

ルランベツ覆道の落石災害時における衝撃挙動の解析

IMPACT ANALYSIS OF RURANBETSU ROCK-SHED DAMAGED IN A ROCK FALLING DISASTER

佐藤昌志* 熊谷守晃** 西 弘明*** 松岡健一****

Masashi SATO, Moriaki KUMAGAI, Hiroaki NISHI and Kenichi G. MATSUOKA

* 開発土木研究所室長 構造研究室 (〒062 札幌市豊平区平岸 1-3)

** 北海道開発局課長 室蘭開発建設部道路第1課 (〒051 室蘭市入江町 1-14)

*** 工修 開発土木研究所研究員 構造研究室 (〒062 札幌市豊平区平岸 1-3)

**** 工博 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 (〒050 室蘭市水元町 27-1)

Ruranbetsu Rock-Shed met the disaster of rock falling on 4th of december 1992 which is located near Samani on Route 336 in Hokkaido. Rocks of total about 1000 tf weight fell from 30 m height of cliffs. From the impact of rock falling, a lot of cracks propagating from the top to bottom surface of the roof and big cracks distributed in diagonal direction in three columns were seen to be developed.

In this paper, in order to presume the impact force surcharged on the rock-shed and analytically survey the situation of the disaster, the elastic impact analyses are executed by means of DYNA3D and numerical results are compared with the design values and failure mode of the rock-shed. Results of numerical analyses suggested that the roof was failed due to the bending moment and shearing force generated near the point of the rock falling and the columns as side wall was failed mainly due to the shearing force.

Key Words: rock-shed, impact load, dynamic behavior, DYNA3D

1. はじめに

一般国道 336 号線は北海道南部の日高支庁浦河を起点として急峻な地形の多い海岸線に沿って設けられた国道で、落石等の崩落の恐れのある箇所が多く多数の落石覆道が設置されている。ルランベツ覆道もその一つで様似町字幌満に設けられている。平成 4 年 12 月 4 日未明この覆道に大規模な岩塊の崩落があり、覆道の頂版に多数のひび割れが入るとともに、海側の柱にも大きなひび割れが入る被害があった。幸い歩行者や通行車両に対する直接的な被害はなく、その後の復旧作業も終わり平成 5 年 6 月に全面開通した。関係部局では、復旧作業とともに被害状況の調査を行なった。今回の災害では設計荷重をはるかに超える規模の崩落があったにもかかわらず崩落の規模に対しては比較的軽微な被害しか発生していない。このため、今後の災害対策のためにも今回この覆道に実際に作用したと考えられる衝撃荷重の推定や覆道の衝撃耐力の解明などが急がれていた。本論文では、落石衝撃問題に対するこれまでの研究成果を基に、この覆道を対象として崩落岩塊による衝撃荷重の推定を行うとともに、弾性衝撃応答解析を行い、被災時の状況を解析的に検討した。

に平均斜面高 90 m で凹凸の大きい平均斜度約 60 度の急斜面である。ルランベツ覆道はこの斜面と海岸とに挟まれて位置している¹⁾。斜面は全体的に凸型に近く、オーバーハングした箇所もあり、覆道建設以前から年に数回程度小さな落石があった。このため、災害対策として昭和 54 年本覆道が建設された。設計条件を表-1に示す。設計に用いられた衝撃荷重は、現地調査を基に重量 1 tf の落石が高さ 20 m から落下するとして振動便覧式を用いて算定し、145 tf としている。また覆道頂版に作用する衝撃荷重の分布幅は敷砂緩衝材の状況により異なる

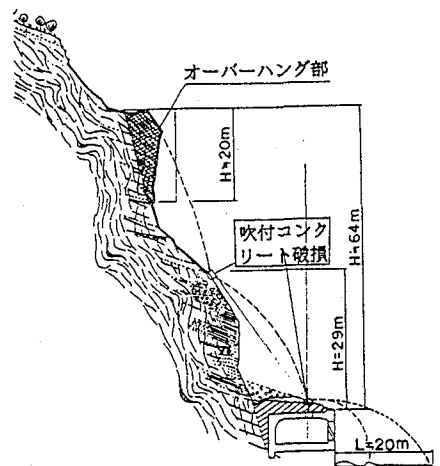


図-1 被災地点の地形

2. ルランベツ覆道の概要

2.1 設計荷重及び断面形状

ルランベツ覆道被災地点の地形は、図-1に示すよう

表-1 設計条件

コンクリート	設計強度	$\sigma_{ck}=210\text{kgf/cm}^2$	許容応力	$\sigma_{ca}=70\text{kgf/cm}^2$
使用鉄筋	鉄筋種別	SD35	許容応力	$\sigma_{sa}=2100\text{kgf/cm}^2$
落石	重量 1tf	落下高さ 20m	衝撃力 145tf	
土圧	クーロン土圧論	$\phi=35^\circ$	$\delta=20^\circ$ (常時), 0° (地震)	
その他	設計震度	0.2	雪荷重	180 kgf/m^2

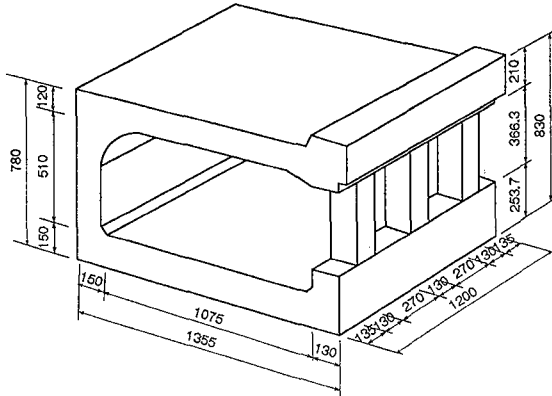


図-2 ルンベツ覆道断面図

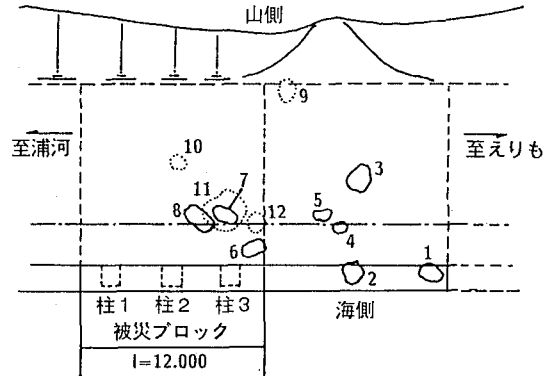


図-3 岩塊の平面飛散状況

るが、最小部分で $2\text{m} \times 2\text{m}$ としている。断面設計は、ほとんどの断面で地震力が支配的であることより、地震時の荷重によって行なわれている。ルンベツ覆道の断面形状は図-2に示すようにRC箱型ラーメン構造で、1ブロックの長さが 12m 、海側の全高が 8.3m 、全幅 13.55m である。また、頂版厚は 1.2m 、山側の壁厚が 1.5m であり、基礎部は直接基礎でその厚さが 1.5m となっている。さらに海側の側壁は柱状となっており、その柱は中心間隔が 4m 、高さ 3.7m で、断面が $1.3\text{m} \times 1.3\text{m}$ の正方形断面である。

頂版には、主鉄筋としてD25鉄筋を 25cm ピッチに、配力筋として上段にD16鉄筋を 25cm ピッチ、下段にD19鉄筋を 12.5cm ピッチに配筋している。

海側の柱は、主鉄筋としてD32鉄筋を上部には3本、下部には2本束ねたものを 15.71cm ピッチに、帯鉄筋としてD13鉄筋を 25cm ピッチに配筋している。本覆道は1ブロックが延長 12m で、全部で19ブロックから構成されている。今回大規模な岩塊の崩落により被害を受けた箇所は浦河町側から数えて8番目のブロックである。

2.2 被災状況

今回崩落した箇所は、標高 55m から 75m にある最も大きくオーバーハングした部分であり、その規模は幅が約 12m 、高さが約 20m 、最大厚さが約 7m であり、全体ボリュームが約 400m^3 と推定される。これらの岩

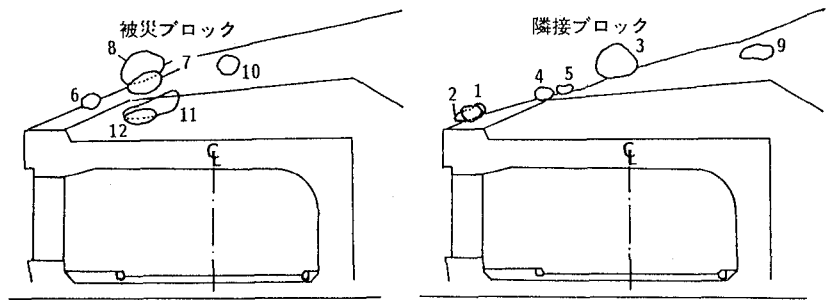


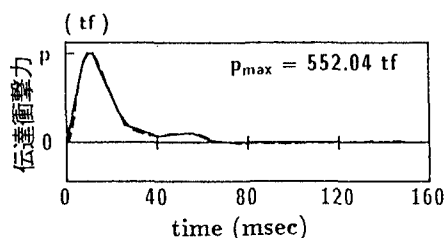
図-4 横断方向の岩塊の埋没状況

塊は、図-1に示されるように覆道頂版上面から約 29m の高さ付近の斜面中腹に一度衝突して吹き付コンクリートの一部を壊し、ロックネットを引っかけた後、大きく二方向に別れて覆道の敷砂緩衝材上に落下し、さらにその一部が海浜や海中にまで飛び散ったものと推定される。

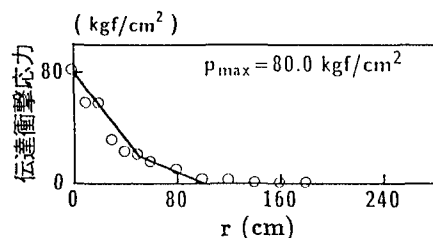
覆道屋根上に崩落した岩塊の平面的な飛散状況を図-3に、被災ブロックと隣接ブロックにおける横断的な岩塊の飛散状況を図-4に示す。図には崩壊した岩塊を区別するために番号を付している。また平面状況において点線で示されるものは敷砂中に埋没したことを示している。覆道の損傷状況から判断して、最も影響が大きかった岩塊は、No.7、No.8、No.11の三岩塊と考えられる。特に換算重量が約 17tf もあるNo.11の岩塊(大きさが $2.85\text{m} \times 2.3\text{m} \times 1.0\text{m}$)は、敷砂緩衝材中に 1m 以上もめり込んでおり、崩落の衝撃の凄まじさを物語っている。No.7の岩塊は、さらにこのNo.11の岩塊の上に落下したものと見られる。また、No.1からNo.5の岩塊は

図-6は、被災ブロック頂版におけるひび割れの調査結果を図化したものである。頂版の下面は、全体的に沈下しており軸方向に幅 2 ～ 5.5 mm 程度の大きなひび割れが多数発生していた。さらに、岩塊 No.11 の落下箇所直下付近から放射状にひび割れが広がっており、その一部が柱 1, 2 の根元にまで達している。また、ほとんどのひび割れ箇所から水が滲みでていたことより、ひび割れは頂版を貫通しているものと考えられる。頂版上面には、岩塊 No.11 の落下箇所付近にへアクラックが発生するとともに、ひび割れ幅が 1 ～ 3.5 mm の同心円上のひび割れが発生していた。これらのひび割れの状態から判断すると、頂版には典型的な曲げ破壊が生じていたものと考えられる。

本覆道の寸法は図-2に示している。解析は被災のあった1ブロックを対象とした。衝撃応答解析は汎用衝撃解析コードDYNA3Dを用いて行った。解析コードDYNA3Dについての詳細は他の文献²⁾に譲ることとする。解析に用いたモデルのメッシュ分割の概観を図-7に示す。座標は覆道軸方向にx, 幅員方向に(断面方向)y, 上下方向にz軸としている。なお、コンクリートの弾性係数及びポアソン比は、 $2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 及び 0.2 と仮定した。なお、底部の境界条件は、基礎地盤反力の衝撃応

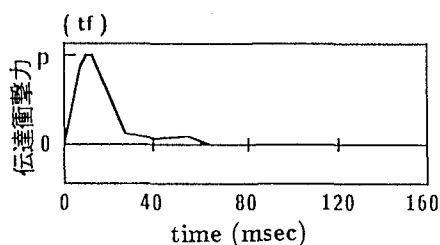


(a) 時間方向分布

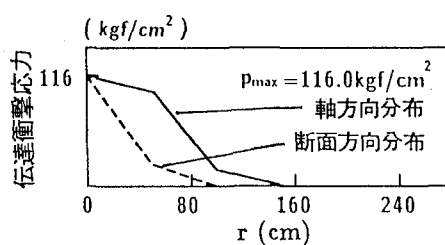


(b) 空間分布

図-8 重量 3 tf, 落下高さ 30 m の場合の伝達衝撃力分布



(a) 時間方向分布



(b) 空間分布

図-9 推定衝撃荷重の時間方向および空間方向分布

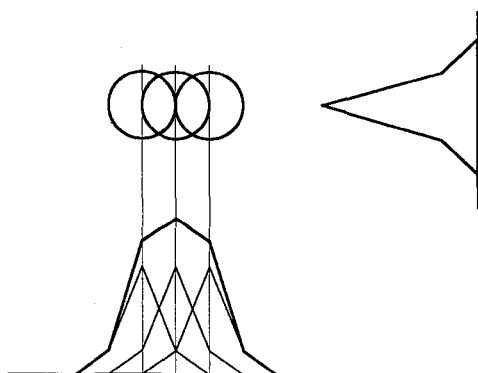


図-10 基本荷重の重ね合わせ状況の概形図

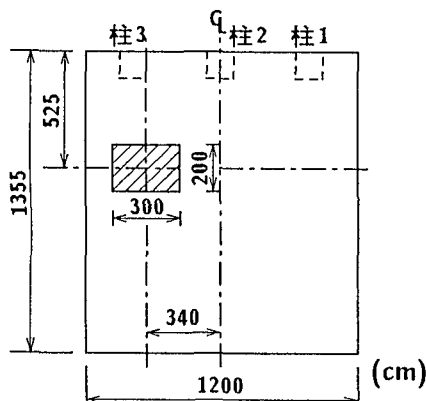


図-11 荷重載荷位置位置

ら脱落后、一旦覆道の敷砂緩衝材からの高さ 29 m の中段に衝突し落下している。No.11 の岩塊は総重量約 17 tf、容積約 6.6 m³ である。従って、ここでは重量 17 tf の岩塊が高さ 30 m から落下したものと仮定して、覆道に作用する衝撃荷重を算定評価することとする。

1) 振動便覧式から算定される衝撃荷重：

現行の落石覆道の設計における衝撃荷重の算定は、落石対策便覧⁴⁾により、緩衝材である敷砂のラーメ定数 λ を 100 tf/m² とする振動便覧式により行われている。いま、重量 17 tf、落下高さを 30 m とし衝撃荷重を求めると、

$$P_a = 15.49 W^{2/3} H^{3/5} \\ = 15.49 \times 17.0^{2/3} \times 30.0^{3/5} = 778 \text{ tf}$$

となる。上式で与えられる衝撃荷重は基本的に敷砂表面に作用する荷重である。著者らのこれまでの研究⁵⁾によれば、落石覆道本体に作用する衝撃力は、敷砂表面に作用する衝撃力の 1.5 ～ 2 倍以上のとなることが明らかとなっている。

2) 著者らの研究⁵⁾から推定される衝撃荷重：

著者らはこれまで敷砂緩衝材を対象として、重量の異なる重錘を用いた重錘落下衝撃実験を行い、重錘衝撃力（衝突時の重錘加速度に重錘質量を乗じたもの）及び伝達衝撃力（基盤上のロードセルに伝達される応力の総和）と落下高さとの関係を求めている。容積が同じで重量の異なる重錘落下に対する実験結果から、衝撃力は重錘重量の 2/3 ～ 1 乗に比例することがわかっている⁵⁾。また、これまでの実験では落下高さ 30 m に対して最大 3 tf の重錘重量を用いた場合における結果が得られている。ここでは重錘重量 3 tf、落下高さ 30 m の実験結果を基本にして、No.11 の岩塊落下に対する衝撃荷重を推定評価することとする。実験によれば、このときの重錘衝撃力及び伝達衝撃力は、それぞれ約 290 tf 及び 550 tf である。衝撃力が重錘重量の 2/3 乗に比例する（振動便覧式も同じ）とすれば、落石による衝撃力は重錘衝撃力が約 920 tf であり、伝達衝撃力は約 1750 tf となる。これは重量 3 tf の重錘による衝撃力の約 3 倍となる。

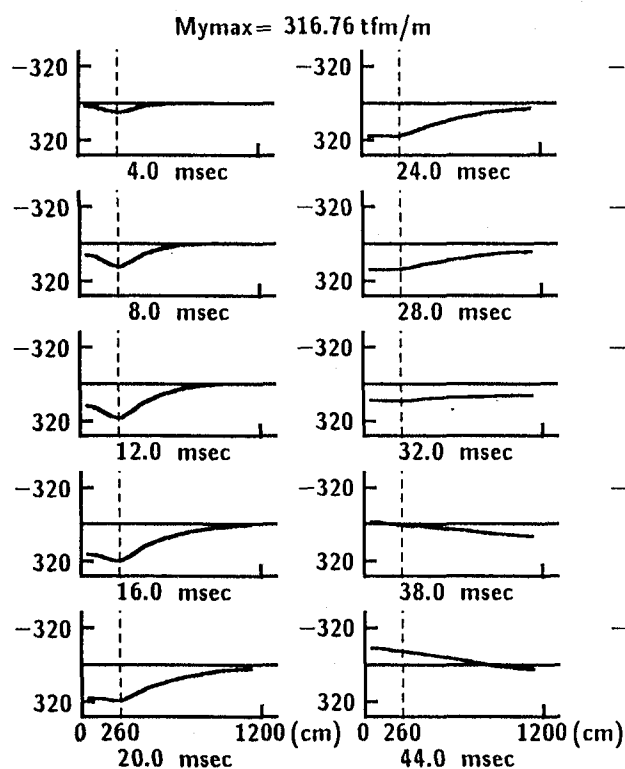


図-12 M_y の載荷点中心を通る覆道軸方向分布
(原点は柱3側自由端)

1), 2) の結果を比較すると, 振動便覧式で算定した衝撃荷重を重錘衝撃力として, これを2倍したものを伝達衝撃力とすれば, 約 1580 tf となり著者らの実験結果を基に推定した衝撃力に近い値となる. 以上より, ここでは落石による衝撃荷重として, 著者らの行った実験結果に基づいて, 重量 3 tf 落下高さ 30 m の伝達衝撃力の3倍の値をとるものとする. 具体的な解析には, 対象としている No.11 の岩塊の形状が巾 1m 長さ 3m のだ円状に近いことから, 直径 1 m, 高さ約 1 m, 重量 3 tf の重錘を高さ 30 m から自由落下させて得られる伝達衝撃力分布 (これを基本荷重と呼ぶ) を軸方向に3つ並べ, これにより実際の岩塊の衝撃力を推定するものとした. 重量 3 tf の重錘が高さ 30 m から敷厚 90 cm の敷砂緩衝材へ落下させた場合の基本荷重である伝達衝撃力の時間方向, 空間方向分布の実験結果を図-8(a), (b) に示した⁵⁾. 実際の衝撃荷重は, この分布の折線近似を基本分布とし (図-8(a), 図-9(a)), 空間的には図-8(b) の基本分布を岩塊長手方向 (覆道軸方向) に 50 cm ずつ平行移動させ, それらを重ね合わせることによって推定評価することとした. 図-9(b) に合成された荷重の覆道の軸方向, 断面方向分布を示す. また, 図-10 には3つの基本荷重の重ね合わせの状況の概略図を示し, 荷重の載荷位置を図-11 に示す.

4. 解析結果の検討

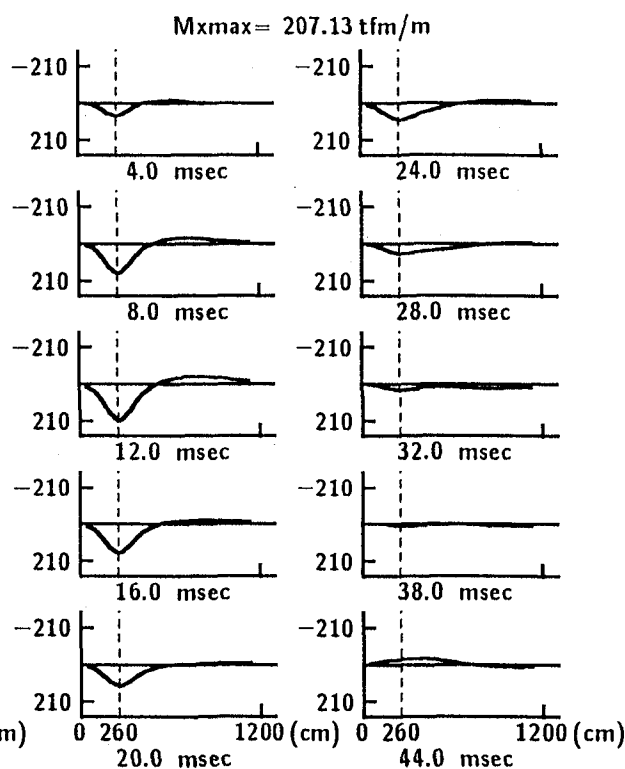


図-13 M_x の載荷点中心を通る覆道軸方向分布
(原点は柱3側自由端)

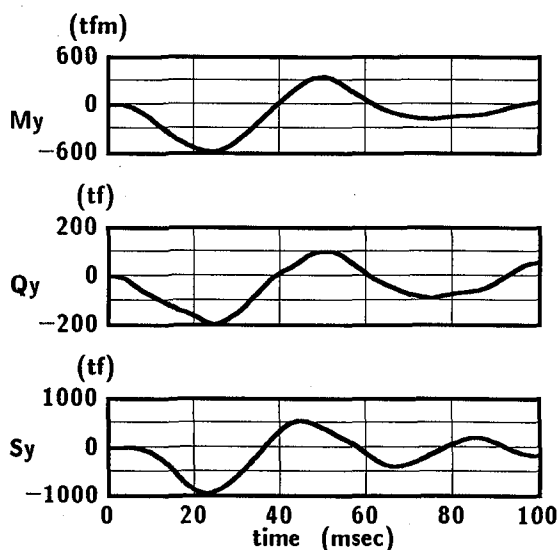


図-14 柱頭部断面力(M_y , Q_y , S_y)の経時変化

DYNA3D を用いた解析では各要素の応力を求めることができるが, これらは部分的な応力であり, 衝撃載荷による覆道の全体的な挙動を検討するためには必ずしも適当でないと考えられる. ここではこれら各要素の応力の合力としての断面力を求め, これについて検討することとした. すなわち, 頂版部, 側壁部及び底版部では版厚方向要素の各応力の合力としての曲げモーメント, せん断力及び軸力を求めた. また, 柱の部分については,

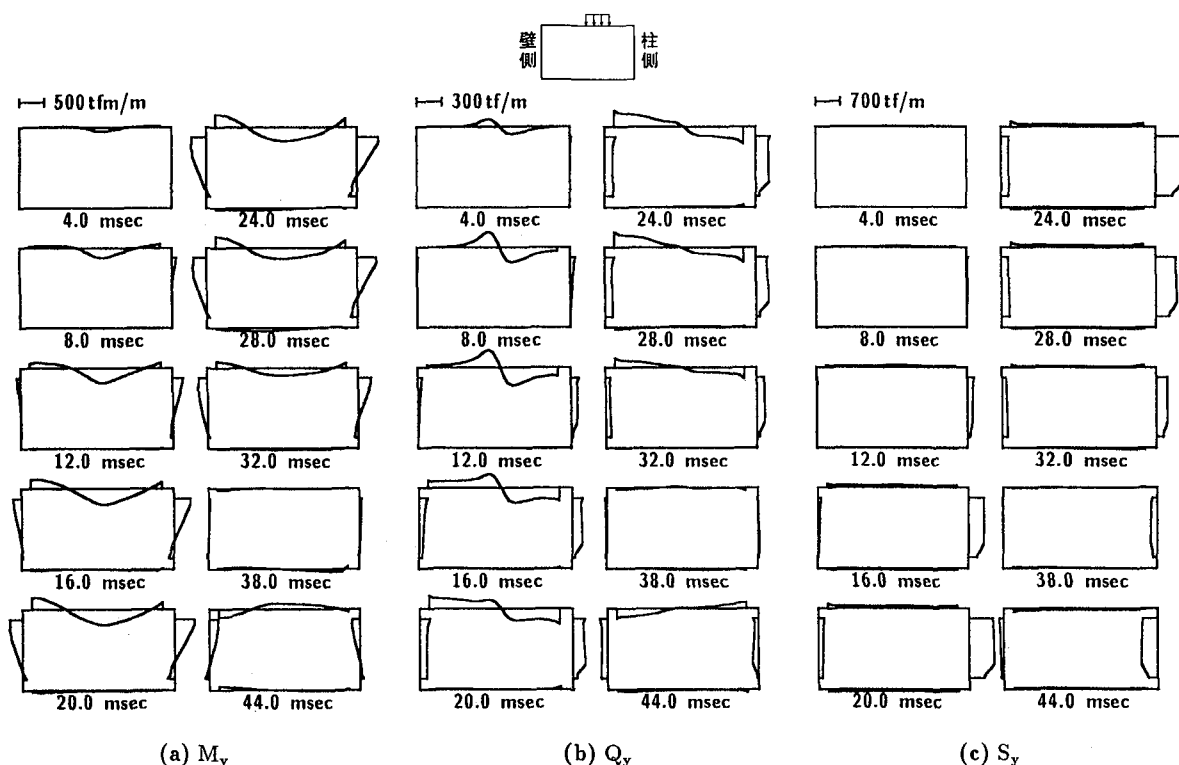


図-15 M_y , Q_y , S_y の载荷中心を通る断面方向分布の経時変化

柱全断面の要素応力の合力として各断面力を求めている。従って、各断面力は版等の連続部分については単位長さ当たりの断面力であり、柱部分は全断面の断面力である。なお、本解析では減衰定数は考慮していない。

载荷点中心を通る軸方向断面について、断面方向曲げモーメント M_y 及び、軸方向曲げモーメント M_x の軸方向分布の経時変化を図-12, 13に示す。 M_y の载荷点の最大曲げモーメントは約 16 msec 経過後に生じ、その値は約 320 tfm/m である。その分布は衝撃初期にはかなり局部的であるが、時間の経過とともに载荷側の自由端の値が大きくなり、反対側へ向かって急に減少し、反対側自由端ではほとんど零となっている。

M_x も最大値は約 16 msec 後に生じ、その大きさは約 210 tfm/m である。両端部が自由端であることから、 M_x の軸方向分布は M_y より局部的であり、衝撃の初期には载荷点の反対側で負の曲げモーメントが生じている。 M_y , M_x とも長期的には負方向への跳ね返りが見られるが、その値はそれほど大きくはない。海側柱頭部での M_y と断面方向せん断力 Q_y , 及び断面方向軸力 S_y の経時変化を図-14に示す。 M_y は衝撃荷重载荷と同時に柱の外側（海側）が引張部となる負の曲げモーメントとなる。その最小値は約 -570 tfm で 25 msec 経過後に生じている。約 50 msec 経過後に初期の方向とは逆の正の最大曲げモーメントとなる。その最大値は約 300 tfm である。その後は徐々に減少しているようである。

また、 Q_y の分布も M_y に比較的類似しており、絶対

値の最大値は 200 tf で約 25 msec 経過後に生じている。断面方向軸力 S_y の最大値もその値が約 950 tf で M_y , Q_y の最大応答時 (25 msec 経過後) に発生している。ここでも時間の経過とともに逆方向の軸力、すなわち引張力が生じている。その最大値は約 45 msec 経過後で約 500 tf となっている。

断面方向の断面力 M_y , Q_y , S_y の断面方向分布を、载荷点中央で示したものが図-15である。ただし、柱部分の分布は载荷点に近い柱に対するものとする。なお、柱部の断面力は柱の幅で除し、図中表示している単位に揃えている。各断面力分布とも時間の経過とともに応力が頂版から柱部へ伝播していることが示されている。

頂版の断面方向曲げモーメント M_y は、载荷初期にはかなり集中荷重的な分布をしているが、時間の経過とともにゆるやかな分布となっている。载荷の終期には M_y も減少し、除荷後には自由振動状態となり負の曲げモーメントが生じている。柱及び側壁部分では、時間とともに上部に大きな曲げモーメントが生じているが、下部の曲げモーメントは小さい。底版にはほとんど曲げモーメントは発生していない。

頂版部のせん断力 Q_y は、载荷の初期には分布荷重の中央部近くで最大値となっているが、時間とともに頂版端部へ伝播し、24 msec 経過後には両端部に大きなせん断力が生じている。柱部分及び側壁部でも約 24 msec 経過後に最大値が示されている。除荷後はやはり全体として逆方向のせん断力が生じているが、その値はそれほ

表－２ 設計値と衝撃応答解析値との比較

解析方法	応力等 位 置	断 面 力			応力度(kgf/cm ²)			
		曲げモーメント	軸 力	せん断力	σ_c	σ_s	σ'_s	τ_c
設計計算	頂版中央	102.0tfm/m	11.2tf/m	22.0tf/m	-59.0	2107	-613	2.2
	柱 頭 部	258.2tfm	225.6tf	44.6tf	-77.2	1180	-964	3.5
衝撃解析	頂版載荷部	317.3tfm/m	85.6tf/m	208.9tf/m	-221.9	5977	-1474	20.9
	柱 頭 部	574.0tfm	950.4tf	197.3tf	-165.8	1035	-1433	17.6

注) σ_c : 圧縮縁のコンクリート応力度

σ_s : 引張側鉄筋の最大引張応力度

σ'_s : 圧縮側鉄筋の最大圧縮応力度

τ_c : 中立軸におけるコンクリートのせん断応力度

ど大きくはない。

頂版部の軸力 S_y は全応答時間を通じて小さく、主として柱部分と側壁部に大きな軸力が発生していることが分かる。柱部分には構造上軸力が集中するため大きな値となっている。応答値は特に頭部で大きく、その最大値は約 24 msec 経過後に発生し約 950 tf にもなっている。柱の高さ方向に沿う分布性状は、下部に向かってほぼ一定の軸力が発生し、底部で頭部の約 1/2 程度に急減している。側壁部は連続構造であるため単位長さ当たりの値は大きくないが、全体としては柱部分と合わせ衝撃荷重による全体の軸力を負担している。

5. 設計断面力との比較

ルランベツ覆道の設計計算書⁶⁾によれば、柱部分及び頂版中央断面における落石荷重による設計断面力及びコンクリート、鉄筋の応力度は表－２のようになっている。表中の設計断面力は自重、土圧、落石を考慮した最大値である。また、表－２に今回の落石による衝撃荷重のみに対する解析値も示した。なお、計算に用いた鉄筋とコンクリートの弾性係数比 n は設計計算書では $n=15$ を用いているが、衝撃解析では不静定計算であることを考慮し、仮定したコンクリートの弾性係数を用い $n=10$ とした。

表－２から、頂版部分の設計断面力は曲げモーメントが支配的であり、引張鉄筋の応力度が 2000 kgf/cm² 以上の値となっている。しかし許容応力度は 50 % の割り増しがあり十分余裕のある設計となっている。これに対して今回の落石荷重による解析では、やはり曲げモーメントが支配的であるもののその最大値は設計曲げモーメントの約 3 倍となっている。表中の応力度は塑性を考慮せずに弾性状態と仮定して算定しているが、コンクリートで 221.9 kgf/cm²、鉄筋で 5977 kgf/cm² となっている。この応力度の状態は材料が完全に破壊しているか降伏していることを意味している。これは先に述べた被災の状況とも符号し、落石による衝撃力が推定値に近いことを伺わせる。また、コンクリートのせん断応力度も設計では無視できるほど小さいが、衝撃解析では圧縮強度の約 1/10 と云われているコンクリートのせん断強度に近い値となっている。

柱部は曲げモーメントとともに大きな軸力が生じ、軸

力と曲げを受ける部材となっている。設計計算では柱頭部でコンクリート、鉄筋とも大きな応力度となっているが許容値よりも十分小さい。また、コンクリートの最大せん断応力度もかなり小さい。これに対して落石荷重による解析では、軸力が支配的であり設計軸力に比べて約 4 倍の大きさになっている。また、曲げモーメント、せん断力も設計断面力に比べて大きい。特にせん断力はかなり大きく、その程度は設計せん断力の 4 倍以上になっている。柱頭部の応力度を設計応力度と比較すると、コンクリートの応力度は約 2 倍となっているが、鉄筋の応力度は引張側では設計応力度より小さく、圧縮側では約 50 % 大きな値となっている。コンクリートの応力度は 50 % の割り増しを考慮しても許容応力度を越えているが、破壊強度よりは小さいと考えられる。鉄筋の応力度はいずれも許容応力度より十分小さい。また、コンクリートのせん断応力度は設計応力度よりかなり大きく、その程度は 5 倍以上となっている。この応力度は斜め引張鉄筋を考慮する場合のコンクリートの許容せん断応力度をはるかに超えており、せん断強度に近い値となっている。これは、柱部の損傷が大きくほぼ 45° の角度をもったせん断ひび割れと考えられるひび割れが発達していることに符合すると考えられる。

以上、DYNA3D を用いた解析によれば、今回推定した衝撃力で頂版及び柱の損傷状態を説明できるようである。

6. まとめ

平成 4 年 12 月に発生したルランベツ覆道の落石被害の究明のため、過去の研究成果に基づいた衝撃応答解析を行ない検討を加えた。ここでは、本体構造に一番大きな影響を与えたと考えられる落石を対象に衝撃力の推定を行い、これを本体構造に作用させ弾性衝撃問題として DYNA3D を用いた解析を行った。破壊状態までを弾性問題として扱うことに多少問題はあるが、柱部の帯筋の破損状況やひび割れの状況から判断し、衝撃破壊がかなり脆性的であったことを考慮すれば、最大応答までの挙動はほぼ線形的であると考えられることから、破壊直前の状況を議論することは可能と考えた。この結果得られた所見を列挙すれば、

1) 衝撃解析結果と破壊状況が比較的一致することから

落石重量の $2/3 \sim 1$ 乗に比例するとして落石衝撃力を推定することはほぼ妥当と考えられる。

- 2) 頂版では、各断面力ともかなり大きく、載荷点の曲げ及びせん断により破壊することが解析的に確認された。
- 3) 開口柱部では、軸力が卓越するとともにかなり大きなせん断力も発生するため、柱部材のせん断破壊に対する考慮が必要であることが解析的にも明らかとなった。

なお、本論文を纏めるに当たり室蘭工業大学岸徳光助教授には研究全般に渡り貴重な助言を戴いた。ここに記して心から深湛の謝意を表します。また、室蘭工業大学院生角掛久雄君にも多大の協力を戴いた。併せて深く感謝いたします。最後に北海道開発局室蘭開発建設部から資料の提供を戴いたことにも謝意を表します。

参考文献

- 1) 熊谷守晃：ルランベツ覆道における落石災害に関する報告，第2回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，pp.286～290，1993.6.
- 2) Hallquist.J.O. : Dyna3D User's Manual, Univercity of California, Lawrence Livermore National Laboratory, Rept.UCID-19592, Rev.4, 1988-4.
- 3) 岸徳光，中野修，松岡健一，菅田紀之：RC 覆工の衝撃応答解析法の適用性に関する実証的検討，土木学会論文報告集，No.483/I-26，pp.97～109，1994.
- 4) 日本道路協会：落石対策便覧，日本道路協会，pp.18～27，p177，1983.
- 5) 岸徳光，中野修，松岡健一，西弘明：野外実験による敷砂の緩衝性能，構造工学論文集 Vol.39A，pp.1587～1597，1993.3.
- 6) 室蘭開発建設部：一般国道 236 号様似町地内覆道設計，1975.

(1994年9月14日受付)