

ロック・スノーシェッド

原 千 里*
奥 田 由 法**

1. まえがき

自然現象に起因する道路上での災害、あるいはそれらに起因する道路閉鎖等は、人的あるいは地域社会の経済に大きな損失をもたらしている。このような点から、道路防災、雪寒事業に力が注がれ、種々の構造物がつけられている。それらの構造物の多くは、代替迂回路を持たない山間部の比較的狭隘な、また線形の複雑な路線につくられており、交通への障害を最小限に止め、しかも構造物の品質を確保する点から、プレキャスト部材の使用が要請されている。ここでは、それらに関連する構造物の中から、ロック・スノーシェッドについて、その概要を報告する。

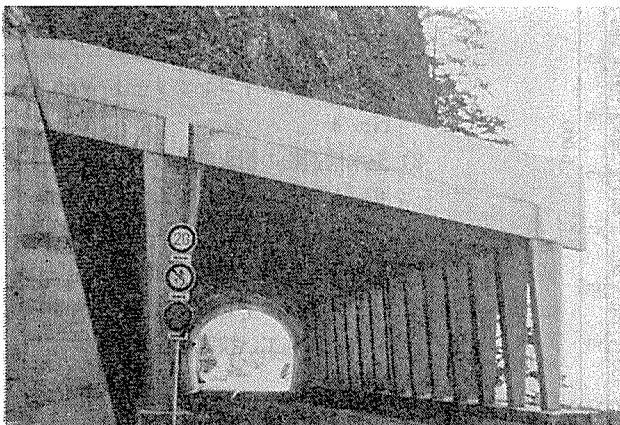


写真-1

2. 設計概要

ロック・スノーシェッドの設計に際しては、道路橋のように一貫した示方書がないので、以下に示す資料に基づいて設計を行っている。

- 1) 「防雪工学ハンドブック」, 日本道路協会
- 2) 「新防雪工学ハンドブック」, 日本建設機械化協会
- 3) 「スノーシェッド設置基準(案)」, 日本道路協会
- 4) 「防雪施設に関する調査研究報告書」, 高速道路調査会
- 5) 「建設省北陸地建設資料」

* ピー・エス・コンクリート(株) 道路事業部
** ピー・エス・コンクリート(株) 金沢事務所

6) 「落石防護施設の設置に関する調査研究報告書」, 高速道路調査会

7) 「土木振動便覧」, 土木学会

以上のほかに「PC標準示方書」(土木学会)等の摘要を受けることは言うまでもない。以下に各荷重について、これら資料により簡単に述べる。

2.1 自重(死荷重)

構造物自重のほか、サンドクッション、土砂止め、屋根防水モルタル等を含む。これら材料の単位体積重量は、各示方書による。

2.2 積雪荷重

積雪荷重は設計積雪深と平均密度の積で与えられる。各地における最大積雪時の平均密度の実測値は0.3~0.35 t/m³の範囲にあり、通常0.35を使用すれば十分であろうと思われる。

2.3 雪崩荷重

雪崩荷重は鉛直荷重と水平荷重に分けて、それぞれ次式で算出する。

$$q_u = \tau_a \cdot h_2 \cdot (1 + \mu \cdot \sin \alpha_2 \cdot \cos \alpha_2) \cdot \lambda \dots\dots\dots (1)$$

$$q_h = \tau_a \cdot h_2 \cdot \mu \cdot \cos^2 \alpha_2 \cdot \lambda \dots\dots\dots (2)$$

ここで、

h_2 : 屋根通過時の雪崩層厚

τ : 雪崩の見かけの密度 0.4~0.45 t/m³

μ : 雪崩の動摩擦係数 0.3

α_2 : 雪崩発生区の平均斜面勾配

α_1 : スノーシェッドの屋根勾配

λ : 道路方向の主構間隔

$$h_2 = h_1 \cdot \sqrt[3]{\sin \alpha_2 / \sin \alpha_1} \quad (\alpha_1 \geq 10^\circ)$$

$$= h_1 \cdot \sqrt[3]{\sin(\alpha_2 + 10^\circ - \alpha_1) / \sin 10^\circ} \quad (\alpha_1 < 10^\circ)$$

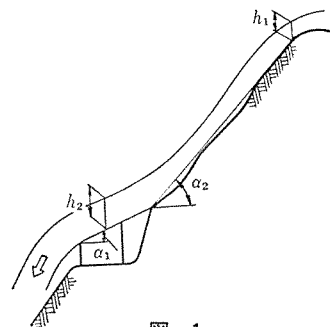


図-1

雪崩荷重算定式は、a)全層雪崩の流れ型とする、b)雪崩の層厚は設計積雪深の1/2の厚さで定常的に流れる、の仮定による。

2.4 雪崩衝撃荷重

屋根勾配に比し、斜面勾配が急なとき ($\alpha_2 - \alpha_1 > 20^\circ$)、雪崩衝撃荷重を考慮することが必要である。雪崩衝撃荷重は次式による。

$$P = K \cdot \frac{r_f \cdot V^2}{g} \cdot \sin^2(\alpha_2 - \alpha_1) \dots\dots\dots (3)$$

ここで、

K : 定数 流れ型雪崩 K=1

けむり型雪崩 K=2

r_f : 雪崩のみかけの密度 0.4~0.45 t/m³

V : 雪崩の速度

g : 重力の加速度 9.8 m/sec²

雪崩の速度Vは、雪崩の運動形態によって異なる値であるが、通常的设计では“流れ型”雪崩を対象とするので、V=20 m/sec ぐらいに取ればよいと思われる。

2.5 デブリ (堆積) 荷重

堆積区のスノーシェッドではデブリの雪荷重を考慮することがある。発生する雪崩の規模と地形等によって、その量は決定されるが、通常はデブリの単位荷重を 0.6 t/m² とし、同時に考慮する積雪荷重は設計積雪深の 1/3 としている例が多い。

2.6 落石荷重

落石の衝撃力の算定方法には前記資料 6), 7) のほかに種々の実験式が発表されている。対象とするロックシェッドの形式 (たとえば鋼製かコンクリート製か、さらに PC 製でも各形式によって様々である) あるいは同一形式においてもスパン・サンドクッションの量等により、落石の衝撃力は異なり、これを一様に定めることは困難であるので、本稿では資料 6) に示されている理論式を示す。

$$P = 2.455 \cdot W^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \dots\dots\dots (4)$$

ここで、

P : 衝撃力 (t)

W : 落石の重量 (t)

λ : サンドクッション材のラーメ定数 (t/m²)

H : 落石の落下高さ (m)

サンドクッションの厚さを変化させ、その上に落石に相当するコンクリート球を落下させて、落下時に作用する加速度を測定すると、前記(4)式の衝撃力と比較してかなり小さな値が記録される。しかしながら、構造物に生ずる変形あるいは応力は、衝撃荷重の動的効果により、落下球による衝撃力を静的に作用させた変形・応力よりもかなり大きな値を示す。この動倍率あるいは衝撃

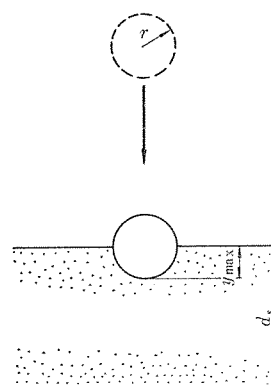
係数は、構造物の形式・スパン・サンドクッション厚等による構造物の固有周期と、落石荷重の作用形状・時間とにより変化するので、実用上(4)式の衝撃力を静的に作用させ、これには動的効果を含んだものであるとするのが安全であると思われる。

また、落石のめり込み量は次式による。

$$y_{max} = \left(\frac{45 \cdot W \cdot H}{64 \cdot \lambda} \right)^{2/5} \cdot r^{-1/5} \dots\dots\dots (5)$$

ここで、

r : 落石の半径 (m)



図一2

(4) 式による衝撃力は、緩衝材として作用するサンドクッション材のラーメ定数の値で大きく左右されるが、通常 $\lambda=100$ t/m² を使用している。サンドクッションはある程度まで厚くするほど衝撃力を緩和し、分布効果も大きくなるが、他面死荷重重量を増加させるので、逆に不経済な設計になることもある。資料 4), 6) によれば、落石直径の 0.8~1.0 倍程度が良いと思われるが、通常 60~80 cm 程度が多いようである。

なお、(4) 式は落石が自由落下の場合にのみ適用されるので、斜面を軽落するような場合には適当な自由落下高さを仮定して設計を実施する場合もある。

2.7 地震荷重

表一1 による。

2.8 温度変化

通常、道路延長方向のラーメン構造について -20°C ~ +30°C を考慮する。

2.9 崩落土

落石のほかに崩落土および堆積土を考慮する場合、荷重は崩落土 (堆積土) の厚さと単位体積重量の積で与えられる。堆積土は一般に 30° の勾配で分布するとみなしているが、死荷重の増大で地震時の道路方向ラーメンの計算には不利となる場合が多いので、注意が必要である。

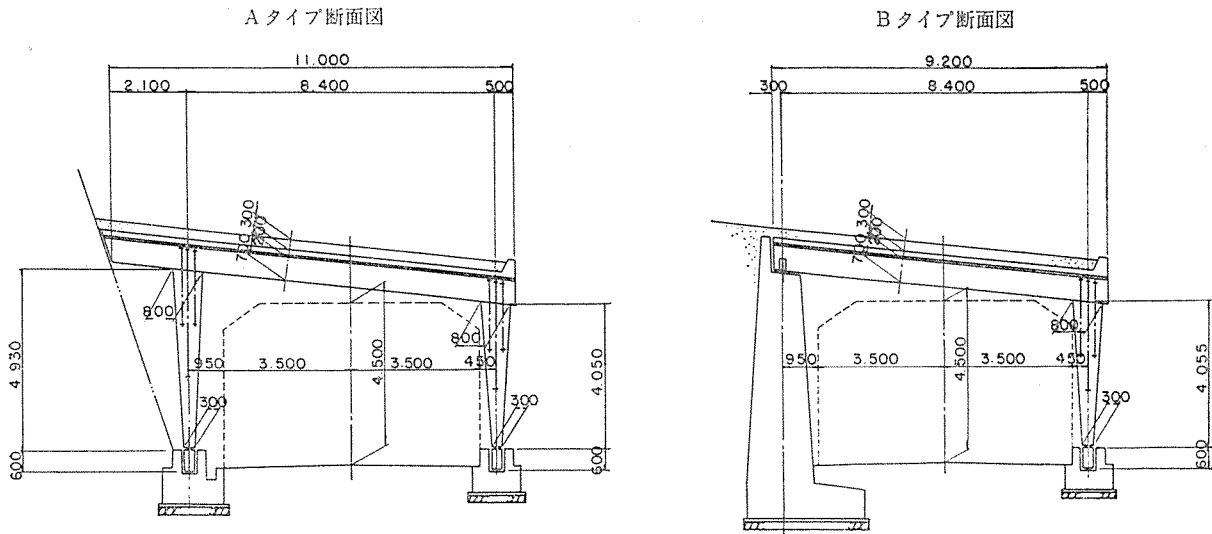
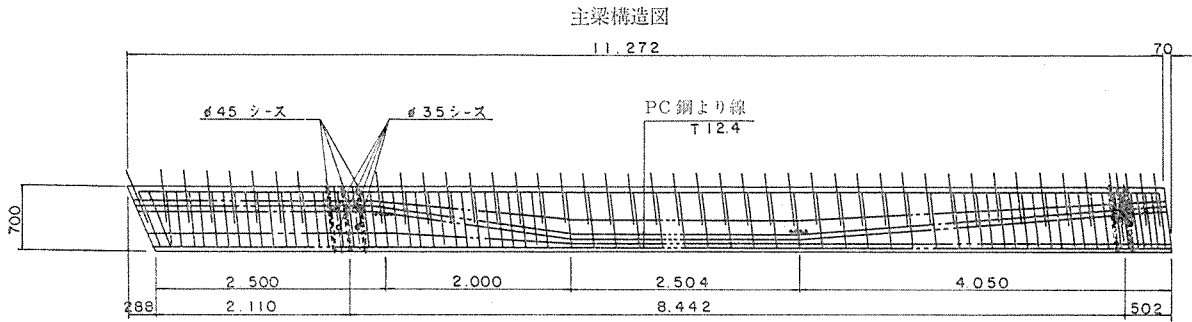
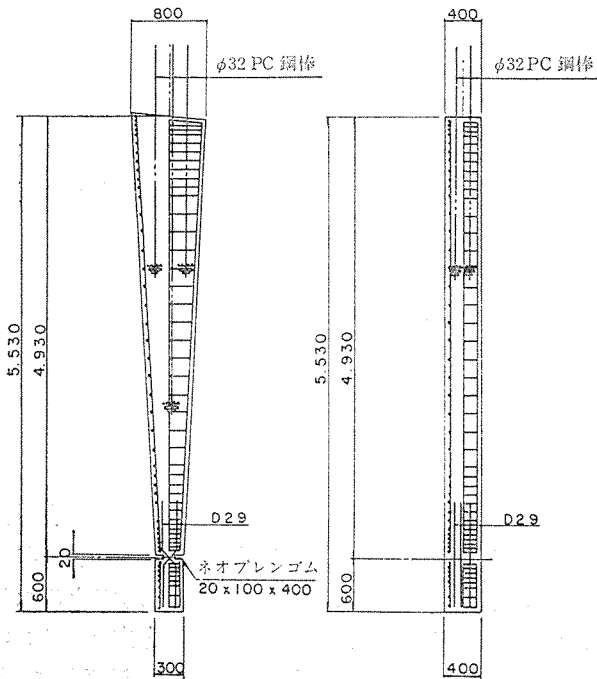


図-3 構造タイプの概要



山側柱



屋根版横梁構造図

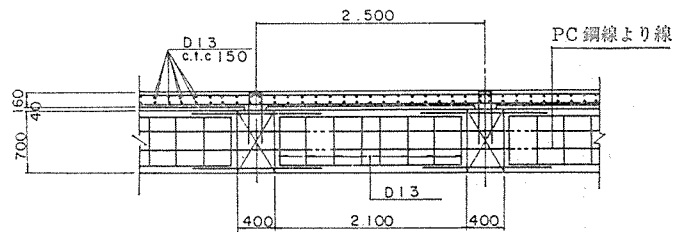


図-4 構造図

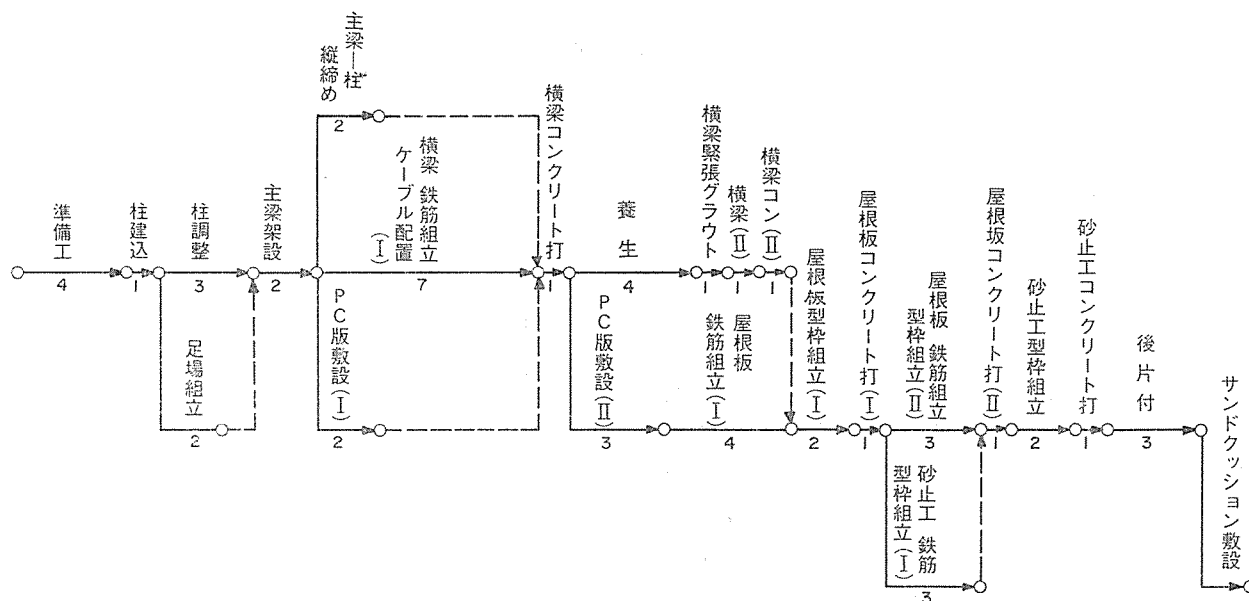


図-5 Bタイプ工程 (L=52 m)

表-1 荷重の組合せ

No.	時	荷重の組合せ	応力の状態*	コンクリートの許容応力の増
				容圧縮
1	常時	自重	I	1.00
2	積雪時	自重+積雪荷重	II	1.00
3	雪崩時	自重+1/2 積雪荷重+雪崩荷重	II	1.40
4	雪崩衝撃時	自重+1/2 積雪荷重+雪崩衝撃荷重	II	1.40
5	デブリ時	自重+1/3 積雪荷重+デブリ荷重	II	1.00
6	温度変化	自重+温度変化	II	1.15
7	落石時	自重+落石荷重	III	1.45
8	崩落時	自重+崩落土荷重	II	1.45
9	プレストレス導入時	主梁自重	II	1.00
10	地震時	自重+1/2 積雪荷重	III	1.45
10'	〃	自重+崩落土荷重	III	1.45

* 応力の状態 I: フルプレストレス II: パーシャルプレストレス III: 制限クラックの発生を許容

以上の設計荷重を組み合わせ、それぞれの荷重状態に応じて応力を検討する場合の荷重の組合せ、および応力の状態を表-1に示した。

3. 実施例の概要

ピー・エス・コンクリート(株)で設計・施工したものの概要を以下に述べる。

3.1 形状と特徴

形状は図-3に示すように、大別してA、Bタイプがあり、いずれも1次不静定ラーメンである。山側背面の状態によって擁壁とするか柱とするかは、現地の条件によって選定される。両面タイプとも、主構はプレキャストの柱、および主梁で構成され、接合部はPC鋼棒で剛結されている。図-4に主梁・柱の構造図を示す。

道路方向には主構をスノーの場合 2.5 m, ロックの場合 2.0 m に配置し、現場打ちの横梁で主梁をつなぎ、PC 鋼材で横締めして連続ラーメンとする。Bタイプの場合は擁壁上で連続横梁の形となる。施工延長にもよるが、通常は主機 6~8 ブロックごとに施工目地を設けている。

屋根はRC床版で現場打ちであり、後荷重に対しては主梁と合成したT形断面で働くよう設計している。また、屋根打設の際には型枠がわりにPC版を敷設しており、これにより屋根スラブの作製は、交通に障害を及ぼすことはない。

このように、横梁、屋根版を場所打ちとしていることにより、計画平面線形、縦断曲線に自由に対処することができるが、オールプレキャスト製の場合に比較して若干工期が長くなるようである。しかし、主梁の架設本数がオールプレキャストと比較して40~50%となるので、全体工期に占める交通制限の割合は若干短くなるようである。

3.2 施工手順

Bタイプ延長50mの工程表を一例として図-5に示す。柱、主梁架設は現地の交通事情によってその能力は大幅に変わるが、通常は夜間作業で途中開放の場合が多い。柱はあらかじめ箱抜きした穴に建て込み、調整したあと無収縮モルタルを充填する。主梁と柱は、柱にあらかじめ埋め込まれたPC鋼棒を主梁に通し、緊張グラウトし一体化する。横梁は吊支保工にて現場打設したあと、PC鋼より線を緊張しグラウトする。屋根版施工後は、必要に応じて砂止め工、排水工、目地工等を実施する。