に試験項目を示す。なお、破断したゴム支承から採取した試験片および新規製作時に作成した試験片を用いて、引張試験（JIS K 6251）、90度剥離試験（JIS K 6256）、および成分分析試験も実施した。

(2) 試験結果

新規製作品（同等品）については、建設当時のミルシートと材料特性試験結果を照合し、目的にあったゴム支承を製作したことを確認した。

以下に試験結果について記す。

表-2 試験体寸法および試験実施数量

No	橋梁名	配置箇所	新規 or 既存	ゴム 種別	ゴム寄製品寸法 (ゴム寄有効寸法) (ゴム体製作会社)	試験実施数量 (試験体名)	
						基本特性	繰返し特性
A	東部 高架橋	P52	新規 製作	NR (G10)	720×720×1329 (700×700×129×8層) (A社)	2体 (A1・A2)	1体 (A3)
B		P56	新規 製作	NR (G10)	520×470×1212 (500×450×118×7層) (A社)	2体 (B1・B2)	1体 (B3)
C	利府 高架橋	P26	新規 製作	NR (G12)	610×610×1238 (600×600×120×7層) (B社)	1体 (C1)	2体 (C2・C3)
D	東部 高架橋	P58 (L)	既存 採取	NR (G10)	520×470×1212 (500×450×118×7層) (A社)	1体 (D1)	-
E		P58 (R)	既存 採取	NR (G10)	620×570×1240 (600×550×122×7層) (C社)	1体 (E1)	-
F	利府 高架橋	P34	既存 採取	NR (G12)	610×610×1238 (600×600×120×7層) (A社)	2体 (F1・F2)	-

表-3 試験項目

試験項目		試験概要
基本特性	①圧縮ひずみ定数 圧縮変位	ゴム支承の圧縮ひずみ定数はより設計反力に対する鉛直変位量を確保する
	②せん断剛性	せん断剛性を確認する(±150%の3回)
	③せん断変形性能	ゴム支承の持つゴム材料の伸び性能、ゴムと鋼板の付着性能等の限界を確認する(一方向載荷)
繰返し特性	④繰返しせん断変形性能	繰返し載荷によるゴム支承の持つゴム材料の伸び性能、ゴムと鋼板の付着性能等の限界を確認する
	⑤大変形履歴を与えた後の せん断変形性能試験	せん断ひずみ±200%±250%を20回加減した後一方向のせん断変形性能試験を実施する(一方向載荷)

※「NEXCO試験方法418」より

a) せん断変形性能試験

基本特性試験、及び繰返し特性試験の中から「せん断変形性能」に着目して、破断時せん断ひずみ、破断時水平力、さらに破断箇所について述べる。

表-4は、新規製作品の東部高架橋の6体の結果について示す。

試験体A1、A2、A3（P52R）においては、破断ひずみが設計許容値の250%未満であり、ばらつきも小さい結果となっている。ただし、破断時水平力は250%ひずみ時の設計水平力を全て上回っている。

試験体B1、B2、B3（P56R）においては、設計許容値の250%を上回っているが、ばらつきが大きい。また、破断時水平力については試験体Aと同様に250%ひずみ時設計水平力を上回っていた。

表-5は、新規製作品の利府高架橋の3体の結果について示す。

C1は基本特性、C2は、せん断ひずみ200%を20回

繰返した後にせん断特性試験を実施、さらにC3については、せん断ひずみ250%を20回繰返した後のデータである。

ただし、C3は4回目の繰返し時に一部に亀裂が確認されたが、せん断バネ定数の著しい低下傾向が確認されなかったため、そのまま20回繰返し後に、当該亀裂箇所が開く方向にせん断変形を与えたもので、大きく破断時水平力が低下しているため、参考値とした。

次に既存支承の試験結果を表-6に示す。東部高架橋、及び利府高架橋から抜き取った4体全てで、破断ひずみが設計許容ひずみ250%未満となった。ただし、破断時水平力は250%時設計水平力を上回っている。

表-4 新規製作品（東部高架橋）試験結果

試験結果	供試体No			A-1	B-1
	① 一方向 載荷 (1体目)	破断時水平変位	δu mm	540	350
		破断時せん断ひずみ	γsu %	233	278
		破断時水平力	Hu kN	1532	982
		250%水平力との比 $[Hu/H]$	倍	1.25	1.74
		破断箇所	-	ゴム部	ゴム部
	供試体No			A-2	B-2
	② 一方向 載荷 (2体目)	破断時水平変位	δu mm	540	439
		破断時せん断ひずみ	γsu %	233	349
		破断時水平力	Hu kN	1708	1404
		250%水平力との比 $[Hu/H]$	倍	1.39	2.49
		破断箇所	-	ゴム部	ゴム部
	供試体No			A-3	B-3
繰返し 載荷	③	破断時水平変位	δu mm	536	360
		破断時せん断ひずみ	γsu %	231	286
		破断時水平力	Hu kN	1405	930
		250%水平力との比 $[Hu/H]$	倍	1.15	1.65
		破断箇所	-	ゴム部	ゴム部

■ : 250%以下を示す

表-5 新規製作品（利府高架橋）試験結果

試験結果	供試体No			C-2	C-3	C-1
	大変形 繰返し 載荷	せん断ひずみ回数		200%×20回	250%×20回	
		3回目のせん断荷重定数	$Ks1$ kN/mm	3.436	3.653	
		20回目のせん断荷重定数	$Ks2$ kN/mm	2.892	2.764	
		3回目と20回目の差	%	-15.8	-24.3	
	せん断 変形 性能	破断時水平変位	δu mm	377	(391)	417
		破断時せん断ひずみ	γsu %	269	(279)	298
		破断時水平力	Hu kN	2155	(1352)	2295
		250%水平力との比 $[Hu/H]$	倍	2.00	(1.25)	2.12
		破断箇所	-	接着界面	ゴム部	ゴム部

b) 試験結果の分析

破断ひずみと許容せん断ひずみ250%と比較した

表-6 既存支承試験結果

試験結果	供試体No			D-1	E-1	F-1
	① 一方向 載荷 (1体目)	破断時水平変位	δu mm	276	374	292
		破断時せん断ひずみ	γsu %	219	243	209
		破断時水平力	Hu kN	660	2127	1348
		250%水平力との比 $[Hu/H]$	倍	1.17	2.58	1.25
		破断箇所	-	ゴム部	ゴム部	ゴム部
	供試体No					F-2
	② 一方向 載荷 (2体目)	破断時水平変位	δu mm			351
		破断時せん断ひずみ	γsu %			209
		破断時水平力	Hu kN			1463
		250%水平力との比 $[Hu/H]$	倍			1.35
		破断箇所	-			ゴム部

■ : 250%以下を示す

場合、許容せん断ひずみを下回るものが13体中7体確認された。一方、許容せん断ひずみ250%相当の設計水平力との比較では、1.0倍以上の耐力を有していることが確認された。(図-7 参照)

新規製作品と既存支承を比較すると、既存支承は全て破断ひずみが250%未満であった。また、新規製作品では、試験体Aのみが下回った。この要因としては、二次形状係数の違いが挙げられる。

図-8 に二次形状係数と破断せん断ひずみの関係を示す。二次形状係数が小さいほど破断ひずみが低下する傾向が確認された。なお、現行基準では二次形状係数については4程度以上が望ましいとされている。

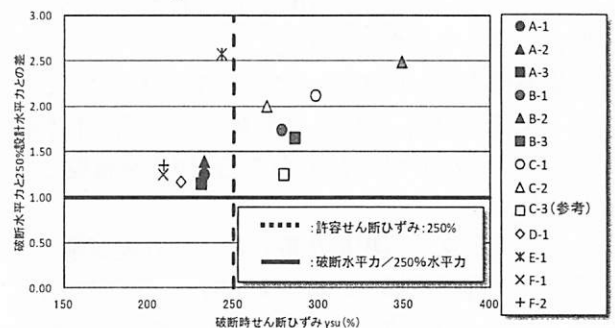


図-7 せん断性能試験結果

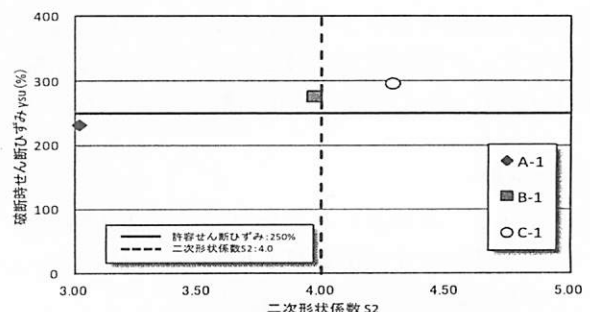


図-8 二次形状係数の影響

次に、新規製作品と既存支承について詳細に比較する。

図-9 は同一形状のゴム支承について、新規製作品（C1）に対する既存支承（F1、F2）比較を行ったものである。さらに、図-10 は同一会社にて同一材料、同一形状の新規製作品と既存支承を比較したものである。

破断ひずみにおいて約2割～3割程度、破断時水平力では約3割～4割程度の低下が確認された。

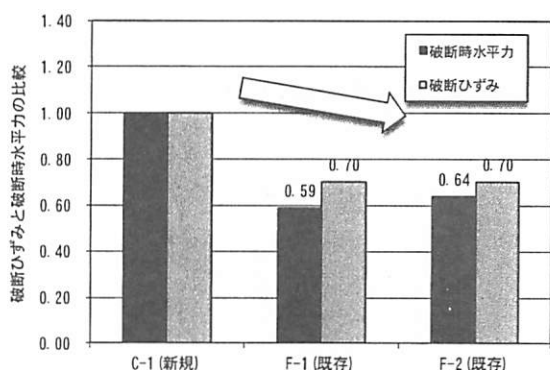


図-9 同一形状での比較

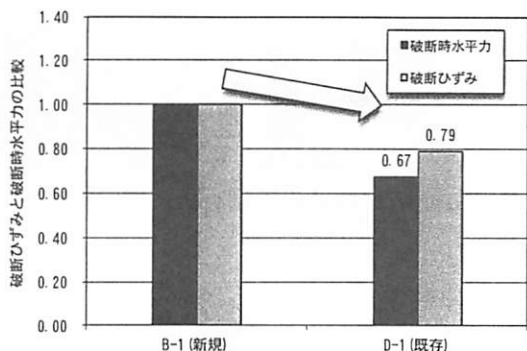


図-10 同一会社・同一材料・同一形状での比較

次に繰返し特性について述べる。

大規模地震時の変形履歴の影響を確認するために、 $\pm 200\%$ の20回、 $\pm 250\%$ の20回の大変形履歴を与えた試験を実施した。

前述したように、試験体C3については4回目で一部破断したために参考値扱いであるが、性能の低下が見て取れる。（図-11）ただし、試験体が1体ずつと僅少であるために、大変形履歴の影響については、今後さらなるデータの蓄積が必要である。

c) 破断面の状況

試験体の破断状況は、13体中12体がゴム内部での破断となり、大変形履歴を与えた試験体C2のみが鋼板とゴムの境界面での破断であった。代表的な破断状況を図-12に示す。

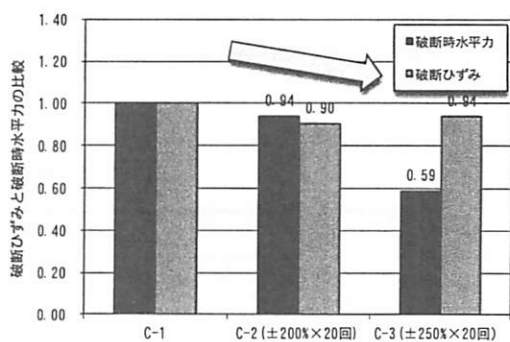


図-11 大変形履歴の影響

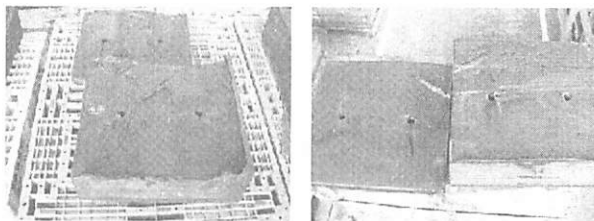


図-12 試験体の破断状況（左：B1 右：D1）

4. 再現解析

被災状況の調査結果を基に設定した解析モデルにより、地震による挙動の再現を試みた。

(1) 入力地震動

東部高架橋の位置と、周辺の波形観測箇所を図-13に示す。



図-13 対象橋梁と波形観測箇所

周辺の観測箇所は、K-NET仙台（MYG013）、仙台東IC、仙台港北IC、さらに利府しらかし台IC、利府塩釜IC、があった。この中から地盤状況、波形卓越方向と被災状況（本震・余震）、等の整合を検討し「仙台東IC」を入力地震動に決定した。

図-14に仙台東ICにおける加速度波形・加速度応答スペクトル及び観測波水平成分の相関履歴を示す。

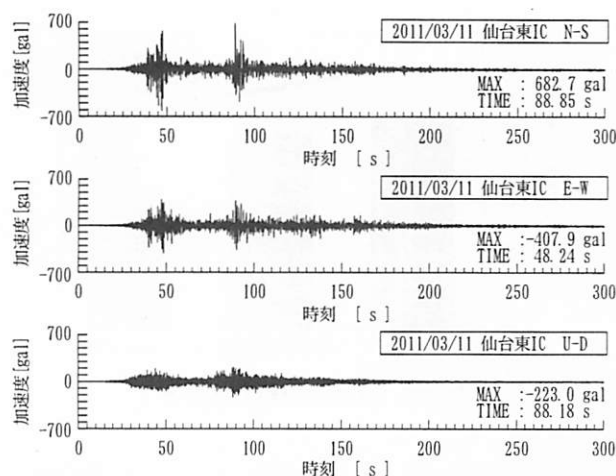


図-14 加速度波形・加速度応答スペクトル及び観測波水平成分の相関履歴

(2) 動的解析

a) 一般的なモデルでの解析結果

上部工を一本梁モデル、入力地震動は鉛直地震動を無視、伸縮装置等付属物はモデル化しない一般的なモデルで解析を行った。図-15に解析結果を示す。

破断したP52Rの応答が小さく、破断していないP56Lの応答が大きい等、被災状況と異なる結果となった。

b) モデルへの被災状況の反映

被災状況の分析から、モデル化の検討をおこなった。

かけ違い橋脚であるP56上、及びP58上には、鋼製フィンガージョイントが設置されているが、フィンガーが壊れていないこと、フィンガー側面に衝突痕があることから桁の直角方向の移動が拘束された可能性があるかと推察した。

また、P56Lの拡幅部（新設部）に設置された落橋防止構造が、近接するゴム支承と橋軸直角方向に衝突し、大きく損傷していることから、桁の直角方向の移動が制限されたと推察される。（図-16）

本橋に設置されているジョイントプロテクターは、レベル1の地震で設計されているが、今回の地震で、図-17に示すように3つの状態が確認されており、モ

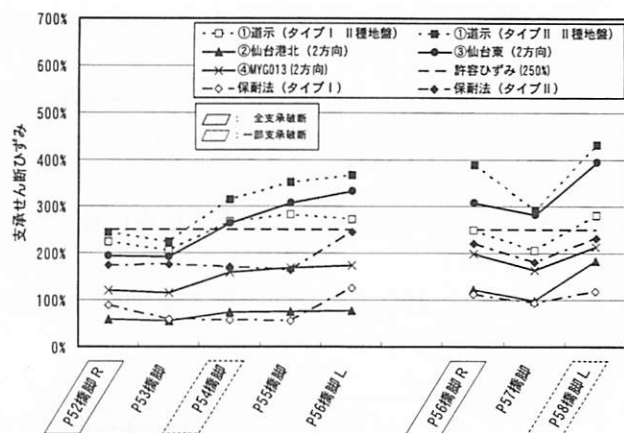


図-15 動的解析結果（橋軸直角方向）

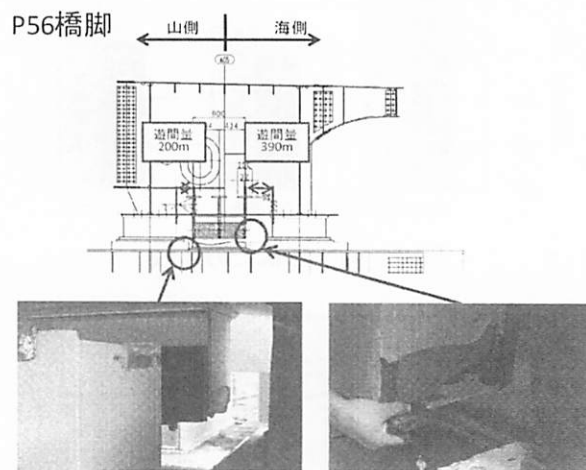


図-16 落橋防止構造の損傷状況（P56L拡幅部）

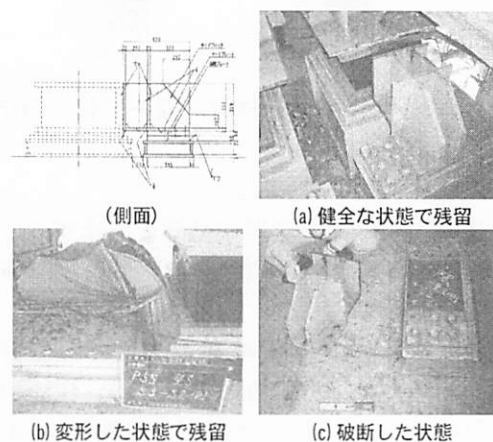


図-17 ジョイントプロテクターの状況

デル化に当たって考慮した。

さらにゴム支承の試験結果を、支承のモデル化に反映させている。破断ひずみを230%、ハードニングによるせん断バネ定数（ $\times 1.4$ ）、破断耐力の補正をおこなった（図-18 参照）。図-19に最終のモデル図を示す。

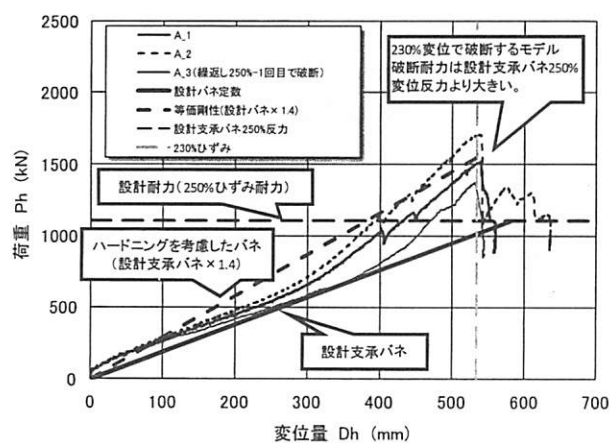


図-18 ゴム支承試験結果の反映

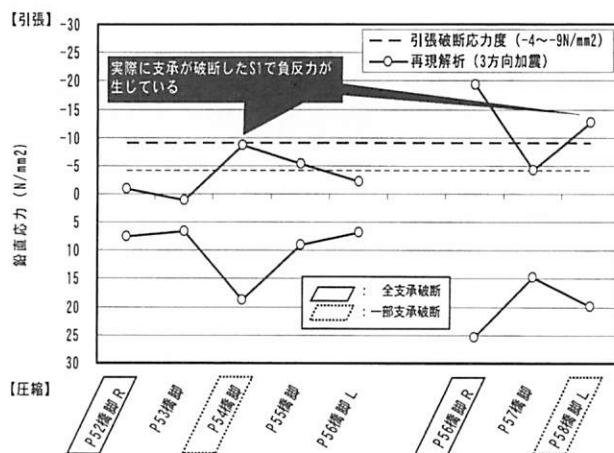


図-21 解析結果（支承鉛直応力）

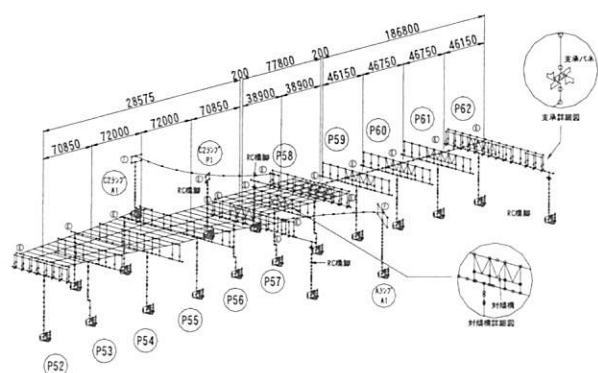


図-19 モデル図

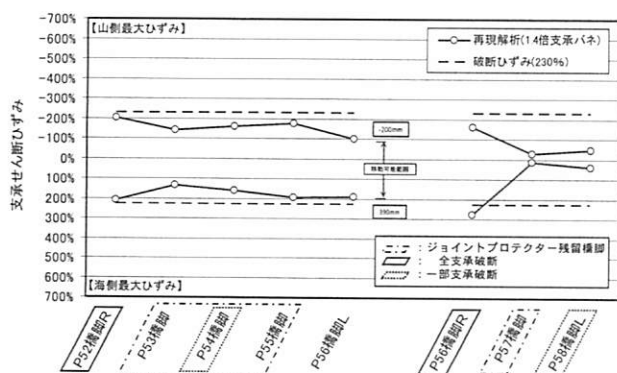


図-20 解析結果
(応答せん断ひずみ：橋軸直角方向)

c) 動解結果

再現精度を高めるようにモデル化をおこなった後の解析結果より、P56Rで破断ひずみを超え、P52Rでは大きな変位を示しており、さらにP54・P58では大きな負反力が発生していることが判明した。このことから、被災状況と整合が取れていることが分か

る。図-20にせん断ひずみ、図-21に支承に発生する鉛直応力を示す。

5. 破断要因の推定

本橋における被災状況、及び破断したゴム支承の特性を把握しこれを基に再現解析を実施した結果から、破断要因の推定をおこなう。

(1) 構造的特徴と付属物の影響

当該区間に集中してゴム支承に破断が発生した理由は、以下のような構造的特徴があったことが挙げられる。

- ① 本線、ランプ橋等隣接する橋梁同士の橋梁形式・橋桁長が大きく異なり、広幅員でかつ幅員変化が大きい箇所であること。
- ② 鋼製門型橋脚と鋼製T型橋脚が混在していること。
- ③ 通常の設計ではモデル化しない付属物が、地震応答に様々な影響を及ぼしたこと。

以上の影響が組み合わさることにより、地震時に複雑な振動モードを生じさせることにより破断に至ったと考えられる。

以下に個別の破断要因の推定をおこなう。

(2) 個別箇所の破断要因

a) P56R支承

フィンガージョイントを介して、橋桁重量の大きい1連目の上部工が、桁重量の小さい2連目の上部工を追従させ、その結果として支承厚さの小さい当該支承が破断した。(図-22、表-7)

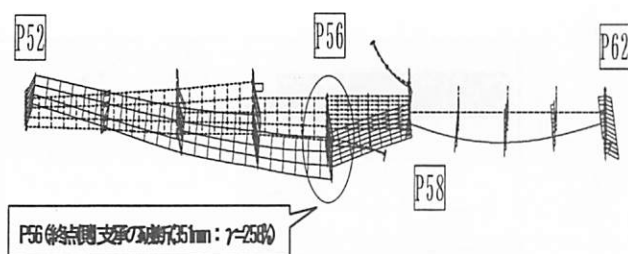


図-22 応答変形分布図 (T=90.2s)

表-7 ゴム層総厚 (mm)

橋脚No	支承No	ゴム層総厚(mm)
P56L	S1～S8	264
P56R	S1、S8	136
	S2～S7	126

b) P52R支承

P54、P55上に残留したジョイントプロテクターと拡幅部に設置されたP56上の落橋防止構造による移動制限のため、桁が平面的に回転し、P52Rに大きな変位が生じた(図-23)。せん断ひずみは、破断ひずみ以下であるが、ゴム支承の経年劣化などにより、せん断性能が低下している可能性があるため、破断に至ったものと考えられる。

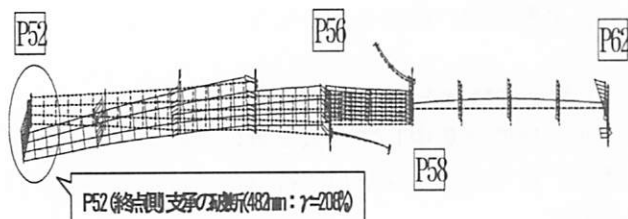


図-23 応答変形分布図 (T=90.6s)

c) P54、P58支承(山側)

上部工が広幅員で、橋脚形式が混在し(T型橋脚と海側片張出し梁付の門型橋脚)ていることから、桁に捩れ回転変形モードが生じ、張出し梁の無い最も山側に位置する支承に図-21(前頁参照)に示すような引張破断相当の応力度が発生したと考えられる。また、2連目(P56～P58)について、P56Rの残留変位を反映させて、P56～P58の上部工に強制変位を与えて静的解析すると、P58の最も山側の支承に-5.0N/mmの引張り応力が生じ、引張破断相当の応力度を更に大きく上回ることが確認された。(図-24)

(3) 破断面の相違

今回の地震で破断したゴム支承の破断面は、ほとんどがゴムと鋼板の接着界面となっているが、せん断性能試験での破断面は、13体中12体がゴム内部での破断であり、破断形態が異なることが確認された。

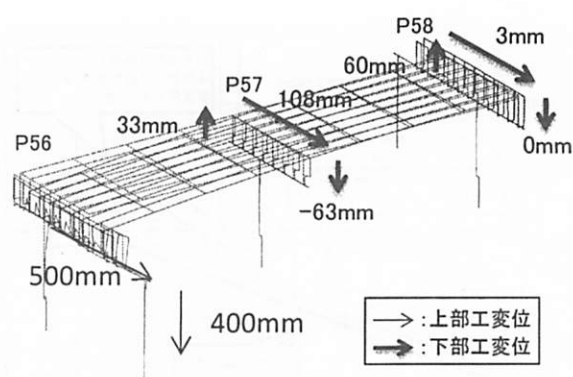


図-24 残留変位の状況(2連目)

試験の場合は、一定速度(10mm/sec)、一定面圧(死荷重相当)で一方向载荷の条件でおこなわれるが、地震時には複雑な挙動と鉛直方向の作用力も考えられるとともに、継続時間も長いという特徴があった。

以上から、地震時におけるゴム支承の性能は試験により得られた値よりも小さいことも予想される。

6. おわりに

東部高架橋は、昨年の3月末に緊急復旧、5月末までに応急復旧を完了し、今年中の本復旧工事の完了を目指して鋭意工事を進めている。

ただし、この本復旧工事は被災した構造物を地震前の状況に戻すものであり、現行基準に適合した復旧は今後には制震構造とすることにより計画している。現在は設計中であり、早期の完成を目指している。

7. 謝辞

今回の橋梁の積層ゴム支承の損傷については、破断原因の究明、復旧方法の立案(提言)等を目的に学識経験者からなる「東北地方太平洋沖地震 東部高架橋・利府高架橋災害復旧検討委員会(委員長鈴木基行東北大学教授)」を設置し、検討を進めてきた。

委員各位から多様な面から貴重なご意見を賜り、熱心なご指導を頂きとりまとめに至った。ここに深く感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 平成8年12月 V耐震設計編
- 2) 道路橋示方書・同解説 平成14年3月 V耐震設計編
- 3) 道路橋支承便覧 平成 3年7月
- 4) 道路橋支承便覧 平成16年4月