

7. 道路(橋)・斜面

7.1 道路の被害

7.1.1 被害の概要

(1) 被害箇所

道路の被害は土砂崩壊、盛土崩壊、路肩欠壊、路面陥没・隆起、津波による路面冠水等により、北海道南西部において直轄国道(北海道開発局管理)90箇所、北海道道506箇所、市町村道132箇所が発生した。被害額は、直轄国道で約24億円、それ以外の道路で約55億円となった。北海道南西部の国道と奥尻島内の道道における道路橋以外の道路施設の被害箇所を図7.1.1に示す。これより、日本海に面する国道229号岩内町～江差町の区間、国道5号長万部町～八雲町の区間、および奥尻島内に被害が集中していることがわかる。特に被害が大きかった箇所をまとめると表7.1.1のとおりである。

(2) 道路盛土の被害の概要

道路被害のうち、道路盛土の被害は次の3種類に分類できる。

- ① 道路盛土下および周辺地盤の液状化など支持力低下による盛土崩壊
- ② 道路盛土下および周辺が泥炭性軟弱地盤であるなど支持力不足による盛土崩壊
- ③ 橋の取付け道路における盛土崩壊

①の被害は、国道228号上磯町や国道5号長万部バイパスなどで多数発生した。一方、②の被害は、長万部町から八雲町にかけての国道5号の被害に代表される。この地区は泥炭性の軟弱地盤であるため、泥炭の支持力不足が被害の原因と考えられる。また、道路沿いの電柱が多数傾斜したり、噴砂痕も確認されたことをみると、部分的には液状化が原因とも考えられる。③の被害は、国道229号柳崎橋周辺地区など、小さな橋梁の取付け道路等で多数発生した。

(3) トンネルおよびスノーシェルターの被害

国道トンネルの被害は、北海道開発局小樽開発建設部管内の3箇所が発生した。構造物に大きな被害が及んだのは国道229号島牧村の第2白糸トンネルであり、トンネルの背面斜面から崩落した岩盤がトンネル巻出部を破壊する被害が生じた。また、同じ国道229号線の刀掛トンネルでは、トンネルの背面斜面上の塔状岩体が落下寸前の状態となり、全面通行止めの交通規制が施された。そして、地震発生から約3か月後に、ダイナマイトによる塔状岩体の撤去作業が行われた。

奥尻島内の主要道道奥尻島線では、地震によって施工直後のスノーシェルター(道路は未開通)が倒壊した。本スノーシェルターは、2枚のプレキャスト製覆工が天井部分で連結された構造であり、これが鋼管杭で支持された鉄筋コンクリート製の逆T形の台座に据え付けられている。この台座の壁部分が地震力により外側に転倒したため、スノーシェルター全体が崩壊したものと考えられる。

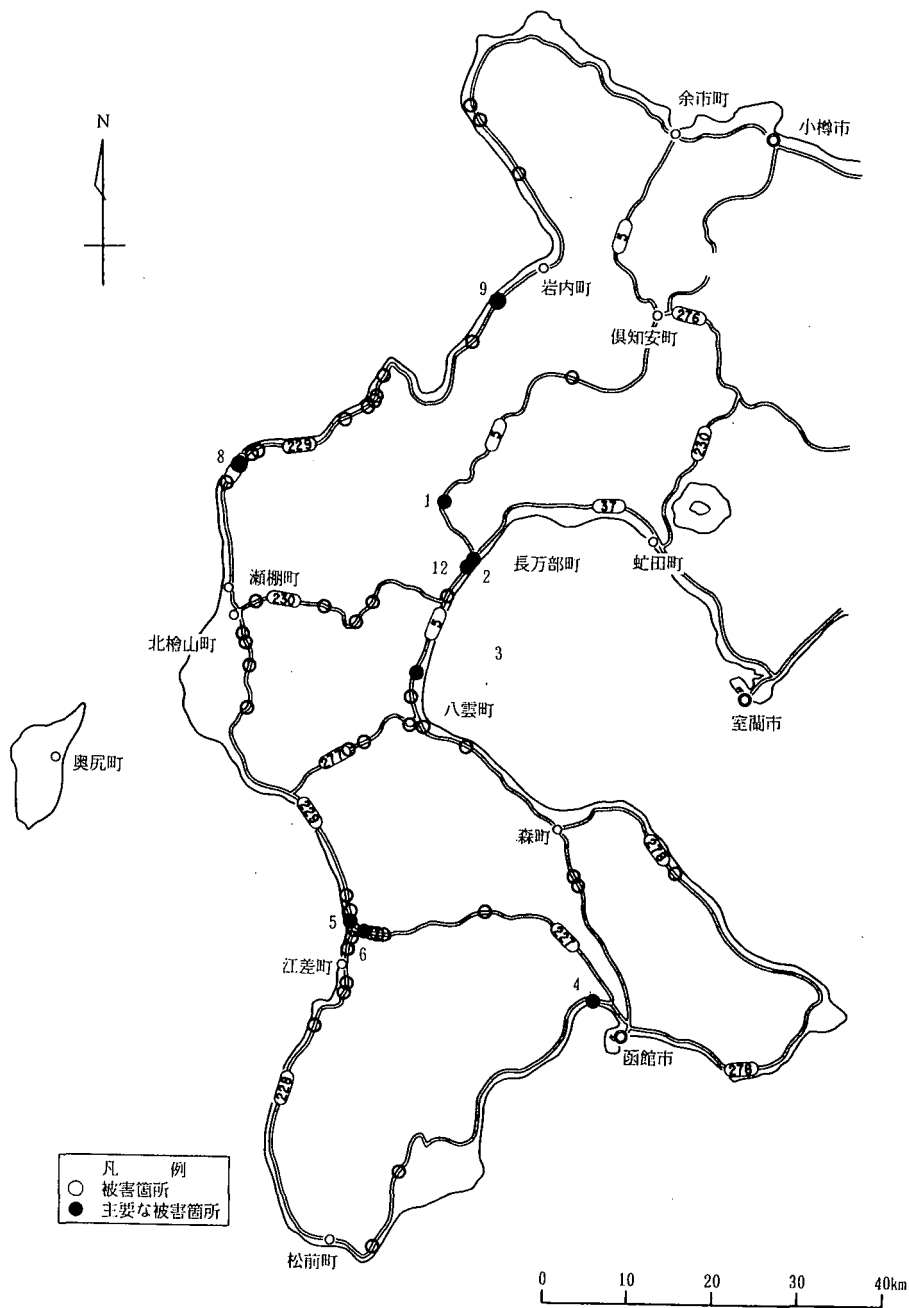


図 7.1.1(1) 北海道南西部における道路施設の被害箇所（国道，図中の数字は表 7.1.1 と対応する）

表 7.1.1 主要な被害箇所

施設	被害の発生場所	番号	施設	被害の発生場所	番号
道路盛土	国道 5 号長万部町知来地区	1	道路盛土	北海道奥尻町米岡地区	7
	国道 5 号長万部町大浜地区	2	トンネル	国道 229 号島牧村第 2 白米	8
	国道 5 号八雲町山崎地区	3		国道 229 号岩内町刀掛	9
	国道 228 号函館市東浜町	4	スノーシェルター	奥尻町米岡地区	10
	国道 229 号江差町柳崎地区	5	擁壁	奥尻町松江地区	11
	江差町道越前地区	6	G.スタンド	国道 5 号長万部町大浜地区	12

注) 番号は、図 7.1.1 中の番号に対応する。

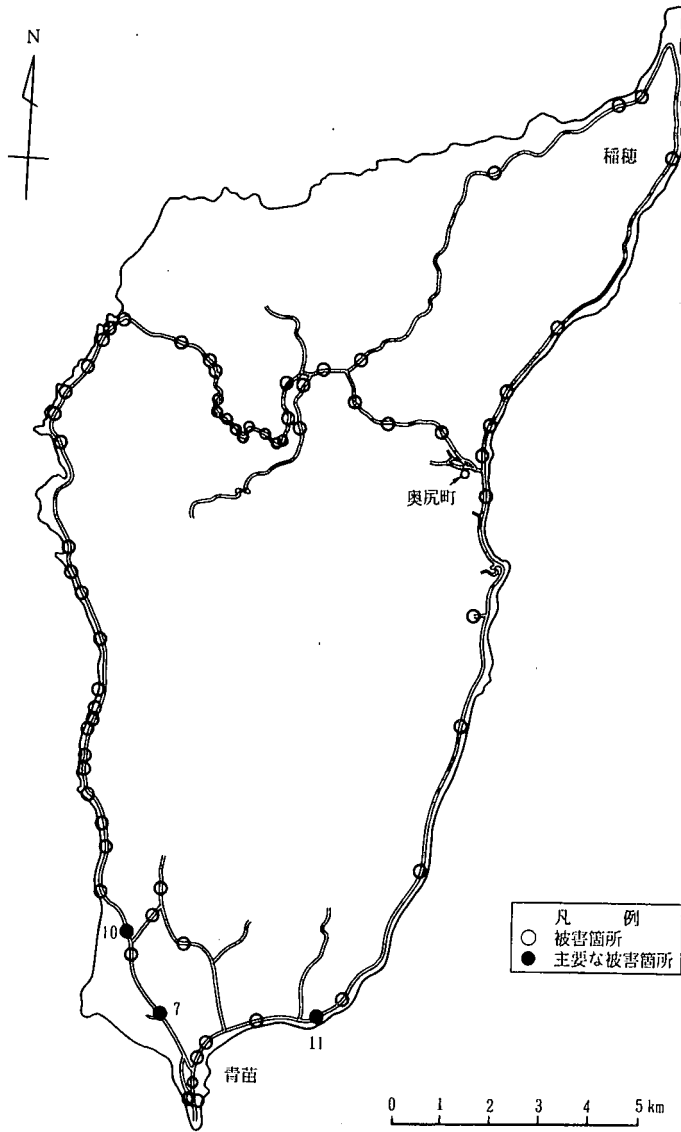


図 7.1.1(2) 奥尻島における道路施設の被害箇所(道道)

(4) 道路付属物および沿道施設の被害の概要

道路付属物の被害としては、奥尻島と長万部町大浜で擁壁の転倒、滑動等の被害が発生した。また、擁壁の傾斜やはらみ出し等の軽微な被害は北海道南西部各所で発生している。

沿道施設の被害としては、長万部町大浜の国道5号線沿いにおいて、ガソリンスタンドのコンクリート舗装が、地盤の液状化により沈下した。一般に、ガソリンスタンドの被害では油漏れによる二次被害が懸念されるが、幸いタンクからの油の流出が発生しなかったため、車両交通に対する悪影響はなかった。

7.1.2 道路盛土の被害

(1) 国道5号長万部町知来地区

写真7.1.1および7.1.2は、国道5号長万部町知来地区における道路盛土の被害状況を示したものである。被災箇所は、傾斜地盤上にある幅員9.5mの盛土の区間で、高さ約7m、延長約100mにわたって土量約5000m³が崩壊した。図7.1.2は、被災箇所の平面図を示したものであり、崩壊前後の断面図は図7.1.3のとおりである。この崩壊により埋設されていた光ケーブルが過大な張力を受けて損傷したほか、NTTの地中同軸ケーブルが破断した。またトラック2台、タクシー1台の計3台が崩壊に巻き込まれた。



写真7.1.1 国道5号長万部町知来の盛土崩壊(航空写真)



写真7.1.2 国道5号長万部町知来の盛土崩壊

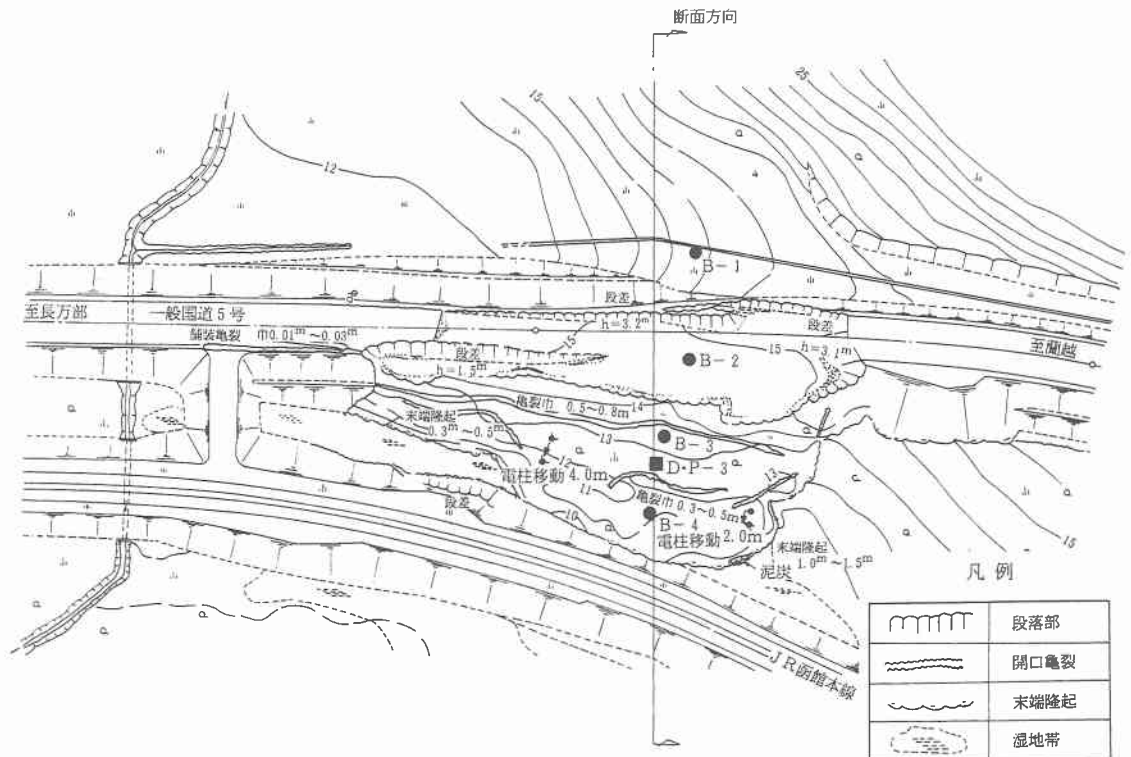


図7.1.2 国道5号長万部町知来被災箇所平面図

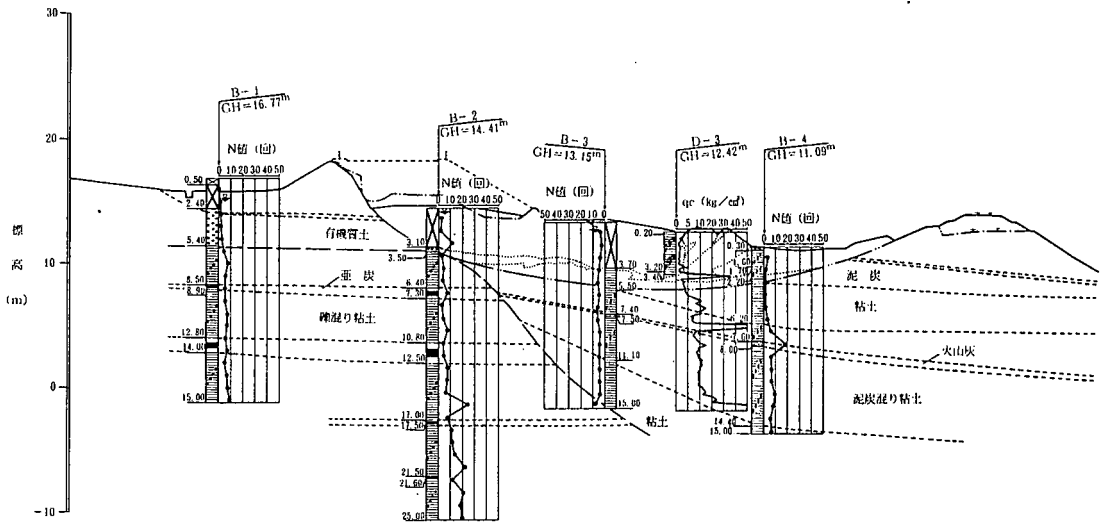


図 7.1.3 国道 5 号長万部町知来被災箇所断面図

なお、国道 5 号と並行して、約 50 m 東側に JR 函館本線が通過しているが、同線の盛土も同様に崩壊した。

被災現場は、寿都から長万部を経て函館平野まで連続する黒松内低地帯内にあり、第三紀の末以降の半固結の砂礫、粘土層が厚く堆積している。崩壊地の地盤は、図 7.1.3 に示すように道路盛土付近を境に、比較的硬質な礫混り粘土を主体とする洪積層 (N 値 5~10) と、これよりも軟らかい泥炭混り粘土を主体とする沖積層 (N 値 1~4) から構成されている。被災箇所は丘陵地から平野に漸移する緩傾斜地であり、洪積層と地下水位の高い軟弱な沖積層とが急角度に接する地層境界上にある。こうした不安定な基礎地盤上の盛土が、地震により地層境界付近から崩壊したものと考えられる。

道路の復旧は、まず現道より山側の比較的良好な地盤を選んで仮道を建設する方法がとられた。これにより地震発生から 12 日後の 7 月 24 日に仮復旧した。

本復旧作業は、被災現場が軟弱地盤が厚く堆積し、すべり破壊によってすべり面が形成されていること、短期間での復旧が要求されていることなどから、深層混合処理工法の一つである高圧噴射機械攪拌工法による対策工が採用された。これはセメント等の改良材を原地盤と混合攪拌してパイルを造成し、地盤のせん断強度を高めて盛土の安定性を確保する工法である。全面復旧したのは 10 月 29 日であった。

(2) 国道 228 号函館市東浜町および上磯町

国道 228 号函館市東浜町における平地盛土において、写真 7.1.3 に示すように舗装面が衝突し、盛り上がる被害が生じた。アスファルト舗装の下には、厚さ 22 cm のコンクリート舗装盤が敷設されており、この舗装盤の横断方向 (約 10 m 間隔) と縦断方向 (主に歩車道境界を示す白線に沿って) に亀裂が生じ、舗装盤が縦断方向に約 10 cm ずつ移動して、舗装面の亀裂部で互いにぶつかり盛り上がったものと考えられる。なお、舗装構造としてコンクリート盤の上にアスファルト舗装がなされているのは、当初はコンクリート舗装であったのが、後にわだち掘れ等の補修のためにアスファルト舗装をオーバーレイしたものと推定される。



写真 7.1.3 国道 228 号函館市東浜町のアスファルト舗装の盛り上がり（北海道開発局函館開発建設部による）



写真 7.1.4 国道 228 号上磯町での噴砂跡

この国道に隣接した工事中の道路では、路床まで工事が完了していた部分で噴砂と陥没が発生し、路盤材敷き均し転圧済みの場所では道路軸に斜めに数条の亀裂が生じた。このほか縁石の移動、張り芝施工済みのり面の幅 1.5 m 程度の崩壊、歩道部に設置済みであったマンホールとコンクリート管のひびわれ等の被害が確認された。写真 7.1.4 に被災箇所を示す。

(3) 国道 5 号長万部町地区

国道 5 号長万部一八雲間において、写真 7.1.5 に示すように、地盤の液状化による舗装面の不同沈下、側方移動が発生し、道路の鉛直方向および水平方向の波打ちが生じた。被災延長は、中の沢地区 500 m、豊野地区 500 m、豊津地区 800 m の 3 区間で計約 1 800 m におよび、最大 49 cm 沈下した。図 7.1.4 は、長万部町豊津における道路横断方向の断面図を示したものである。

被災箇所は海岸沿いの沖積地盤をなす標高 3~7 m の平坦地形であり、前述の知来地区同様黒松内低地帯に属する。地盤は一部砂礫層を混えるものの、全体的には均一な細砂からなる砂地盤である。細砂層の強度は、地表 3 m までは $N=2\sim3$ と小さく、地下水位が地表 0.8~1.5 m と浅かったために、1~3 m 付近では液状化が発生したと思われる。



写真 7.1.5 国道 5 号長万部町豊津の液状化による道路の波打ち

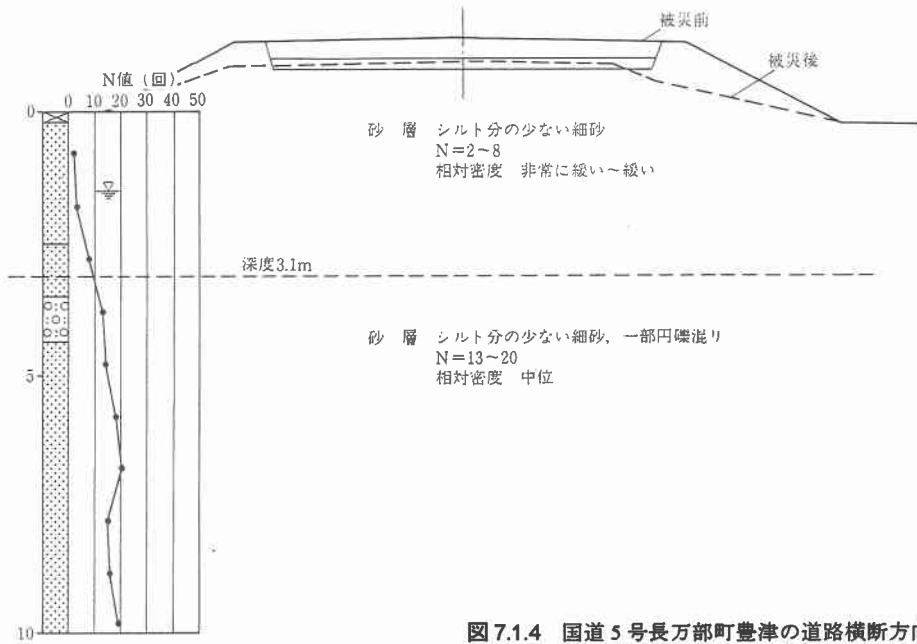


図 7.1.4 国道 5 号長万部町豊津の道路横断方向断面図

沿道の長万部町立中の沢小学校では、校庭の至る箇所で噴砂跡と亀裂・段差・側方流動が見られ、木造校舎のコンクリート杭の杭頭が破壊した。

国道 5 号は幹線道路であり、迅速かつ最小限の交通規制による復旧工事が要求されたことから、ジオテキスタイルの布設、盛土のり尻部分の置換工法を一部行った以外は、再盛土等により道路機能の回復が行われた。

(4) 国道 5 号長万部バイパス (工事中) の被害

国道 5 号長万部バイパスは、地震当時は建設工事中であったが、地盤の液状化による噴砂およびクラックが各所で発生し、写真 7.1.6 に見られるように、盛土が擁壁ごと海側に数 10 cm 程度移動した。

(5) 国道 229 号柳崎橋周辺地区

国道 229 号江差町柳崎地先では、写真 7.1.7 に示すように、延長 300 m にわたり道路盛土沈下によ



写真 7.1.6 工事中の国道 5 号長万部バイパスの盛土被害



写真 7.1.7 国道 229 号江差町柳崎における盛土被害 (北海道開発局函館開発建設部による)

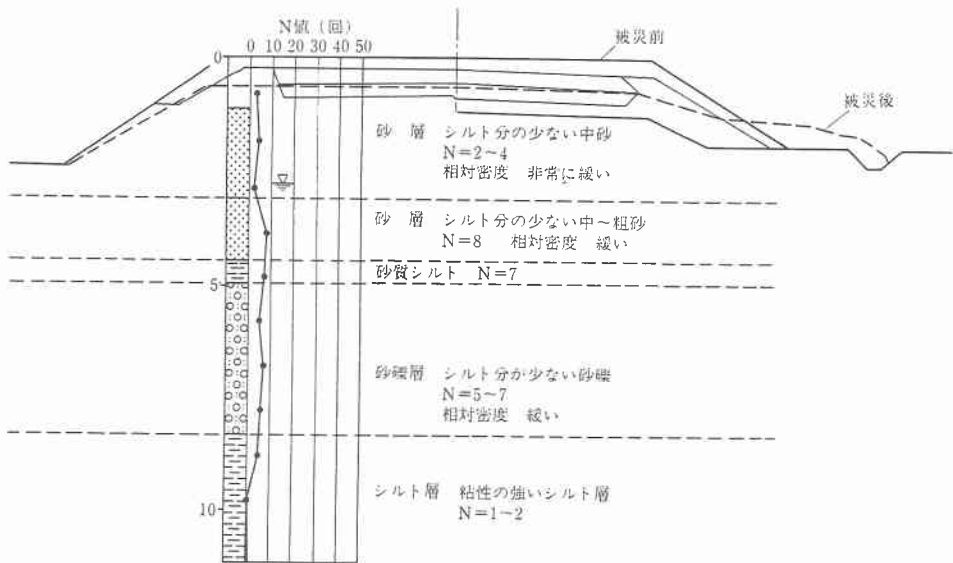


図 7.1.5 国道 229 号江差町柳崎の道路横断方向断面図

る波状変形，路肩変形，縦横断亀裂と側溝閉塞が発生した．図 7.1.5 に道路横断方向の断面図を示す．

被災箇所は海岸沿いの沖積地盤であり，厚沢部川の旧河道が位置した部分では砂，泥炭が分布している．北海道開発局が行ったボーリング調査結果によると，被災箇所は，深さ 6～7 m までは $N=2\sim 10$ の砂層，または砂礫層である．それ以深になると，含水比が高く， N 値が極めて小さいシルト層が分布している．地下水位は 3 m 付近で，その下は N 値が 2～3 の細砂層が分布しており，この付近で液状化が発生したと思われる．

復旧は，交通確保を優先させ，特に変位の大きかった区間に限定してジオテキスタイルにより補強を行った．

(6) 道道奥尻島線米岡地区

奥尻島内では，道道奥尻島線を中心に，盛土崩壊や斜面崩壊などにより合計 75 箇所道路被害が発生した．

そのうち，奥尻空港に近い道道奥尻島線米岡地区では，写真 7.1.8 に示すように，道路盛土の路肩



写真 7.1.8 道道奥尻町線米岡の盛土崩壊

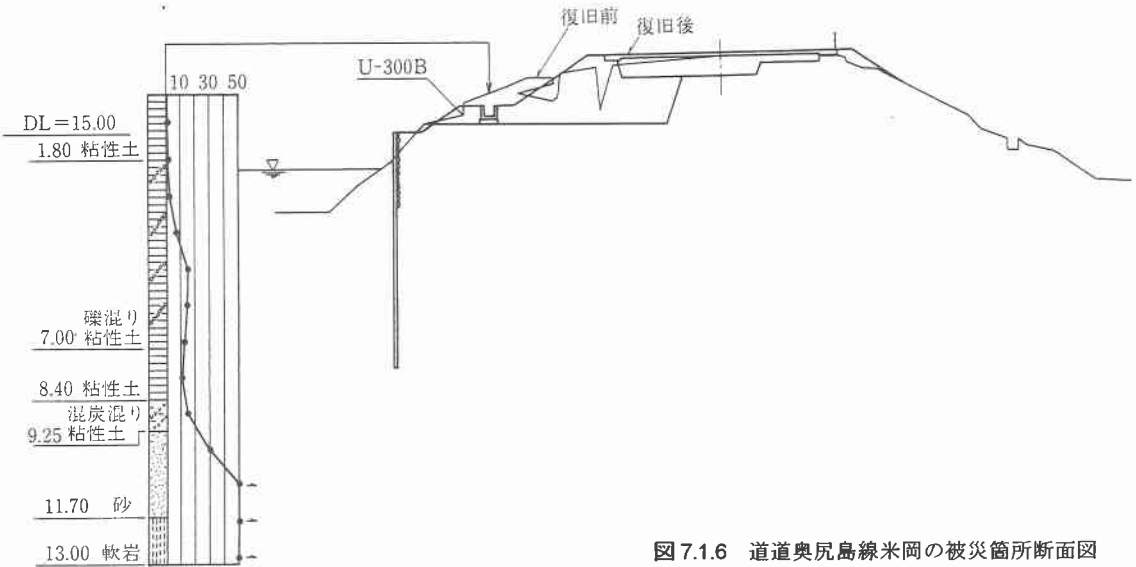


図7.1.6 道道奥尻島線米岡の被災箇所断面図

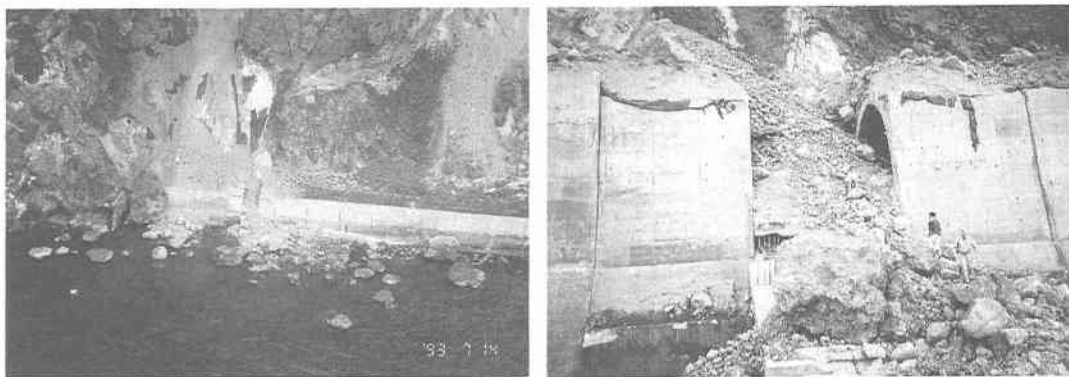
部崩壊や路面亀裂，U字溝の変形等の被害が延長約150mにわたり発生した．被災箇所の断面図を図7.1.6に示す．被災箇所は台地部と斜面部の境界にあたる盛土であり，盛土西側には小さな池がある．この池側に盛土のり肩部からのり尻にかけてすべり崩壊を起こしたため，道路盛土路肩部に大きな亀裂が発生している．また，被災現場の近くでは，サイロが破損する被害も発生している．

復旧作業は，再盛土等による道路機能の回復を主に，ガードケーブル布設替および池に接する部分は鉄板柵で土留めを行った．

7.1.3 トンネルおよびスノーシェルターの被害

(1) トンネルの被害

国道229号島牧村持田に位置する第2白糸トンネルでは，巻出工の一部が落石により崩落した．第2白糸トンネルは，本体工が581m，巻出工が160mの総延長741mのトンネルで，昭和51年11月に竣工している．構造物に被害があったのは，写真7.1.9および図7.1.7に示すように，トンネル本体



(a) 上空から撮影した巻出工の崩壊部分

(b) 巻出工の崩壊部分(手前に見えるのが直径約5mの岩石)

写真7.1.9 国道229号第2白糸トンネルの崩壊(写真右側が瀨棚側)

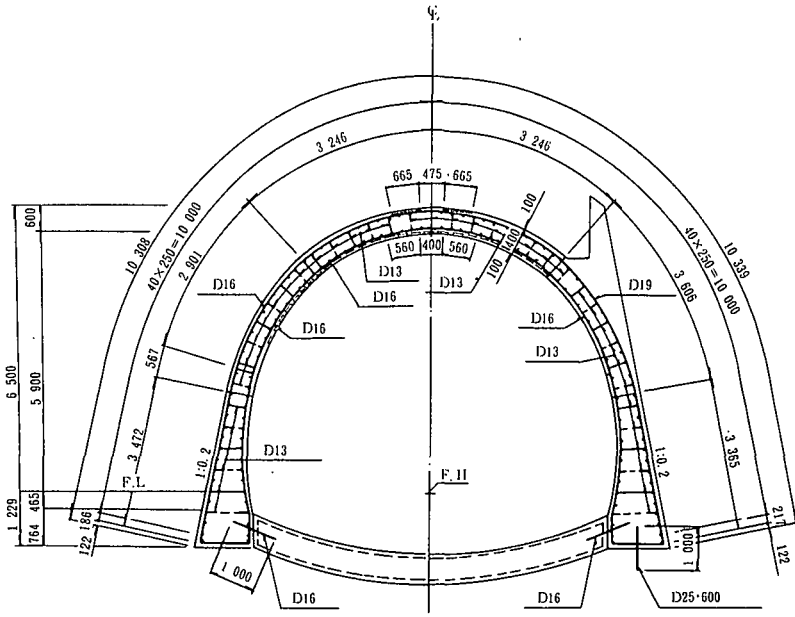


図 7.1.10 復旧トンネルの断面図

る。これより、背斜面の4箇所で岩石の崩壊が発生し、崩落してきた土砂および岩石が8基の覆工パネルを直撃していることがわかる。

覆工の構造は、厚さ60cmのRC構造であるが、各覆工パネル間には目地材が設けられているのみで、鉄筋等により相互には連結されていなかった。このため、各パネルは崩落した岩石により海側に押され、目地を境に独立して移動したものと考えられる。

復旧工事は、平成5年7月下旬から着工し、まず崩落した土砂、岩石の撤去作業が行われ、次に浮き石等の撤去、落石防止金網の設置、防護プロテクターの設置作業が行われた。その後、構造物の解体作業が行われ、9月30日からは片側1車線の通行を供しながら復旧作業が続けられた。すべての復旧工事が終了したのは12月27日である。復旧後のトンネルの断面図は図7.1.10に示すとおりである。

巻出工は浮き石、潮等から道路を保護することを目的として設けられているので、今回のような直径5mにも及ぶ巨石が直撃することは想定していなかったと考えられる。地震により道路背斜面のどの部分が崩れ、道路にどのような影響を及ぼすかを推定することは極めて難しいことであるが、仮に大規模な落石が発生しても、長期間に及ぶ通行止めが生じないような震前対策が望まれる。このため、復旧後のトンネルでは、トンネル上に軽量盛土を海側に傾斜をつけて設置し、発生した落石を海側へ逃がす構造としている。

(2) スノーシェルターの被害

北海道奥尻島南西部の北海道道奥尻島線に竣工したスノーシェルター(千畳坂覆道、以下シェルターと呼ぶ)が、今回の地震により倒壊した。シェルターの延長は230m、道路幅員は8.7mで、上部工は半円形のPCプレキャスト版、下部工は逆T式の台座で、基礎はφ=500mm、長さ5.5~10.5mの鋼管杭で施工されていた。竣工は下部工が1992年10月、上部工が1993年7月である。倒壊した区

間のシェルターの構造概要を図7.1.11に示す。シェルターが設けられていた地点は海拔約75 mの丘陵地で、地盤はほぼ砂質土で形成されている。中間に薄い粘性土層を含むもののGL-5~10 m付近からは支持層が現れている。シェルターは道路面より地盤面の低い田圃の間を通過するため、下部工はシェルターの台座兼道路の盛土擁壁となっており、その盛土高は中央部が高く、最大4.2 m程度であった。

今回の地震で倒壊したのはシェルターの中央部120 mであり、下部工の逆T式台座が転倒し、上部工が路上に落下した。幸い、本道は未供用の状態であったため、一般通行者および車両への被害は発生しなかった。

上部工のシェルター本体は、プレキャスト版2枚が天井部、および台座部でアンカーにより半円形に結合されており、3つのヒンジで構成された静定構造物である。地震力によって東側台座が倒壊したため、写真7.1.10に示すように、上部工が大きく変位し、台座部、天井部のアンカーが引き抜かれ路上に落下したものと考えられる。倒壊したシェルターと倒壊を免れたシェルターとの間には、上部工・下部工ともにアンカーが施されていたが、写真7.1.11のようにいずれも破断もしくは抜け出して

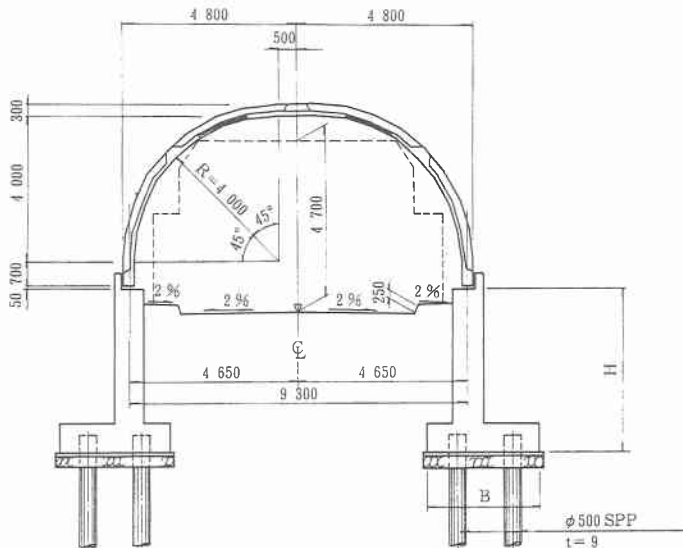


図7.1.11 倒壊した区間の構造一般図



写真7.1.10 崩壊したシェルター



写真7.1.11 破断したアンカー



写真 7.1.12 下部工 (堅壁の転倒)



写真 7.1.13 堅壁の水平方向への変位

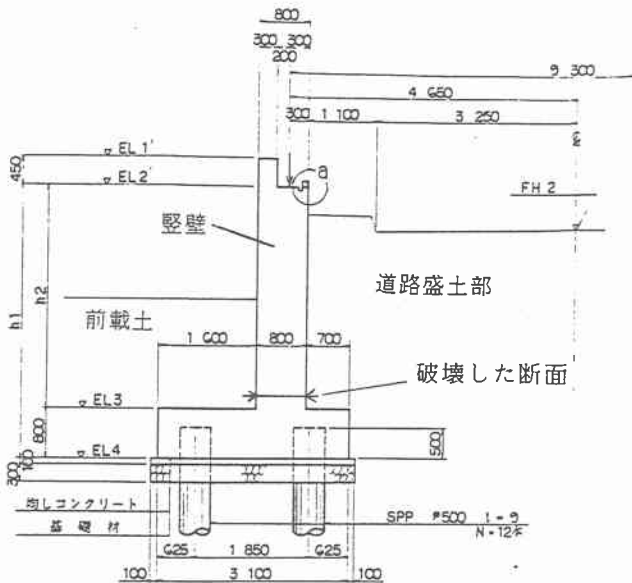


写真 7.1.12 下部工 (堅壁の転倒)

いた。

倒壊したシェルター中央部 120 m 区間の基礎は、長さが 6~8 m の鋼管杭で、杭先端は N 値 50 以上の支持層に根入れされていた。地震後の復旧作業において、フーチングが水平方向に変位した形跡がないこと、周辺地盤で噴砂痕などがなかったことから、基礎については杭および地盤ともに大きな変状は生じていないものと考えられる。台座の堅壁は、写真 7.1.12 に示すように、外側に転倒していたが、地震発生後の北海道庁による調査の結果、図 7.1.12 に示すように、堅壁がフーチングとの接合部において破壊していることが判明した。また、倒壊した区間に隣接する台座も、写真 7.1.13 のように約 20 m にわたって堅壁が大きく移動していた。

7.1.4 道路付属物および沿道施設の被害

(1) 奥尻町松江地区における擁壁の被害

奥尻島東側の海岸線を青苗から奥尻港へ約4 km北上した松江地区において、主要道道奥尻島線の斜面防護用の擁壁が写真7.1.14に示すように転倒した。この擁壁は、高さ2.5 m、長さ10 m、底面幅1.5 mの重力式擁壁であり、合計9基が連なって並んでいる。被害があったのは、図7.1.13に示すように、総延長90 mのうち60 m区間であり、奥尻港側から数えて2～7番目までの擁壁が道路側に向かって転倒し、移動した。土砂が擁壁背斜面から崩落した形跡が見られないため、津波によって擁壁が倒されたものと考えられる。地震直後、この場所には潮上高16 mに及ぶ津波が到来したと推定されている。

復旧工事は、図7.1.14に示すように、被害のあった6基の擁壁を新たに作り替える工法で行われた。



写真 7.1.14 重力式擁壁の転倒状況

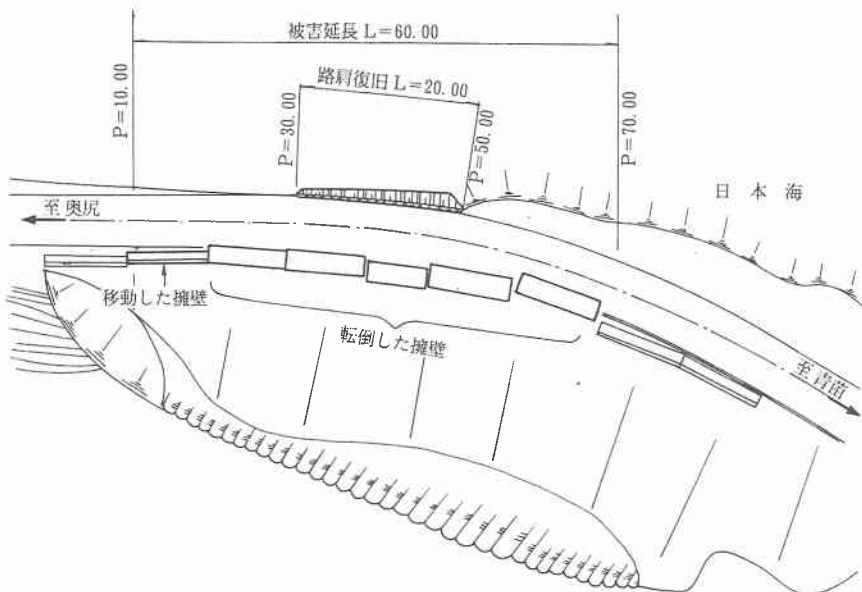


図 7.1.13 奥尻町松江における擁壁の被害状況

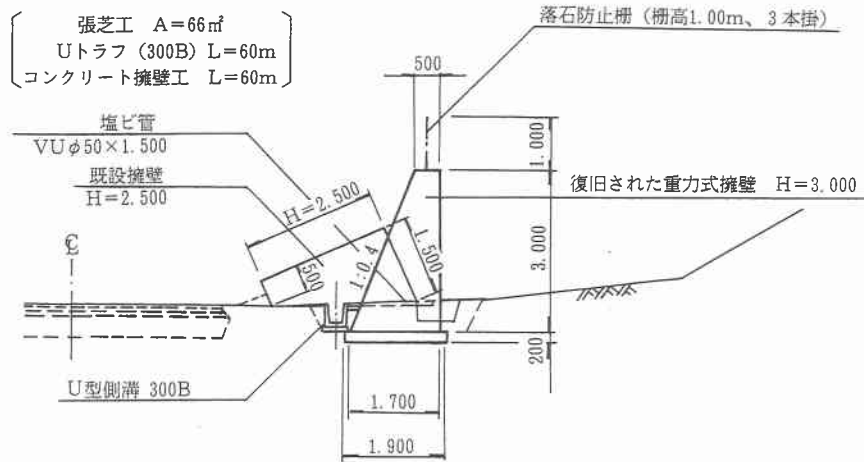


図 7.1.14 復旧擁壁の横断面図

(2) 新有川橋近傍における擁壁の被害

国道 228 号上磯町東浜に架かる新有川橋の上流側に、新たに橋梁が架設されており、既設路線をこの橋梁に結ぶための道路盛土工事も並行して行われていた。この盛土区間の RC 土留め擁壁が地震により外側に若干傾斜、はらみ出し、盛土部分にクラック、沈下が発生した。擁壁は高さ約 4 m の逆 T 形であり、基礎フーチングが長さ 15 m の杭により支持されていたため、被害は軽微なものに抑えられている。

(3) ガソリンスタンドの被害

国道 5 号線沿いの長万部町大浜 72 番地において、写真 7.1.15 に示すように、中和石油(株)長万部営業所の事務所およびスタンド内舗装が大きく沈下、隆起する被害が発生した。コンクリート舗装は最大で 1 m 程度沈下し、タンクが埋設されている位置では若干の隆起が認められた。これらは、液状化に伴う沈下およびタンクの浮き上がりと考えられる。営業所周辺は過去に砂鉄の採掘が行われていた場所であり、その後、採掘跡を海砂で埋め戻したといわれている。営業所以外の周辺でも、液状化によるものと考えられる被害が多数発生している。



写真 7.1.15 ガソリンスタンドの被害状況

営業所には、4基の10klタンクがコンクリート舗装の下に設置されており、地震発生当時、タンク中には総容量の82.5%に相当する33klの油が搭載されていた。地震後直ちに油漏れの点検が行われたが、幸い油漏れは発生していなかった。被災後、夜を徹してタンク中の油が抜き取られた。

ガソリンスタンドは、道路沿道施設の中でも損傷が生じた場合に道路へ与える影響が大きい施設であるため、信頼性の高い道路空間を確保するためには、その耐震性の確保には十分注意しなければならない。タンクからの油の流出は幸いにして生じなかったが、もし流出していたならば、交通規制等の処置が必要になり、車両交通に大きな影響を及ぼす結果となっていたものと考えられる。

7.1.5 まとめ

道路施設の被害は、土砂崩壊、盛土崩壊、路肩欠壊、路面陥没・隆起、津波による路面冠水等により、北海道南西部全域に及んだ。北桧山町から岩内町にかけては土砂崩落が、今金町、江差町、および長万部町から八雲町にかけては路肩欠壊、路面陥没等が多く発生していた。特に、長万部町知来の道路盛土崩壊、島牧村持田の第2白糸トンネルの破壊、奥尻島全域においては、交通規制を伴う大きな被害が発生し、地域住民に大きな影響を与えた。

7.2 道路橋の被害

7.2.1 被害の概要

北海道南西沖地震は、マグニチュードが7.8と規模の大きい地震であったが、人口密集地ではなく、大型の構造物が少なかったこともあり、構造的な被害はそれほど大きいものではなかった。道路橋については、落橋に至るような致命的な被害は生じていないが、軽微な被害を含めると北海道開発局管内で7橋、北海道管内で12橋、市町村管理が5橋の合計24橋が被害を受けた。表7.2.1および図7.2.1は、主要な被害が生じた道路橋を示したものである^{1)~7)}。

表 7.2.1 道路橋の主要な被害

番号	橋梁名	路線名	管理者	橋長 (m)	橋梁形式		上部工の被害				橋台の被害			橋脚の被害		支承の被害				
					上部構造	下部構造	床版	桁	伸縮装置	落橋防止装置	高欄	パラペット部	ウイング	躯体の傾斜	背面盛土陥没	躯体本体	躯体の傾斜	支承本体	移動制限装置	沓座モルタル
1	長万部橋	一般国道5号	北海道開発局 函館開発建設部	150.1	5径間単純 板桁橋	ケーソン	○	○									○	○	○	
2	柳崎橋	一般国道227号	北海道開発局 函館開発建設部	181.1	5径間単純 板桁橋	直接基礎				○	○		○	○					○	○
3	新有川橋	一般国道228号	北海道開発局 函館開発建設部	98.5	3径間単純 板桁橋	杭基礎	○	○			○		○					○	○	○
4	上観新橋	一般国道228号	北海道開発局 函館開発建設部	53.1	4径間単純 板桁橋			○	○		○	○	○					○	○	○
5	冨苗橋	(道道) 奥尻島線	北海道	60.0	2径間単純 板桁橋	杭基礎										○				
6	基栄橋	(町道) 基栄橋通線	江差町	165.7	7径間単純 板桁橋											○				○
7	元瓜谷橋	(町道) 瓜谷2号線	知内町	63.0	2径間単純 P.C桁橋	杭基礎										○				
8	新知内橋	(町道) 元町1号線	知内町	148.0	7径間単純 P.C桁橋	ケーソン										○				

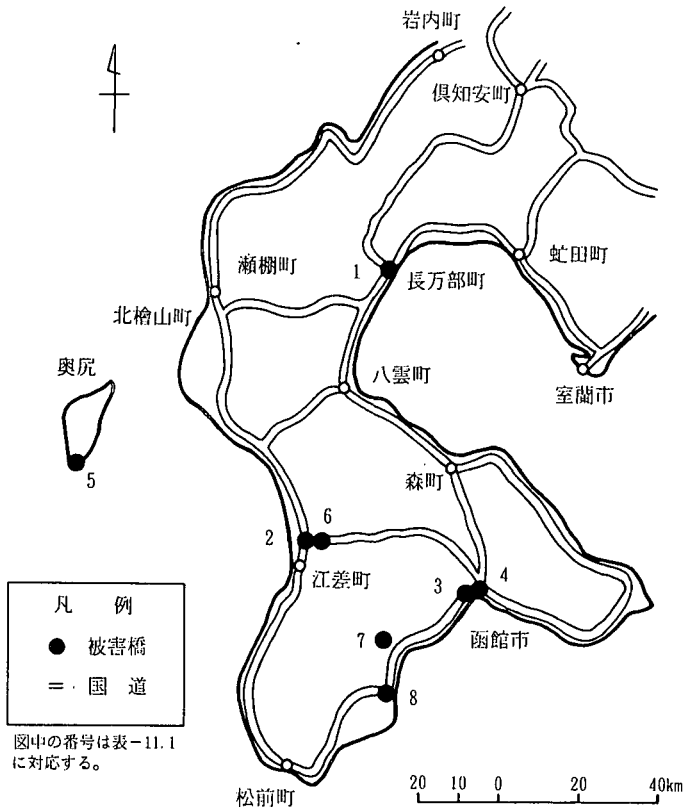


図 7.2.1 道路橋の主要な被害位置

主な被害形態としては、従来の地震から多く見られた鉄筋コンクリート橋脚の損傷、ウイングやパラペットの損傷、支承の沓座モルタルやアンカーボルトの損傷、地盤の液状化に起因する下部構造の移動や傾斜、取付け盛土の陥没などである。

以下に代表的な道路橋の被害を示す。

7.2.2 代表的な道路橋の被害

(1) 上磯新橋

上磯新橋は、国道 228 号が函館市上磯町において戸切地川を渡河する位置に架設された橋梁である。本橋は、昭和 36 年 3 月に完成し、写真 7.2.1 に示すように橋長 53.1 m、幅員 8 m の 3 径間単純鋼鈹桁橋である。地盤は、砂礫、または、砂質粘性土で構成され、基礎型式はいずれもケーソン基礎である。

本橋では、函館市とは反対側の A2 橋台（固定支承）側に被害が生じ、写真 7.2.2 に示すように桁が橋軸方向に 5 cm 程度相対移動し、パラペットに食い込んだ。これに伴い桁端部と垂直補剛材までの間の腹板が折れ曲がるように変形した。また、橋台では背面盛土の沈下が生じるとともに、パラペットには大きなひびわれが生じた。さらに、桁と橋台間の相対変位により、写真 7.2.3 に示すように支承もパラペット側に押し込まれるように約 6 cm 浮き上がった。その他、P1 橋脚上の高欄が、写真 7.2.4 に示すように浮き上がり座屈するとともに、A2 橋台と P2 橋脚間の添架物が写真 7.2.5 に示すように



写真 7.2.1 上磯新橋の全景



写真 7.2.2 上磯新橋腹板の損傷 (A2橋台)

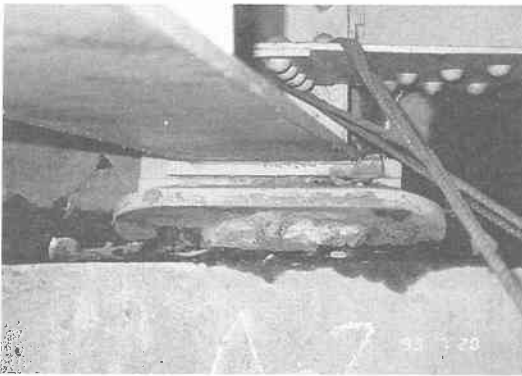


写真 7.2.3 上磯新橋 A2橋台支承の浮き上がりと杓座アンカーの損傷



写真 7.2.4 上磯新橋高欄の座屈

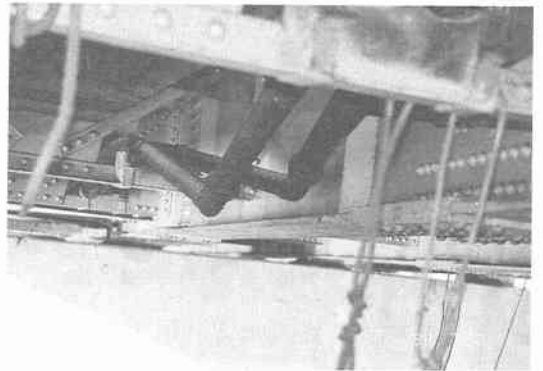


写真 7.2.5 上磯新橋添架物の座屈 (A2橋台～P2橋脚)

折れ曲がった。

中間橋脚上では大きな桁の水平移動が認められないこと、橋台の背面盛土が大きく沈下したことなどから、背面土圧の影響により橋台が河心方向に移動したことが被害の原因と推定される。また、このように支承が大きな損傷を受けたのは1本アンカー形式であるためであり、この形式の支承は水平に地震力を受けると容易に回転し、アンカーがずれて、支承が持ち上がりやすい⁸⁾。

このような被害は、過去の地震でも多く生じている。被害の程度はそれほど大きくはないが、復旧方法が非常に面倒となる。このようになると桁端を少し切り取るか、橋台パラペットを造りかえなければならぬ。一般には、橋台パラペットを打ち替えることになるが、道路交通に対する影響の大きい工事となる。比較的良好に生じるタイプの被害であり、EPS を活用した橋台背面土圧軽減工法など被害を受けにくく、また、復旧の容易な構造を開発する必要がある。

(2) 新有川橋

新有川橋は、国道 228 号が大野川を渡河する位置に架かる橋梁であり、上記の上磯新橋から約 600 m 函館側に位置する。本橋は、昭和 36 年に完成し、写真 7.2.6 に示すように橋長 98.5 m、幅員 8 m の 4 径間単純鋼桁橋である。地盤は、砂礫と砂質粘土から構成され、基礎は杭基礎である。

被害は、上磯新橋と同様に A2 橋台（固定支承）に生じており、杓座モルタルの破壊（写真 7.2.7）、パラペットのひびわれ（写真 7.2.8）、伸縮継手の浮き上がり、橋台背面盛土の沈下が生じた。本橋に関しても上磯新橋と同様に橋台が河心方向に移動したために生じた被害と推定される。

(3) 基栄橋

基栄橋は、江差町中網地区において町道基栄橋通線が厚沢部川を渡河する位置に架かる橋梁である。本橋は昭和 45 年 9 月に完成し、写真 7.2.9 および図 7.2.2 に示すように 7 径間単純活荷重合成鋼桁橋（2 等橋）である。基礎は鋼管杭基礎であり、杭の支持層は地表面下約 20 m の深さにおける砂



写真 7.2.6 新有川橋の全景



写真 7.2.7 新有川橋 A2 橋台杓座モルタルの破壊



写真 7.2.8 新有川橋 A2 橋台パラペットのひびわれ



写真 7.2.9 基栄橋の全景

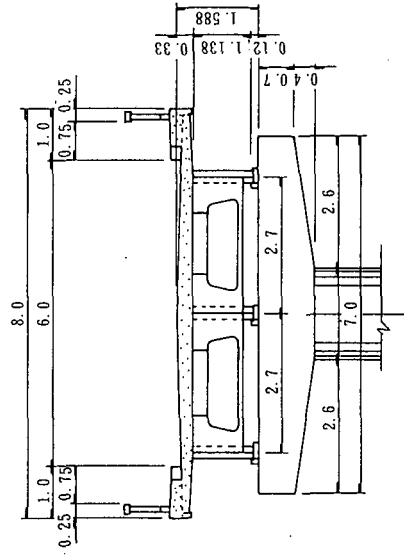
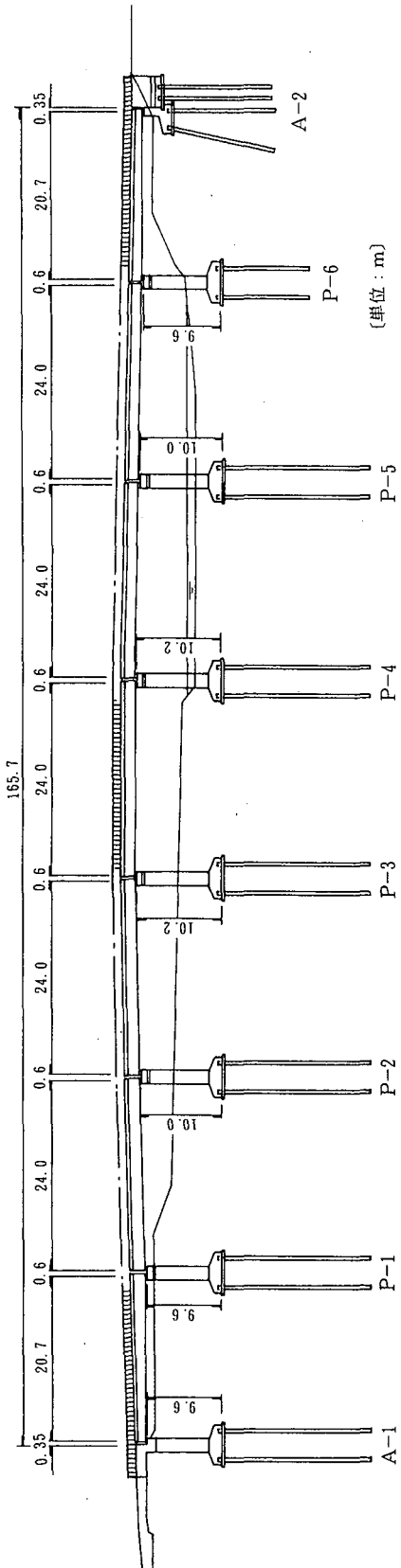


図 7.2.2 基架橋の一般図

礫層である。支持層より上は粘土またはシルト質粘土で構成されている。

被害は、6基の橋脚のうちのP3～P5橋脚に生じた。被害が最も大きかったのはP3橋脚であり、水面から約80cmの高さにおいてコンクリートの剥離、主鉄筋の露出が生じた。上流側よりも下流側の方が損傷が大きく、写真7.2.10に示すようにコンクリートが剥離し、主鉄筋(D22)および帯鉄筋(D13)が露出した。主鉄筋は外側へはらみ出し、帯鉄筋は主鉄筋からはずれ延び出している。上流側では、写真7.2.11に示すように下流側とほぼ同じ位置にコンクリートの剥離と鉄筋の露出が生じた。また、写真7.2.12に示すようにコンクリート剥落部より少し上の位置に水平方向のひびわれが、また、コンクリート剥落部横に斜めせん断ひびわれが認められる。損傷状況から見ると、桁が橋軸直角方向に振動した結果生じた損傷と考えられる。図7.2.3は、橋脚の配筋図を示したものであり、損傷が生じた位置に対応する基部から2.4mの位置で主鉄筋36本が1/2の18本に段落しされている。

このような鉄筋コンクリートの損傷は、主鉄筋を橋脚の中間高さで段落しする際の定着長が不足したために生じたものである。このような被害がクローズアップされたのは昭和57年の浦河沖地震に



写真 7.2.10 基栄橋 P4 橋脚の損傷（下流側から）

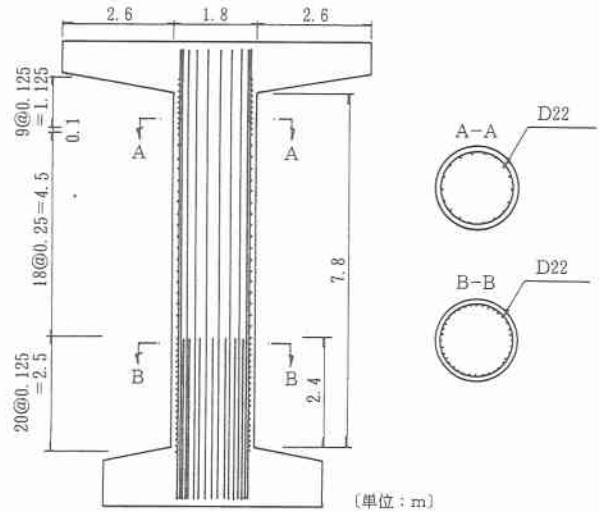


図 7.2.3 基栄橋橋脚の配筋図



写真 7.2.11 基栄橋のコンクリート剥離および鉄筋の露出 (P4 橋脚, 下流側)

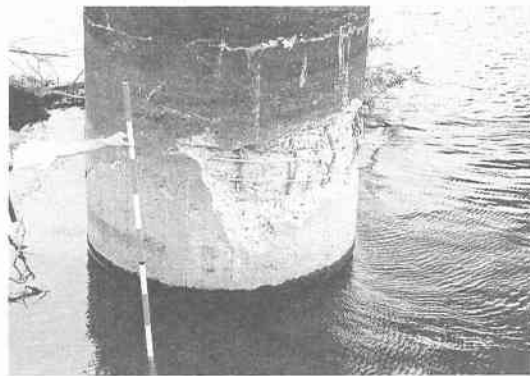


写真 7.2.12 基栄橋の斜めせん断クラック (P4 橋脚)

表 7.2.2 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部に損傷が生じている場合の被災判定表

観測される損傷	①水平ひびわれのみ (D/2以下)	②斜めひびわれ (D/2以上)	③斜めひびわれ (D/2以上)	④斜めひびわれ貫通 (鉛直ひびわれ進展)	⑤かぶりコンクリート 剥離	⑥鉄筋はらみ出し
側面図						
正面図						
被災状況						
被災度	C:小被害	C:小被害	C:小被害	B:中被害	B:中被害	A:大被害
残留強度	$P_u(1.05P_y \sim 1.1P_y)$	$P_u(1.05P_y \sim 1.1P_y)$	$1.0P_y$	$1.0P_y$	P_y 以下	P_y 以下
残留変形性能 ($\delta_u - \delta$)($\delta_u - \delta_y$) $\times 100(\%)$	100%	70%	40%	10%	0%	0%

P_y : 降伏耐力, P_u : 終局耐力, δ_y : 降伏変位, δ_u : 終局変位, δ : 最大履歴変位

注: *1 Dはく体厚



写真 7.2.13 基栄橋 P2, P3 橋脚の損傷

より静内橋が大被害を被ったときである^{9),10)}。平成5年1月の釧路沖地震では6橋に、北海道南西沖地震では後述する橋梁を含めて合計3橋にこのタイプの被害が生じた^{11),12)}。被害を受けた9橋は、いずれも昭和30年代後半から昭和40年代に竣工したもので、段落し部の定着長に関する規定が改定された昭和55年の道路橋示方書より前の基準に準拠して設計された橋である。

表 7.2.2 は、道路震災対策便覧（震災復旧編）に示される主鉄筋段落しを有する鉄筋コンクリート橋脚の被災度の簡易判定表である¹³⁾。これによれば、P3 橋脚に関しては主鉄筋がすでに面外方向に座屈してはらみ出していることから「大被害」に相当し、耐荷力に著しい影響のある損傷と判断される。

P4, P5 橋脚についても P3 橋脚と同様に橋脚の主鉄筋段落し部に損傷が生じており、写真 7.2.13 に示すように、P4 橋脚ではコンクリートの剥離および斜めせん断ひびわれが、P5 橋脚ではひびわれが生じた。

復旧は、P3 橋脚～P5 橋脚に対して、鉄筋コンクリート巻立てにより行われた。補強部の主鉄筋としては、D32×32 本を新たに配筋し、断面の直径を 1.8 m から 2.8 m に大きくした。主鉄筋は、既存のフーチングと梁にアンカーし、橋脚基部におけるアンカーの定着長は 80 cm である。なお、新設部と既設部の一体化を図るために、既存橋脚にアンカー筋 D25 が配置された。

(4) 柳崎橋

柳崎橋は、国道 229 号が厚沢部川の河口を渡る位置に架かる橋梁である。本橋は、昭和 36 年に竣工し、写真 7.2.14 に示すように、橋長 181 m の 5 径間単純鋼製桁橋（1 等橋）である。基礎は、ケーソン基礎であり、地盤は砂質粘土層、粘土層から構成される。ケーソン基礎下端は地表面下約 20 m の砂層または砂礫層に支持されている。なお、昭和 50 年に歩道橋が添架されている。

柳崎橋では、可動橋台において落橋防止構造として取り付けられていた、桁と下部構造を結ぶ鋼製の連結装置が写真 7.2.15 に示すように座屈した。桁との取り付け部ではボルト孔が長円形になっており、多少の移動が許せるようになっていたが、写真 7.2.16 に示すように、これを上回る桁の移動が生じたために損傷が生じたものである。なお、対岸の橋台上の固定支承では、支承の移動制限用のつめ（ストッパー）が写真 7.2.17 に示すように曲がったり、破断したりした。

固定支承のストッパーの損傷は橋台が河心方向に移動することによって生じており、かつ、可動支



写真 7.2.14 柳崎橋の全景

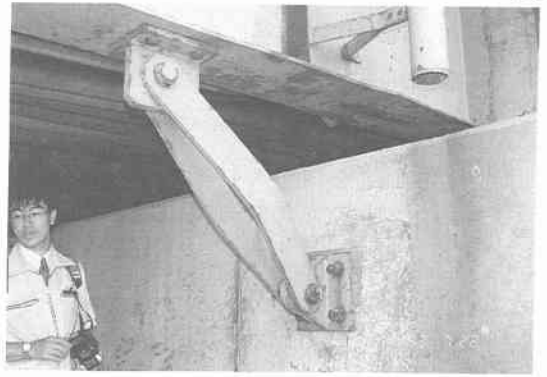


写真 7.2.15 柳崎橋の落橋防止装置の座屈



写真 7.2.16 柳崎橋橋台の支承部（桁と下部構造間の相対変位）



写真 7.2.17 柳崎橋橋台支承部のストッパーの座屈および破断



写真 7.2.18 柳崎橋橋台の護岸の移動（橋台前面）

承側の落橋防止装置も同様に橋台が河心方向に移動することにより生じたと考えられるため、桁がいずれか一方に振動したために生じたものではなく、両橋台が河心方向へ移動したために生じた被害と考えられる。また、写真 7.2.18 に示すように橋台前面および側面の護岸が河川方向に移動し、橋台の周辺にすき間が生じるとともに、橋台背面の盛土が沈下した。さらに、河川敷においては、多数の噴砂、ひびわれが生じており、液状化が広範囲に生じたと推定される。このため、周辺地盤の液状化が橋台が移動した原因の1つと考えられる。

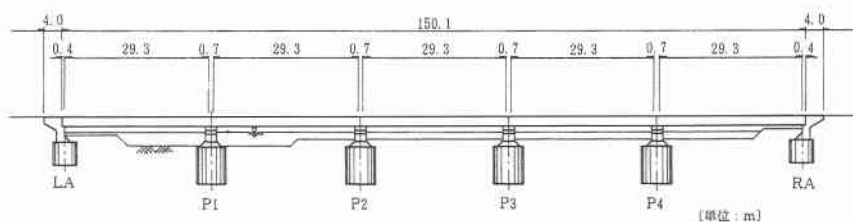
写真 7.2.15 の型式の落橋防止装置は、桁が橋台からはずれる方向に移動する場合には引張材となるが、橋が橋台側に移動する場合には圧縮材となり、今回のような損傷を受けやすい。まれに起こるような大きな地震に対しては、落橋防止構造としての機能を発揮することが重要であり、これによって座屈すれば地震後に取り替えればよいという考え方もあるが、座屈耐荷力を向上させるか遊間長を長くするなどして被害がでないようにすることも肝要である。本橋の復旧では、座屈した落橋防止装置を撤去し、同様の座屈を防ぐことを考慮し、遊間長を従来よりも長くしたもの（固定ボルトの径を 60 mm から 80 mm に拡大）が取り付けられた。

(5) 長万部橋

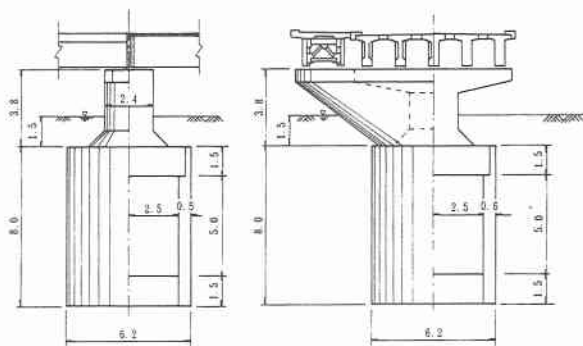
長万部橋は、国道 37 号が長万部町元町において長万部川を渡る位置に架設されている橋梁である。本橋は、写真 7.2.19 および図 7.2.4 に示すように、橋長 150.1 m、幅員 7 m の 5 径間単純ポステン PCT 桁橋（1 等橋）であり、基礎はケーソン基礎である。本橋の竣工は、昭和 35 年 12 月であり、昭和 51 年に上流側に歩道橋を添架するために橋脚躯体コンクリートが打ち足されている。



写真 7.2.19 長万部橋



(a) 側面図



(b) 桁断面図

図 7.2.4 長万部橋の一般図



写真 7.2.20 長万部橋 P2 橋脚の傾斜
(写真左方に 1°59'30"傾斜)



写真 7.2.21 長万部橋の橋脚傾斜に伴う路面の曲がり
(A2 橋台側より)

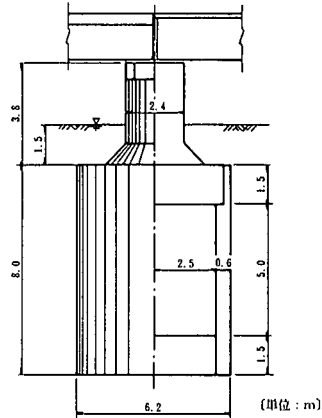
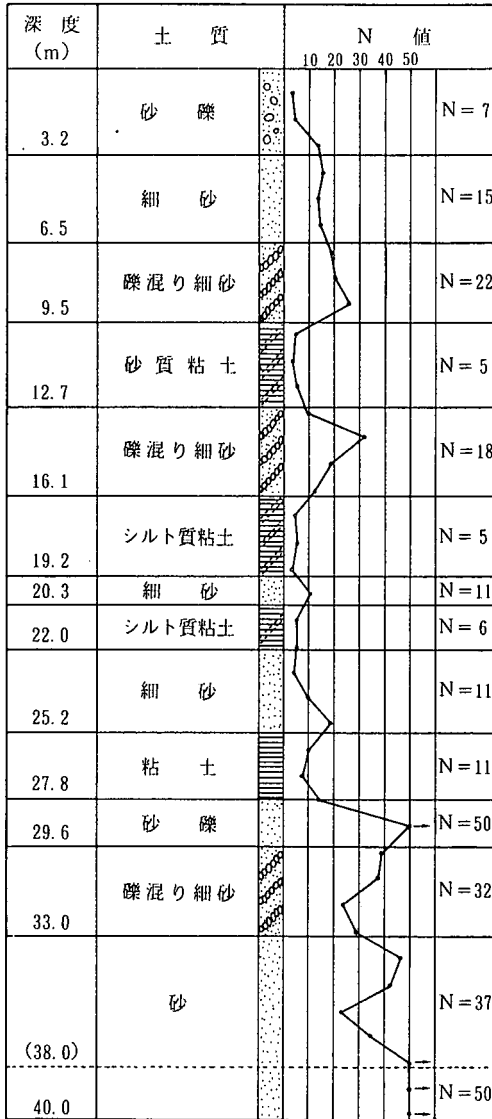
表 7.2.3 長万部橋ケーソン基礎の回転角

	P 1 基礎	P 2 基礎	P 3 基礎	P 4 基礎
路面変位量(mm)	270	420	450	250
沓座高低差(mm)	276	386	344	172
橋脚上面勾配(%)	2.486	3.477	3.099	1.550
基礎中心回転角	1°25'28"	1°59'30"	1°46'30"	0°53'16"

傾斜概要図

本橋では、写真 7.2.20 に示すように、周辺地盤の液状化によってケーソン基礎が上流側に傾斜した。沈下も同時に起こっている可能性があるが、これについては不詳である。傾斜が大きいのは P2 橋脚であり、表 7.2.3 に示すように、沓座の上流側縁端が下流側縁端より 386 mm 低くなっており、上流側に倒れるように傾斜した。P2 橋脚上の路面は、上流側に 420 mm 移動した。変位量からケーソン・橋脚の傾斜を求めると、1° 59' 30" となる。他の橋脚の傾斜角も同表に併記している。橋脚の傾斜は中央部で大きく、橋台に向かうほど小さいため、写真 7.2.21 に示すように桁の中間部が円弧状に上流方向に移動し、あたかも曲線橋のように見える。

本橋周辺では、液状化による噴砂孔が多数見られた。図 7.2.5 は、ケーソンと周辺の地盤条件を示したものである。ケーソンの側壁には上から順に砂礫層、細砂層、礫混り砂層があり、これらの層、特に細砂層が液状化したのではないかと考えられる。



* ()内は耐震設計上の基礎面の深度を表す。

図 7.2.5 長万部橋 P2 橋脚の地盤条件

橋脚の変位状況が必ずしも致命的な状態ではないため、仮復旧として、歩道橋を添架した側の橋脚基礎周辺においてセメント注入による地盤改良が行われた。

(6) 元瓜谷橋

元瓜谷橋は、町道瓜谷2線が瓜谷川を渡河する位置に架設されている2等橋である。本橋は、昭和39年に竣工し、写真7.2.22および図7.2.6に示すように、橋長63m、幅員4mを有する2径間単純ポステンションPCT桁橋(3主桁)である。橋台はRC逆T式、橋脚は直径1.5mを有する円形断面RC逆T式である。基礎は橋台、橋脚いずれも杭基礎である。

被害は、写真7.2.23に示すように橋脚の中間高さにおいて生じ、かぶりコンクリートの剥離、主鉄筋の座屈および外方向へのはらみ出しが生じた。橋脚の上下流側の損傷が大きいことから、橋軸直角方向の地震力により生じた損傷といえる。図7.2.7は、橋脚の配筋図を示したものである。本橋脚では、主鉄筋としてφ16の丸鋼が用いられており、損傷の生じた橋脚中間高さにおいて、重ね継手が

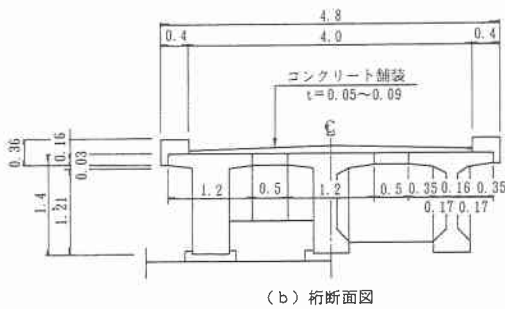
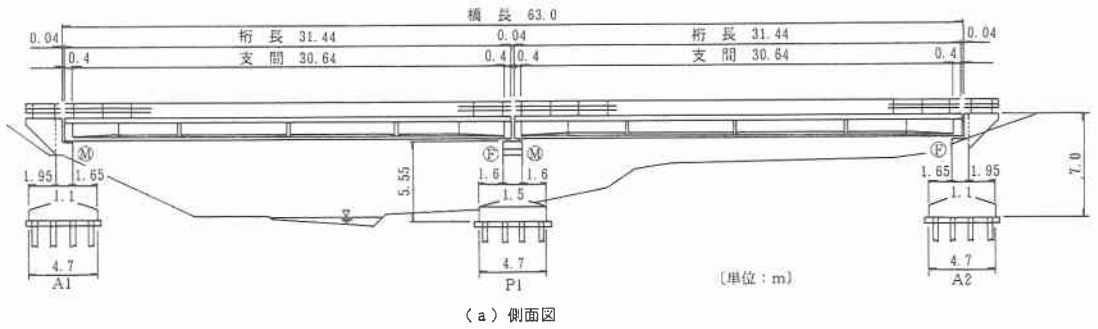


図 7.2.6 元瓜谷橋の一般図



写真 7.2.22 元瓜谷橋の全景



写真 7.2.23 元瓜谷橋の橋脚の損傷

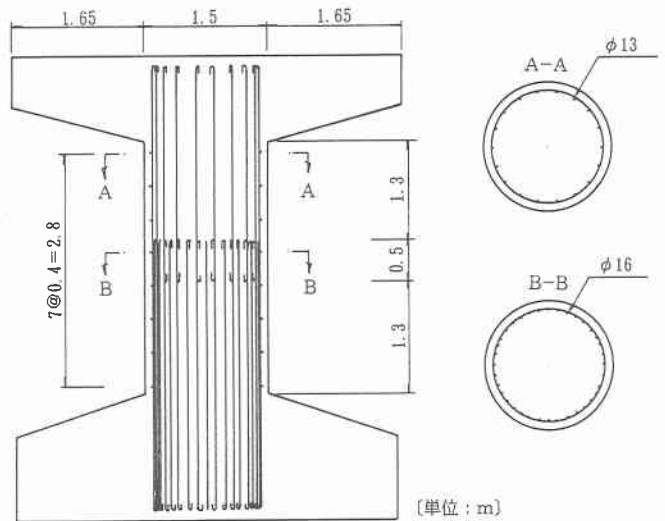


図 7.2.7 元瓜谷橋橋脚の配筋図

設けられている。重ね継手長は約 50 cm、主鉄筋端部には定着のために U 字形のフックが設けられていたが、定着部の強度が基部の強度よりも小さかったために損傷が生じたものと考えられる。表 7.2.2 に示した道路震災対策便覧（震災復旧編）¹³⁾によれば、主鉄筋が座屈して面外方向にはらみ出していることから、「大被害」に相当し、耐力に著しい影響のある損傷と判断される。

復旧では、損傷した橋脚躯体を撤去し、梁とフーチングは既存のものを用いた。橋脚の断面は旧橋

脚と同一の1.5 mとし、主鉄筋としては2段配筋とされた。2段配筋のうちの外側はD16×32本、内側はD16×12本とし、2段配筋のうちの内側の鉄筋のみ既存フーチングにアンカー（アンカーの定着長50cm）された。

(7) 新知内橋

新知内橋は、町道元町1号が知内川を渡河する位置に架設されている橋梁である。本橋は、写真7.2.24および図7.2.8に示すように、橋長214 m、幅員6 mを有する7径間単純ポストテンションPCT桁橋（2等橋）である。本橋の竣工は昭和45年であるが、平成元年度に知内川の河川改修工事に伴い、右岸側の2径間（橋長66 m）が新たに架設されている。A1橋台は、杭基礎を有する逆T式、A2橋台は直接基礎を有する逆T式である。

旧橋脚は、躯体高さが6.8 m（P1、P4橋脚）～7.04 m（P2、P3橋脚）で直径が1.8 mの円形断面逆T式である。また、新設部のP1橋脚は3 m×1.8 m、P2橋脚は3 m×1.5 mの小判型断面である。基礎は、新設部のP2橋脚だけが直接基礎、このほかはケーソン基礎である。



写真7.2.24 新知内橋の全景

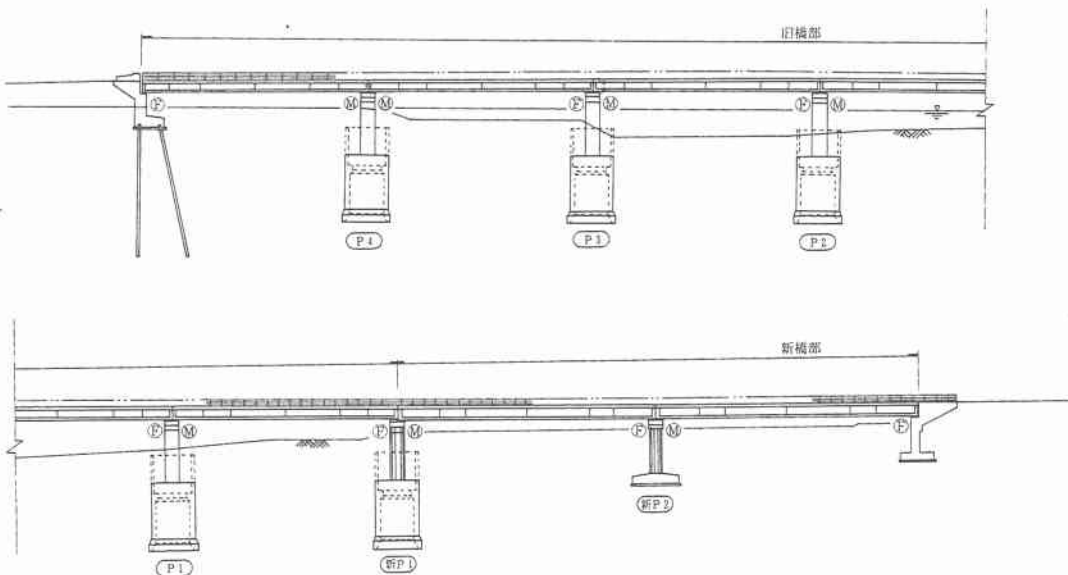
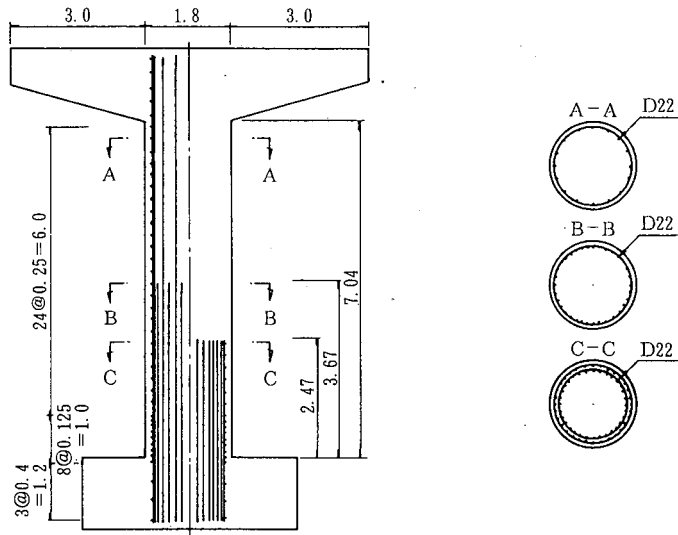
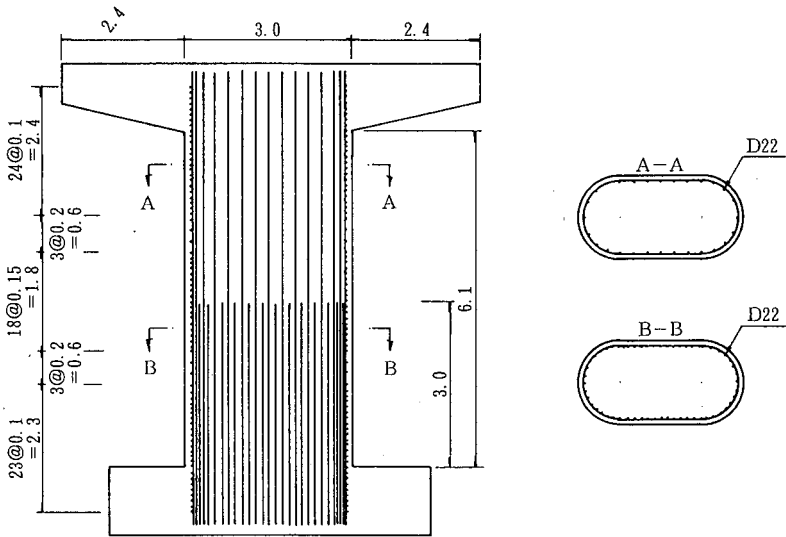


図7.2.8 新知内橋の一般図



(a) 旧橋P3橋脚



(b) 新橋P2橋脚

図 7.2.9 新知内橋橋脚の配筋図

図 7.2.9 は、橋脚の配筋図を示したものである。旧橋部の P3 橋脚には、基部に 64 本の D22 が 2 段配筋されている。このうち、基部から高さ 2.47 m の位置で内側の 32 本が段落しされ、さらに基部から高さ 3.67 m の位置で外側の鉄筋のうち 16 本が段落しされている。一方、新設部の P2 橋脚では、主鉄筋として基部に D22 が 56 本配筋され、基部から 3 m の位置で半分に段落しされている。なお、新設部の P1 橋脚では主鉄筋の段落しはされていない。

地震による損傷は、旧橋部分の P1～P4 橋脚に生じており、いずれも段落し部において写真 7.2.25 および写真 7.2.26 に示すように、ひびわれおよびかぶりコンクリートの剥離が生じると同時に、主鉄筋が座屈し面外方向へはらみ出した。



写真 7.2.25 主鉄筋が座屈するとともに、コンクリートが完全に破壊した P3 橋脚 (新知内橋, 下流側から)

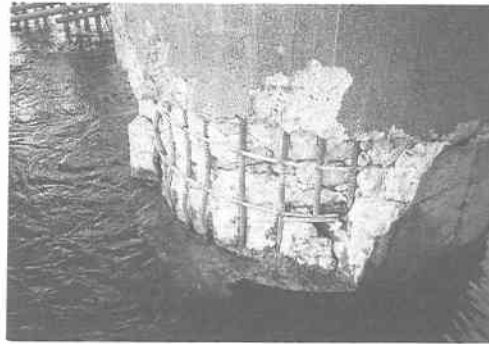


写真 7.2.26 主鉄筋の座屈と面外方向へのはらみ出し (新知内橋 P3 橋脚, 上流側から)

最も損傷が大きかったのは P3 橋脚であり、1 段目の段落し位置であり、約 1 m の高さにわたって損傷が生じている。損傷は橋脚の上下流側に生じており、橋軸直角方向の地震力によって生じた被害である。P1, P2 および P4 橋脚の損傷は、水平および X 字状の斜めひびわれの発生、かぶりコンクリートのわずかな剥離程度であった。

表 7.2.2 に示した道路震災対策便覧 (震災復旧編)¹³⁾によれば、P3 橋脚の損傷は、地震後通行止めを必要とする「大被害」に該当する。橋脚の動的水平耐力は最大水平耐力を超えて低下する領域に入っており、降伏耐力を下回っている。

なお、新設部の P2 橋脚には段落しがあるにもかかわらず、ここには一切損傷は生じていなかった。したがって、昭和 55 年以後の道路橋示方書に準拠して段落し鉄筋の定着長を十分とれば、段落し部の損傷を防止することができる¹⁵⁾。

なお、新知内橋からわずかに 10 km 程度の距離にある七峰橋においては、北海道開発局により強震観測記録が得られており、地盤上の最大加速度は約 200 gal であった。主鉄筋段落し部の定着長が短いと、この程度の振動でもかなりの損傷が生じるという点で新知内橋の被害は今後十分教訓としておくべきと考えられる。

復旧および補強は、P1 橋脚～P4 橋脚に対して、鉄筋コンクリート巻立てにより行われた。約 15 cm かぶりコンクリートをはつり、D32×26 本を既存橋脚の外側に配筋するとともに、断面の直径は 1.8 m から 2.5 m に大きくした。主鉄筋は、既存フーチングにアンカーし、アンカーの定着長は 1.12 m (PC グラウト) とされた。

7.2.3 まとめ

以上、北海道南西沖地震による道路橋の被害を示した。以上の被害の特徴の中で重要な点をまとめると以下ようになる。

1) 鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し位置において、橋脚躯体に曲げ破壊からせん断破壊に至る損傷が生じた。北海道南西沖地震では 3 橋の橋脚に生じたが、いずれも昭和 55 年以前の道路橋示方書に準拠した円形断面橋脚であった。また、新知内橋の被害からは、昭和 55 年以後の道路橋示方書に従って設計すれば、段落し部には損傷が生じないことが確認された。主鉄筋の段落し部の損傷は、昭和 57 年の浦河沖地震の際に静内橋で見られた被害形態であり、橋脚基部の曲げ破壊とは異なる

り、ねばりのない破壊となりやすいので、補強等の十分な対策が今後必要とされる。

2) 橋台パラペットに生じる被害は構造的には必ずしも大きな被害ではないが、現交通を確保しながらの復旧には困難をとまう。今後、被害を受けにくく、復旧も容易な構造を考えていく必要がある。

3) 柳崎橋では落橋防止装置として設けられていた桁と下部構造を結ぶ鋼製プレートが座屈するという損傷を生じた。落橋防止装置は、落橋という最悪の事態を防ぐために設けられた重要な装置であり、落橋防止構造に許すべき地震時相対変位を移動制限装置の移動量、継手の遊間とも合わせて検討する必要がある。

7.3 斜面の被害

7.3.1 地形・地質概要

1993年7月12日に発生した北海道南西沖地震 ($M=7.8$) によって、北海道南西部を中心として多数の斜面崩壊が発生した。ここでは、この地震によって発生した斜面災害について、奥尻島の事例を中心にして報告する。奥尻島は、渡島半島西方の日本海上に位置する東西約10 km、南北約20 kmの島である。神威山(標高584.5 m)を最高点とし、11段にもおよぶ海成段丘の発達により、全体に緩やかな丘陵地形を成している。これらの段丘面は、島内に発達する河川によりやや開析が進んでおり、特に島北西部の幌内川周辺は、急斜面が発達し、段丘面はほとんど残されていない。また、海岸部でも急崖が形成されている。

奥尻島の地質¹⁰⁾は、図7.3.1に示すように、白亜紀堆積岩や貫入花崗岩体および新第三紀の火山岩・堆積岩類など変化に富み、これらを海生段丘堆積物および小規模な沖積層が覆っている。

7.3.2 斜面崩壊の分布

本島被災前後に撮影した空中写真から抽出した崩壊地(223箇所)、現地調査において新たに確認した崩壊地(51箇所)の分布を図7.3.2に示す。なお、沿岸部では、津波による斜面崩壊も発生しているが、現地調査によりこれらの崩壊は除いてある。

図7.3.2からわかるように崩壊は、地質に関係なくほぼ全島に分布している。崩壊は、島中央部では、開析の進んだ河川沿いの急斜面において多く発生しており、特に島北西部の幌内川流域周辺では、崩壊が多く発生している。

東海岸沿いでは、新第三系の堆積岩類の上に段丘堆積物が載り、遷急線を成している箇所で崩壊が認められるが、恩顧歌から松江にかけての花崗岩類新鮮部露岩地帯では、斜面崩壊や落石は生じていない。今回の地震による斜面崩壊で、多くの被害を出したホテル洋々荘の背後斜面は、前者のタイプである。

西海岸沿いは、急崖が連続しており、岩盤斜面の崩壊や落石が多発している。特にホヤ石地区では、新第三系の火山砕屑岩からなる急崖や急斜面部からの落石が多発し、擁壁や路面に大きな被害を与えた。また、神威山西方の地すべり地も新第三系の火山砕屑岩から成るが、その頭部滑落崖の急斜面部で崩壊が多発している。

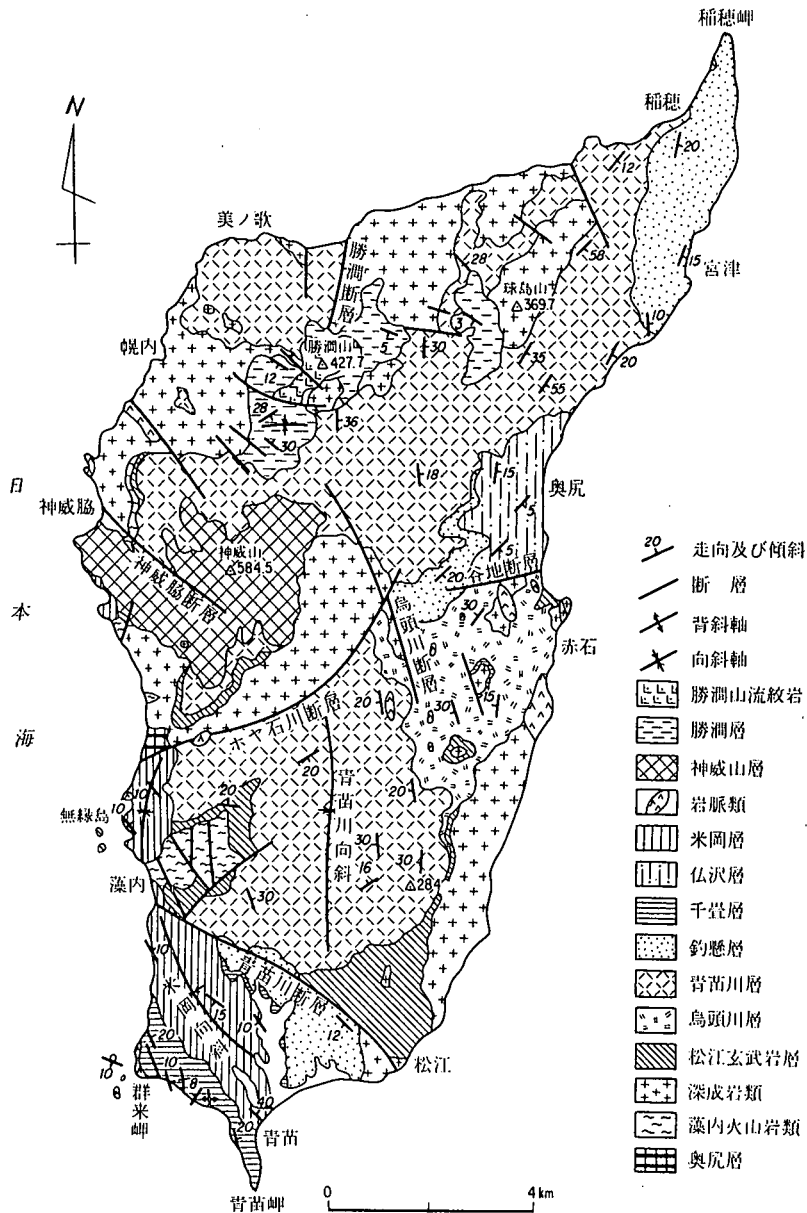


図 7.3.1 奥尻島の地質図 (秦ほか, 1982)

7.3.3 代表的な崩壊事例

ここでは、奥尻島内で発生した斜面崩壊事例のうち代表的なものを5事例報告する。また、奥尻島内で発生した斜面崩壊ではないが、北海道岩内町内の刀掛覆道上部斜面に発生した岩盤崩壊では、震災後に大規模な復旧対策が講じられているので、その状況を道路管理技術委員会がまとめた資料¹⁷⁾に基づいて報告する。

(1) 道道1170号線沿いの崩壊(その1)

幌内温泉近傍の斜面崩壊である(図7.3.2中No.1)。崩壊斜面の状況を写真7.3.1および図7.3.3に示す。地質は花崗閃緑岩であり、風化作用を受けマサ化している。さらに斜面下部は温泉変質を受け黄緑色を呈している。本斜面は、旧崩壊地であり、今回の地震により崩土が滑動したものと考えられる。崩壊の規模は長さ8m、幅6m、崩壊深は1m、斜面傾斜角度は43度である。崩土はストーンガードを突き破り路面に堆積した。



写真7.3.1 道道1170号線沿いの崩壊(その1)

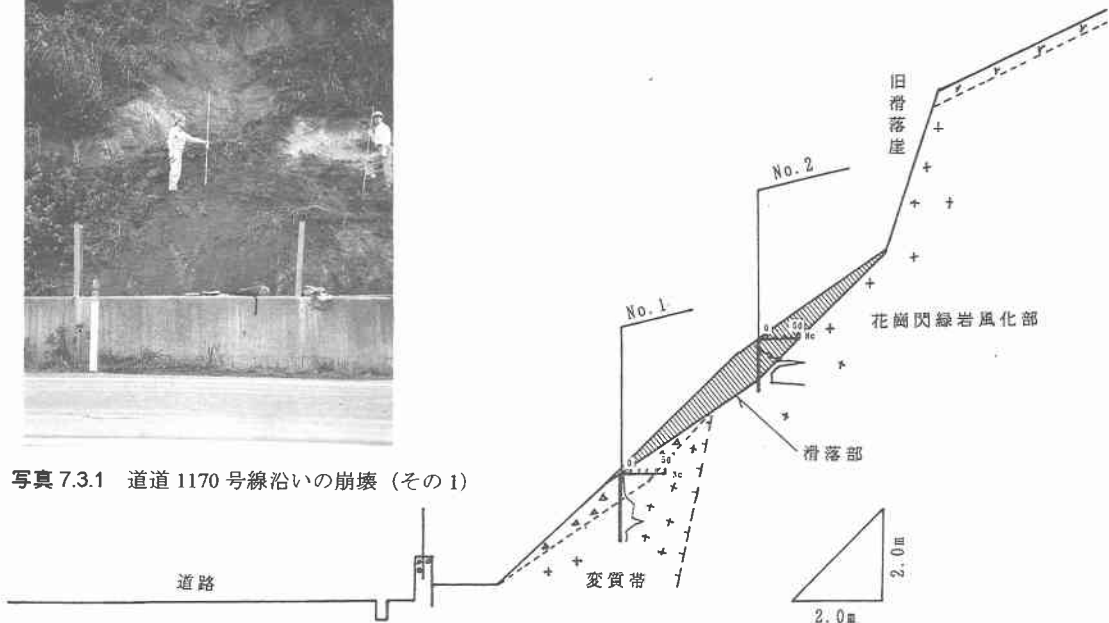


図7.3.3 道道1170号線沿いの崩壊(その1) 模式断面図)

(2) 道道1170号線沿いの崩壊(その2)

幌内から幌内川沿い約3km上流に位置する切土のり面の崩壊である(図7.3.2中No.2)。崩壊斜面はちょうどカーブの先端に位置する。崩壊斜面の状況を写真7.3.2および図7.3.4に示す。地質は新第三系勝潤層の砂岩、礫岩の互層から成る。層理面は斜面の方向に対して受け盤構造を成す。崩壊の規模は長さ10m、幅3m、崩壊深0.5mで、のり肩付近から斜面にほぼ平行な節理面に沿って崩壊した。崩壊は、切土のり面の造成後に形成されたと考えられる、厚さ0.5m程度の表層劣化部とのり肩付近の旧地山風化部および表土が滑落することにより発生した。簡易貫入試験結果によると、旧地山風化



写真 7.3.2 道道 1170 号線沿いの崩壊 (その 2)

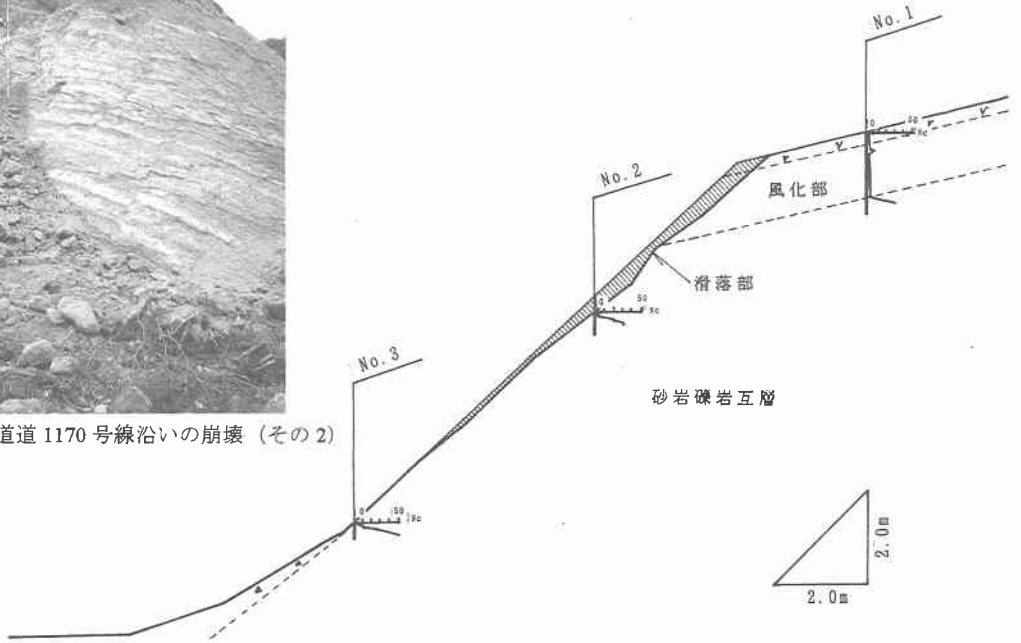


図 7.3.4 道道 1170 号線沿いの崩壊 (その 2 模式断面図)

部および表土の層厚は 1.5 m であった。

(3) 道道奥尻 - 青苗線沿いの崩壊

ここでは、奥尻地区の洋々荘背後の斜面崩壊について報告する (図 7.3.2 中 No.3) . 今回の地震により奥尻島では多くの崩壊が起きているが、人的被害を生じたのはこの崩壊だけである。崩壊斜面の状況を写真 7.3.3 および図 7.3.5 に示す。地質は、新第三系仏沢層の砂岩礫岩互層からなり、最上位に段丘堆積物の砂礫がのる。崩壊の規模は長さ約 100 m、幅約 260 m、比高約 120 m である。崩壊斜面は 40 度の傾斜を有し、崩土は道路を越え洋々荘を破壊して約 90 m 移動し、港に達した。



写真 7.3.3 道道奥尻 - 青苗線沿いの崩壊

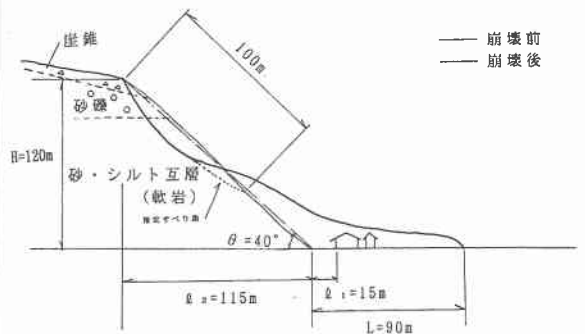


図 7.3.5 道道奥尻 - 青苗線沿いの崩壊 (模式断面図)

(4) 道道青苗一幌内線沿いの崩壊

ここでは、ホヤ石地区の岩盤崩壊を報告する(図 7.3.2 中 No.4) . 斜面の状況を写真 7.3.4 および図 7.3.6 に示す. 地質は、新第三系米岡層の凝灰角礫岩からなり、柱状節理が発達し、地震時にトップリングを起こしたと考えられる. 崩壊の規模は、源頭部で長さ 15 m, 幅 3 m, 厚さ 3 m である. 崩土は、比高 60 m, 見通し角 45 度の斜面を 60 m 流下して、擁壁を破損し、路上に長さ 20 m, 幅 35 m にわたり堆積した.

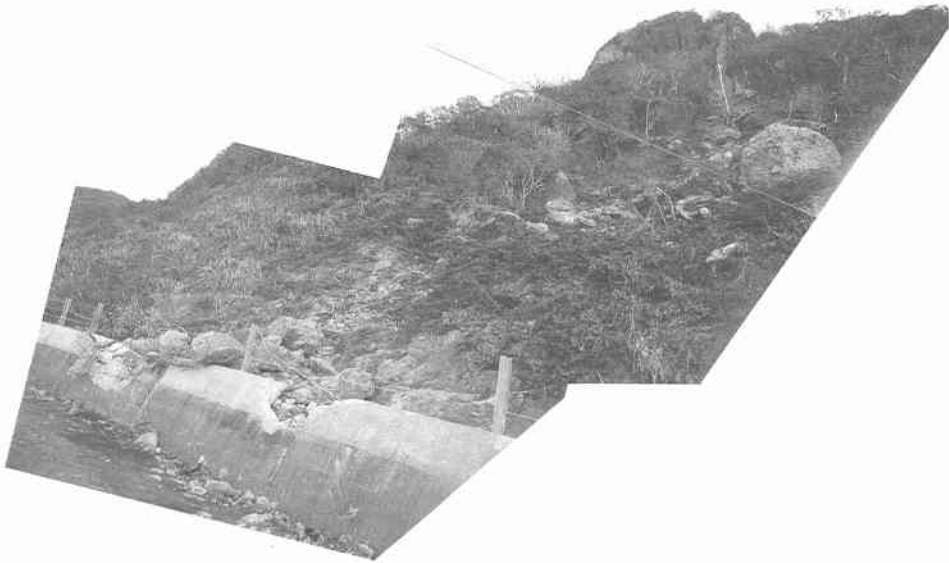


写真 7.3.4 道道青苗一幌内線沿いの崩壊

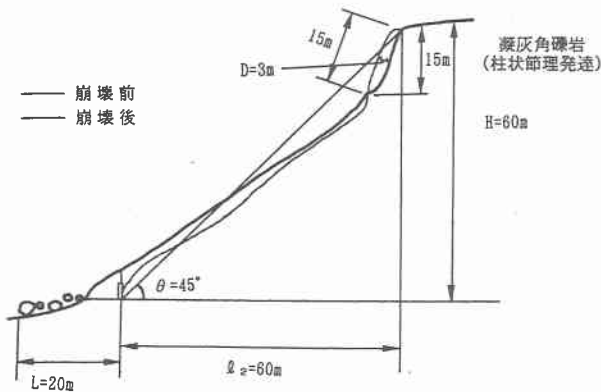


図 7.3.6 道道青苗一幌内線沿いの崩壊模式断面図

(5) 大規模崩壊地

神威山西方の旧地すべり地頭部の滑落崖に発生した崩壊（図 7.3.2 中 No.5）を写真 7.3.5 および図 7.3.7 に示す。地質は、新第三系神威山層の縦亀裂が発達した凝灰角礫岩からなる。崩壊の規模は、源頭部で長さ 100 m、幅 350 m、厚さ 10 m であり、崩壊土量は約 350 000 m³にも及ぶ。崩土は、比高 300 m、見通し角 34 度の旧滑落崖を 470 m 流下し、長さ 50 m、幅 350 m にわたり堆積した。



写真 7.3.5 大規模崩壊地

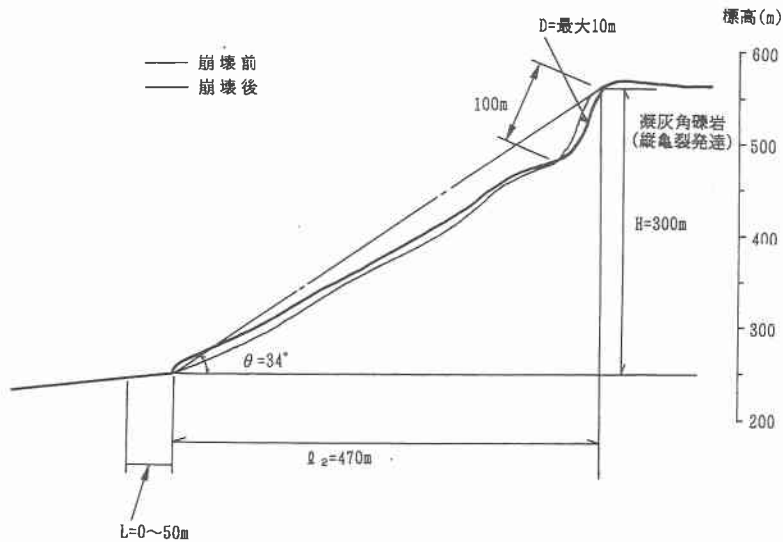


図 7.3.7 大規模崩壊地の模式断面図

(6) 刀掛覆道上部斜面での復旧対策

今回の地震によって、北海道岩内町(国道229号)の刀掛覆道と刀掛トンネルの接合部直上の急崖斜面に大規模な崩壊が発生した。その後の調査で、覆道背面に巨大岩体が母岩から遊離し、不安定な状態であることが判明したため、7月28日午後5時から11月10日午後2時まで岩内町雷電～蘭越町港の3.8kmが全面通行止めとなった。被災斜面の平面図を図7.3.8に示す。不安定岩体および周辺の塔状岩体は、写真7.3.6中のA, B, C, Dである。このうち岩体Aは高さ25m、幅8m、奥行10mの巨大なもので、頭部は幅3mで開口し、海側へ約10°傾倒した状態であった。この岩体が落下した場合、トンネル巻出し工および覆道を直撃し、衝撃力は4万tf程度となり、覆道の許容落石衝撃力の293tfを大幅に上回ると推定された。復旧工法として不安定岩体の除去工法が採用され、不安定岩体を転倒発破により一気に落とし、その後に落下した岩体を処理した。復旧工事中は作業の安全を確保

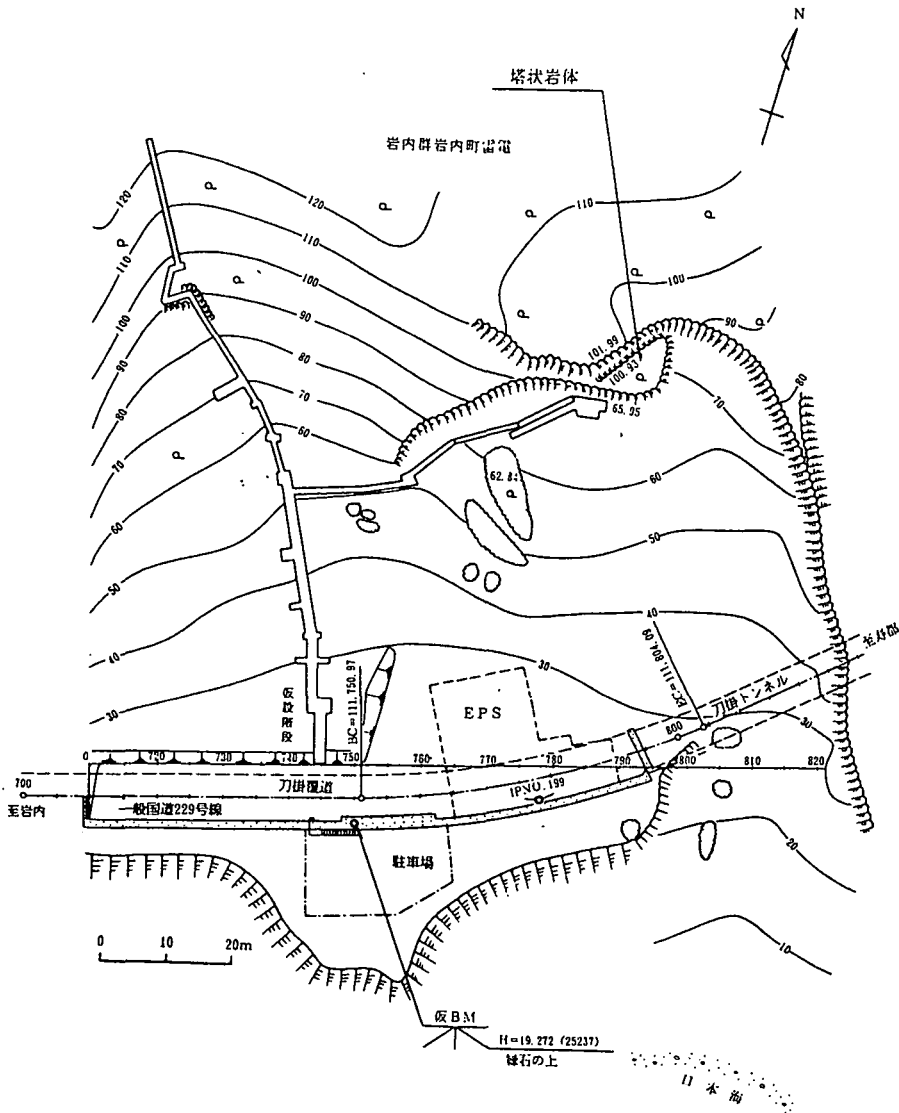


図7.3.8 崩壊斜面の平面図



写真 7.3.6 地震直後の崩壊斜面全景 (1993.7)

するために、A岩体に伸縮計測線とこれに連動する警報装置を設置すると同時に、光波による動態観測および構造物の応力測定によって岩体全体の挙動を計測した。トンネルは、坑内をコンクリートで中詰めし、トンネル巻出し部を補強した。覆道はH形鋼により補強し、EPS、コンクリート板、砂の3層構造を背面に施工することによって衝撃力の緩和を図った。転倒発破は、10月7日午後3時に実施された。転倒発破によって岩体Aは根元から転倒し、ほぼ2つに割れた。このうち下半分の岩体は斜面を転落し、覆道と巻出し部との境界付近を転がったが、構造物の損傷は最小限にとどまった。

7.3.4 崩壊要因の地形学的解析

(1) 斜面の遷急線が崩壊危険度に及ぼす影響

地震によるのり面・斜面の崩壊事例の検討から、段丘崖などの遷急線を持つ斜面が地震時に崩壊しやすいことが判明している。斜面の遷急線の有無は、地震時の斜面の崩壊危険度判定の要因の一つとされる場合もある。また、今回の地震において発生した斜面崩壊の多くもり肩から発生している。しかしながら、遷急線の突出度合いが崩壊に及ぼす影響は定量的に検討されていない。そこで、今回の地震によって奥尻島で発生した斜面崩壊事例をもとに、斜面の縦断形状の突出度合いを数値化し、斜面崩壊との関係を検討した。

今回の解析は、図 7.3.9 に示すように崩壊の多発した幌内川周辺における斜面で、勝潤層、青苗川層分布域を対象として行った。対象範囲内の崩壊箇所数は、勝潤層分布域で 31 箇所、青苗川層分布域で 13 箇所の計 44 箇所であった。このうち遷急線を含まない崩壊はわずか 3 箇所であり、これからも遷急線が崩壊発生に影響することがわかる。

解析方法は、まず、1:5000 および 1:25000 地形図の等高線間隔をもとに斜面を $0\sim 15^\circ$ 、 $15\sim 30^\circ$ 、 $30\sim 45^\circ$ の 3 つの傾斜区分に分ける。次に、対象地域内の遷急線について、遷急線の下部斜面と上部

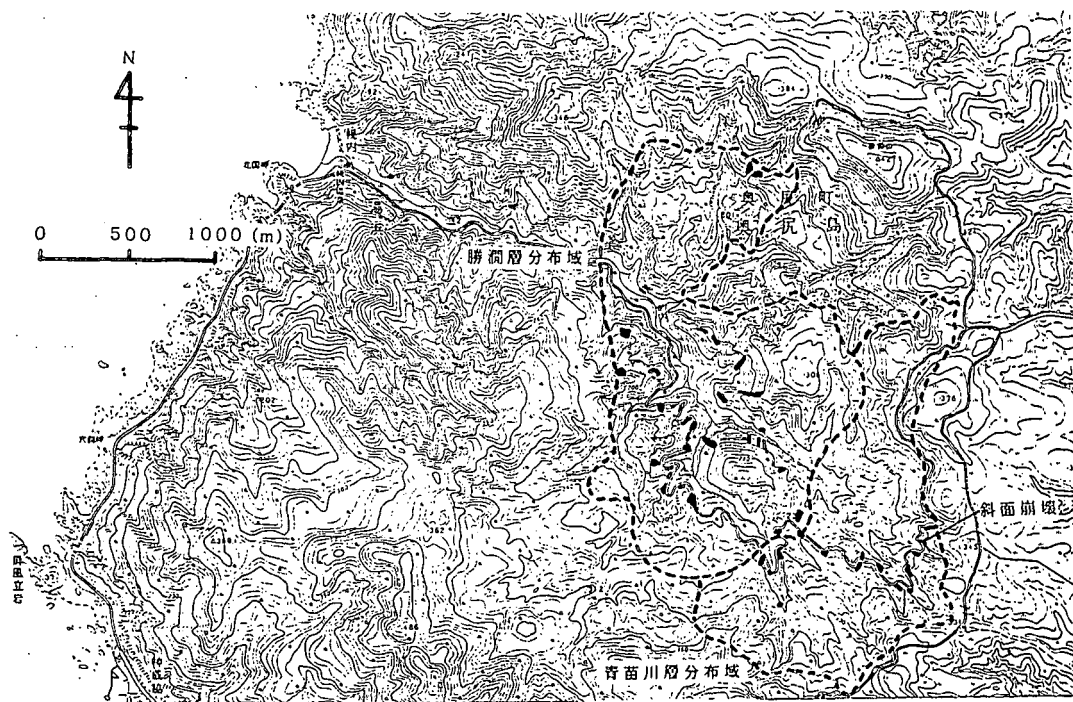
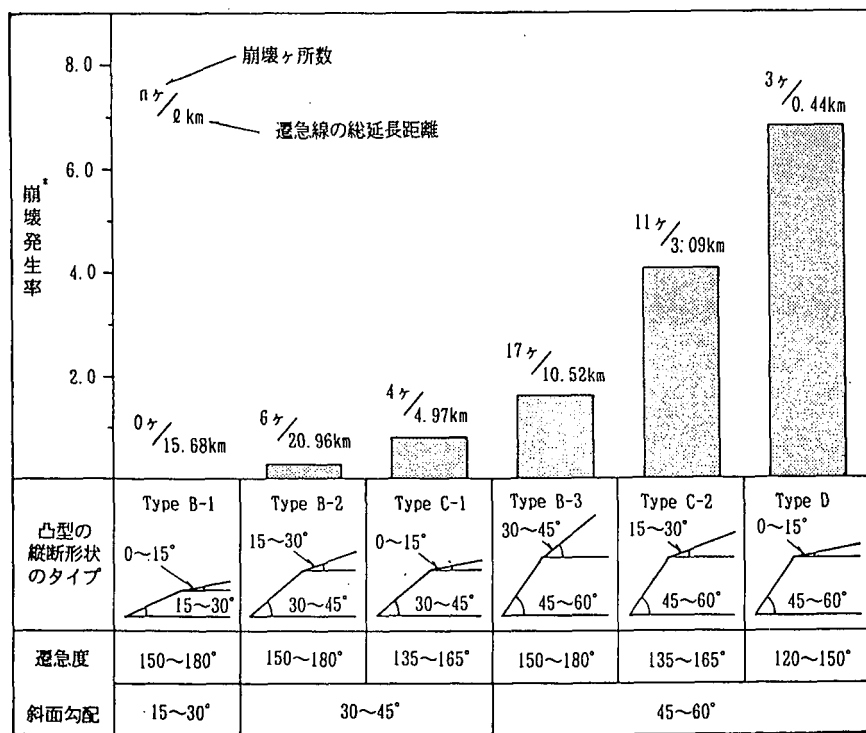


図 7.3.9 地形解析の対象範囲



*遷急線 1 kmあたりの崩壊ヶ所数

図 7.3.10 各凸形縦断形状における崩壊発生率のヒストグラム

斜面との傾斜度の差をとり、この値を 180° から引いた値を求めた。いま、この値を遷急度と定義する。そして、遷急度と斜面の勾配とをパラメーターとして、斜面の崩壊のしやすさを比較した。斜面の崩壊のしやすさは、遷急線上に崩壊頂部を持つ崩壊の箇所数を遷急線の総延長で除した値（遷急線 1 km 当たりの崩壊発生箇所数）で表し、各遷急線タイプごとに算出した。

図 7.3.10 に結果を示す。図 7.3.10 より、同じ遷急度であれば傾斜度の高い方が崩壊が発生しやすいことがわかる。さらに、同じ傾斜度の斜面では遷急度が小さいほど崩壊が発生しやすい傾向が認められる。吉見ら¹⁸⁾の行った模型斜面の振動実験では、斜面の縦断形状が直線形斜面よりも凸形斜面の方が、模型斜面上部での斜面方向の相対変位量が大きくなる傾向が認められている。このような実験結果からみても、ここでの解析結果はほぼ妥当なものであると言える。

(2) 尾根の方向と崩壊分布との関係

地震時に崩壊しやすい斜面の震源に対する方向については、安江ら¹⁹⁾によって検討され、震源に対して特定方向の斜面が特に崩壊しやすいという傾向は認められていない。これに対し、巨視的にみれば、地震時には突出した地形が一つの単位として振動するので、斜面の振動特性はその斜面の属する尾根地形が影響していると考えられる。しかしながら、尾根の震源に対する方向が斜面の崩壊危険度に及ぼす影響については、十分に検討されていない。本報では、まず、尾根の方向と崩壊分布との関係を明らかにすることとした。

解析は、(1)と同じ範囲を対象として実施した。尾根は、等高線の 2 接線が 90° 以下で交わる突出部が高さ方向に 20 m 以上連続する地形として、地形図から判別した(図 7.3.11 参照)。

そして、尾根の方向を 30° ごとに区分し崩壊発生確率を求めた。崩壊発生確率とは、崩壊の発生した同一方向の尾根数を、対象地域内における同一方向の尾根数で除した値と定義している。また、ここで言う尾根の方向とは稜線の傾斜方向の方位とし、最高点と最低点を結んだ方向とした。

解析結果を図 7.3.12 に示す。解析結果から、震源方向と直角の東西方向に向いている尾根が崩壊しやすいことがわかる。また、尾根に対する崩壊地の位置については、尾根の側部（尾根方向と直角方

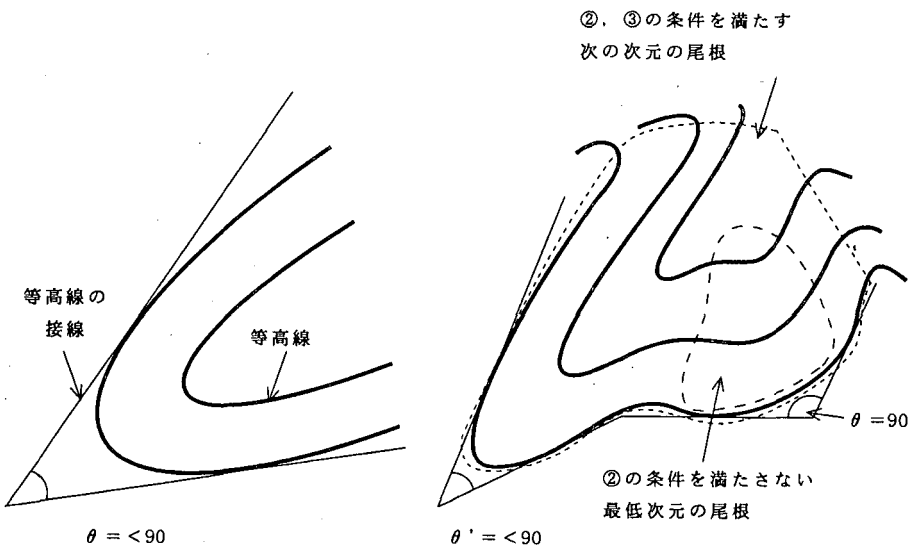


図 7.3.11 尾根の抽出基準

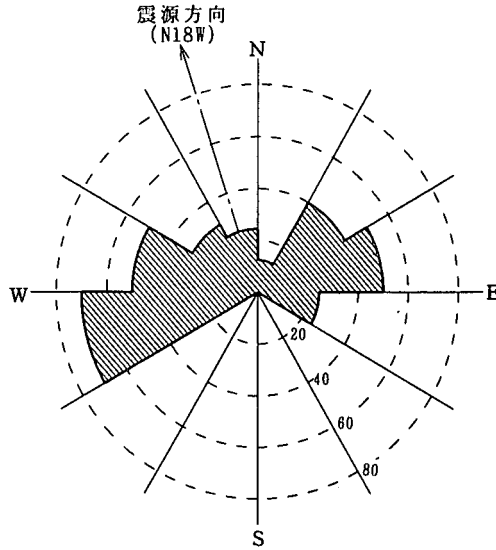


図 7.3.12 尾根方向別の崩壊発生確率

向)で多く発生している。

このような傾向がみられる原因については、尾根の振動特性に基づいて力学的に考察する必要があるが、地震時に地盤変位が卓越した方向が奥尻島内で計測されていないため、より詳細な考察は今後の課題であると言える。

7.3.5 まとめ

以上、北海道南西沖地震によって発生した斜面崩壊の分布および代表的な崩壊事例を奥尻島を中心として報告した。崩壊は開析の進んだ河川沿いの急峻部や段丘崖、道路のり面などに多発しており、地震時に急峻で凸形の縦断形状の斜面が崩壊しやすいという、従来からの知見が確認できた。また、現地調査から比較的新しく施工された切土のり面に崩壊が多発している傾向が認められたことから、施工後すみやかにのり面保護工を施工することが道路の震災対策上重要であると再認識された。

さらに、斜面の遷急線による突出度合いおよび震源に対する尾根の方向が、崩壊危険度に及ぼす影響を地形解析によって検討した。その結果、少ないデータからではあるが、斜面の突出度合いを遷急度で表すことが崩壊危険度を判定する上で有効であること、震源に対する尾根の方向によって斜面の崩壊危険度が異なることが明らかとなった。

7.4 地震後の交通規制

道路橋を含む道路施設の被害に伴う交通規制は、北海道開発局函館開発建設部および小樽開発建設部の管轄区域における国道で5路線11箇所、北海道函館現業所、小樽現業所、および室蘭現業所の管轄区域における道道では32路線40箇所で行われた。国道および道道における交通規制状況をまとめると、表 7.4.1 および表 7.4.2 に示すとおりである。また、これらの交通規制地点は図 7.4.1 および図 7.4.2 のとおりである。これらによれば、交通規制は北海道南西部全域で行われているが、特に国

表 7.4.1 国道の交通規制状況

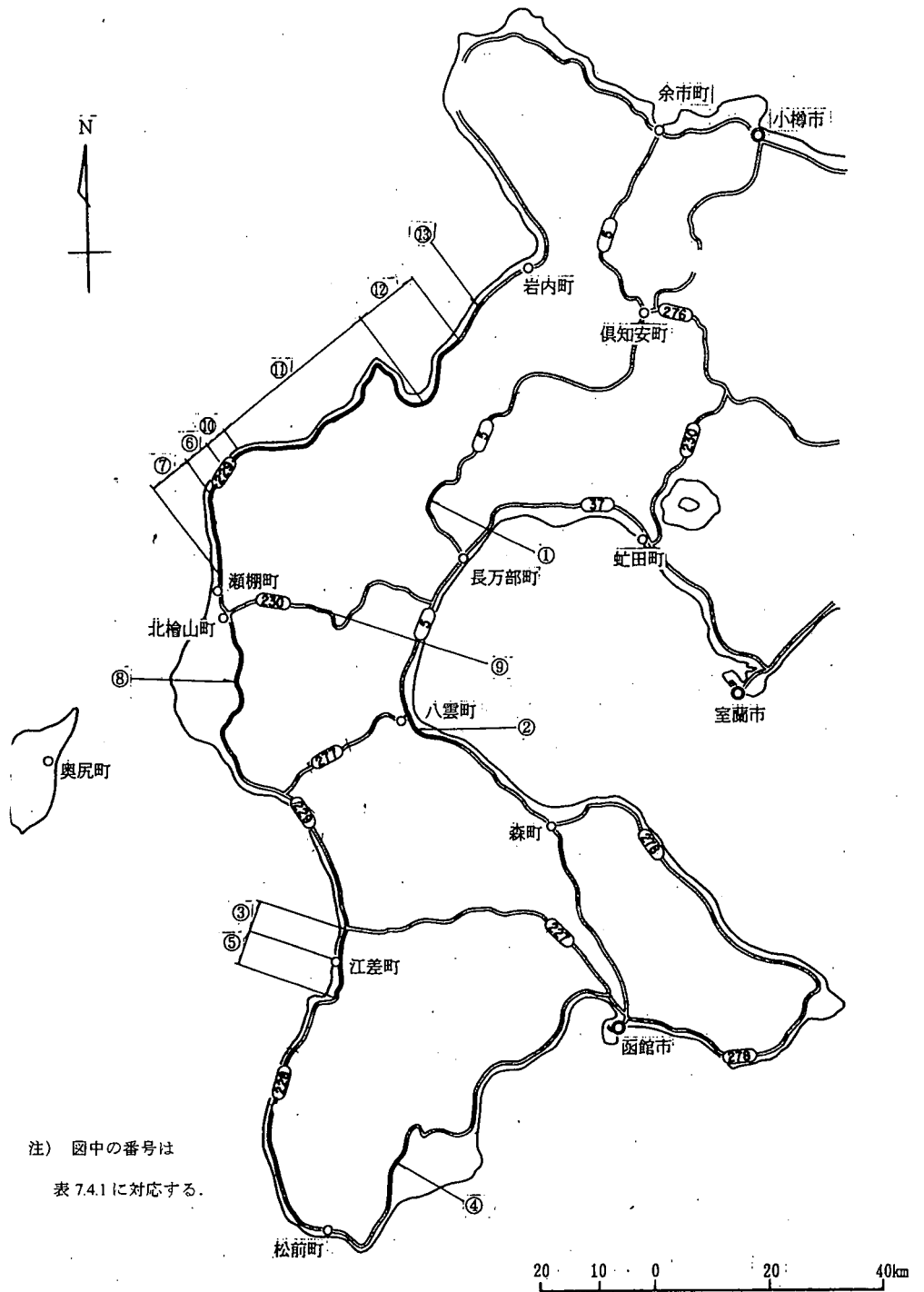
番号	建設部	路線	被災箇所	被災内容	被災延長	交通規制状況(交通規制区間)
1	函館	5号	長万部町知来 長万部町土津田	盛土崩壊 路面変状	100 m 10 m	全止 7/12 22:30~, 片通 7/24 9:00 片 2 7/26 10:00~ (双葉~麻岳)L=5.4 km
2	函館	5号	八雲町山崎 八雲町山崎橋 八雲町花浦 八雲町豊河町 八雲町野田生	路肩欠壊 路面変状 路肩欠壊 路面変状 路面変状	10 m 40 m 500 m 50 m 1 m	全止 7/13 0:30~2:00 (山崎~野田生)L=17.5 km
3	函館	227号	江差町柳崎 江差町田沢	路面変状 路面変状	10.3 m 3 m	全止 7/12 23:15~7/13 3:15 (柳崎~津花)L=6.6 km
4	函館	228号	福島町千軒	路面変状	350 m	片通 7/13 1:15~7/13 16:00 L=0.5 km
5	函館	228号	江差町楸川(1) 江差町楸川(2)	路面変状 路面変状	33 m 24 m	全止 7/12 23:00~7/13 3:15 (楸川~津花)L=5.3 km
6	函館	229号	北桧山町栄石橋 北桧山町栄石 北桧山町若松 北桧山町二俣 北桧山町金ヶ沢	路面変状 路面変状 路面変状 路面変状 法面崩壊	15 m 15 m 30 m 15 m 5 m	全止 7/12 23:30~7/13 6:00 (栄石~宮野)L=20.3 km
7	函館	230号	今金町神丘	路面変状	32 m	片通 7/13 0:00~7/13 18:00 L=0.1 km
8	小樽	229号	持田 島牧村持田 兜石覆道	路肩決壊 構造物の破壊	80 m	全止 7/12 23:45~ 片通 9/30~12/27 (茂津田~島牧村)L=4.5 km
9	小樽	229号	島牧村持田 第2白糸トンネル 島牧村持田 島牧村栄浜 島牧村栄浜 小田西覆道 島牧村栄浜 第一栄浜覆道 島牧村栄浜 島牧村栄浜 島牧村植車 穴潤トンネル 島牧村 元町~原歌 島牧村元町 島牧村栄磯 島牧村栄磯 島牧村 美谷~豊浜 島牧村歌島 島牧村 中の川橋 島牧村 ワッカナイ橋 島牧村歌島 島牧村字富浦	構造物の破壊 土砂崩壊 土砂崩壊 構造物の破壊 構造物の破壊 落石 落石 落石 路面冠水 落石 路肩決壊 路面冠水 路面冠水 路面隆起 路面陥没 路面陥没 路面冠水 路肩決壊	30 m 10 m 20 m 14 m 20 m 1 100 m 60 m 3 200 m 460 m 20 m 20 m 500 m 30 m	全止 7/12 23:45~ 片通 7/13 7:30~17:00 (島牧村~作開)L=50.3 km
10	小樽	229号	寿都町能津登 寿都町能津登	法面崩壊 落石	20 m	全止 7/12 23:45~, 片通 7:30~17:00 (作開~港)L=16.5 km
11	小樽	229号	蘭越町港町 岩内町イセバチ 岩内町イセバチ 刀掛トンネル	土砂崩落 落石 土砂崩落	20 m 30 m	全止 7/28~ 片通 11/10~11/25 (港町~雷電)L=3.8 km

注) 全止: 全面交通止め, 片通: 片側交互通行, 片 2: 迂回路による2車線通行

表 7.4.2 道路の交通規制状況

番号	現業所	被災箇所	被災内容	交通規制状況 (L: 規制延長)
1	室蘭	大岸礼文線豊浦町	落石	全止 7/12 23:40~8/13 9:00 L=1.6 km
2	室蘭	豊浦ニセコ線豊浦町	落石	全止 7/12 0:35~7/13 12:00 L=6.5 km
3	函館	大沼公園鹿部線七飯町	路面陥没	全止 7/13 0:00,片 7/13 17:00~8/27 17:00 L=50 m
4	函館	小黒部鮫川線江差町	路面陥没	全止 7/13 0:00~8/9 10:00 L=50 m
5	函館	大野大中山線七飯町	路面陥没	全止 7:13 0:00~7/13 18:00 L=20m
6	函館	奥尻島線奥尻町	土砂崩落	全止 7/13 0:00~8/31 12:00 L=200 m
7	函館	上磯厚沢部線厚沢部町	路面陥没	全止 7/13 0:00~7/13 14:00 L=50 m
8	函館	八雲今金線今金町	路面陥没	全止 7/12 22:17~7/15 11:00 L=50 m
9	函館	八雲今金線今金町	路面陥没	全止 7/12 22:17~9/13 10:00 L=50 m
10	函館	今金北桧山線北桧山町	路面陥没	全止 7/12 22:17~7/13 18:00 L=20 m
11	函館	北桧山大成線北桧山町	路面陥没	全止 7/12 22:17~7/14 17:00 L=8.0 km
12	函館	恵山函館線恵山町	(津波の恐れ)	全止 7/13 1:00~7/13 8:00 L=2.0 km
13	函館	樞法華港線樞法華村	(津波の恐れ)	全止 7/13 1:00~7/13 8:00 L=3.0 km
14	函館	元村恵山線恵山町	(津波の恐れ)	全止 7/13 1:00~7/13 8:00 L=7.0 km
15	函館	乙部厚沢部線江差町	路面陥没	全止 7/13 1:00~7/13 14:00 L=50 m
16	函館	小谷石渡島知内線知内町	土砂崩落	全止 7/13 2:00~7/13 8:00 L=50 m
17	函館	岩部渡島福島線福島町	土砂崩落	全止 7/13 2:00,片 7/13 10:00~16:00 L=50 m
18	小樽	美川黒松内線島牧村	路面陥没	全止 7/12 23:00,片 7/13 13:00~10/27 11:00 L=30 m
19	小樽	寿都線寿都町	路面冠水	全止 7/12 23:00~7/13 6:00 L=2.6 km
20	小樽	寿都黒松内線寿都町	路面冠水	全止 7/12 23:00~7/13 6:00 L=2.6 km
21	小樽	蘭越ニセコ倶知安線蘭越町	路面陥没	全止 7/13 0:20~7/13 9:00 L=50 m
22	小樽	小樽港線小樽市港町	(津波の恐れ)	全止 7/12 23:30~7/13 2:30 L=2.7 km
23	小樽	小樽海岸公園線小樽市 古代文字	(津波の恐れ)	全止 7/12 23:30~7/13 2:30 L=4.5 km
24	函館	丹羽今金線北桧山町	路面陥没	全止 7/13 1:30,片 7/26 15:00~L=800 m
25	函館	北桧山大成線大成町	路面冠水	全止 7/13 3:30~7/14 12:00 L=4.4 km
26	函館	東大里瀬棚線瀬棚町	路面陥没	全止 7/13 3:30,片 7/23 10:00~L=200 m
27	函館	西大里瀬棚線瀬棚町	路面陥没	全止 7/13 3:30,片 7/14 12:00~L=30 m
28	函館	金原今金線今金町	路面陥没	全止 7/13 3:30,片 7/14 11:00~L=300 m
29	函館	小倉山丹羽線北桧山町	路面陥没	全止 7/13 3:30,片 8/9 10:00~L=40 m
30	函館	瀬棚港線瀬棚町	路面冠水	全止 7/13 3:30~7/15 14:00 L=100 m
31	函館	矢淵東瀬棚線北桧山町	路面陥没	全止 7/13 3:00,片 7/14 16:00~L=20 m
32	函館	旭台今金線今金町	路面陥没	全止 7/13 10:40~7/19 12:00 L=50,30 m
33	函館	江差木古内線上ノ国町	路肩決壊	片 7/13 15:00~8/11 9:00 L=30 m
34	函館	奥尻島線奥尻町	スノーシェルダー陥落	全止 7/13 0:00~11/5 12:00 L=800 m
35	函館	奥尻島線奥尻町	土砂崩落	片(夜止 19:00~7:00)7/15 11:00~L=50 m
36	函館	奥尻島線奥尻町	路肩決壊	全止 7/15 15:00~L=3.0 km 全止 7/16 11:00~L=8.0 km
37	函館	乙部厚沢部線乙部町	路肩決壊	片 7/15 14:00~L=0.1 km
38	函館	北桧山大成線大成町	(落石の恐れ)	全止 7/15 19:00~7/17 16:00 L=200 m 夜止(19:00~7:00)7/17 19:00~8/12 10:00 L=5.0 km
39	函館	奥尻島線奥尻町	(落石の恐れ)	全止 7/23 7:00~8/24 7:00 L=11.5 km
40	函館	上磯厚沢部線厚沢部町	路肩決壊	片 7/21 17:00~L=500 m

注) 全止: 全面交通止め, 片: 片側交互通行, 夜止: 夜間通行止め



注) 図中の番号は
表 7.4.1 に対応する。

図 7.4.1 国道における交通規制箇所

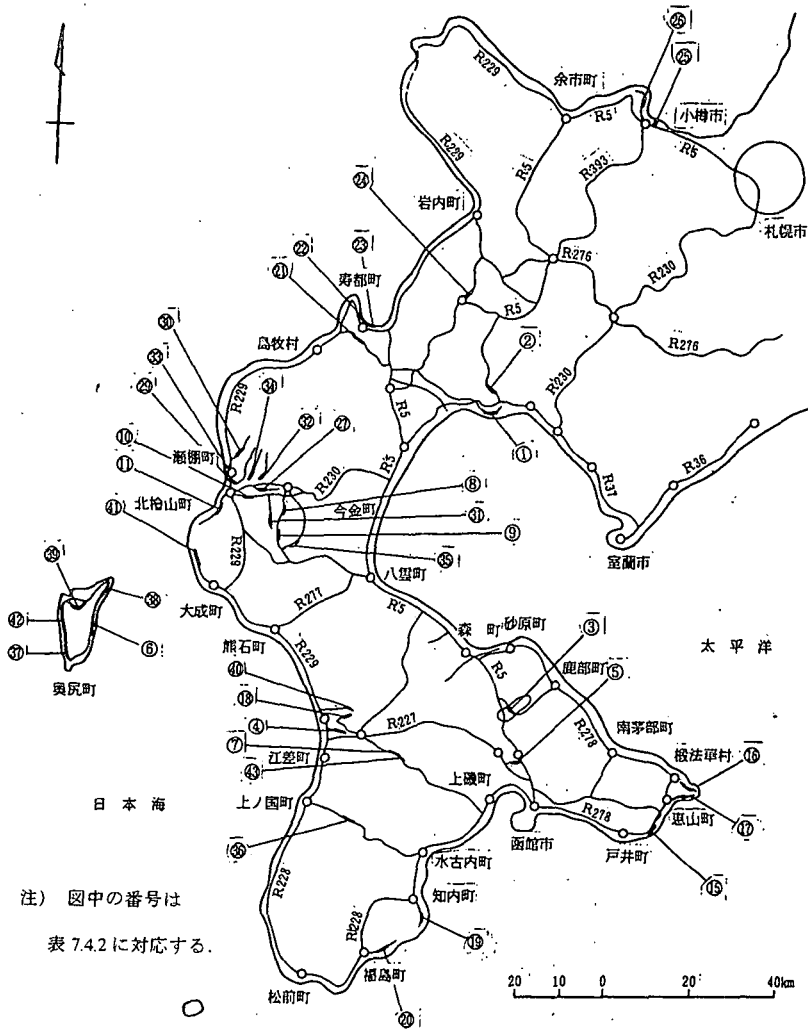


図 7.4.2(1) 道道における交通規制箇所

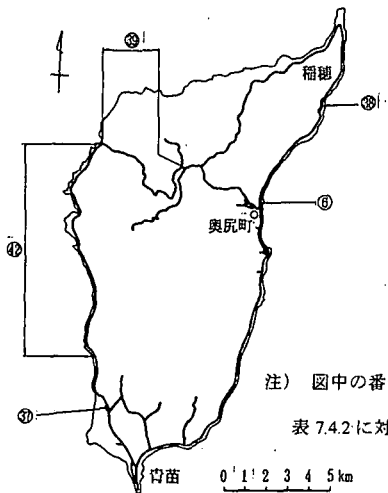


図 7.4.2(2) 道道における交通規制箇所 (奥尻町)

道では岩内町～瀬棚町の区間が、道道では奥尻町、瀬棚町、北檜山町、および今金町で多く行われていることがわかる。

国道での交通規制は、ほとんどが1日以内に解除されているが、長万部町知来の道路盛土崩壊、島牧村持田の第2白糸トンネルの破壊、および岩内町イセバチの刀掛トンネル上の岩石撤去により長期にわたり交通規制を行った箇所もある。道道でも、1日以内に解除されたものが多いが、国道に比べて長期的であることがわかる。特に奥尻町においては、青苗・奥尻地区の復旧活動が優先されて行われたため、交通規制は地震発生から約3日後に開始されている。

交通規制に伴う日常生活および生産活動への影響は、応急復旧が迅速に行われたため、比較的少なかったと言える。

謝 辞

地震直後の現地調査および資料提供等に関して、北海道開発局函館開発建設部、同小樽開発建設部、同寿都道路建設事業所、北海道庁、同函館土木現業所奥尻出張所をはじめとする関係各機関の多大な御協力をいただいた。ここに厚く御礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 北海道開発局函館開発建設部：平成5年北海道南西沖地震函館開発建設部管内道路被災速報，1993年8月
- 2) 小樽開発建設部：平成5年(1993年)北海道南西沖地震記録(管内道路被害速報)，平成5年8月
- 3) 土木研究所第1次調査団：平成5年北海道南西沖地震災害調査速報，土木技術資料，Vol.35，No.10，1993年10月
- 4) 川島一彦・運上茂樹・中島 燈：平成5年7月北海道南西沖地震災害調査速報，土木研究所資料，第3204号，1993年8月
- 5) 川島一彦・運上茂樹・星隈順一・中島燈：北海道南西沖地震による道路橋の被害とその特性，橋梁と基礎，Vol.28，No.3，平成6年3月
- 6) 建設省土木研究所：1993年北海道南西沖地震災害調査報告，土木研究所報告第194号，平成6年5月
- 7) 川島一彦・運上茂樹・中島 燈・星隈順一：最近の地震による道路橋被害の特徴，基礎工，Vol.21，No.12，平成5年12月
- 8) 川島一彦・西川和廣：宮城県沖地震による道路橋の被害調査，土木技術資料，Vol.22，No.10，昭和55年10月
- 9) 浅沼秀弥：静内橋地震災害調査，土木技術資料，Vol.25，No.11，昭和58年11月
- 10) 川島一彦・運上茂樹・飯田寛之：鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部における被害実態とその解析，土木技術資料，Vol.34，No.3，pp.33～39，平成4年3月
- 11) 建設省土木研究所：1993年釧路沖地震災害調査報告，土木研究所報告第193号，平成6年1月
- 12) 川島一彦・運上茂樹・杉田秀樹・中島 燈：釧路沖地震による道路橋の被害とその特徴，橋梁と基礎，Vol.28，No.6，平成5年6月
- 13) (社)日本道路協会：道路震災対策便覧(震災復旧編)，昭和63年2月
- 14) (社)日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編，昭和55年
- 15) (社)日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編，昭和55年
- 16) 秦光男・瀬川秀良・矢島純吉：5万分の1地質図幅「奥尻島北部および南部地域」および同解説書，地質調査所，1982

- 17) 道路管理技術委員会：平成5年7月12日北海道南西沖地震 道路災害情報・復旧編，1993
- 18) 吉見精太郎・常田賢一・二宮嘉朗：斜面の動的応答特性に関する模型振動実験，土木学会第47回年次学術講演会，1992
- 19) 安江朝江・仲野公章：地震に対する急傾斜地の危険度評価，土木技術，Vol.34，No.8，1979