

特集：2008年岩手・宮城内陸地震による土砂災害

2008年岩手・宮城内陸地震により生じた祭時大橋の落橋とそのメカニズム

玉越隆史* 生田浩一** 運上茂樹*** 堺 淳一****

1. はじめに

2008年6月14日8時43分頃、岩手県内陸南部を震源とするマグニチュード7.2の大規模な地震が発生し、震源に近い国道342号にかかる祭時（まつるべ）大橋が落橋するという甚大な被害を受けた（写真-1）。

国土交通省では、地震発生後における道路橋の被害状況を把握することを目的に、緊急災害対策派遣隊（TEC-FORCE）による現地調査を実施した。調査結果を管理者である岩手県へ報告した後、同県では「国道342号祭時大橋被災状況調査検討委員会（委員長・鈴木基行東北大学院教授）」を設置し、祭時大橋の被災メカニズムの解明及び復旧に向けた技術的配慮事項の検討が行われた。

本稿では、著者らが実施した被災状況調査及びその結果に基づく分析検討、並びに検討委員会による被災メカニズムの推定結果について紹介する。



写真-1 落橋した祭時大橋（A2橋台側を望む）

2. 被災状況調査

祭時大橋は、昭和53年に架設された3径間連続非合成鉄桁橋である（表-1、図-1）。主桁端部は両側ともに橋台の支承から外れ、P2橋脚上で折れ曲がるように大きく変形し落下していた。

また、祭時大橋周辺の秋田側では大規模な地山崩壊が確認され、A2橋台の後方路面は激しく破壊されており、その周辺にも多数の地割れが生じていた（写真-2）。

一方、一関側では、祭時大橋にほど近く国道342号を跨いだ一関市道鬼頭明通線の槻木平橋

表-1 祭時大橋の橋梁諸元

橋長	94.9m（支間長27.0m+40.0m+27.0m）
幅員	9.0m
上部構造	3径間連続鋼1桁（非合成）
下部構造	逆T式橋台、T型橋脚（高さ25m） 直接基礎（P1, P2, A1, A2）
その他	BP支承（A2橋台での1点固定方式、橋脚及びA1橋台は可動）
架設年次	1978年（昭和53年）
管理者	岩手県

* 橋脚及び橋台の呼称は、設計当時の図面に従って改めたもの

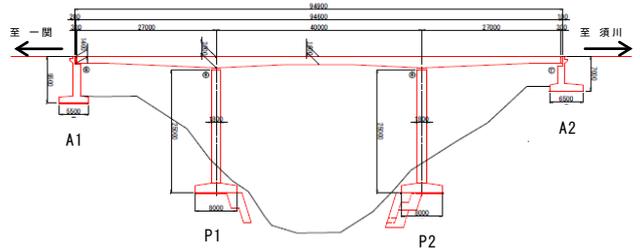


図-1 祭時大橋側面図*



写真-2 祭時大橋の周辺地盤の変状



（橋長40m、単純コンクリート桁橋）において、橋体や地盤に顕著な異常は確認されなかった。

落橋した祭時大橋の各部について、被災状況の概略を示す。P1橋脚は上部・中間部・下部の3つに分断されてほぼ真下に落下していた。上部はA1橋台側に落下した状態、中間部は上端をP2橋脚側にして横倒しの状態、下部はもとのフーチング上にある状態であった。

P1橋脚による支えを失ったため、主桁はA1橋台



写真-3 衝突による主桁の変状



写真-4 A1支承部の破壊状況



写真-5 A1橋台パラペットと躯体との離れ



写真-6 主桁の衝突痕 (A1橋台パラペット部)

細調査が必要であると指摘された。^{1),2)}

から外れた後、地山に沿ってP1橋脚付近へと落下したものと考えられた。また、落下した際に他の部材あるいは地山と衝突して屈曲したと思われる変状も見られた (写真-3)。

A1橋台では、主桁の移動により支承部が破壊され躯体の上端が一部えぐられていた (写真-4)。また、パラペットと躯体部との間に約4mもの離れを生じており (写真-5)、パラペットには主桁の衝突痕が確認された (写真-6)。これらのことから、主桁が何らかの力でパラペットを橋台後方へ押し込んだのではないかと推測された。

簡易な測量機器 (誤差は1m程度) を用いて支間長を測ってみたところ、A1～P2間で地震前は約68mであったのが約56mに、P2～A2間では約27mであったのが約26mにそれぞれ短縮していた。したがって、A1～A2間では約10mも短縮してしまったことになり、A2橋台周辺で地山崩壊が生じたことから橋台や橋脚が地盤とともに移動した可能性が高いと考えられた。

以上、現地調査の結果では、地山崩壊によりA2橋台とP2橋脚がともに前方に移動し、橋桁をA1橋台の方へ押し出したことでP1橋脚の倒壊を招き、そこから上部構造の落下につながった可能性が高いと推定された。しかしながら、被災メカニズムの解明には詳細な測量や地質調査、損傷状況の詳

3. 祭時大橋の被災メカニズム

(1) P1橋脚の破壊モードに関する分析

2.の現地調査に基づく被災状況より、祭時大橋の落橋については、A2橋台周辺の地山崩壊に伴う地盤の移動が主因と考えられるものの、P1橋脚が倒壊したことも一つの重要なポイントであると推定されたことから、倒壊したP1橋脚の破壊モードを推定するためにP1橋脚の曲げ耐力、せん断耐力に関する分析を行うこととした。

図-2にP1橋脚の配筋を示す。柱部は、寸法が6.2m×1.8mの長方形断面である。柱基部では、D32が1.5段配筋されており、基部から高さ5.62mの位置 (段落し部) で内側の軸方向鉄筋が途中定着されていた。柱基部から11.2mの位置 (径落し部1) では、外側の軸方向鉄筋がD32からD22へ重ね継ぎ手によって継がれており、さらに柱基部から15.74mの位置 (径落し部2) でD22の鉄筋がD16へと継がれていた。軸方向鉄筋比は、柱基部、段落し部、径落し部1、径落し部2に対してそれぞれ0.9%、0.6%、0.3%、0.09%である。帯鉄筋としてはD16が用いられており、柱基部から2.4mの範囲では0.2m間隔で、それより上では0.3m間隔で配置されていた。また、中間帯鉄筋としては高さ方向に0.6m間隔で水平方向に1.2m間隔で配置されていた。

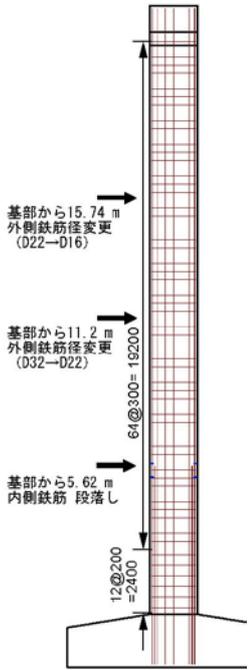


図-2 P1橋脚の配筋

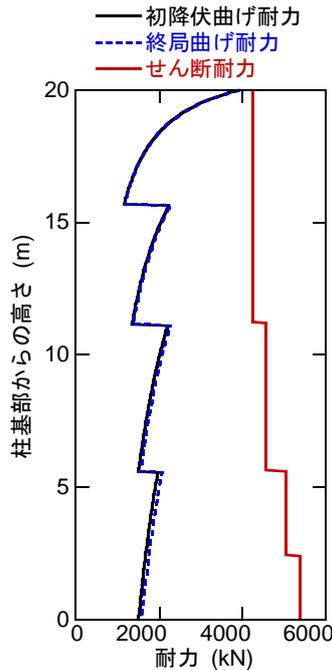


図-3 P1橋脚の耐力

耐力の算定は、道路橋示方書V耐震設計編に基づくこととした。ここで、P1橋脚に作用する上部構造の死荷重反力は3500kNとした。コンクリート強度は21N/mm²とし、鉄筋にはSD295が使われていたため、推定される実際の強度として公称強度の1.2倍の350N/mm²を用いた。なお、曲げ終局耐力としてはタイプI地震動に対する終局耐力を求めることとした。また、せん断耐力の算出の際には、荷重の正負交番繰り返しの影響に関する補正係数は1とした。

表-2は主要断面において、図-3は柱の高さ方向について、曲げ終局耐力 P_u 、初降伏耐力 P_{y0} とせん断耐力 P_{s0} を比較した結果である。ここで、図-3に示す慣性力作用位置から x の距離にある曲げ耐力 P_{a-x} は次式(3.1)より求めた。

$$P_{a-x} = \frac{M_x}{h-x} \quad (3.1)$$

ここで、 M_x は柱基部から x の距離にある断面の終局曲げモーメント、 h は基部から慣性力作用位置までの距離である。

表-2 P1橋脚の主要断面の耐力

(単位: kN)

柱基部からの距離 (m)	せん断耐力		曲げ耐力
	P_{s0}	P_{y0}	P_u
15.74	4257	1170	1173
11.2	4257	1356	1381
5.62	4571	1510	1556
2.4	5036	1671	1752
0	5379	1505	1578

表-2及び図-3によれば、本橋脚はせん断耐力には余裕があり、曲げ破壊型になることが分かる。曲げ耐力については、柱基部から15.74mの位置の径落し部2において最小となっており、この位置で破壊が生じることが推定され、これは2.に示したP1橋脚上部の破壊状況と一致する。

以上より、本橋脚は柱基部から15.74mの位置において曲げ破壊が生じたと推定される。なお、柱基部から15.74mの位置では、軸方向鉄筋比が0.09%と非常に低いため、この位置で軸方向鉄筋がコンクリートから抜け出して上部のコンクリートが剛体回転するような破壊モードになったことが推測される。

(2) 被災メカニズムの推定

岩手県が設置した調査検討委員会では、祭時大橋の被災状況の詳細調査、測量、地質調査、橋梁各部位・部材の耐力検討等をもとに、被災メカニズムの推定を行った。

表-3は、県が実施した地震前後の現地測量結果である。A1橋台とA2橋台のパラペット間の長さは地震後に約11m短くなっており、TEC-FORCEによる調査結果と概ね同様の結果であった。

また、地震時に地山崩壊に伴う地盤の移動を生じたA2橋台側の地質状況を把握するため実施したボーリング調査の結果から、A2橋台付近で今回の地震によるすべり面が確認された。

この他、損傷状態の詳細調査等の結果を踏まえ同委員会で検証された被災のメカニズムは、概ね図-4に示すとおりである。なお、詳細については

表-3 地震前後の測量結果³⁾

(単位:m)

項目	計測箇所	地震前	地震後	変化量	地震後長さ算出方法
橋長	A1橋台、A2橋台 パラペット間の長さ	94.900	83.881	-11.019	A1橋台、A2橋台前面間の測量値に、桁掛部の設計値(1.1)を加えた
A1橋台~P1橋脚 支間長	A1橋台~P1橋脚 支承中心間の長さ	27.000	27.070	0.070	A1橋台前面とP1橋脚支承間の測量値に、A1橋台前面からA1支承中心までの設計値(0.6)を加えた
P1橋脚~P2橋脚 支間長	P1橋脚~P2橋脚 支承中心間の長さ	40.000	29.408	-10.592	P1橋脚支承とP2橋脚のA1側壁面間の測量値に、P2橋脚のA1側壁面とP2支承中心までの設計値(0.9)を加えた
P2橋脚~A2橋台 支間長	P2橋脚~A2橋台 支承中心間の長さ	27.000	26.503	-0.497	P2橋脚のA1側壁面とA2橋台前面の測量値に、P2橋脚のA1側壁面とP2支承中心までの設計値(0.9)を減じ、A2橋台壁面とA2支承中心までの設計値(0.7)を加えた

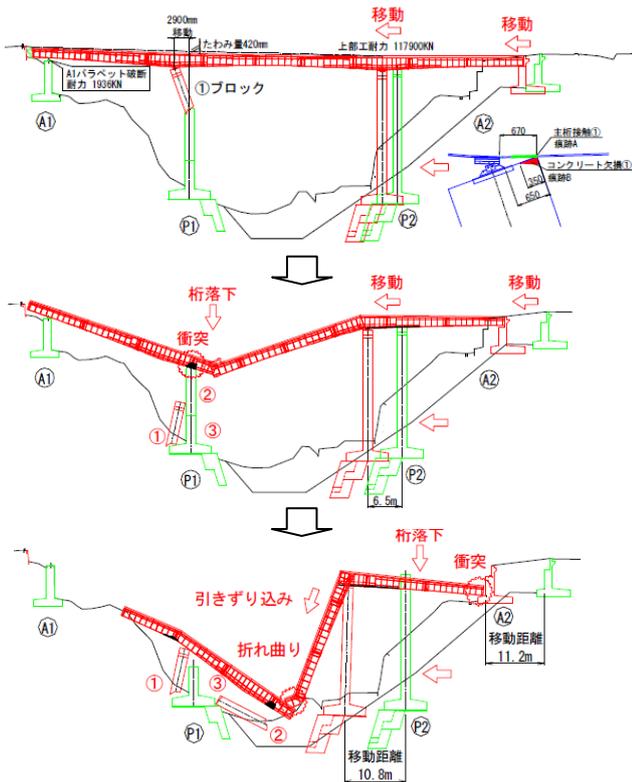


図-4 被災メカニズムの推定 (抜粋) 3)

委員会報告書³⁾を参照されたい。

- 1) 地震によるA2側地盤の破壊で、A2、P2がともにA1側へ移動し、これに伴いP1橋脚頭部の変位が大きくなり図中①ブロック部で破壊した。
- 2) P1橋脚①ブロックが落下後、主桁は下方向にたわみが進行して破断し、P1橋脚②ブロックの天端に衝突した。
- 3) 主桁は破断箇所を中心に引きずり込まれるように落下し、これに伴いP1橋脚②ブロックはA2橋台側へ転倒した。また、引きずり込みの影響でA2橋台側の主桁端部が落下した。

4. おわりに

祭時大橋の落橋は、A2橋台側で生じた大規模な

地山崩壊により地盤とともにA2橋台及びP2橋脚が強制的に移動し、P1橋脚の破壊から上部構造の落下に至ったものであったことが現地調査や解析による裏付け等をもとに推定された。

当該地域では地すべり地形が多数分布しているものの、発災前の地形を改めて見ても祭時大橋の架設地点を地すべり地形と明確に判読することは難しく、今回のような地すべりを事前に予測することは困難であったと考えられる。

一方、設計では基礎地盤が大きく動かないことを前提としており、今のところ地すべりに伴う橋台や橋脚の強制的な移動を想定してこれらに抵抗する耐力を橋梁本体に求めることは難しい。

そのため、今後は路線計画や橋梁計画の段階において、周辺に地すべり地形が分布しており地震時に地すべりが生じやすいような地形では、通常以上に幅広い調査を行うとともに綿密に地質構造等の評価を行うなどして、地盤の不安定化の可能性について特に慎重に検討する必要がある。

最後に、今回の被災メカニズムの推定にあたっては、祭時大橋の竣工時の図面や点検記録等が大きく役立ったことから、施工・維持管理にかかる記録の保存は将来にわたり極めて重要であるということが改めて認識される結果ともなった。

参考文献

- 1) TEC-FORCE国道342号祭時大橋緊急調査結果報告、2008.6.18
- 2) 国総研資料第486号他「平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震被害調査報告」、2008.12
- 3) 国道342号祭時大橋被災状況調査検討委員会報告書、2009.6

玉越隆史*



国土交通省国土技術政策
総合研究所道路研究部道
路構造物管理研究室長
Takashi TAMAKOSH

生田浩一**



国土交通省国土技術政策
総合研究所道路研究部道
路構造物管理研究室 研究
官
Koichi IKUTA

運上茂樹***



国土交通省国土技術政策
総合研究所危機管理技術
研究センター 地震災害
研究官、工博(前独立行政
法人土木研究所構造物
メンテナンス研究セン
ター橋梁構造研究グル
ープ 上席研究員)
Dr. Shigeki UNJOH

堺 淳一****



独立行政法人土木研究所
構造物メンテナンスセン
ター橋梁構造研究グル
ープ 主任研究員、博(工)
Dr. Junichi SAKAI