

三陸南地震(2003)によるコンクリート構造物の被害分析

コンクリート委員会三陸南地震被害分析小委員会

1. はじめに

2003年に東北、北海道地方で発生した地震は、JR東北新幹線や根室本線などの鉄道橋および道路橋のコンクリート構造物に大きな被害をもたらした。土木学会コンクリート委員会では地震発生直後に調査団を派遣し、被害状況を調査している。さらに、三陸南地震被害分析小委員会(委員長：梅原秀哲 名古屋工業大学教授)を設置し、観測地震動を用いた構造物の動的応答解析などを行い、その被害原因を検討した。小委員会では、以下の3つの作業部会が設けられた。

WG1：被害調査作業部会(主査：鈴木基行 東北大学教授)

WG2：地震動・地盤作業部会(主査：杉戸真太 岐阜大学教授)

WG3：動的応答解析作業部会(主査：中村光 名古屋大学教授)

三陸南地震被害分析小委員会を対象とした地震は、2003年5月26日に発生した宮城県沖を震源とする地震(三陸南地震)、7月26日に発生した宮城県北部を震源とする地震(宮城県北部地震)、および9月26日に発生した釧路沖を震源とする地震(2003年十勝沖地震)である。このうち、被害分析までを行ったのは、三陸南地震により被災した東北新幹線ラーメン高架橋の柱と、2003年十勝沖地震で被災した在来線の単柱式RC橋脚である。これら一連の成果は、コンクリートライブラリー¹⁾にまとめられている。

本稿は、コンクリートライブラリーに掲載されている内容のうち、三陸南地震により被災した東北新幹線ラーメン高架橋の被害概要と、その被害分析結果を要約したものである。東北新幹線ラーメン高架橋を対象としたより詳細な被害分析結果や、2003年十勝沖地震についての検討結果などはコンクリートライブラリーを参照されたい。

2. 地震動の特徴

震源に近い各地で加速度レベルの大きな地震動が観測されている。大船渡 1105gal(気象庁)、牡鹿 1112gal(防災科研)、釜石 1039gal(防災科研)などである。これらは、短

表-1 東北新幹線高架橋の主な被害状況

No.	構造物名称	駅間		主な被害箇所	
		起点方	終点方		
1	第3愛宕BL	水沢江刺	北上	R-1	終点方
				R-2	起点方
2	第2中野BL	北上	新花巻	R-1	終点方
3	第5猪鼻BL	新花巻	盛岡	R-13	起点方
				R-13	終点方
				R-14	起点方
				R-14	終点方
				R-15	起点方
4	第2日詰BL	新花巻	盛岡	R-5	起点方
5	第3日詰BL	新花巻	盛岡	R-1	終点方
				R-2	起点方

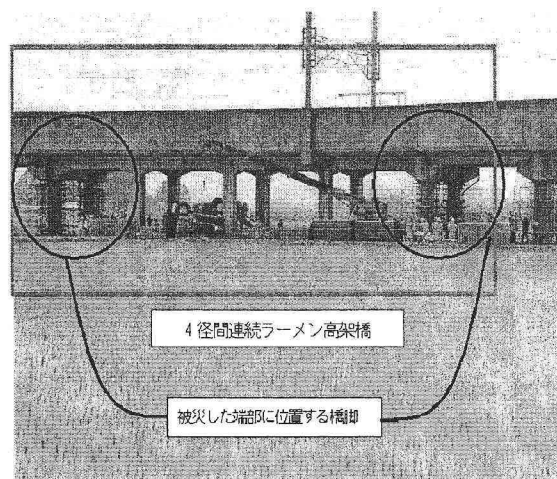


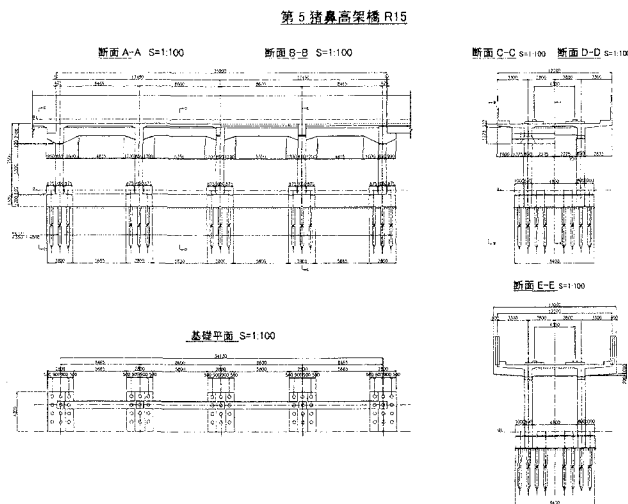
写真-1 被害の特徴

周期域が卓越したフーリエ振幅を持っている。観測された大きな最大加速度値に対して、土木構造物への被害が比較的少なかったのはこのためであると考えられる。

3. 東北新幹線ラーメン高架橋の被害概要

(1) 概要

2003年5月26日(月)に発生した三陸南地震により、東北新幹線の水沢江刺駅～盛岡駅間にある一部のラーメン高架橋の柱が損傷した。損傷した柱への無収縮モルタル、エポキシ樹脂注入、鋼板巻きによる補強等・復旧作業は地震直後から進められ、5月27日(火)夕方より徐行しながらの営業運転の再開、5月29日(木)には通常速度に戻



図ー1 第5猪鼻BL一般図(R15)

し運転されている。

今回被害を受けた東北新幹線ラーメン高架橋のうち、比較的大きな損傷を受けた主な高架橋は表ー1 に示す 5 箇所である(高架橋は全て 1 層ラーメン)。最も南に位置する第3 愛宕高架橋から最も北に位置する第3 日詰高架橋までの距離は約 50km であり、被害を受けた高架橋は、震央から約 50～100km 離れた位置の狭い範囲に集中している。これらの高架橋は、写真ー1 に示されるように、高架橋の端部に位置する柱に比較的大きな損傷が生じている点が特徴である。なお、被害を受けた高架橋がある岩手県内は、緊急耐震補強対策(関東運輸局：平成 7 年 8 月 3 日【関鉄技一第 128 号】「鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能に係る当面の措置について」)の対象線区から外れており、宮城県沖地震(1978 年 6 月)以前に設計された高架橋であるため、現在の基準よりもせん断補強鉄筋量の少ない構造となっていた。

(2) 適用規準

三陸南地震により被害を受けた東北新幹線のラーメン高架橋は、1977、78 年に建設された構造物であり、設計に用いた適用基準は、「全国新幹線網建造物設計標準(東北、上越、成田用) 1972 (S47.6)」、耐震基準については、「建造物設計標準 鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物、プレストレストコンクリート鉄道橋 1970 (S45.3)」である。

(3) 被害を受けた高架橋の構造概要

比較的大きい損傷を受けた柱は、ラーメン高架橋の端部(桁受部)に位置している。高架橋は全長 35m の 4 径間連続 1 層ラーメン構造である。各高架橋間には、スパン約 10m の RC 単純桁が架かっている。一例として、第5猪鼻 BL の一般図(R15 高架橋)を図ー1 に示す。基礎形式は、第3 愛宕 BL と第2 中野 BL が直接基礎であり、第5

表ー2 橋脚の断面諸量

高架橋名称	端部に位置する橋脚(桁受部)			
	断面寸法 (cm)	せん断スパン比	軸方向鉄筋比	帯鉄筋比
第3 愛宕 BL	85×85	3.43	2.85% D29×32	0.1-0.2% D13ctc150-300
第2 中野 BL	85×85	4.08	2.85% D29×32	0.1-0.2% D13ctc150-300
第5 猪鼻 BL	85×85	3.43	2.85% D29×32	0.1-0.2% D13ctc150-300
第2 日詰 BL	80×80	3.33	2.99% D32×24	0.11-0.21% D13ctc150-300
第3 日詰 BL	80×80	3.33	2.99% D32×24	0.11-0.21% D13ctc150-300

高架橋名称	中間位置にある橋脚			
	断面寸法 (cm)	せん断スパン比	軸方向鉄筋比	帯鉄筋比
第3 愛宕 BL	85×85	3.69	2.67% D29×30	0.1-0.2% D13ctc150-300
第2 中野 BL	85×85	4.34	2.67% D29×30	0.1-0.2% D13ctc150-300
第5 猪鼻 BL	85×85	3.69	2.67% D29×30	0.1-0.2% D13ctc150-300
第2 日詰 BL	80×80	3.61	2.99% D32×22	0.11-0.21% D13ctc150-300
第3 日詰 BL	80×80	3.61	2.99% D32×22	0.11-0.21% D13ctc150-300

表ー3 柱の曲げせん断耐力比 (V_f/V_{mu}) の比較

高架橋名称	端部に位置する橋脚(桁受部)	中間位置にある橋脚
第3 愛宕 BL(R-2)	0.70	0.78
第2 中野 BL(R-1)	0.81	0.89
第5 猪鼻 BL(R-15)	0.70	0.78
第2 日詰 BL(R-5)	0.74	0.84
第3 日詰 BL(R-2)	0.74	0.84

注)曲げ耐力、およびせん断耐力は、「鉄道構造物等設計標準 コンクリート構造物 H4.10 (1992)」を参照し算定した。なお、耐力算定において、コンクリート強度は実強度を、また軸力は死荷重のみを考慮し、端部、中間部それぞれ算定している。

猪鼻 BL、第2 日詰 BL、および第3 日詰 BL は杭基礎(RC 杭(φ350))である。杭長は、8m～10m であり、全ての杭の配列は図ー1 に示されるように、線路方向 3 列×線路直角方向 8 列である。

各高架橋の柱の断面寸法、軸方向鉄筋量、帯鉄筋量などの諸量を表ー2 にまとめて示し、表ー3 には、各高架橋の柱の曲げせん断耐力比を計算した結果を示す。表ー2 および表ー3 に示されるように、現行の基準に比べると、帯鉄筋量が少ない構造となっており、何れの高架橋の柱も曲げせん断耐力比は 1.0 未満である。その差は小さいものの、何れの高架橋の柱も、端部に位置する橋脚の方が中間位置にある橋脚に比べ、せん断破壊に対する余裕度は小さいことが確認される。

(4) 被害概要

ここでは、表ー1 の第3 愛宕 BL と第5 猪鼻 BL の被害概要を示す。

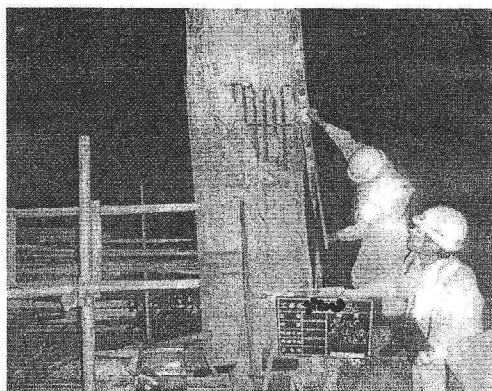


写真-2 R1 高架橋被害状況(盛岡方)

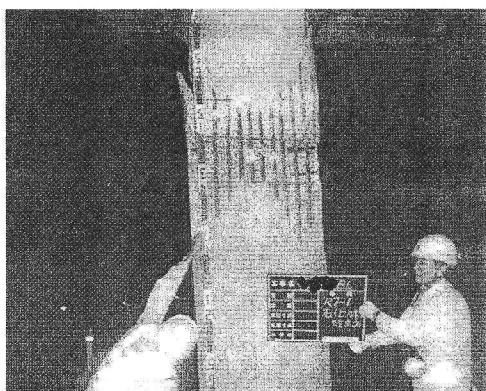


写真-3 R2 高架橋被害状況(盛岡方)

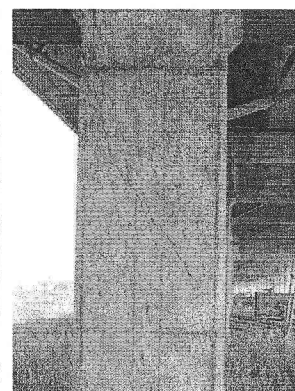


写真-4 中間位置にある柱

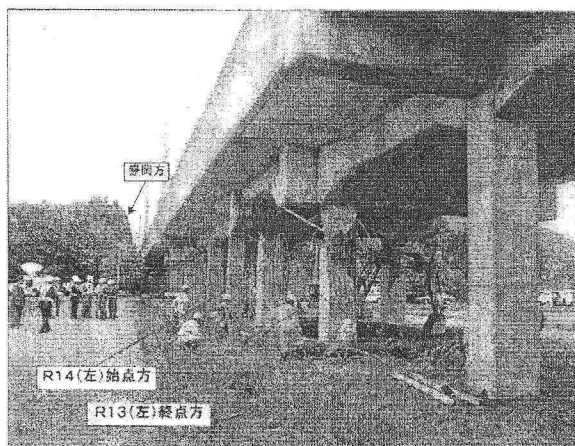


写真-5 R13, R14 高架橋被害状況

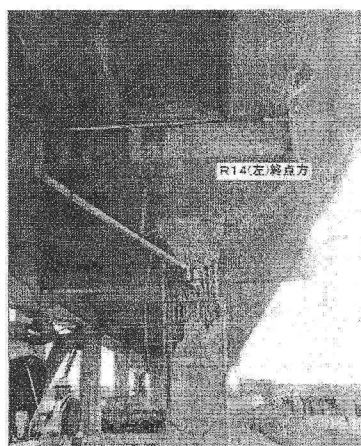


写真-6 R14 高架橋被害状況

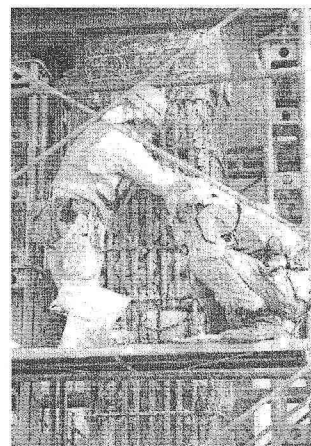


写真-7 被害を受けた柱(補修作業中)

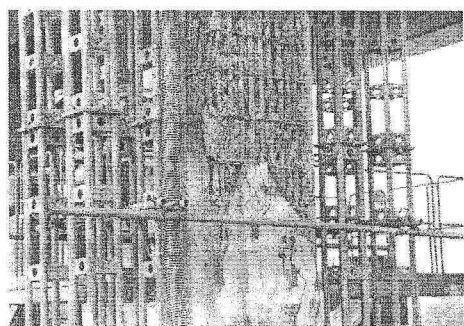


写真-8 軸方向鉄筋と帯鉄筋の錆

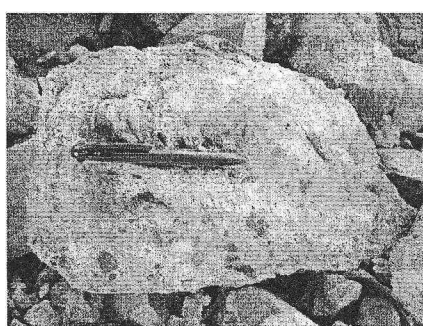


写真-9 剥落コンクリート塊の状況

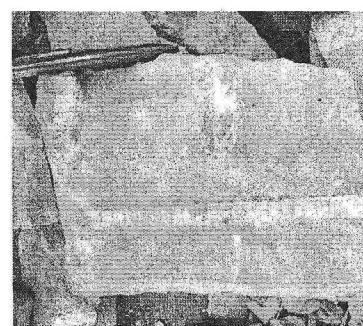


写真-10 断面修復部の剥落塊状況

※写真-7および写真-8は、補修のためかぶりコンクリートがはつり落とされている。

a) 第3愛宕BL

R1, R2 高架橋の被害状況を写真-2と写真-3に示す。

これらの写真に示されるように、第3愛宕高架橋では、せん断により柱に斜めひび割れが発生し、端部に位置する柱のかぶりコンクリートの一部が剥落している。写真-2や写真-3など、比較的大きな損傷を受けた柱は、どれも端部に位置する柱である。また、中間位置にある柱にも、写真-4に示されるように、幅数mm程度のひび割れが生じていた。せん断ひび割れが発生しているのは、柱4側面のうち線路直角方向に平行な面であり、地震時にはこの方向への応答が卓越したと推定される。また、何れの高架橋の柱にも、曲げひび割れなどは確認されず、曲げのみによる損傷はほとんど生じていないと判断された。

b) 第5猪鼻BL

R13~R15 高架橋の被害状況を写真-5と写真-6に示す。また、特に損傷の激しかったR13 高架橋柱の被害状況の拡大写真を、写真-7と写真-8に示す。写真-7では、一部ではあるが帯鉄筋に囲まれたコアコンクリートの破砕が確認される。また、写真-8では、帯鉄筋の端部位置が断面外側へはらみ出している様子が観察される。

これらの写真に示されるように、この高架橋でも、比較的大きな損傷が生じたのは端部に位置する柱である。中間位置にある柱には、せん断ひび割れが生じていたが、かぶりコンクリートの剥落などは確認されない。

軸方向鉄筋や帯鉄筋の錆び(写真-8)や剥落したかぶりコンクリートの一部がモルタルであったことと、橋脚



写真-11 応急・復旧作業の概要

の被害程度との関係を考察した。第5猪鼻BLは、被害を受けた橋脚全体を通じて、かぶりコンクリートの剥落と鉄筋露出の損傷程度が最も激しかった。剥落したかぶりコンクリートの破壊面の状況を写真-9に示す。目視調査の範囲ではあるが、破壊面を見ても、施工されたコンクリートは健全であり、損傷を助長するような脆弱化の痕跡は特に認められない。同高架橋のうち、一部の橋脚について、モルタルを使用したかぶりコンクリートの剥落塊を写真-10に示す。何らかの理由で、かぶりコンクリートをモルタルにて断面修復したと推定されるが、その補修時期や理由については不明である。この橋脚については、かぶりが剥落した後に軸方向鉄筋や帯鉄筋に腐食が認められたが、剥落塊においても、錆びの痕跡が認められる。

目視調査の範囲ではあるが、破壊面や剥落片を見ても、施工された修復モルタルそのものは健全であるが、断面修復部の打継目から雨水などが浸透したことにより鉄筋腐食に繋がったものと推定される。いずれにせよ、鉄筋腐食にともなって生じたようなひび割れの発生は認められず、今回の震災による損傷を助長するような脆弱化が既に生じていたような痕跡は特に認められない。

c) 被害状況のまとめ

今回の三陸南地震により被害を受けた東北新幹線のラ－メン高架橋の被害状況のまとめを以下に示す。

1. 高架橋の起点側、もしくは終点側に位置する端部の柱は、各高架橋ブロックの間に架かるRC単純桁を受ける横はりの存在のため、中間位置にある柱に比べ長さが短く、せん断スパン比が小さい。そして、計算される各高架橋の柱の曲げせん断耐力比は、何れも1.0未満(0.70～0.90程度)であり、端部に位置する柱の曲げせん断耐力比は中間位置にある柱に比べ0.1程度小さくなっている。比較的大きい損傷を受けたのは、この端部に位置する柱である。なお、高架橋の柱の帯鉄筋は、D13が15～30cm間隔で配筋されており、帯鉄筋比は0.1～0.2%程度で、現行基準で設計される柱よりも帯鉄筋量が少ない構造となっ

ている。

2. 被害を受けた高架橋のうち、端部に位置する柱は、せん断による斜めひび割れが発生し、かぶりコンクリートの一部が剥落しているのに対し、中間位置にある柱は、斜めひび割れが生じていたが、かぶりコンクリートは剥落していない。
3. 被害を受けた高架橋の柱は、曲げによる損傷をほとんど受けていない。
4. 柱の4側面のひび割れ状況から判断して、地震時には線路直角方向への応答が卓越したと判断される。
5. 被害を受けた橋脚全体を通じて、かぶりコンクリートにひび割れを生じているもの、あるいはかぶりコンクリートが剥落し鉄筋が露出しているものなど損傷度合に差はあるものの、そのひび割れ部や剥落部にはエフロッセンスや錆び汁などは認められず、いずれも今回の震災に起因する損傷と考えられる。また、外観上殆ど損傷は認められずほぼ健全状態にあると考えられる橋脚を見ても、アルカリ骨材反応などの劣化進行にともなう亀甲状のひび割れや錆び汁をともなうひび割れは認められず、今回の震災による損傷を助長するようなコンクリートの脆弱化が震災以前に生じていたような痕跡は特に認められない。

(5) 補修・補強工法

応急・復旧工事については、被害のあった端部の柱について鉛直荷重に対する安全性を担保するため、仮支柱が設置された。また、この状態で試運転列車を運行させ、鉛直変位計測や列車動揺の測定を行い、列車運行上問題がないことを確認し、徐行運転(70km/h)で営業運転が再開された。その後の復旧工事は、①ひび割れ部やコアコンクリートへの樹脂注入、②かぶりコンクリート等の断面修復、③鋼板補強が施工された。また、損傷が比較的大きかった第5猪鼻高架橋の一部の柱については、念のため、アラミド補強がなされた。

写真-11に応急・復旧作業の概要を示す。

表-4 解析対象とした高架橋の損傷状況と構造諸元の概要

高架橋名	No	径間数	全長 (m)	損傷 ^{注)}	柱寸法		基礎形式	桁反力の 合計(kN)
					高さ(m)	断面(m)		
第3 愛宕	R2	4	35	端部：SB 中間部：SC or SD	7.5	0.85×0.85	直接	1418.4
	R4	3	25	※	9.0	1.05×1.05	直接	
第5 猪鼻	R12	4	35	※	9.0	1.0×1.0	RC 杭	1418.4
	R15	4	35	端部：SC 中間部：※	7.5	0.85×0.85	RC 杭	

注) SB：柱のせん断破壊によりかぶりコンクリートが剥落，SC：柱にせん断ひび割れが生じ残留ひび割れ幅が1mm以上，SD：柱にせん断ひび割れが生じ残留ひび割れ幅が1mm未満，※：目視確認できるひび割れなし

表-5 被害分析に用いた解析モデルの分類と特徴

解析 モデル	解析手法		解析条件			その他特徴
	要素	非線形モデル	解析の 次元	主鉄筋 伸出し	基礎の 影響	
a	多質点系 骨組解析	部材	2	○	考慮	端部・中間部は独立モデル
b				○	非考慮 (固定)	端部・中間部を連結(剛結)し、その影響を検討
c		ファイバー モデル	3	×	非考慮(固定)	端部・中間部は独立モデル
d				×	考慮	端部・中間部を一体でモデル化した3次元立体モデル、3方向地震入力を実施
e	有限要素 平面解析	材料	2	×	非考慮 (固定)	端部・中間部は独立モデル
f				○	考慮	端部・中間部は独立モデル、基盤層までの地盤を考慮した地盤一体モデル

4. 東北新幹線ラーメン高架橋の被害分析

(1) 解析対象の概要

被害分析は、第3愛宕高架橋および第5猪鼻高架橋におけるそれぞれ2つの高架橋の中間部および端部の橋脚を対象としている。被害分析の対象とした高架橋の損傷状況と構造諸元の概要を表-4に示す。第3愛宕高架橋ならびに第5猪鼻高架橋では、比較的近傍におけるK-NETにより地表面地震動が観測されていることから、実地震時挙動に近い状況を再現できることが期待できる。

解析時の材料特性に関し、コンクリートの力学特性は、実被害のあった各橋脚から採取したコンクリート供試体の圧縮強度から定めた。また、鉄筋(SD345)については、コンクリート標準示方書 耐震設計編²⁾を参考に、降伏強度として設計値の2割増の値を用いることにした。

被害分析を行う際の解析手法には、地盤の影響を考慮するものも含まれている。地盤の影響を考慮した応答解析においては、柱状図に示されたN値から解析で必要となる地盤材料特性値を算定した。

(2) 解析手法の概要

a) 解析手法

被害分析においては、以下の4つのカテゴリーに分類できる非線形時刻歴応答解析に基づき、被害分析を行う。

A：多質点系骨組み解析・部材モデル/M- θ モデル

B：多質点系骨組み解析・部材モデル/M- ϕ モデル

C：多質点系骨組み解析・材料モデル/ファイバーモデル

D：有限要素平面解析・材料モデル/平面要素モデル

実際に被害分析を行う際には、上記のカテゴリーに属するモデルa～fの解析モデルを用いている(表-5)。

b) 被害分析におけるせん断損傷の評価方法

線材モデルを用いた解析手法では直接せん断力が算定され、有限要素モデルを用いた解析の場合は、斜めひび割れの進展やせん断補強筋のひずみを求めることができるが、断面内の節点力から作用せん断力を算定することも可能である。ここでは、作用せん断力 V とせん断耐力 V_y を比較することによりせん断損傷の判定を行った。せん断耐力は、コンクリート標準示方書「構造性能照査編」³⁾を用いて算定した。

なお、 $V/V_y=1$ の点は、FEMモデルを用いた解析における帯鉄筋降伏点と比較すると、やや早期かほぼ同時に発生する傾向にある。帯鉄筋の降伏時点ではせん断ひび割れが開き、外観にも目立つせん断ひび割れの発生が予想される。さらに、軸力作用下の柱において、せん断ひび割れは一端発生すると閉じることなく地震後にも残留すると考えられる。よってここでは、作用せん断力 V がせん断耐力 V_y を上回った場合、地震終了後にせん断ひび割れが残留するものと判断し、損傷レベルをせん断ひび割れと定義した。

(3) 入力地震動

地盤の影響を考慮しない解析においては、K-NETの観測地震動を地表面波として入力した。地盤の影響を考慮する解析においては、K-NET観測地点での地盤モデルを

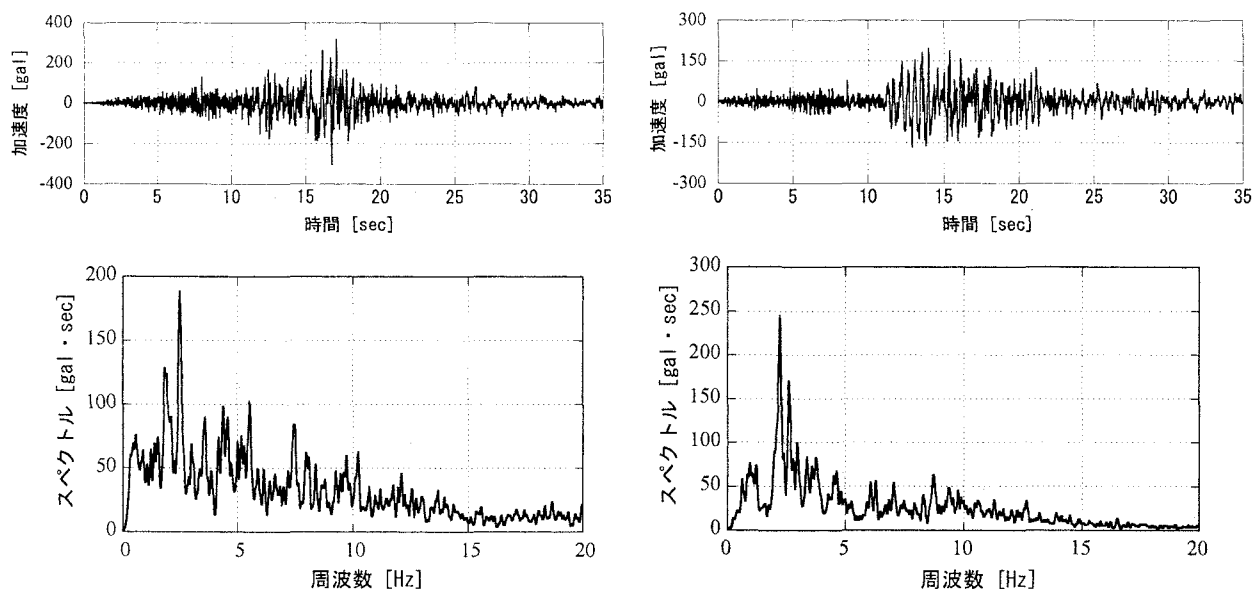


図-2 地表面波の加速度波形とフーリエ振幅スペクトル(左側：第3愛宕高架橋，右側：第5猪鼻高架橋)

表-6 各橋脚の破壊形式

高架橋	橋脚位置	破壊形式
第3愛宕R2	端部	せん断破壊先行型
	中間部	曲げ降伏後のせん断破壊
第3愛宕R4	端部	曲げ破壊型
	中間部	曲げ破壊型
第5猪鼻R12	端部	曲げ破壊型
	中間部	曲げ破壊型
第5猪鼻R15	端部	せん断破壊型
	中間部	曲げ降伏後のせん断破壊

用いて地盤応答解析法 FDEL⁴⁾により工学的基盤での地震動を求め、これを当該地点での入力地震動とした。

第3愛宕高架橋および第5猪鼻高架橋の橋軸直角方向の解析に用いた地表面波の加速度波形およびフーリエ振幅スペクトルを図-2にそれぞれ示した。

(4) 被害分析

a) 地表面波を用いた被害分析の一例

ここでは、地表面波を用いた被害分析の代表として、高架橋の3次元挙動を追跡可能な3次元ファイバーモデルの解析結果を示す。解析コードは UC-win/FRAME (3D)を用いている。なお、ファイバー要素で用いたコンクリートや鉄筋の材料非線形履歴モデルなどは、参考文献1)を参照されたい。

プッシュオーバー解析により得られる第3愛宕高架橋と第5猪鼻高架橋の破壊形式の一覧を表-6に示した。

図-3には、動的解析結果の一例として、第3愛宕R2高架橋(橋軸直角方向)の端部および中間部における柱中央部のせん断力応答図を示した。図中には、軸方向鉄筋の降伏点($\epsilon_s > \epsilon_{sy}$)とかぶりコンクリートにおいて圧縮ひずみが圧縮強度時のひずみを超えた点($\epsilon_c' > \epsilon'_{peak} = 0.002$)を示している。表-7には、第3愛宕高架橋を対象とした解析結果の一覧を示した。

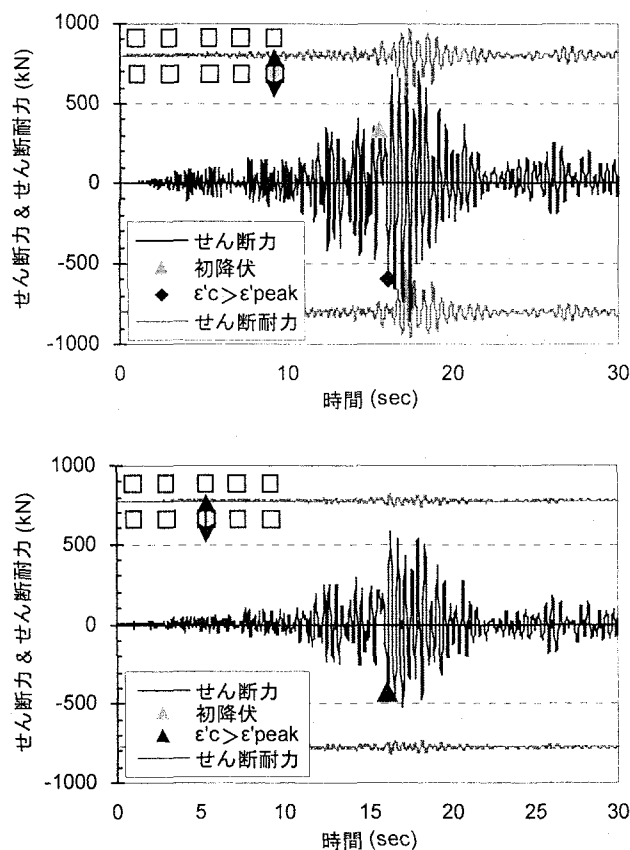


図-3 第3愛宕R2柱中央部のせん断力応答図
(上段：端部，下段：中間部)

せん断力の応答に着目すると、R2の端部のみにせん断力がせん断耐力を上回る結果($V/V_y > 1$)が見られるが、他は全てせん断耐力に対して余裕のある結果となった。ほぼ実際の損傷と一致する解析結果が得られた。曲げの応答に着目すると、解析上 R2・R4とも断面の半数以上の鉄筋が降伏し、さらに曲げ圧縮損傷(=かぶりコンクリートにおいて圧縮強度時のひずみを超える($\epsilon_c' > \epsilon'_{peak}$))

表-7 3次元ファイバーモデルによる第3愛宕高架橋の被害分析

高架橋		橋脚位置	I/Iy 最大値		解析の最大応答から予想される損傷				実際の損傷 (地震終了後)			
			橋軸直角	橋軸	曲げひび割れ	主鉄筋降伏	曲げ圧縮損傷	せん断ひび割れ	曲げひび割れ	主鉄筋降伏	曲げ圧縮損傷	せん断ひび割れ
第3愛宕	R2	端部	0.98	1.10	○	○	○	○	※	不明	不明	SB
		中間部	0.71	0.90	○	○	○	—	※	不明	—	SC or SD
	R4	端部	0.60	0.64	○	○	○	—	※	不明	—	※
		中間部	0.49	0.58	○	○	○	—	※	不明	—	※

注) SB: 柱のせん断破壊により、かぶりコンクリートが剥落、SC: 柱にせん断ひび割れが生じ、残留ひび割れ幅が1mm以上、SD: 柱にせん断ひび割れが生じ、残留ひび割れ幅が1mm以下、曲げ圧縮損傷: かぶりコンクリートにおいて、圧縮強度発現時のひずみを超える。 ※目視確認できるひび割れなし。

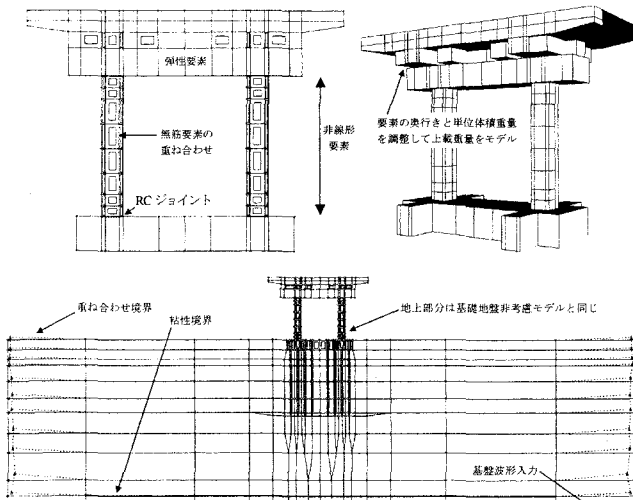


図-4 解析対象高架橋のモデル化の一例
(上端: 基礎地盤非考慮, 下端: 基礎地盤考慮)

が発生しており、曲げによる損傷は実際よりもやや大きな結果が予想された。なお、本解析において鉄筋の降伏が著しくみられたのは、橋軸方向の応答が実挙動よりも大きく現れたことに起因すると考えられる。実際の高架橋は、橋軸方向に径間が連続しているため、本解析で得られた結果より橋軸方向の応答は小さく、2次元解析に近いものになると推測される。このことは実被害において、橋軸直角方向に損傷が卓越したことからわかる。表-5の2次元解析による結果では、対象橋脚の鉄筋はほとんど降伏していないことを確認している。

なお、第5猪鼻高架橋を対象とした場合や、表-5に示す他の地表面波を用いた解析手法によった場合でも、実際の被害状況をおおむね再現可能であることが確認されている。

b) 地盤の影響を考慮した被害分析の一例

コンクリート標準示方書耐震性能照査編⁵⁾では、RC橋梁の動的解析において基礎地盤の影響を考慮することを推奨している。このことから、解析モデル(表-5)の2次元有限要素モデルにより基礎地盤の影響を検討することとした。ここでは、第5猪鼻高架橋R15端部橋脚を対象に、基礎地盤の影響を考慮した場合と、しない場合における解析結果を述べる。

鉄筋コンクリートや地盤の材料モデル、また基礎-地盤間の接触・剥離モデルなどの詳細は、参考文献1)を参照されたい。解析対象高架橋のモデル化の一例を図-4

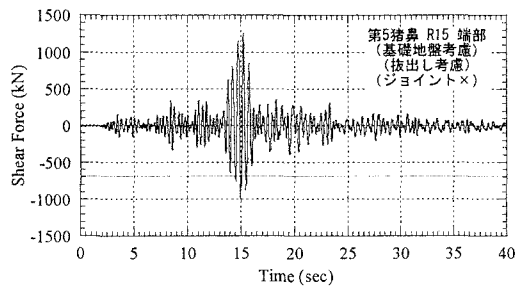
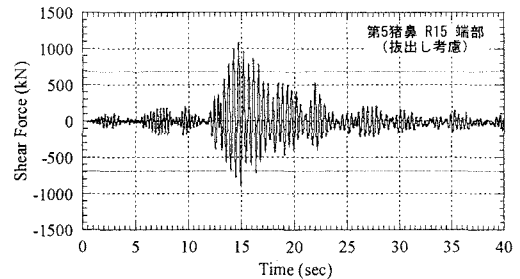


図-5 第5猪鼻高架橋R15端部橋脚のせん断力応答
(上端: 基礎地盤非考慮, 下端: 基礎地盤考慮)

に示す。

図-5に第5猪鼻高架橋R15端部橋脚の解析で得られたせん断力応答を示す。R15端部橋脚では、基礎地盤を考慮しない解析に比べて大きめの応答せん断力レベルを示している。また、せん断破壊判定の点からは、基礎地盤を考慮することでより大きな応答せん断力が生じる結果となっている。

次いで、柱の応答せん断力とせん断耐力に基づくせん断破壊判定を行った結果を表-8にまとめた。応答中に作用せん断力がせん断耐力を超過した場合は、地震終了後にある程度の残留せん断ひび割れが残ると考えると、R12中間部およびR15端部については、実際の残留損傷状態をある程度再現できている。R15中間部橋脚については、いくつかのケースで作用せん断力がせん断耐力を瞬間的に超過している。また、R12端部橋脚は、実際には残留せん断損傷が見られなかったにもかかわらず、特に基礎地盤を考慮した解析においては、作用せん断力がせん断耐力を大きく上回る結果となった。

c) 動的解析に関わるパラメータのばらつきを考慮した地震応答解析の一例

材料強度や減衰定数の大きさの設定、また、せん断破壊の照査で用いるせん断耐力の算定などにはばらつきを伴うことは避けられない。ここでは、これらばらつきを考

表-8 第5猪鼻高架橋の解析結果のまとめ

第5猪鼻高架橋		実際の残留損傷 (せん断ひび割れ)	せん断損傷の判定結果 ◎ : V/V_v が1.0を大きく超過 ○ : V/V_v が1.0を瞬間的に超過 — : 解析終了まで V/V_v が1.0以下	
			基礎地盤非考慮 上: RC ジョイント考慮 下: RC ジョイント非考慮	基礎地盤考慮 上: ユニバーサルジョイント考慮 下: ユニバーサルジョイント非考慮
R12	端部	—	○	◎
	中間	—	—	◎
R15	端部	SC	◎	◎
	中間	—	○	◎

注) RC ジョイント: 高架橋柱基部で生じる局所変形を考慮する接合要素, ユニバーサルジョイント: 基礎-地盤間の接触・剥離とずれ変形を考慮する接合要素

慮することで、例えば、動的解析を行い、単にせん断耐力を上回るせん断力が作用する、作用しないとの議論ではなく、想定される地震動強度に対して、せん断耐力を上回るせん断力が作用する可能性を確率的に評価した。具体的には、解析対象高架橋において、斜めひび割れ発生せん断力 V_{c1} か帯鉄筋降伏せん断力 V_{vm} を上回るせん断力が作用する可能性、および曲げ降伏モーメント M_y を上回る曲げモーメントが生じる可能性を各地震動強度に対して Monte Carlo 法により評価し、離散的に得られる破壊確率を基に、対数正規尤度の最大化を基準とする最尤推定法から fragility curve を作成した。これにより、想定される作用地震動の大きさに対し、このようなせん断や曲げに対して設けた限界状態を超過する可能性(破壊確率)を定量的に把握することが可能になる。考慮したばらつきは、コンクリートと鉄筋の材料特性、せん断耐力算定式のばらつきなどである。fragility curve を求める際に考慮した各要因の統計量は、参考文献1)を参照されたい。第5猪鼻高架橋のR15 端部橋脚(地震時の被害: 斜めひび割れ発生)、および第3 愛宕高架橋のR4 中間橋脚(地震時の被害: 無)から得られた fragility curve を図-6 に示した。

fragility curve と推定地震動の大きさの比較では、実際の被害の有無と対応した結果が得られた。種々の不確定性を考慮した場合には、R15 端部橋脚では、せん断破壊すると判定される可能性は決して小さくなく、一方で、R4 中間橋脚では、斜めひび割れ発生荷重を超えるせん断力が作用する可能性でさえも極めて小さい結果となった。このような確率値の比較より、推定地震動の作用に対するR4 中間橋脚とR15 端部橋脚の耐震安全性の差が定量化される。

5. まとめ

2003年に発生した三陸南地震により、東北新幹線ラー

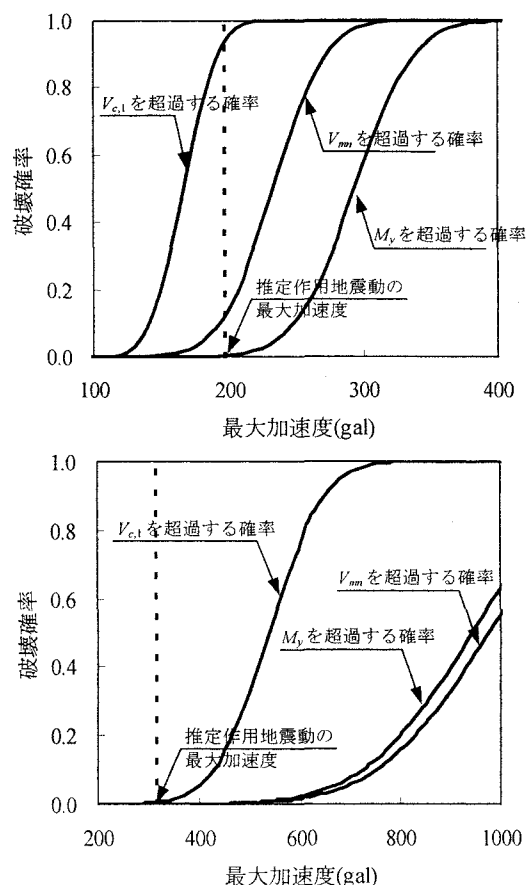


図-6 fragility curve の計算例
(上端: R15 端部橋脚, 下端: R4 中間橋脚)

メン高架橋において柱のせん断損傷などが生じた。これらは何れも旧基準で耐震設計されており、竣工後、耐震補強工事は行われていなかった。

被害が生じた東北新幹線の水沢江刺駅～盛岡駅間の2地点での高架橋については、2002年制定のコンクリート標準示方書 耐震性能照査編に記述される複数の解析手法を用いて被害分析を行った。解析結果は、個々の解析手法の特徴の相違によりばらつきはあったが、いずれも実被害と対応した結果が得られた。被害分析結果によれば、一部の高架橋の柱では入力地震動に対し設計せん断耐力を上回るせん断力が作用した可能性が高く、より大きな地震力による繰返し作用を受けた場合には復元力の低下が懸念される状態であったと推測された。

参考文献

- 1) 土木学会コンクリート委員会三陸南地震被害分析小委員会: 2003年に発生した地震によるコンクリート構造物の被害分析, コンクリートライブラリー114, 2004.
- 2) 土木学会: コンクリート標準示方書 耐震設計編, 1995.
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書 構造性能照査編, 2002.
- 4) 杉戸真太, 合田尚義, 増田民夫: 周波数依存性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察, 土木学会論文集, No.493/III-27, pp.49-58, 1994.
- 5) 土木学会: コンクリート標準示方書 耐震性能照査編, 2002.