

8. 鉄 道

8.1 被害の概要

北海道南西沖地震によって、鉄道も北海道南西部を中心に大きな被害を受けた。特に JR 北海道は道南を中心とする函館本線、津軽海峡線、江差線および室蘭本線の4線区で運転を一時中止した。線路点検の結果、盛土の崩壊、高架橋・橋梁の損傷、高架橋の上のコンクリート電架柱の折損倒壊など144箇所被害があり、被害額（応急復旧を中心とした工事費）は4線区で5億4000万円を超えた。特に津軽海峡線の高架橋の被害、函館本線の盛土の被害は大きく、早期復旧の障害となった。図8.1.1にこれらの線区の被害箇所を示す。

津軽海峡線は折損倒壊した電架柱を取り替え、損傷した高架橋をパイプサポートして7月14日には徐行で運転を再開した。室蘭本線は13日には運転を再開している。函館本線も盛土が崩壊した渡島大野一仁山間および二股一蕨岱間などを除いて地震の翌日（13日）には運転再開している。しかし、盛土崩壊地点の復旧には時間を要し、最終的に17日に開通した。江差線は地震の翌日から順次運転を再開し、17日には全線開通している。

以下、鉄道が受けた被害の状況を述べるとともに、青函トンネルの地震防災システムが捉えた今回の地震の際のトンネルの挙動や地震後に行った常時微動測定調査について述べる。

8.2 高架橋・橋梁の被害

今回の地震によって、木古内付近のRCラーメン高架橋や橋梁、さらには付帯構造物である電架柱に大きな被害が発生した。ここでは、主な被害について概説する。

8.2.1 RC ラーメン高架橋の被害

(1) 構造物の概要

当該高架橋は、橋軸直角方向1径間橋軸方向6~7径間の複線用のRCラーメン高架橋である。RCラーメン高架橋は近年の鉄道コンクリート構造物で最も一般的な構造形式である。しかし、当該高架橋は積雪地対応として、軌道階にスラブを設けない開床式としていているところに特徴がある。全体図を図8.2.1に示す。

なお、当該高架橋は、起点側および終点側のそれぞれの山に挟まれた平地に位置している。当該高架橋区間は、4ブロックのRCラーメン高架橋があるが、そのうち高架橋本体が顕著な損傷を受けたのは1ブロックのみであった。

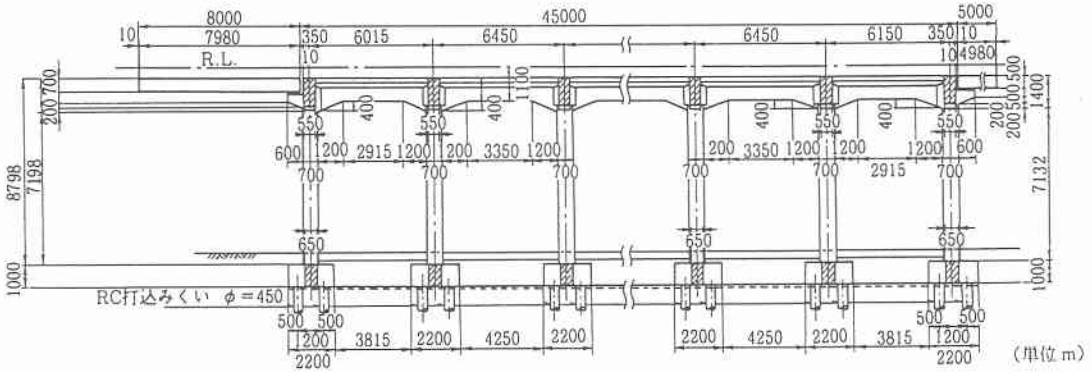


図 8.2.1(a) RC ラーメン高架橋全体図(縦断面図)

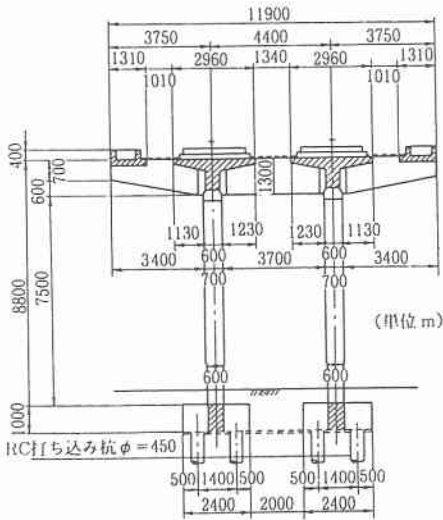


図 8.2.1(b) RC ラーメン高架橋全体図(横断面図)

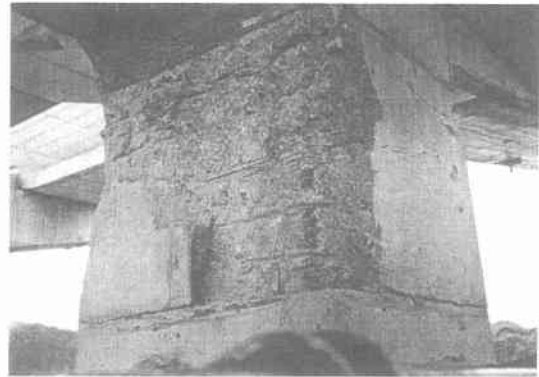


写真 8.2.1 高架橋の被害(柱部)

(2) 柱部の被害

高架橋の柱の上下端に曲げひびわれが発生していた。なお、柱上端部はかぶりコンクリートの剥落が生じていた(写真 8.2.1)。しかし、せん断ひびわれの発生は認められず、軸方向鉄筋と帯鉄筋で囲まれた内部のコンクリートは外観上は比較的健全であった。

(3) 橋側歩道の被害

当該高架橋は開床式であるために、橋側歩道は高架橋の横梁(片持ち梁)で支持される単純桁となっており、単純桁と横梁との接続にはゴムシューおよび PC 鋼棒を用いている(図 8.2.2)。橋側歩道として使用している単純桁が橋軸直角方向に 5~10 cm 程度ずれており、PC 鋼棒が大きく変形していた(写真 8.2.2)。

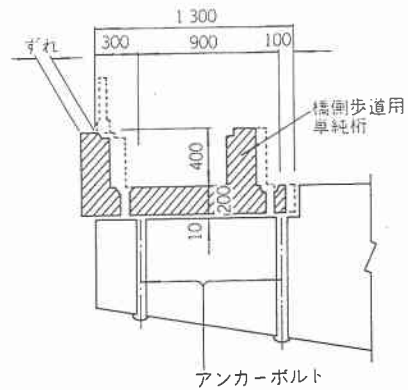


図 8.2.2 橋側歩道部の被害状況

(4) 電架柱の被害

当該高架橋の電架柱が折損した。当該高架橋区間における電架柱は、大きな地震動が作用した場合

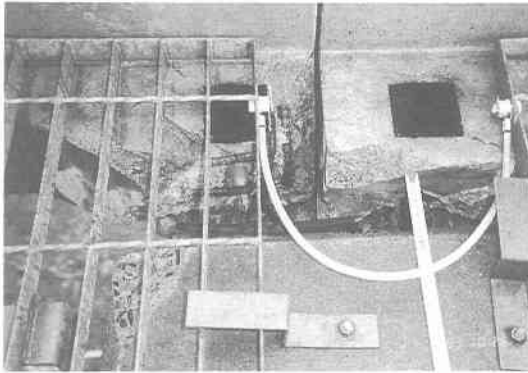


写真 8.2.2 高架橋の被害(橋側歩道)

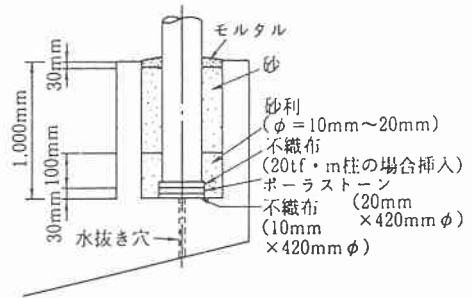


図 8.2.3 電架柱の基礎の構造

には電架柱基礎部の表層部のモルタルが破壊しヒューズとして機能し、その後地震動を電架柱基礎部の砂により減衰させるような機能を有した構造となっている(図 8.2.3)。

なお、津軽海峡線の高架橋区間では、多くの箇所においてモルタルの破壊が生じた。そのうち電架柱の折損がわずかであったことから、電架柱基礎部は設計思想とほぼ同様の挙動を示したと考えられる。

8.2.2 単純桁式橋梁の被害

(1) 構造物の概要

本橋梁は PC 箱形および RCT 形桁を支持する橋梁である。PC 箱形桁は当橋梁は前記の RC ラーメン高架橋と同様に積雪地対応として開床式としている。全体図を図 8.2.4 に示す。

(2) 横桁の被害

横桁端部付近にひびわれが発生していた。横桁に主桁を支点として桁の面内方向に水平力が作用したことにより生じたものと考えられる(図 8.2.5)。

(3) 支承部の被害

本橋梁の支承は、ゴムシューとストッパーの組合せとなっている。この構造は、宮城県沖地震の被害以降、鉄道コンクリート橋梁に多用されている従来の支承構造より耐震性に優れた支承構造である。

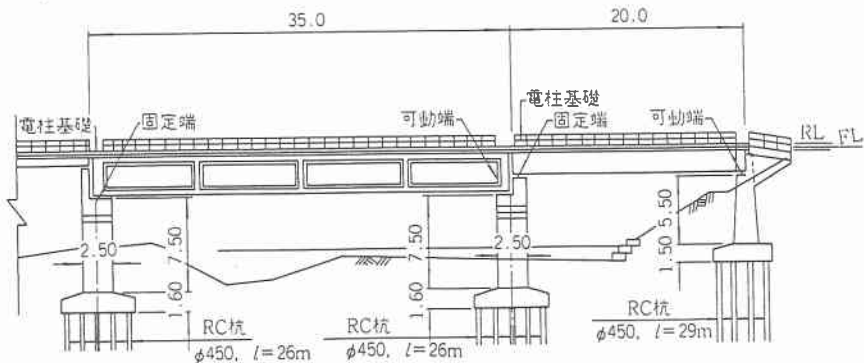


図 8.2.4 単純桁式橋梁の全体図

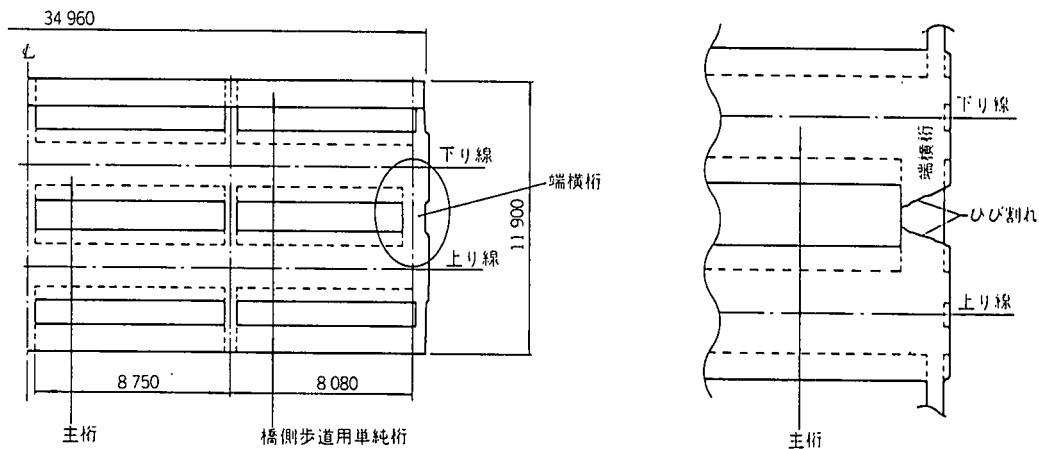


図 8.2.5 端横桁部の被害状況

本支承における被害は、特に顕著なものが認められなかったが、ゴムシューのせん断変形量（地震後の残留変形量）が大きく、一部ゴムシューを構成するゴムとステンレス鋼板の剥離状態が見受けられ、大きな水平力が作用したことがわかる。

8.3 盛土の被害

北海道南西沖地震によって、津軽海峡線や江差線、函館本線、室蘭本線で湾曲等の軌道変状（約56箇所）や盛土等の路盤変状（約37箇所）が生じた。なお、変状箇所数は同月15日現在で運転規制にかかわるものを計上しており、全線開通は応急復旧で開通したものも含めて同月17日である。そのほか、旧函館栈橋のシーポートプラザでは地盤面に変状が生じるとともに岸壁にも変状が生じ、旧有川栈橋では岸壁変状と路盤変状が生じるとともに、噴砂も多量に発生した。以下に図 8.3.1 に示す主な盛土被害について述べる^{1),2)}。

8.3.1 津軽海峡線知内・木古内間の建有川橋梁の橋台裏盛土

図 8.3.1 の A 点にある建有川橋梁（85K922M）において、終点方橋台 2A の背面盛土が約 40 cm 沈下した。

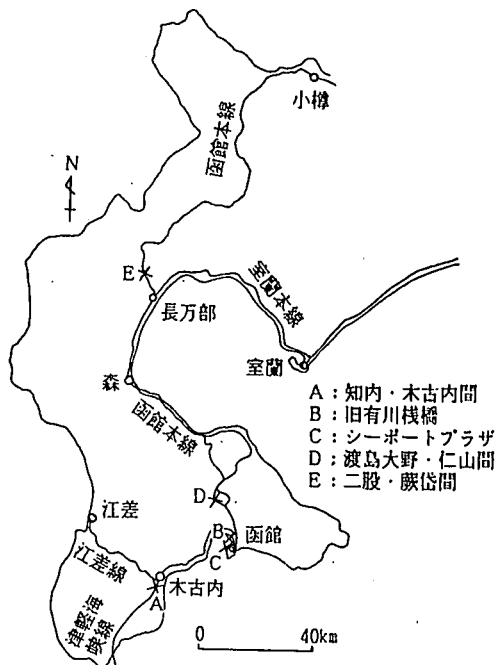


図 8.3.1 鉄道における主な盛土被害位置

8.3.2 旧有川棧橋

図 8.3.1 の B 点にある旧有川棧橋で、写真 8.3.1 に示すように岸壁の変状（ケーソンの食い違いや沈下、傾斜等）が生じるとともに、路盤面に沈下や地割れ、段差等の変状が生じた。特にケーソン上の地盤とケーソン背後の地盤との間に大きい段差等が発生した。また、写真 8.3.2 に示すように噴砂も多量に発生した。この旧有川棧橋では 1968 年の十勝沖地震でも岸壁変状が生じるとともに、構造物に不同沈下等の被害が発生している³⁾。



写真 8.3.1 旧有川棧橋(岸壁に不陸・食い違いが生じ背後の地盤が大きく沈下した)



写真 8.3.2 旧有川棧橋(バラスト上の噴砂発生跡)

8.3.3 シーポートプラザ(旧函館棧橋)

図 8.3.1 の C 点にある旧函館棧橋のシーポートプラザでは地盤面に沈下、亀裂等の変状が生じた。また、ここの建物は長さ約 50 m の基礎杭を有するため沈下していないが、写真 8.3.3 に示すように、周辺地盤が沈下したため給排水設備に変状が生じた。岸壁でも写真 8.3.4 に示すように、ケーソンの



写真 8.3.3 シーポートプラザ(岸壁と背後の地盤の間が開く)



写真 8.3.4 シーポートプラザ(建物は長い支持杭基礎で沈下せず、建物の周囲の地盤に沈下が発生)

移動や沈下、傾斜等の変状が生じるとともに、背後の地盤との間に段差、開口が生じた。噴砂の発生は少なかった。なお、岸壁では今回も1968年の十勝沖地震^{3),4)}のときと同様に、大正14年に築造した岸壁(延長108m)の部分に沈下、移動等が発生したが、昭和34年にフローティングタイプのニューマチックケーソンで底面をGL-27mまで深く根入れして作られた、先端の延伸部分約40mは被害を受けなかった。

8.3.4 函館本線渡島大野・仁山間18K800M付近の盛土

図8.3.1のD点の渡島大野・仁山間18K800M付近の盛土が写真8.3.5, 8.3.6に示すように、延長約166mにわたって崩壊し、沈下や亀裂、陥没等が発生した。レールは湾曲し、はしご状に浮いた状態になった。

この高さ約3.1~4.7mの盛土は図8.3.2~8.3.4に示すように、最大で約2.0m沈下し、右側に約2.0m移動した。盛土の崩壊土量は1000m³に達した。右法尻付近にある柵渠が盛土の崩壊土で埋没し、伏せびの出口にある胸壁が変状した。

この付近は大野川・久根別川等によって形成された第四系の扇状地堆積物および沖積層が広く分布する。盛土の左側の地盤は湿地状になっており、右側は牧草地である。地盤面は盛土の左側から右側

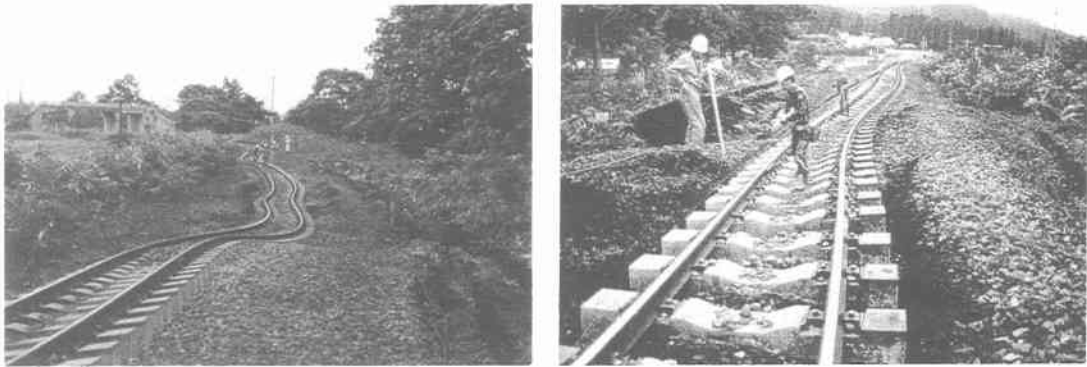
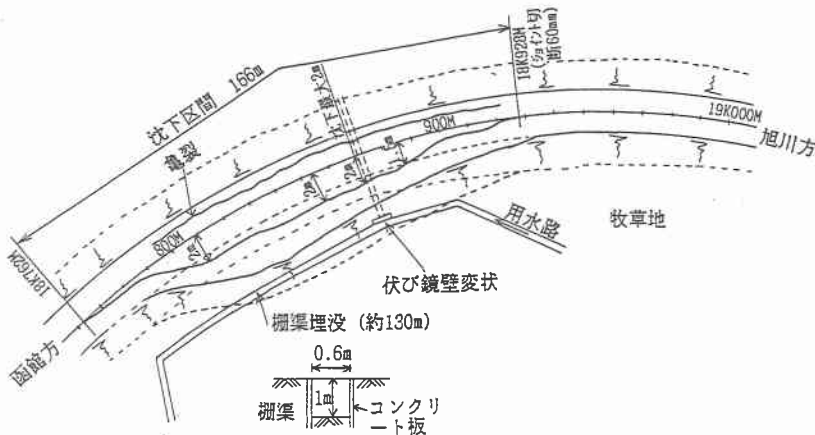


写真 8.3.5(左) 渡島大野・仁山間の盛土変状(18K900M 付近)(写真上方のレール屈曲箇所路盤に大きい陥没が発生し、全体的に写真の左側に移動した) 写真 8.3.6(右) 渡島大野・仁山間の盛土変状(18K800M 付近)(写真手前の所で路盤が大きく陥没するとともに、全体的に写真の右側に移動した)



平面略図

図 8.3.2 函館本線渡島大野・仁山間18K800M 付近の盛土被害状況

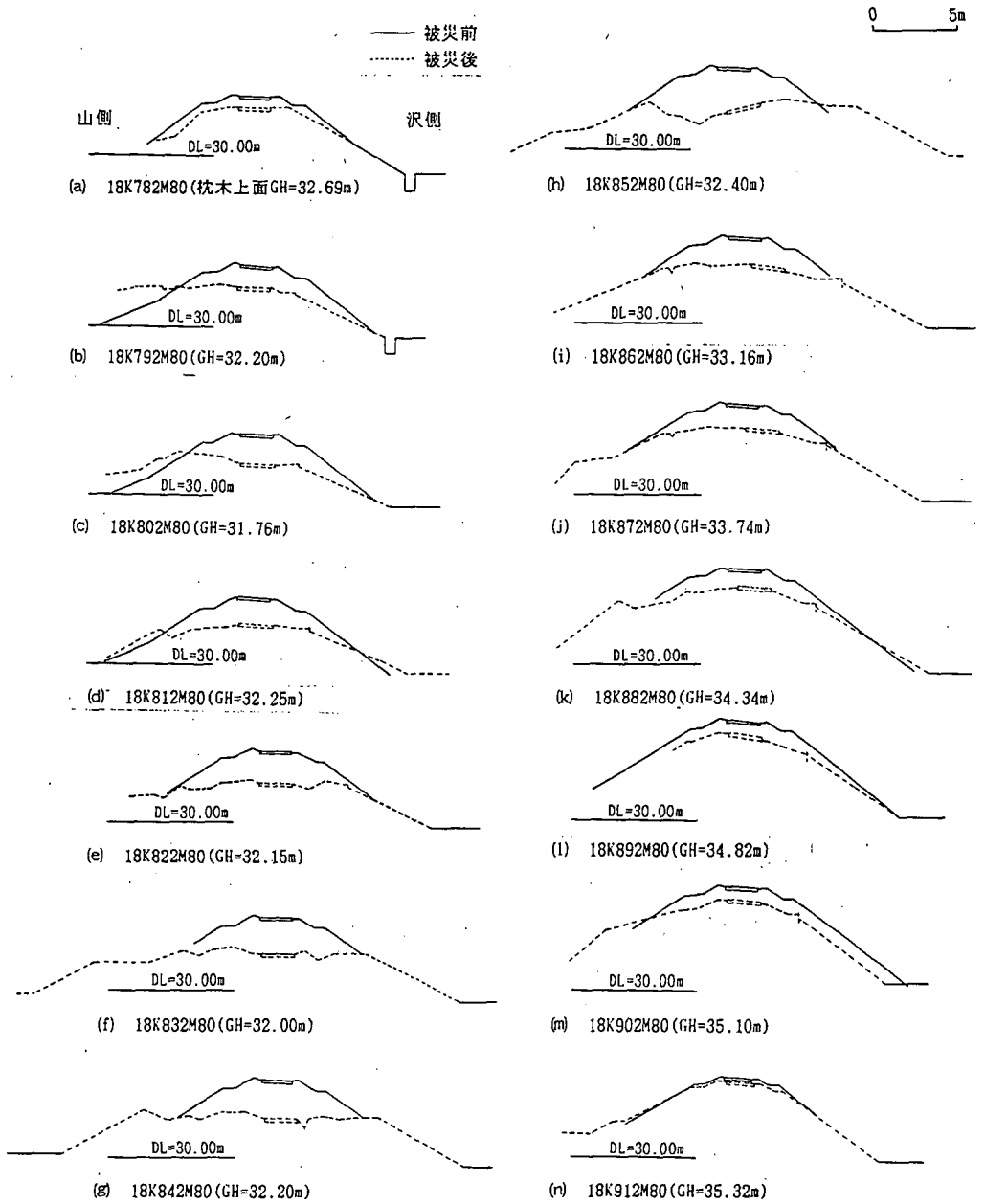


図 8.3.3 盛土の変形図(渡島大野・仁山間 18K800M 付近)

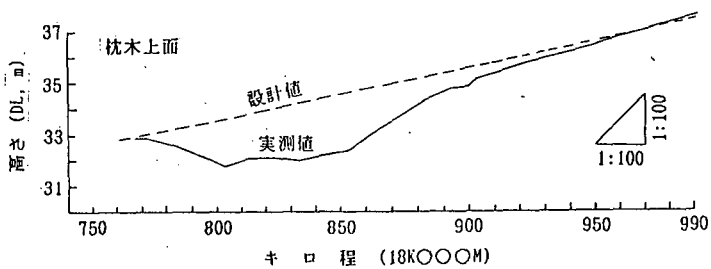


図 8.3.4 路盤沈下の縦断方向分布図(渡島大野・仁山間 18K800M 付近)

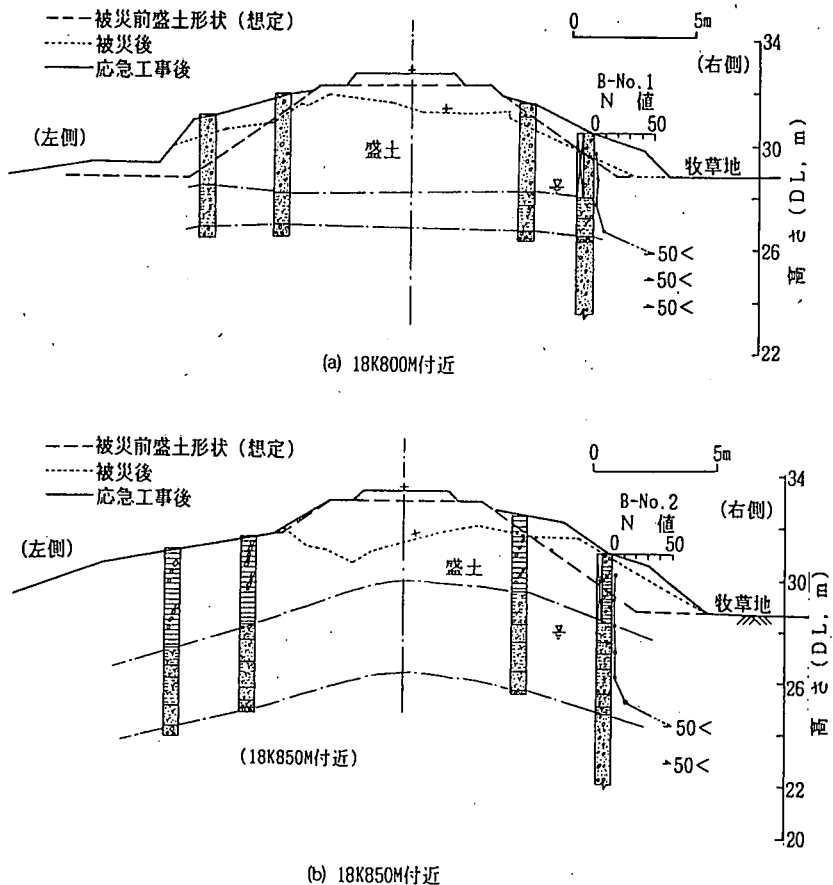


図 8.3.5 函館本線渡島大野・仁山間の盛土の変形と地盤状態

にすなわち盛土が特に大きく崩壊した方向に低くなっている。地盤調査結果によると、18K800M 付近の地盤には図 8.3.5(a)に示すように盛土直下の地盤には腐植土混じり軟弱土層が、その下には N 値の大きい砂礫層が堆積している。また、図 8.3.5(a)の位置より 50 m 終点寄りの 18K850M 付近の地盤には、図 8.3.5(b)に示すように 18K800M 付近の地盤と同様に腐植土混じり軟弱土層があり、その下には N 値の大きい砂礫層が堆積しており、その境界は傾斜している。こちらの盛土の変形程度は 18K800M 付近の盛土より大きい。文献 5)によれば盛土の崩壊形状は地盤構造に対応していることが多いので、この付近の盛土の下の軟弱土層底面すなわち砂礫層上面は上に凸型に傾斜している、18K800M 付近ではその頂部が比較的平らであるが、18K850M 付近ではその頂部は円弧状になっていることが推察される。なお、ここの法尻付近の電柱は盛土と反対側に傾斜している。

8.3.5 函館本線二股・蕨岱間 124K100M 付近の盛土

図 8.3.1 の E 点の二股・蕨岱間 124K100M 付近の盛土が、写真 8.3.7, 8.3.8 に示すように、延長約 360 m にわたって崩壊して、沈下や亀裂、陥没が発生するとともに、バラストの左右レールの間付近に線路方向の亀裂が生じた。また、レールは湾曲し、はしご状に浮いた状態になった。

ここは平野部から山間部への入口付近に位置し、線路左側にはほぼ平行している国道 5 号線を挟ん



写真 8.3.7(左) 二股・蕨岱間の盛土変状 (124K080M 付近) (路盤が右側に大きく傾斜, 沈下し, レールが梯子状になる) 写真 8.3.8(右) 二股・蕨岱間の盛土変状 (124K130M 付近) (路盤が右側に大きく傾斜, 沈下し, 枕木が浮き上がっている)

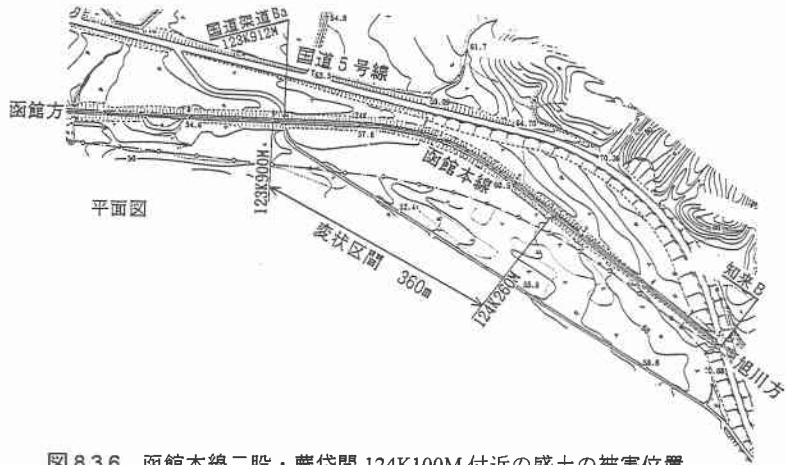


図 8.3.6 函館本線二股・蕨岱間 124K100M 付近の盛土の被害位置

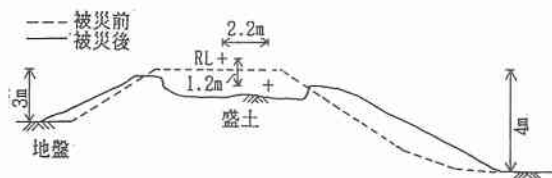


図 8.3.7 函館本線二股・蕨岱間 124K100M 付近の盛土の変形状態(代表断面, 124K120~130M)

で山地の斜面につながっており, 右側はゆるやかな谷地形となっている。

この盛土は図 8.3.6 に示すように, 山地沿いの低湿地上にあって, その高さは左側と右側で異なり, 図 8.3.7 の代表断面では左側が約 3m, 右側が約 4m である。盛土は軌道部がボックス状に陥没して最大で約 1.2m 沈下するとともに, 法面部が広がるように変形したが特に右側に大きく約 2.2m 移動した。その変状図を図 8.3.8 に示す。崩壊土量は約 1000 m³ に達した。右法尻に沿う水路に変状は見られない。

地盤は盛土の両側が湿地になっているが, 図 8.3.9 に示す 124K100M 付近の地盤調査結果によると,

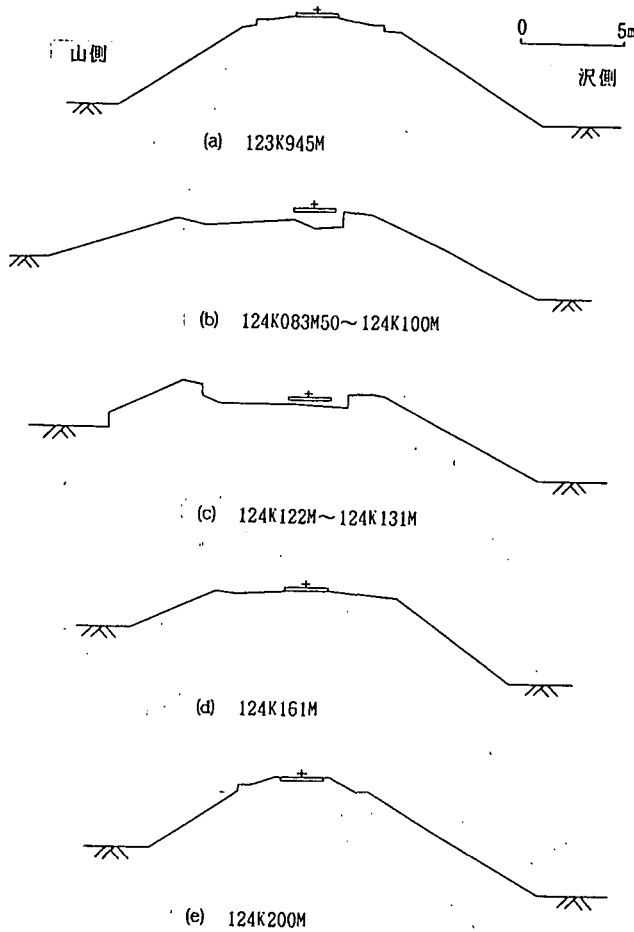


図 8.3.8 盛土の変形図(二股・蕨岱間 124K100M 付近)

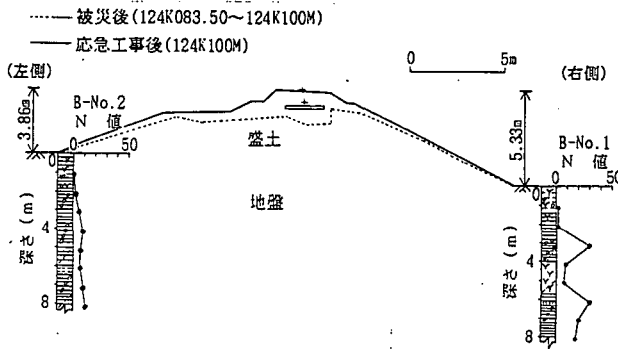


図 8.3.9 函館本線二股・蕨岱間の盛土の変形と地盤状態(124K100M 付近)

盛土直下の地盤には腐植土混じり軟弱粘性土層がある。しかも盛土が傾くように変状した方向すなわち盛土の左側から右側に地盤面が低くなっているが、右側の地盤に純腐植土層が存在している。盛土はこのように軟弱な粘性土層の上に乗っているが、さらに地盤の左側に變形しやすい腐植土層が存在していたため、地震時に地盤に不同変位が発生して盛土が崩壊したことが考えられる。

なお、図 8.3.6 の代表断面付近の左側で国道 5 号線の盛土も崩壊している。

8.3.6 その他

函館本線中ノ沢・長万部間 108K390M 付近で延長約 170 m にわたって、線路脇の排水溝(幅約 2.5 m, 深さ約 2.0 m) で底版コンクリートの浮き上がり, 側壁コンクリートの傾斜等の変状が生じている。ただし, ここでは軌道に変状はみられない。

8.3.7 復旧工法

ここでは函館本線渡島大野・仁山間 18K800M 付近と二股・蕨岱間 124K100M 付近の盛土の復旧工法について述べる。

渡島大野・仁山間の盛土の復旧に当たって, 図 8.3.10(a) に示すように盛土を乱杭打工で補強し, 法面には間隙水圧上昇による法面崩壊を防止するために水抜きパイプを打設するとともに, コンクリートブロック格子枠工と張芝を施工した。また, 線路脇の排水路と横断排水路の復旧を行った。復旧工事は 12 月 17 日に完了している。

二股・蕨岱間の盛土の復旧に当たって, 図 8.3.10(b) に示すように盛土を乱杭打工で補強し, 法面には間隙水圧上昇による法面崩壊を防止するために水抜きパイプを打設するとともに, 盛土の法尻部にふとん籠工(レール杭補強)を施工した。復旧工事は 11 月 30 日に完了している。

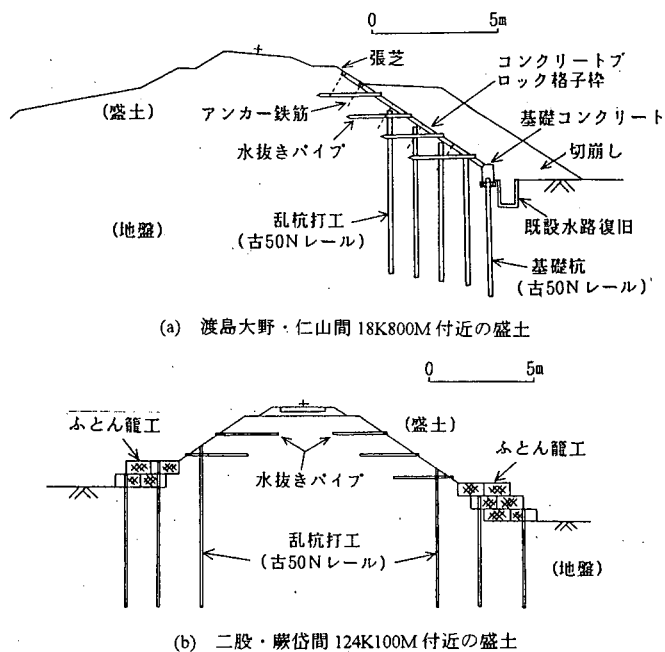


図 8.3.10 復旧工法の標準断面図

8.3.8 まとめ

今回の地震による顕著な盛土被害は, 橋台裏盛土の沈下, 軟弱地盤上それも軟弱層底面が傾斜した地盤上の盛土, あるいは比較的硬い地盤と軟らかい地盤に跨がる盛土の崩壊であり, その他に海岸を埋め立てて作った岸壁とその背後地盤に生じた被害等であるが, これらは過去の地震でもよく見られ

る地盤上の被害に属する⁹⁾。

以上の調査に当たって JR 北海道本社と同函館支社、および JR 貨物北海道支社にお世話になりました。ここに記して厚く御礼を申し上げます。

8.4 その他の被害

8.4.1 電力設備の被害

海峽線の電力設備の被害は知内一木古内間に集中した。第3建有高架橋およびその前後で8本の電架柱が折損・倒壊したほか、木古内高架橋の上でも4本の電架柱が折損・傾斜した。そのほか、鷲ノ巣一長万部間の盛土区間においても電架柱の傾斜が発生したが、列車運行に支障するほどのものではなかった。各線別の電架柱関連の被害は次のとおり。

海峽線：高架区間＝電架柱（折損倒壊12本＋傾斜30本＋ねじれ2本＋ひび割れ5本）＋電柱基礎亀裂24箇所

盛土区間＝電架柱（傾斜3本＋ひび割れ2本）＋電柱基礎傾斜1箇所

江差線：盛土区間＝電架柱傾斜4本

函館線：盛土区間＝電架柱傾斜55本＋照明器具脱落損傷33灯

8.4.2 信号・通信設備の被害

信号・通信設備の被害としては、路盤崩壊・沈下にともなった地上設備の傾斜や信号ケーブルルートの変形・損傷などがあげられる。具体的には、渡島大野駅構内の場内信号の傾斜、盛土の崩壊（渡島大野一仁山間および二股一藤岱間）による信号ケーブルの損傷、山崎川橋梁付近の路盤沈下による信号ケーブルの断線などのほか、電話装置の損傷などが発生した。

8.4.3 建築・機械関係の被害

被災建物は函館、長万部、渡島福島などに集中している。建築関係では、建物躯体の亀裂や内外壁の亀裂・剥離・浮き上がりなどのほか、地盤の沈下・地割れ・陥没などに起因して埋設物・土留擁壁、給排水管など、計55箇所被害が発生した。

また機械関係では、函館から森・長万部にかけて機械設備23台が被害を受けた。具体的には、排水処理装置や給油装置の破損、地下タンクの天盤亀裂、換気装置の吊金具の破損、ATS試験機の倒壊、ボイラ送風機軸の損傷、蒸気管・暖房配管および配管トラフの破損などである。

また2次災害として、排水管が折損して機関車転車台が水没したほか、エスカレータピットに亀裂が生じて地下水が浸入し結果的にステップが破損するなどの被害が発生している。

8.5 地震時の対応と復旧

8.5.1 地震時の対応

地震発生と同時に警報地震計からの情報などにより列車は運転抑止されている。発生の30分後に

表 8.5.1 不通区間と開通日時

線 名	線 別	駅区間及び構内		開 通 日 時		備 考 (変 状 状 況)
		か ら	ま で			
函館本線	単	渡島大野	仁 山	7月14日	17時25分	路盤>大野BV
	単	大沼公園	赤井川	7月13日	19時05分	路盤、橋梁
	単	赤井川	駒ヶ岳	7月13日	19時05分	路盤、軌道
	上下	石 谷	本石倉	7月13日	9時50分	軌道
	上下	山 崎	黒 岩	7月13日	11時50分	路盤、軌道、橋梁
	下	中の沢	長万部	7月13日	11時06分	路盤
	上	中の沢	長万部	7月13日	10時53分	路盤
	単	二 股	蕨 岱	7月17日	20時00分	路盤、軌道
	単	黒松内	熱 郭	7月15日	17時00分	路盤、軌道
室蘭本線	上下	長万部	旭 浜	7月13日	9時35分	軌道、橋梁>溝尻川
江 差 線	単	久根別	上 磯	7月13日	22時20分	路盤、軌道、橋梁
	単	矢不來	上 磯	7月14日	2時00分	路盤、軌道、橋梁
	単	木古内	吉 堀	7月14日	17時50分	軌道
	単	中須田	江 差	7月17日	2時00分	軌道
海 峽 線	下	知 内	木古内	7月14日	15時46分	路盤、電柱傾斜
	上	知 内	木古内	7月14日	15時52分	橋梁>木古内、建有

に達している。

なお、列車の運転状況と運転士の地震知覚状況は図 8.5.1 のとおりである。全停止列車のうち約 1/3 にあたる 9 本の列車が走行中に揺れを感じて停止している。新潟地震や釧路沖地震の際にも、約 1/3 の列車が走行中に揺れを感じて停止した。図 8.5.1 には地震による不通区間も示した。

8.5.2 復旧

地震発生後、7月12日から17日にかけて259.4 kmを延べ22人で検査した結果、鉄道被害線区全域で軌道変状、路盤変状を中心として124箇所の被害が発生したことが判明した。これらの被害により発生した不通区間とその開通日時を表 8.5.1 に示す。

8.6 青函トンネルの地震時挙動

8.6.1 はじめに

津軽海峡の下を通る青函トンネルは、幸いにして地震による本体構造物の被害はなかったが、警報地震計や高感度ひずみ計、流量計などからなる青函トンネル地震防災システム“STREAMS (The Seikan Tunnel Earthquake Alarm and Monitoring System)” (図 8.6.1) ⁶⁾ が、トンネル構造物の地震の最中とその後の挙動を克明に記録した。ここでは、この STREAMS によって残された記録、すなわちトンネル覆工ひずみやトンネル坑内湧水の変動記録を解析することによって、この地震が青函トンネルに及ぼした影響を明らかにする。

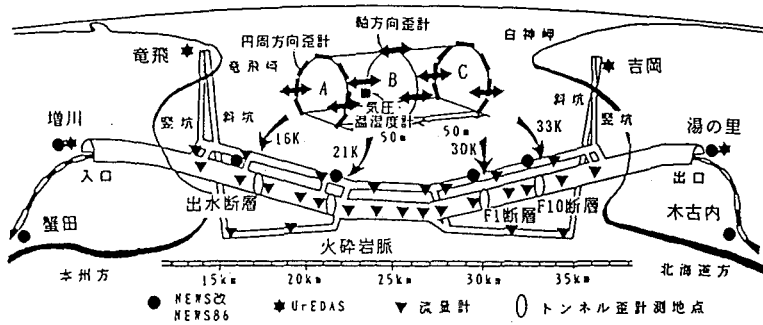
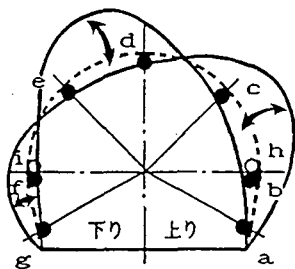


図 8.6.1 青函トンネル地震防災システム“STEAMS”の概要

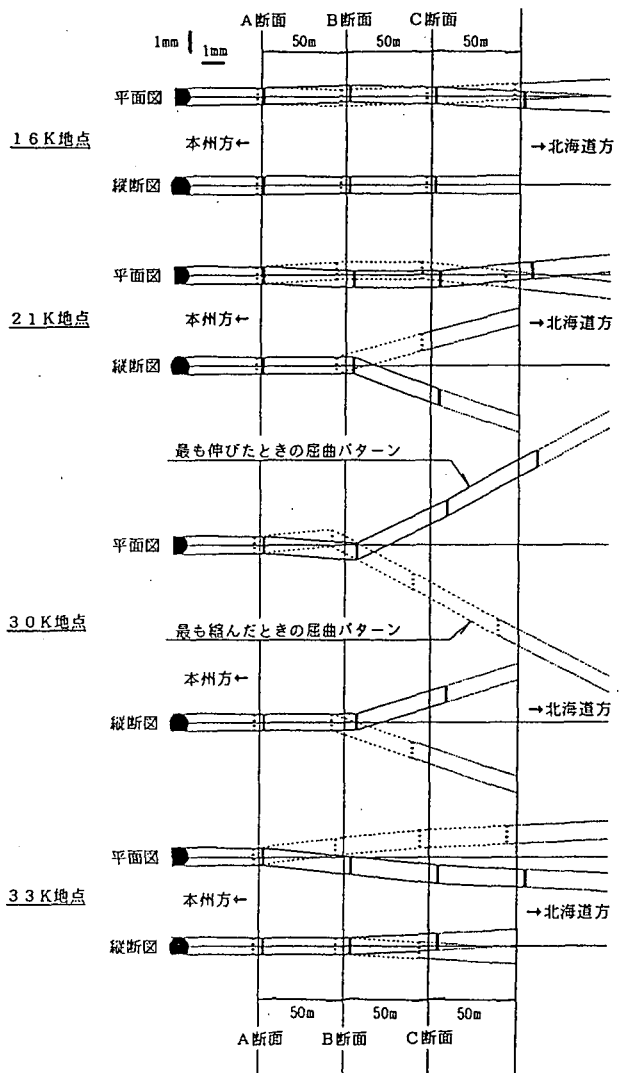
8.6.2 地震時のトンネル挙動

地震の最中のトンネル断面変形パターンとトンネル軸方向伸縮・屈曲パターンは、トンネル覆工ひずみ変動波形の位相差と振幅を考慮した解析により明らかになった。図 8.6.2 は、覆工ひずみの全観測地点でみられた断面変形パターンである。釧路沖地震の際にも同様のパターンを確認している⁷⁾。起点方を背にしてみた断面の左上から右下にかけて約 60°の傾きをもつ軸とこれと直交する軸方向に振動の腹があり、トンネル周囲の境界条件、あるいは岩盤特性がこれらの軸方向に傾斜していることを示唆している。図 8.6.3 は、トンネル軸方向の伸縮・屈曲パターンである。30K 地点



本図は変形のパターンを表したもので、変形量そのものを表したものではない。

図 8.6.2 断面変形パターン



《基準の取り方》

- (1) 水平方向は、A断面より本州方を基準に取る。
- (2) 鉛直方向は、A断面とB断面の間を基準に取る。

図 8.6.3 伸縮・屈曲パターン

(本州方坑口から約 30 km の地点、以下同じ) の挙動が顕著である。これは、この地点が最大断層である F1 断層に当たり、しかも震源域にかなり近接していたため、他地点に比べて地震動加速度が大きかったこと、さらにこの部分の覆工の古いひび割れによって、伸縮・屈曲しやすくなっていたことなどが原因として考えられる。

なお、STEAMS の警報地震計で記録されたトンネル坑内における水平合成最大加速度は、16K 地点 38 Gal, 21K 地点 39 Gal, 30K 地点 67 Gal, 33K 地点 56 Gal であった。

8.6.3 地震後のトンネル挙動

(1) 津波とトンネル覆工ひずみ

北海道南西沖地震は大津波を伴って各地に大被害をもたらした。海上保安庁水路部の竜飛検潮所と吉岡検潮所でも津波を観測している。竜飛検潮所では、地震発生からおよそ 30 分経過した 22 時 48 分に津波の第 1 波の到来を観測している。竜飛で観測された津波はそれほど顕著なものではなく、最高・最低潮位でも通常海面に対して ± 10 cm 程度の変動幅となっている。津波の周期は 20 分前後である。一方、吉岡検潮所でも、地震発生から 30 分経過した 22 時 47 分に津波の第 1 波の到来を観測している。最高潮位は 7 月 12 日 23 時 43 分に観測された通常海面より 83 cm 高い潮位で、最低潮位は翌 13 日 1 時 3 分の通常海面より 54 cm 低い潮位であった。周期は 10 分前後である。なお、両検潮所とも

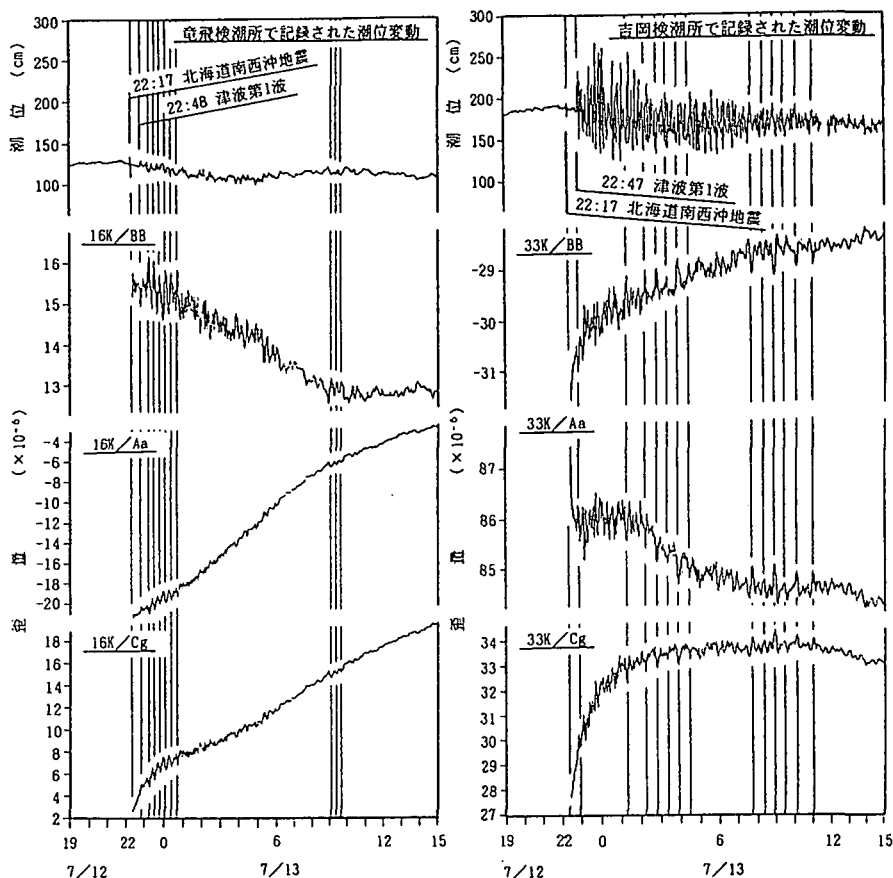


図 8.6.4 津波波形と覆工ひずみの変動波形

翌13日いっぱい津波が続いた。

図 8.6.4 に竜飛検潮所と吉岡検潮所で観測した津波波形とそれぞれの場所に最も近いトンネル坑内の 16K 地点と 33K 地点で記録されたトンネル覆工ひずみの変動波形の一部を同じ時間スケールで描いたものを示す。覆工ひずみの変動波形には、津波の影響と考えられる微細な波形が記録されていることがわかる。とくに 16K 地点のひずみ変動には、津波が始まってから約 2 時間の間に、津波と位相が一致するおよそ 20 分の周期の波形が存在することが確認できる。また、33K 地点でも、大きくひずみが増加するところには津波にも 20 分程度の周期の波が対応していることがわかる。このことは、たとえ潮位変動が小さい津波であっても、海底深くの岩盤のひずみを変動させる程度の影響をもっていることを示したものと考えられる。

覆工ひずみの変動波形に記録された津波の影響は、最大ひずみ変動幅でも 2×10^{-6} 程度であった。

(2) 地震後のトンネル覆工ひずみの変動

地震発生と同時に覆工ひずみは急激に大きく変動した。さらに特徴的なのが、地震発生直後から時間をかけてそのひずみがゆったりと大きく変動したことである。この変動は、程度の差、傾向の違いこそあれ、全監視地点で確認された。この現象は、釧路沖地震の際にも観測された⁷⁾。例として、21K 地点の C 断面で記録された 1993 年 1 月 1 日から 1994 年 3 月 31 日までの覆工ひずみの変動のようすを図 8.6.5 に示す。以下、1 月 15 日の釧路沖地震後の長期変動と 7 月 12 日の北海道南西沖地震時の急変とその後の変動を比較する。

釧路沖地震の際の覆工ひずみは、地震後 1 週間ほどかけて急速に大きくなる方向に変動し、その後 1 か月程度は緩やかな増加傾向を示したのち、北海道南西沖地震直前まで非常にゆったりとした速度で減少傾向が続いていた。北海道南西沖地震の発生とともに、釧路沖地震後の最大ひずみ変動幅の 2 倍程度の幅で一気に変動し、その後は余震（7 月 14 日、18 日、8 月 8 日）で変動に明確な段差を生じさせてはいるが、高いひずみレベルの状態が続いている。8 月 8 日の最大余震（M 6.5）以外の余震はごく小さな地震で地震動そのものも小さいため、ひずみ変動の明らかな段差と地震動の大きさの関係は明確ではない。

このひずみ変動は、トンネルのまわりの圧力が地震動が引き金となって変化したことによると考えられる。この圧力は、岩盤それ自身の圧力とその間隙を流れる被圧地下水の圧力に分けられる。今回記録された地震後の覆工ひずみの変動の主たる原因は、岩盤圧力の上昇ではなく、被圧地下水圧の上

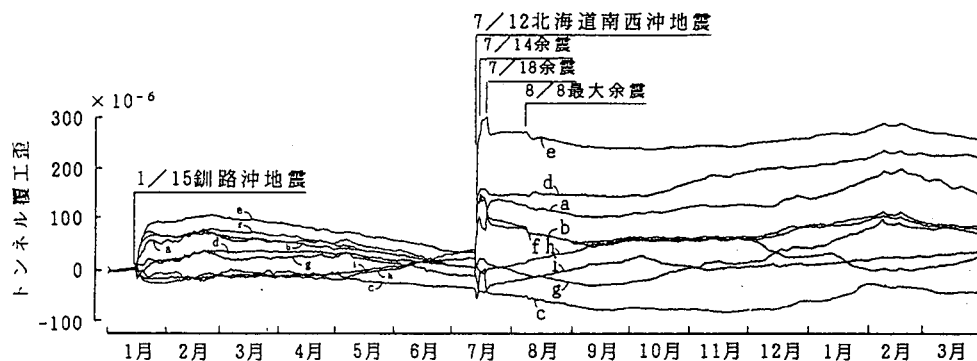


図 8.6.5 覆工ひずみの変動(1993年1月1日~1994年3月31日)

昇であると考えている。次項において、被圧地下水圧が上昇したことを示していると考えられる現象について述べる。

(3) トンネル坑内湧水量の変動

トンネル坑内の湧水は、水路を通して坑内3箇所の排水基地に集められ、そこから坑外に揚水している。坑内の水路を要所27箇所に設置した流量計によっていくつかの区間に分け、上流側と下流側の流量計で計測された流量の差でその区間の湧水量を求めている。

各流量計で計測された流量をもとに算出した各区間ごとの1分間当たりの湧水量について、北海道南西沖地震の前後での変化のようすを表8.6.1にまとめる。地震前として7月1日から12日まで12日間の平均を、地震後として7月13日から24日まで12日間の平均をとった。

16K地点はM4の上流側、同じく21K地点はM7、30K地点はM12、33K地点はM14の上流側に位置している。

地震を境にして湧水量が最も増加したのは本州方陸上部に位置するM1より上流の区間で、平均1.51 m³/分増加した。坑内湧水量全体の増加分が平均3.27 m³/分なので、この区間での湧水の増加が全体の増加分の45%ほどを占めていることになる。しかし、もともとこの区間の湧水量が坑内湧水量全体の50%強となっていることを考えると、増加分が異常に多いとは必ずしもいえない。他の区間は減少した1区間を除いて増減なしか増加の傾向を示している。

釧路沖地震の際にも、坑内湧水量の増加が認められた。しかし、このときの増加分は0.30 m³/分程度とわずかで、降水の影響や季節的変動と比較してもとりわけ大きな変化ではなかった。

このように、地震後にトンネル坑内の湧水量が増加する現象が明らかに認められた。これは、大きな地震動を受けることによって、岩盤の間隙を流れる地下水の圧力が上昇し、その結果、最も圧力の低い場所であるトンネル坑内に集まってくることによるものであろう。圧力の高い地下水がトンネルの周囲に集まるために、その圧力上昇により覆工ひずみが増大したものと推測される。地震後、地下水や温泉にさまざまな変化が現れたという例は多数報告されている⁸⁾。

図8.6.6に1988年10月1日から1994年3月31日までのトンネル坑内からの総排水量の推移を示す。降水の影響や季節的変動もかなり大きいですが、北海道南西沖地震に伴う坑内湧水の急増が顕著であ

表 8.6.1 湧水量の変化

測定区間 (流量計の名称)	区間平均湧水量 (m ³ /分)		増減 (m ³ /分)
	地震前 自7/01 至7/12	地震後 自7/13 至7/24	
本州方陸上部 M1	11.55	13.06	+1.51
本坑海底部 M2	0.26	0.26	0.00
〃 M3	0.53	0.61	+0.08
〃 M4	0.16	0.26	+0.10
〃 M5	0.31	0.38	+0.07
〃 M6	0.01	0.03	+0.02
〃 M7	0.29	0.42	+0.12
〃 M8	0.12	0.17	+0.05
〃 M9	0.30	0.33	+0.03
〃 M10	0.16	0.16	0.00
〃 M11	0.44	0.49	+0.05
〃 M12	0.25	0.27	+0.02
〃 M13	0.07	0.11	+0.04
〃 M14	0.00	0.01	+0.01
〃 M15	0.03	0.06	+0.03
北海道方陸上部 M16	0.98	1.23	+0.25
作菜坑 TS1	0.91	1.09	+0.19
〃 TS2	0.28	0.40	+0.12
〃 TP3	0.30	0.11	-0.19
〃 YP3	-	-	-
〃 YS3	0.08	0.10	+0.02
〃 YS2	0.35	0.39	+0.04
〃 YS1	-	-	-
先進導坑 TP1	3.00	3.35	+0.35
〃 TP2	-	-	-
〃 YP1	-	-	-
〃 YP2	1.82	2.18	+0.36
合 計	22.20	25.47	+3.27

“-”は故障

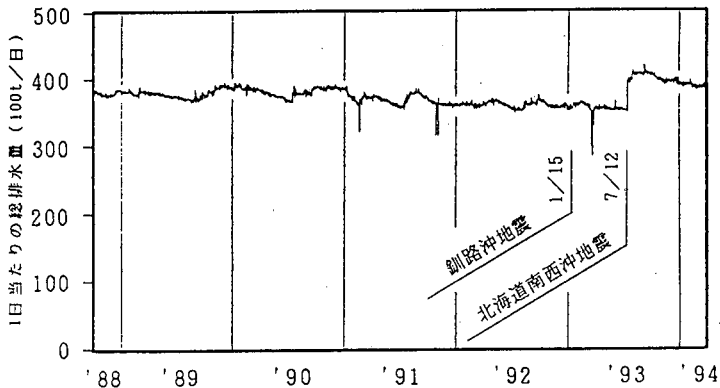


図 8.6.6 総排水量の推移(1988年10月1日～1994年3月31日)

ることがわかる。湧水量は緩やかな減少傾向にあるものの、平常より多い状態が続いている。

8.6.4 まとめ

青函トンネルは幸いにして地震による本体構造物の被害はなかった。しかし、STEAMSによって記録されたデータから、今回の地震がトンネル構造物に大きな影響を及ぼしたことがわかった。釧路沖地震後の覆工ひずみの変動は数か月の時間経過とともにゆるやかに収束していったが、北海道南西沖地震によってもたらされた各種変動の大きさは釧路沖地震のそれよりも大きく、また、坑内湧水量の減少傾向も緩慢なため、収束するまでには相当の期間がかかるものと推測される。

今後も STEAMS による観測データの解析を続け、長大海底トンネルが地球規模で働く外力に対して、どのように挙動するのかを注意深く監視していく必要がある。

8.7 常時微動測定による被害分析

8.7.1 はじめに

ここでは2地域において被害構造物と地盤およびその周辺の常時微動を測定し、受けた被害の程度を定量化するとともに、被害要因の分析を行った。

8.7.2 測定機器および解析方法

常時微動測定に使用した機器は、(財)鉄道総合技術研究所で開発した PIC (携行型振動測定器: Portable Intelligent Collector) である。PIC を用いて、高架橋上部または盛土肩部と地表面で水平 X, Y および上下 Z の3方向の振動を同時に測定した。測定振動数範囲は 1~20 Hz に設定したが、スペクトル比の検討では 0.3~30 Hz の範囲を対象にできる。

各測点で約 41 秒間(1/100 秒間隔, 4 096 サンプル) の測定を 3 回実施した。この 41 秒間のデータを周波数分析し、ハニングウィンドウをかけて平滑化した 3 つのスペクトルを平均して最終的なフーリエスペクトルを求めた。さらに地盤の振動特性については、水平方向スペクトルを上下方向スペクトルで除したスペクトル比 (以下 QTS という) を算出し、3 回の測定分を平均して最終結果とした。

また構造物の振動特性については、構造物上部のスペクトルを地表面のスペクトルで除したスペクトルの比を各方向別に算出して推定した。中村ら⁹⁾によれば、地表面のQTSは、表層地盤の伝達関数を近似しており、構造物上部と地表面のスペクトル比は構造物の伝達関数を近似している。

8.7.3 被害の概要と常時微動測定

(1) 津軽海峡線 木古内-知内間第3建有高架橋

今回の地震で大きな被害が生じた第3建有高架橋は、建川1線橋梁を介して第2建有高架橋に接続している。図8.7.1に示すように、第2、第3建有高架橋はいずれも支間6.45m×5径間+支間6.02m×2径間が3ブロック(R1, R2, R4)と、これより若干短い支間6.45m×4径間+支間5.74m+支間5.74m×2径間の1ブロック(R3)の合計4ブロックで構成されている。

第2建有高架橋は震央距離約150kmの地点に位置している。外見上はクラック等の損傷は見られない。また高架橋上には電架柱が4本あるが、いずれも被害を受けていない。

第3建有高架橋は同じく震央距離約150kmの地点に位置しているが、今回の地震で最も被害の大きかった高架橋である。R1, R2については外見上の損傷は見られないが、R3はクラックが発生し、R4はコンクリートの剥離・クラックなど最も大きな被害が生じていた。この高架橋上の6本の電架柱はすべて折損・倒壊しており、復旧の際の大きな障害となった。また、第3建有高架橋の前後の電架柱2本も折損・倒壊した。

被災直後および1か月後に、被災した高架橋ブロックおよび外観上被害が認められない高架橋ブロックと地盤の常時微動を測定して、被害高架橋の刚性低下の程度を推定した。これらの被災高架橋と対比する目的で、被害を受けていないと思われる本州方の同種高架橋である第1薬師高架橋についても常時微動を測定した。

第1薬師高架橋は支間6.45m×6径間+支間6.04m×2径間のブロックR1~R4で構成されている。第1薬師高架橋は震央距離約210kmの本州方に位置しており、本地震による被害は受けていないものと考えられる。ただし、第1薬師高架橋のR1, R2ブロックは、10年前の1983年の日本海中部地震により損傷している。この高架橋のR3, R4ブロックは日本海中部地震以後建設されたものである。

さらに、今回の被害を特徴づける電架柱の被害について検討するため、常時微動により電架柱の固

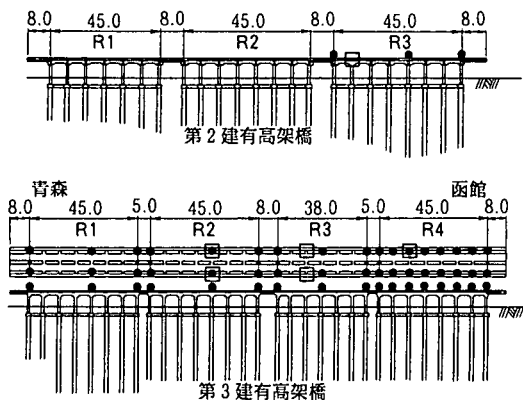


図8.7.1 第3建有高架橋の全体図

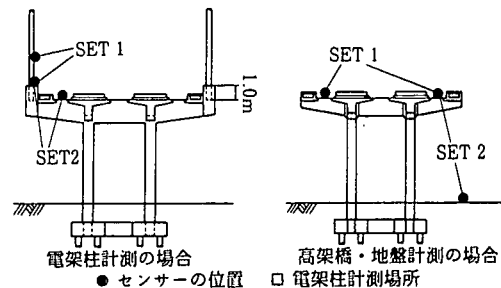


図8.7.2 第3建有高架橋における常時微動測定箇所

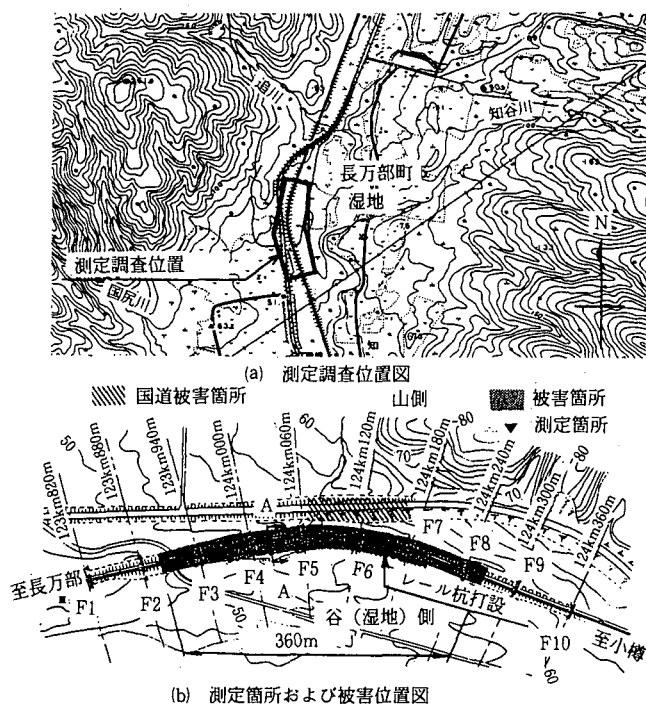


図 8.7.3 盛土における常時微動測定箇所

有振動数を測定した。常時微動の測定箇所を図 8.7.2 に示す。

(2) 函館本線二股一蕨岱間の盛土

測定箇所は図 8.7.3 に示すように被害地域 6 箇所、その両側に 4 箇所設定した。常時微動測定時には、盛土の復旧工事中で、谷側の地盤にレール杭を打設中であった (図 8.7.3 に●印で示す)。

8.7.4 ここで用いた地震被害評価指標について

ここで使用した評価指標は、地盤については K 値¹⁰⁾、高架橋については K_S 値¹¹⁾ およびみかけのヤング率 $E^{11)}$ 、盛土については K_E 値および K_J 値¹²⁾ である。これらの指標の詳細については参考文献にゆずるが、以下簡単に解説する。

K 値に地震時の最大加速度を掛けることにより、構造物または地盤に生じるひずみがおおまかに算定できる¹⁰⁾。この場合の最大加速度は、 K 値 (地盤) と K_J 値 (盛土) に対しては基盤、 K_S 値 (高架橋) と K_E 値 (盛土) に対しては地表面のものである。

構造物や地盤の被害は発生するひずみに密接に関連しており、盛土や高架橋、地盤などでは概ね 10^{-3} 程度で被害が現れ始める。したがって、一定の最大加速度の下で被害が発生しやすいものとならないものが K 値によって容易に識別できることになる。各 K 値とひずみの関係およびその定義式は次のとおり。

(1) 表層地盤の K 値 (塑性化判定指標)¹⁰⁾

$$\gamma = C \times K \times \alpha_B \quad (\text{単位: } \mu)$$

$$C = 1 / (\pi^2 V_B)$$

$$K = A_P^2 / F_P$$

ここに、 γ は表層地盤の平均的な地震時せん断ひずみ、 α_B は基盤での地震動最大加速度、 F_P および A_P はそれぞれ常時微動測定より推定される表層地盤の卓越振動数と増幅倍率、 V_B は基盤の S 波伝播速度 (m/s) である。通常、 $V_B = 600$ (m/s) だから¹³⁾、 γ は次式で近似される。

$$\gamma \approx 1.69 \times K \times \alpha_B (\mu)$$

(2) 高架橋の K_S 値

$$\varepsilon = K_S \times \alpha \quad (\text{単位: } \mu)$$

$$K_S = 7500 \times A_S \times b / (\pi \times F_S \times H)^2$$

ここに、 ε は高架橋の柱の上下端に生じる最大縁端曲げひずみ、 α は地表面の地震動最大加速度、 F_S および A_S はそれぞれ常時微動より得られた高架橋の卓越振動数および増幅倍率、 b は柱の振動方向の幅 (m)、 H は柱の高さ (m) である。

(3) 高架橋の柱のみかけのヤング率 E

高架橋の柱の損傷による剛性低下をすべてヤング率 E の低下に置き換えて評価する。

高架橋の固有振動数 F_0 と高架橋の諸元から、柱のヤング率 E (t/m^2) は次式で算定される。

$$E = (2 \pi F_0)^2 W H^3 / (24 I g)$$

ここに、 I は柱の断面二次モーメント (m^4)、 W は上部工の重量 (t)、 H は柱の高さ (m) である。固有振動数 F_0 は、常時微動測定に基づいて測定された卓越振動数 F_S を基に、土被り補正や基礎地盤補正を行って推定した。この方法で求められたヤング率 E は、コアを採取して測定した静的ヤング率 E とほぼ一致することが確かめられている¹⁴⁾。

(4) 盛土の K_E 値

$$\gamma_E = C \times K_E \times \alpha \quad (\text{単位: } \mu)$$

$$C = 1 / (\pi^2 V_B)$$

$$K_E = (A_E^2 \times A_P / F_E) \times (\phi / \beta)$$

$$\phi = F_{E0} / F_E^{15)},$$

$$\beta = \text{盛土の上面幅 } b / \text{盛土の底面幅 } B \text{ の関数}^{15)}$$

ここに、 γ_E は盛土の平均的な地震時せん断ひずみ、 F_E 、 A_E および A_P は常時微動で推定された盛土の卓越振動数、増幅倍率および地盤の増幅倍率、 α は地表面加速度 (cm/s^2)、 F_{E0} は盛土の固有振動数であるが ϕ および β の算定は文献¹⁵⁾を参照のこと。

$V_B = 600$ (m/s) とおける¹³⁾ から γ_E は次式で近似できる。

$$\gamma_E \approx 1.69 \times K_E \times \alpha \quad (\text{単位: } \mu)$$

(5) 盛土の K_J 値

$$\gamma_J = C \times K_J \times \alpha_B$$

$$K_J = A_J^2 / F_J$$

$$C = 1 / (\pi^2 V_B)$$

ここに、 γ_J は盛土本体と表層地盤を合わせた平均的な地震時のせん断ひずみ、 F_J および A_J は盛土上面の常時微動の QT スペクトルから推定される卓越振動数と増幅倍率、 α_B は基盤の最大加速度 (cm/s^2) を表す。 $V_B = 600$ (m/s) とおけるから γ_J は次式で近似できる。

$$\gamma_j = 1.69 \times K_j \times \alpha_B \quad (\text{単位: } \mu)$$

これらの指標を用いて地盤や構造物が受けた被害の大きさを定量的に把握し、被害要因の分析を行った。

8.7.5 測定結果と考察

(1) 第1薬師高架橋について

第1薬師高架橋はトンネルとトンネルに挟まれた高架橋である。ここでは、図8.7.4に示すようにR2とR3ブロックを測定したが、前述したようにR2については1983年の日本海中部地震を経験している。ここでは線路直角方向（HT方向）のみを議論の対象とする。

地盤と高架橋における常時微動の測定結果から推定した卓越振動数と増幅倍率を図8.7.5～8.7.8に示す。これらの高架橋の卓越振動数は3.5Hz前後で増幅倍率はほぼ10倍である。地盤の卓越振動数は約4.2Hzと高く増幅倍率は約2倍と小さい。これは基礎地盤が堅固であることを示唆している。

中村・中嶋⁸⁾にしたがって、高架橋のHT方向の卓越振動数から土被りや基礎地盤の影響を除去して、固有振動数を推定し、これと高架橋の諸元からヤング率Eを推定した。図8.7.9にその結果を示す。これによると、R3は通常のRCコンクリートの標準的な値であるが、R2はやや低めであることがわかる。これは日本海中部地震による損傷を反映したものと考えられる。

第1薬師高架橋R3の測定結果から、被害を受けていない津軽海峡線高架橋の柱部材のヤング率E

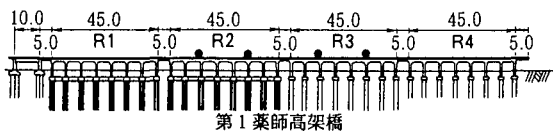


図8.7.4 第1薬師高架橋における常時微動測定箇所

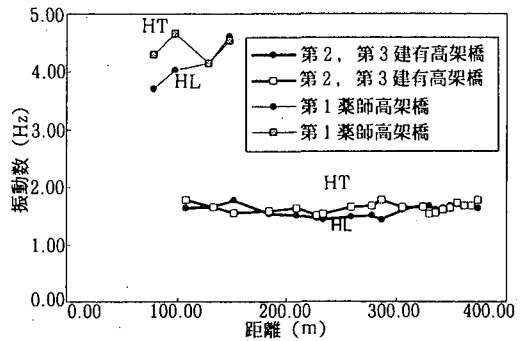


図8.7.5 各高架橋の地盤の卓越振動数

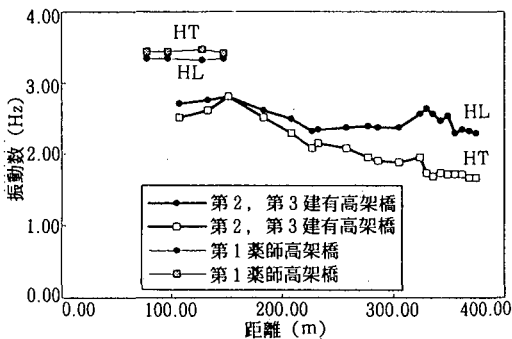


図8.7.6 各高架橋の卓越振動数

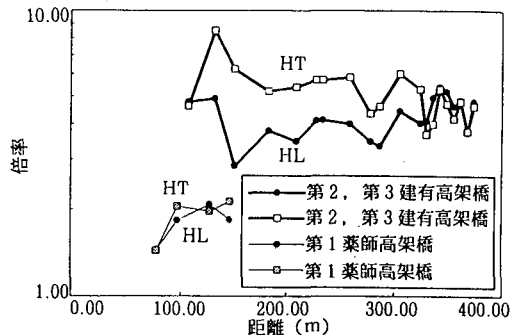


図8.7.7 各高架橋の地盤の増幅倍率

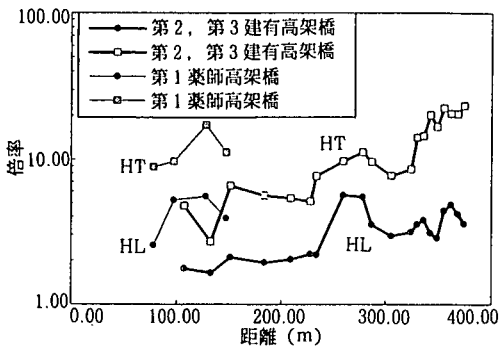
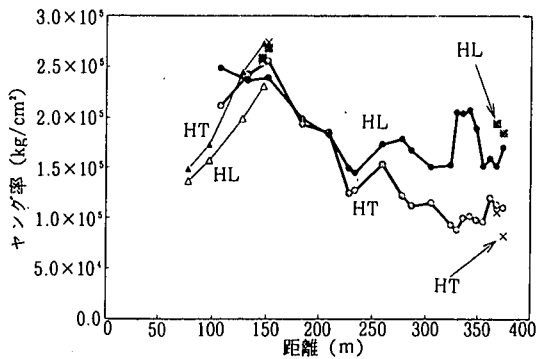


図 8.7.8 各高架橋の増幅倍率



- × 第2, 第3建有高架橋 (7/14)
- 第2, 第3建有高架橋 (7/14)
- 第2, 第3建有高架橋 (8/3)
- 第2, 第3建有高架橋 (8/3)
- ▲ 第1薬師高架橋
- ◇ 第1薬師高架橋

図 8.7.9 各高架橋のヤング率

は概ね $2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 程度であると推定される。

(2) 津軽海峡線第3建有高架橋について

地盤および高架橋で測定された常時微動による卓越振動数と増幅倍率の推定値を図 8.7.5~8.7.8 に示す。

付近の地盤の卓越振動数は 1.7 Hz 程度で増幅倍率は比較的大きく、軟弱地盤であることを示唆している。増幅倍率は、被害地区よりも無被害地区の方が大きくなっている。このため、地盤の K 値は無被害地区の方が 2~3 倍大きな値 (最高 $K=45$ 程度) になっている (図 8.7.10)。

付近の木古内駅では 200 Gal 程度の地震動が観測されている。観測結果や基盤加速度の推定式 (中村・富田 (1984))¹⁶⁾ を基にすると、基盤加速度は約 60 Gal と推定される。これから周辺地盤に生じた地震時ひずみを推定すると図 8.7.11 のようになる。これによると、無被害高架橋付近の表層地盤の地震時ひずみは $2 \sim 3 \times 10^{-3}$ と推定され、震動継続時間が 20 秒程度と長いことを考えれば、付近の地盤は塑性化したものと考えられる。しかし、付近は側方流動するような地形ではなく、表層地盤が塑性

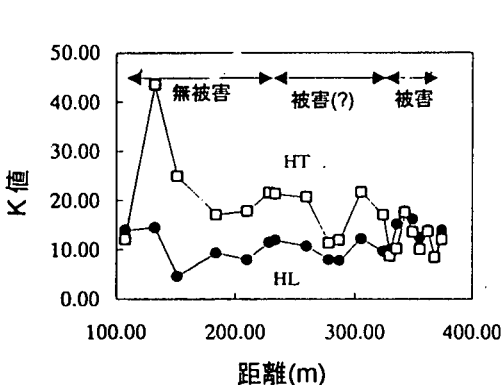


図 8.7.10 各高架橋の地盤の K 値

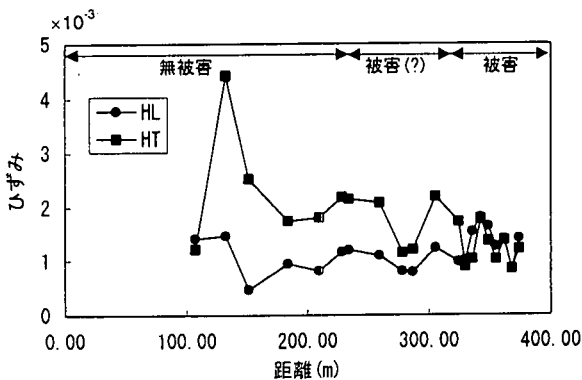


図 8.7.11 各高架橋の表層地盤の地震時ひずみ

化しても高架橋にはそれほど大きな影響を与えなかったものと推測される。これに対して、被害高架橋付近の表層地盤の地震時ひずみは 1×10^{-3} 程度と無被害地区よりも塑性化の程度が低く、被害地区の高架橋には大きな地震動が無被害地区より伝わりやすかったものと推測される。このため、高架橋の柱上下端が亀裂損傷するほどのひずみが生じたものであろう。

図 8.7.6 は高架橋の卓越振動数を示したものであるが、無被害の第 2 建有高架橋における 2.5~2.8Hz に比べて、被災した第 3 建有高架橋は 1.8Hz 程度とかなり低く、被災高架橋の剛性が半分程度に低下していることを示している。被災した結果、高架橋の卓越振動数は周辺地盤のそれにほぼ一致し、付近の電架柱の卓越振動数とも一致するという危険な状態になっている。

測定を行った時点の高架橋の線路直角方向 (HT) の K_S 値分布を図 8.7.12 に示す。通常の健全な高架橋では K_S 値は 5~10 程度の値であるが、第 3 建有高架橋の R2~R4 で $K_S > 10$ となっている。特にクラックや剥落など外観上損傷の著しい R4 では、 K_S 値は 80 以上と極めて大きくなっている。線路方向 (HL) の K_S 値は HT 方向に比べて小さく、柱の損傷は HT 方向が大きいことがわかる。

図 8.7.9 は、地震後のヤング率 E を HT 方向と HL 方向の常時微動測定結果から推定したものである。外観上被害がないと推測される第 2 建有高架橋の推定ヤング率は、 2.4×10^5 程度と推定され、標準的な RC コンクリートの値となっている。これに対して第 3 建有高架橋では R1 ブロックから R4 ブロックに行くにしたがって、次第にヤング率が低下している。柱上下端に大きなクラックや剥離が生じた R4 ブロックでは、HT 方向のヤング率は $1.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 程度まで低下している。これに対して HL 方向のヤング率は R2~R4 のブロックでも $1.5 \sim 2.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ までの低下にとどまっている。HT 方向のヤング率 E は HL 方向より小さく、HT 方向の損傷が大きいことを示している。柱上部のクラック・剥離などは、線路直角方向の面に多発しており、上記の分析結果と整合している。

(3) 電架柱について

電架柱の折損被害を分析する目的で、電架柱の常時微動を測定し、その固有振動数を推定した。その結果を図 8.7.13 に示す。

これによると、電架柱の固有振動数は HT 方向 1.8Hz 程度、HL 方向 2.0Hz 程度となっている。HL 方向の方が若干高いが、これは電架柱の振動に及ぼす架線の影響であろうと推測される。折損・倒壊した電架柱とほぼ同じ位置にありながら全く被害を受けなかった電架柱がある。この電架柱の固有振動数は HT 方向で約 3Hz、HL 方向で約 3.5Hz であり、特異的に高くなっている。

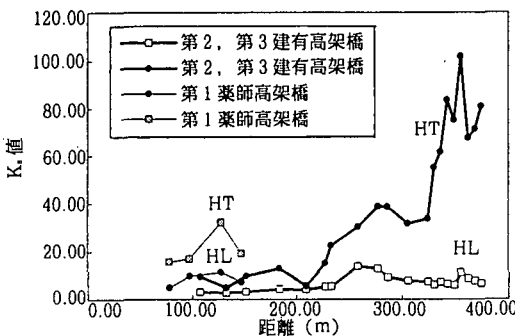


図 8.7.12 各高架橋の K_S 値

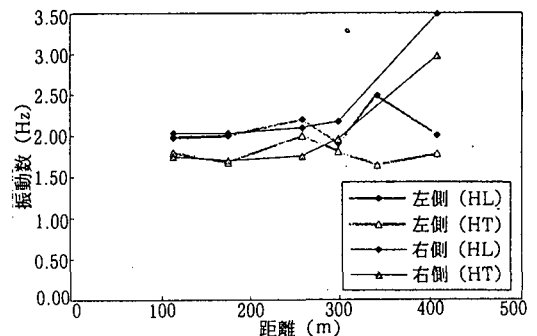


図 8.7.13 常時微動による各電架柱の固有振動数

被災地周辺の地盤の卓越振動数は前述のように1.7 Hz程度であり、付近の電架柱のHT方向の固有振動数とはほぼ一致している。また、付近で観測された強震動は1.7 Hzが卓越しており、このため地震時に地表面で卓越したであろう1.7 Hz程度の地震動に電架柱が共振してしまったものと推測される。固有振動数が高く、全く共振しなかったであろう電架柱が全く無被害であった事実は、電架柱の共振点を地盤や構造物のそれからずらすという、電架柱の合理的な地震対策を示唆している。複線軌道などの両側に建てられた電架柱を結んで門型ラーメンを形成するのは、剛性を高めて共振振動数をずらす意味からも有効である。単線の場合、電架柱は連結できないが、地盤や高架橋本体に共振しない電架柱の高さや太さを選択すればよいことになる。

(4) 函館本線二股-蕨岱間の盛土について

図8.7.14は、常時微動測定に基づく地盤のQTSから読みとった卓越振動数 F_p と増幅倍率 A_p の変化を示したものである。長万部方の無被害部分の一部(山側)を除いて、ほぼ2 Hz以下の低い卓越振動数となっている。被害部分の卓越振動数は、盛土の左右でほぼ一致しており、特に被害の大きかったF5でいちばん低くなっている。増幅倍率はほぼ3倍以上であり、周辺の地盤は軟弱地盤であると推定される。増幅倍率はF4をピークに左右で異なっている。F4の長万部方では谷側が大きく、F4の小樽方では山側が大きい。

盛土の卓越振動数 F_E と増幅倍率 A_E の変化を図8.7.15に示す。被害部分では、ほぼ5 Hz以下の卓越振動数となっている。F1~F7までは左右ほぼ同じ振動数であるが、F8から小樽方では左右で大きく

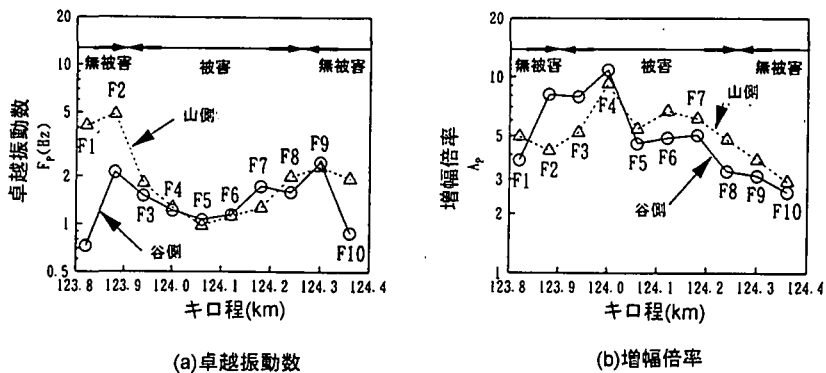


図 8.7.14 盛土周辺地盤の卓越振動数と増幅倍率

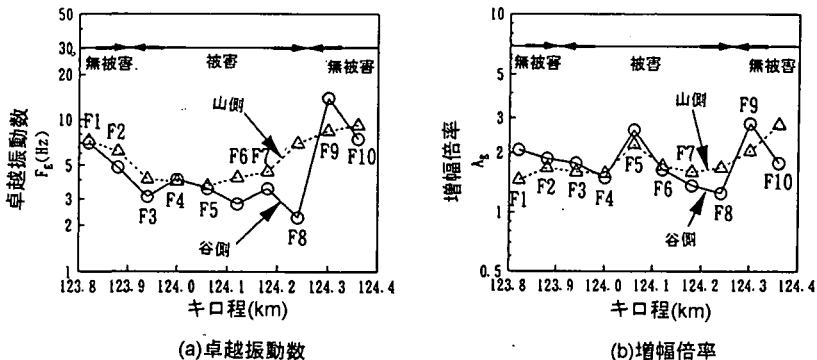


図 8.7.15 盛土の卓越振動数と増幅倍率

異なる。増幅倍率については左右で大きな差はない。

図 8.7.16 は地盤の K 値を示したものである。地盤の K 値は、被害部分にある F4 地点の約 100 をピークにかなり大きな値を示している。F4 から長万部方では谷側の K 値が大きく、20~40 に分布し、F5 から小樽方は谷側が低く、山側が大きくなっている。これはレール杭の効果が現れているものと推定される。いずれにせよ、被害部分では K 値が大きくなる傾向を示している。

被害地域は北海道南西沖地震の震央から約 92 km の位置にある。中村・富田(1984)式¹⁶⁾によれば、基盤の加速度は約 65 Gal となる。この基盤加速度と算定した K 値から北海道南西沖地震により生じた地盤のせん断ひずみを推定したものを図 8.7.17 に示す。これによれば、地盤に生じたせん断ひずみは、無被害部分では線路の左右いずれかが 1×10^{-3} 以下であるのに対し、被害部分では F4 地点の 10×10^{-3} をピークに、線路の左右ともに 1×10^{-3} を大きく越え、激しく塑性化したものと推測される。

図 8.7.18 は盛土の K_g 値の分布を示している。これによると、被害部分では 5~14、無被害部分で 5 以下となっており、被害部分で大きくなっている。

盛土のひずみについては、被害部分では F4 をピークに概ね $5 \sim 15 \times 10^{-3}$ 、無被害部分では概ね 2×10^{-3} 以下と推定される。

地盤と盛土を一体と考えた K_v 値を図 8.7.19 に示しているが、被害部分ではやはり F4 の 80 をピークに大きな値を示しているのに対して、無被害部分では盛土の左右でほぼ一致し 10 以下となっている。せん断ひずみについては、被害部分の F3~F6 で $3 \sim 10 \times 10^{-3}$ 程度となっている。無被害部分では 1×10^{-3} 以下のひずみと推定される。

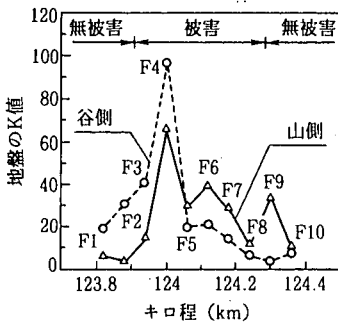


図 8.7.16 盛土周辺地盤の K 値

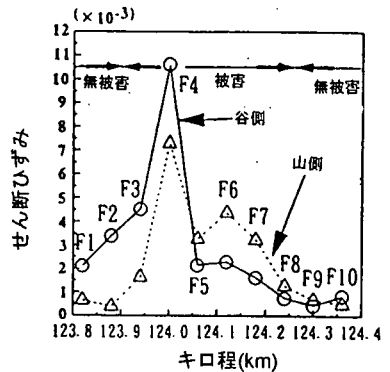


図 8.7.17 地震時の地盤せん断ひずみ

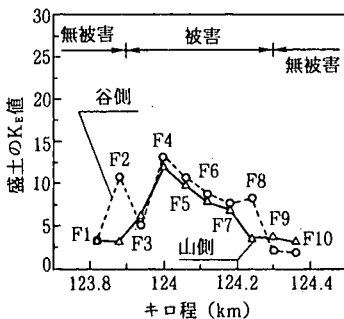


図 8.7.18 盛土の K_g 値

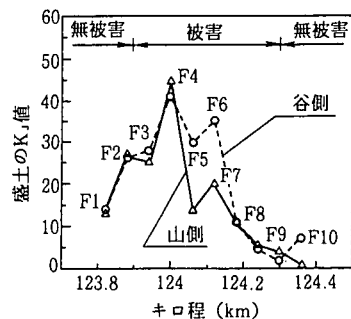


図 8.7.19 盛土の K_v 値

以上のことから、F3～F7の間は地盤も盛土も激しく塑性化したものと推定される。北海道南西沖地震は夏期の地震であり、釧路沖地震のような凍結による変状抑制効果もなく、大きな変状につながったものであろう。

8.7.6 まとめ

1993年7月12日の北海道南西沖地震により、高架橋ならびに盛土が大きな被害を受けた。これらの被害の程度を定量的に把握して被害要因を究明するため、地震直後から数回にわたって、被災高架橋および盛土とその周辺において常時微動を測定した。その結果、次のことが明らかとなった。

- (1) 第3建高架橋R2～R4ブロックの柱の損傷は大きく、通常剛性の半分以下となっている。損傷の程度は線路方向よりも線路直交方向の方がかなり大きい。
- (2) 折損・倒壊した電架柱の固有振動数は、HT方向1.8 Hz、HL方向2.0 Hz程度と推定され、付近の表層地盤の卓越振動数1.7 Hzに近い。付近の強震記録によると、地震動も1.7 Hzが卓越しており、電架柱は共振現象により折損・倒壊したものと推測される。折損電架柱とほぼ同じ位置にありながら、全く損傷を受けていない電架柱の固有振動数は、3.0 Hz (HT)、3.5 Hz (HL)と推定され、周辺の高架橋や地盤の卓越振動数と大きく異なっている。
- (3) 地盤や盛土の地震被害判定指標、 K 、 K_E および K_V 値は、地震被害箇所において大きくなっている。また、地震時には被害箇所の盛土および地盤はいずれも塑性化したものと推測される。
- (4) 被害発生の有無を分ける境界の K 値は、想定される入力加速度に対して推定されるせん断ひずみが 1×10^{-3} に対応するものとなっている。

謝辞：本報告をまとめるにあたり、北海道旅客鉄道株式会社函館支社の工事課の方々には常時微動測定の便宜を図って頂き、種々の資料を提供して頂きました。また、鉄道建設公団設計室長の稲葉紀昭氏には開床式高架橋について種々ご教授頂きました。記して深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 平成5年(1993年)北海道南西沖地震災害記録, 北海道旅客鉄道株式会社, pp.47～58, 1994年3月
- 2) 那須 誠・西村昭彦・渡辺忠朋・高橋光昭・及川 浩: 4. 鉄道, 1993年北海道南西沖地震調査速報会資料, 土木学会耐震工学委員会, pp.15～20, 1993年9月
- 3) 山田剛二・高山常雄・室町忠彦・藤原俊郎・佐藤吉彦・小林芳正: 十勝沖地震調査報告, 鉄道技術研究報告, No.650, 1968年8月
- 4) 池田俊雄: 地盤と構造物, 鹿島出版会, pp.153～160, 1975年7月
- 5) 那須 誠: 盛土の地震被害と地盤構造, 鉄道総研報告, 第3巻, 第8号, pp.50～57, 1989年
- 6) 北川修三・中村 豊: 青函トンネルの地震防災システムについて, 第19回地震工学研究発表会講演概要, 土木学会耐震工学委員会, 1987年7月
- 7) 山口文敏・中村 豊・富田健司・遠峯啓一: 青函トンネル地震防災システムに捉えられた1993年釧路沖地震, 第22回地震工学研究発表会講演概要, 土木学会耐震工学委員会, 1993年7月
- 8) 宇津徳治: 地震学 第2版, 共立全書216, p.266, 共立出版, 1984年

- 9) 中村 豊：常時微動計測に基づく表層地盤の地震動特性の推定，鉄道総研報告，1988年4月
- 10) 中村 豊・滝沢太郎：常時微動を用いた地盤の液状化予測，第45回土木学会年次学術講演会講演概要集，pp.1068～1069，1990年9月
- 11) 中村 豊・佐藤新二・富田健司：1993年北海道南西沖地震による海峡線高架橋の被害，鉄道総研報告，1994年5月
- 12) 中村 豊・日高和利・佐藤新二・西永雅行：ラーメン高架橋および盛土の地震被害判定指標の提案，鉄道総研報告，第8巻，第5号，1994年5月
- 13) 中村 豊・滝沢太郎：常時微動による表層層厚と基盤及び表層地盤のS波速度の推定，鉄道総研報告，第4巻，第9号，1990年9月
- 14) 中村 豊・中嶋 繁：常時微動を用いたRCラーメン高架橋の地震動特性とヤング率の推定，第21回地震工学研究発表会，1991年7月
- 15) 中村 豊・西永雅行：盛土の地震動特性と常時微動を用いた盛土のせん断波速度の推定，第21回地震工学研究発表会，1991年7月
- 16) 中村 豊・富田健司：最大地震動加速度の推定式，第39回土木年次学術講演概要集I-393，pp.785～786，1984年10月