

落石覆工の設計法についての一提案

A DESIGN PROCEDURE OF ROCK SHEDS

園田恵一郎

By Keiichiro SONODA

Rockfall is an occasional phenomenon caused by relaxation of rock-slope due to rainfall, snowfall and so on. Rockfall-load is an impulsive load which is caused by collision of rock mass with a sand cushion placed on the roof of rock shed. A design procedure of rock sheds against rockfall-loads is proposed herein. The procedure is developed by the so called two phase design procedure which is familiar in a seismic design method, consisting of the first phase to determine the size of member's cross section by the allowable stress method and the second phase to guarantee safety of the system of rock shed from view-point of ultimate limit state.

1. まえがき

落石は暴風雨、豪雪や斜面の凍結融解などに起因して突発的に発生する自然現象で、不規則性が強く、落石の発生を事前に的確に予測することがきわめて難しい。一般に、落石が覆工に衝突した時に発生する衝撃荷重を落石荷重と呼んでいる。覆工に作用する荷重は、落石荷重の他にサンドクッション材を含めた自重、崩壊土圧、雪崩荷重、地震荷重などであるが、自重以外は不規則性の強い偶発荷重である。偶発荷重としては地震荷重が代表的であり、土木または建築構造物の耐震設計法については既に豊富な経験と研究成果がある。今日、耐震設計の目標としては、次の三つの条件を満たすようにすることがほぼ共通した考えになっている^{1), 2)}。

- a) 耐用年限中に頻繁に生じる小地震に対しては無被害
- b) 数十年に一度程度の中地震に対しては、小規模な補修で再使用できる程度の被害
- c) 100年に一度程度の最大級の地震に対しては、ある程度の被害は止むを得ないが、倒壊その他で人命に危険な障害は生じない程度の被害

周知のように、平成2年2月に改正された道路橋示方書（耐震設計編）では、図1に示すように、鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計に対して、断面決定には中地震を想定した震度法に基づく許容応力度設計法を適用した後に、関東大地震級の設計最大震度に対しては、橋脚のじん性を考慮して保有水平耐力に対する安全

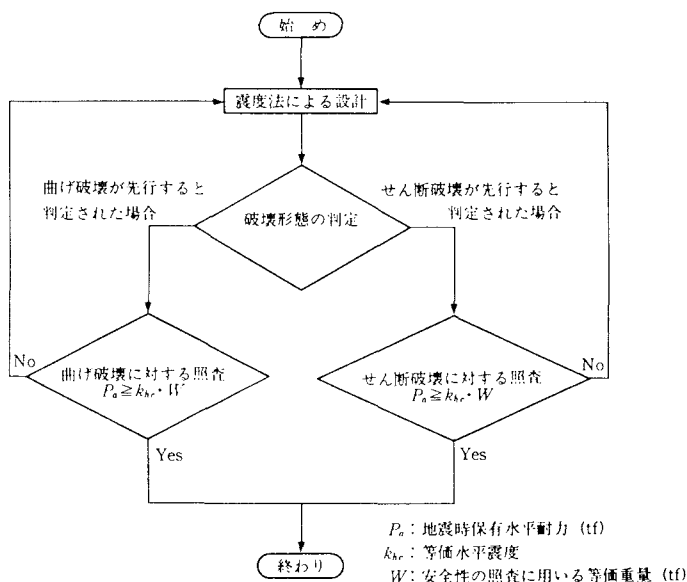


図1 道路橋示方書におけるRC橋脚の耐震設計手順³⁾

性の照査を行うという二段階照査法を採用している。すなわち、中程度の規模の地震荷重に対して弾性理論に基づく断面決定を行い、大地震に対しては、部材の一部が塑性変形しても、部材のじん性が十分にあるならば、地震エネルギーが吸収でき、構造物が崩壊に至るような致命的な損傷は受けないように配慮されている。

ところで、地震荷重の作用時間は数秒であるが、落石荷重の作用時間はそれよりもはるかに短く、数十ミリ秒程度といわれている。それゆえ、落石荷重による構造物の破壊に対する部材のじん性によるエネルギー吸収の効果は地震荷重の場合と同様、あるいはそれ以上に大きいと考えられる。したがって、落石覆工の設計には、部材のじん性を積極的に考慮したエネルギー法を基本とするのが望ましいと思われるが、部材の断面算定や基礎工の設計には荷重の評価も必要であるので、前述の耐震設計法に準じた二段階照査法を適用することを試み、図1に準じた設計フローを以下に検討する。

2. 落石荷重の分類

落石は斜面の形状や岩質に依存するので、落石の規模（大きさや落下高さ）は覆工を敷設しようとする地域によって大きく変化する。図2は、旧国鉄の3地区での斜面の落石になる可能性がある浮き石の重量および建設省での全国的な落石の重量調査の一例である。この図は落石重量（W）の累積曲線を示すが、図より、落石重量は地域によって大きく異なり、地域によっては、10tfを越えるような大きな落石が発生する可能性も認められる。

覆工に図1の耐震設計法に準じた二段階照査法を適用するには、まず、しばしば発生すると考えられる落石規模（設計のための通常規模）と設計耐用期間中に一度しか発生しないような最大の落石規模（設計のための最大規模）を定める必要がある。緒言で述べたように、落石は豪雨、豪雪や凍結融解に起因して発生する自然現象であるので、落石の発生には季節性があるものと思われる。したがって、通常規模の落石現（落石重量、落下高さ、入射角など）は、覆工を敷設しようとする地域の斜面についての過去何年間かの現地調

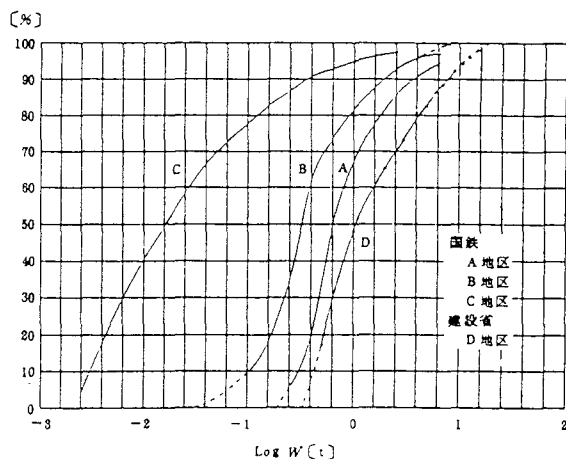


図2 落石重量の累積分布曲線の例^{4), 5)}

(落下した岩石の大きさ、落石となり得る浮き石の大きさや落下高さなどの調査)によって定めることができると思われる。たとえば、落石覆工を敷設する位置での斜面の現地調査で予測できる最大の落石規模を”設計のための常規模”とするのも一法かと思われる。他方、”設計のための落石の最大規模”については、覆工を敷設すべき斜面の大規模の崩壊を想定して定める必要があり、この場合は、落石の大きさや落下高さなどの個別的な評価より、崩壊土を含めた複数の落石が覆工に与えるエネルギーの評価が大切になる。たとえば、1989年7月16日、福井県越前町の国道305号での崖崩れによる道路覆工の崩壊事例⁶⁾では、約1千トン(推定)の崩落崖からなだれてきた岩石群が幅15mにわたって覆工を崩壊させている。このような大規模な落石群は特殊であり、これを覆工で受け止めることは不可能であるかもしれないので、この地域では落石覆工とは異なる工法によって道路を守るべきであるかもしれない。しかしながら、少なくとも事前調査でいくつかの工法の中より落石覆工が選択された地域では、現地の斜面で起こり得る最大規模の斜面崩落による落石群に対して、覆工はある程度の損傷を受けても道路を通行中の人命が損なわれることのない程度の損傷にとどめなければならない。言い替えると、”設計のための落石の最大規模”とは覆工が崩壊に至らないような最大限の落石規模であり、”設計のための通常規模”に対する外力の安全係数として定義することも可能であろう。

3. 覆工の設計手順

前節で述べたように、道路橋橋脚の耐震設計法に準じた2段階照査を覆工に適用しようとすれば、図3に示すような設計フローが考えられる。以下に各項目について検討を加える。

3.1 許容応力度法による設計(断面決定のための一次照査)

2. で述べた通常規模の落石に対して許容応力度法を用いて部材断面を決定する。許容応力度法には道路橋示方書(コンクリート橋編)を適用し、許容応力度の割増し係数は、落石荷重は偶発荷重であることを考慮して、1.5とする。覆工の屋根には、クッション材として、厚さ90cm以上の砂を載せることを原則とし、落石荷重(P_s)の算定には、通常よく用いられている”落石対策便覧式”を適用する。設計に考慮する落石は1個とし、落石のサンドクッションへの入射角(水平面に対する)を θ とすれば、 $P_s \sin \theta$ が鉛直荷重、 $P_s \cos \theta$ が水平荷重として覆工の屋根の中心に作用するものとする。

構造解析は弾性理論に基づくことを原則とする。落石荷重を支える覆工の屋根が幅方向に連結されている時の有効幅 b_e はコンクリート標準示方書の式を準用し、次式による。

$$b_{ef} = D_R + h_i + 2.4x(1 - x/l) \quad (1)$$

ここに、 D_R ：落石の直径、 h_i ：覆工の屋根スラブの厚み、 x は載荷点から最も近い支点までの距離、 l はスパンである（単位はすべてm）。また、屋根が幅方向に連続していない場合には、式(1)の b_{ef} は単一桁のフランジ幅以下とする。

落石が覆工の隣接桁の中間のスラブに作用する場合には、屋根スラブの押抜きせん断破壊が生じないように注意する必要がある。この場合の照査は次式によるものとする。

$$P_s \sin \theta \leq V_{pcd} \quad (2)$$

ここに、 V_{pcd} はコンクリート標準示方書（平成2年制定）による押抜きせん断耐力で、 $V_{pcd} = f_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b$ 、各記号は同示方書に定義されているが、荷重面の周長は $u_p = \pi (D_R + h_i)$ とし、部分安全係数 $\gamma_b = 1.3$ とする。

3.2 エネルギー法による破壊に対する安全性の照査（二次照査）

a) エネルギー規準

2. 述べた最大規模の落石を対象とする。落石が覆工に衝突する直前に持つ運動エネルギー W_R は、護工を变形させようとするエネルギー W_{R1} と落石が覆工から跳ね返されるエネルギー W_{R2} および衝突時にサンドクッションに吸収されるエネルギー W_s に分けられる。また、 W_{R1} は防護工を塑性変形を生じさせるエネルギー W_{ip} と弾性振動させるエネルギー W_{ie} に分けられる。

いま、大規模な落石で覆工に大きな塑性変形が発生し、覆工は崩壊に至ったと考える。この時は、落石の覆工への衝突は完全塑性的であり、 $W_{R2} = 0$ とみなせ、完全塑性衝突によるエネルギー損失 W_s は運動量保存則を用い次式で与えられる。

$$W_s = \frac{M}{2} v_o^2 - \frac{M^2}{2(M+m)} v_o^2 \quad (3)$$

ここに、 M ：落石の質量、 m ：サンドクッションおよび覆工の屋根部の崩壊モードに依存する等価質量、 v_o ：落石の衝突直前の速度である。

上式より、落石群の有する運動エネルギーの衝突による覆工へのエネルギー分担率 $\alpha (=W_{R1}/W_R)$ は次式で与えられる。

$$\alpha = \frac{1}{1+m/M} \quad (4)$$

ちなみに、金沢大学の栢谷氏によって行われた鋼桁上に置いた土槽への重錘の鉛直落下の実験⁸⁾では、測定たわみから算出したエネルギー分担率は重錘3tfの場合で $\alpha \approx 15\%$ 、重錘1tfの場合で $\alpha =$

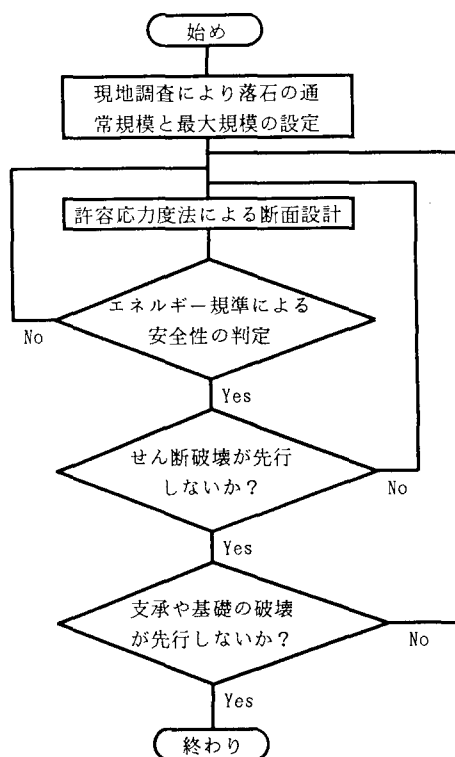


図3 覆工の設計フロー

5～8%と報告している。この実験では、重錘は衝突時に土槽の中に十分めり込んで跳ね返りはほとんどないので、ほぼ完全塑性的な衝突と見なせる。この問題に式(4)を適用すると、 $Mg = 1tf$ または $3tf$ 、 $mg = 19.1tf$ （土槽17.3tf、H形鋼1.8tf（静的たわみ形から求めた換算値））であるので、式(4)は、 $Mg = 1tf$ 、 $Mg = 3tf$ 対して、それぞれ $\alpha = 5\%$ 、 $\alpha = 13\%$ を与え、実験値と整合した結果を与えていることが分かる。

式(4)では、落石のサンドクッションへの衝突時に発生する応力波の伝播特性の影響は考慮されていない。現実には、サンドクッション材に伝播される応力波が覆工に伝達することによって覆工の部材の変形が起こり、発生応力の最大値が部材や接合部の動的な強度を越えることによって破壊が始まり、その後、崩壊に至るに必要なエネルギーが覆工に伝達される考えられる。式(4)では、最終的な崩壊の状態しか考慮されていない、それに至る過程は無視されている。したがって、式(4)が成立するためには、落石がサンドクッションに貫入し、覆工と一体になる時刻（ t_0 ）より、覆工が崩壊に至る時刻（ t_c ）の方が遅いことを前提としている。もし、 $t_c < t_0$ であれば、落石のエネルギーが覆工に十分に伝達される前に覆工が崩壊に至ることになり、この場合は、式(4)は過大なエネルギーを覆工に与えることになる。一般に、覆工が衝撃点の局部破壊やせん断破壊で一撓に崩壊に至る場合は、崩壊の時刻（ t_c ）が覆工に伝達される応力波の最大値の発生時刻（ t_m ）に接近すると思われるが、覆工が曲げ崩壊する場合には、最大曲げモーメントの発生時刻は覆工の固有周期の1/4程度になると思われるので（後述の図6を参照）、 t_c は t_m よりかなり大きくなると予想できる。したがって、サンドクッションのような適当な緩衝工やせん断補強材が設けられ、早期に発生する局部破壊やせん断破壊が防止されているならば、エネルギー基準に基づく安全性の照査に対して、式(4)は近似式として適用できるものと考えられる。

さて、落石がサンドクッションに衝突する直前にもつ運動エネルギーを W_R 、覆工の変形に伴う位置エネルギーの増加を W_R' とし、崩壊に至るまでの覆工の変形エネルギーを U_p とすれば、大規模な落石によって覆工が鉛直方向に崩壊に至らないための設計条件として次式を得る。

$$U_{p.p} / \gamma_u > \alpha W_R + W_R' \quad (5)$$

ここに、 $W_R = 0.5Mv_0^2 \sin \theta$ 、 θ は落石の入射角、 $W_R' = (M+m)g\delta_{p.p}$ 、 g は重力加速度、 $\delta_{p.p}$ は覆工の最大変位で、 γ_u は安全率である。また、水平方向に崩壊に至らないための設計条件としては

$$U_{p.p} / \gamma_u > \alpha W_R \quad (6)$$

ここに、 $W_R = 0.5Mv_0^2 \cos \theta$ である。

b)弾性吸収エネルギー

崩壊に至るまでの覆工の変形エネルギー（ $U_{p.p}$ ）は弾性吸収エネルギー（ U_e ）と塑性吸収エネルギー（ U_p ）に分けられる。もし、式(5)または(6)の不等式を満足する場合には、覆工はいくらかの塑性変形を起こした後に、弾性振動状態に入るが、時間とともに振動は減衰し、覆工は静止し塑性変形は残留する。ここでは簡単化のために、覆工の鉛直振動モードと水平振動モードに分離したそれぞれ1自由度系モデルを考える。すると、弾性振動に費やされるエネルギーは

$$W_{i.e} = \frac{(M+m)g^2 T^2}{8\pi^2} \quad (7)$$

ここに、 T は覆工の固有周期である。弾性吸収エネルギーは覆工が崩壊の直前に持つ弾性エネルギー成分であるので、

鉛直崩壊モードに対しては、

$$U_e = W_{i.e} (\beta^2 - 1) \quad (8)$$

$$U_e = W_{je} \beta^2 \quad (9)$$

c) 塑性吸収エネルギー

図5は覆工の屋根の中心に鉛直または水平集中荷重を受けたときの荷重-変位曲線の一般図である。ここに、 P_y は降伏荷重、 δ_y は降伏時の変位、 P_u は崩壊荷重、 δ_u は終局変位である。一般に、じん性率（塑性率） μ は次式で与えられている。

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_v} \quad (10)$$

土木学会コンクリート標準示方書では、RC橋脚に対して、じん性率と損傷度の関係を $\mu=2$ で軽微な損傷、 $\mu=3$ で中程度の損傷、 $\mu=4$ でかなりの損傷と評価している。言い替えば、この評価はじん性率が4以上あるRC橋脚では、大地震によりかなりの損傷を受けても崩壊に至ることはないことを意味している。

さて、大規模な落石がサンドクッションに衝突し、覆工が崩壊に至ったと考える。前述したように、局所破壊やせん断破壊が先行しないように十分に配慮されていると仮定すれば、動的な最大曲げモーメントの発生時刻は固有周期の1/4程度になり、固有周期は弾性状態から弾塑性状態さらに崩壊に近づくにつれて長くなるので、崩壊の時刻(t_b)は衝撃荷重のピーク値の発生時刻(t_m)よりかなり遅くなることが予想される。図6は門型RCシェッドに対して、台形状の衝撃荷重を作用させた時の屋根中央点の弾塑性変位応答の一例を示したものである¹⁰⁾。衝撃荷重の小さい時は、最大変位は弾性固有周期の約1/4の時に起こり、荷重が大きくなるにつれて、最大変位の時刻が遅れていくことが分かるであろう。

覆工のじん性率を μ とすれば、図5より、塑性吸収エネルギーは以下のように与えられる。

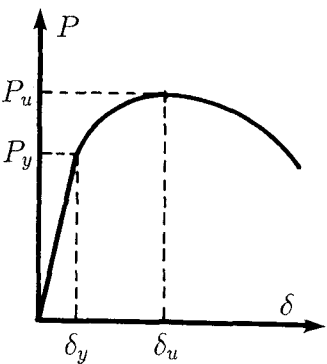


図5 荷重-変位曲線

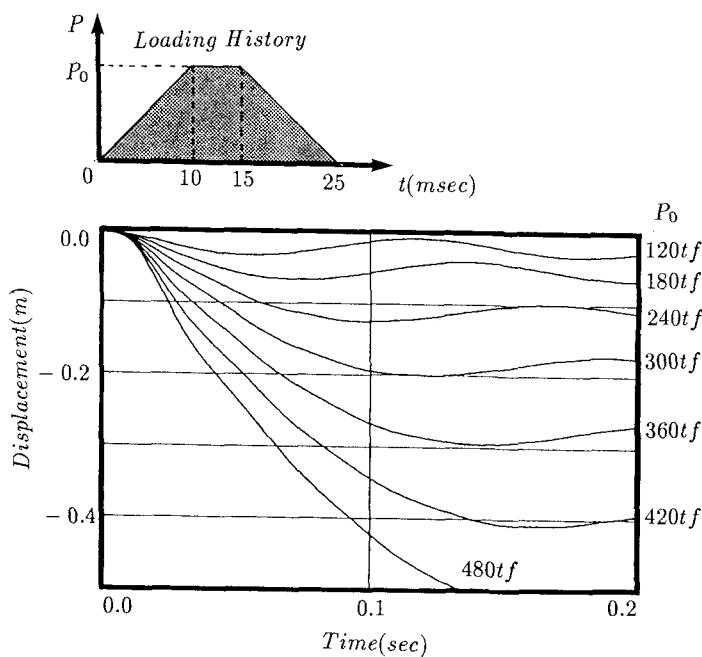


図6 RC門形ラーメンの最大変位応答例¹⁰⁾

$$U_p = \frac{P_u + P_y}{2} (\delta_u - \delta_y) = U_e (1 + \eta) (\mu - 1) \quad (11)$$

ここに、 $U_e = P_y \delta_y / 2$ 、 $\eta = P_u / P_y$ である。上式における P_y 、 δ_y は通常の静的弾性骨組解析によって求められる。

d) 部材の塑性回転容量とじん性率

一般に、RC または PC 部材のモーメント (M) - 曲率 (ϕ) 関係は、近似的に図 7 のような折れ線図で表せる (道路橋示方書 (コンクリート橋編) を参照)。図において、 M_u は終局曲げモーメントで、同示方書におけるストレスブロックの仮定より容易に求められ、 M_y は鉄筋の降伏時の曲げモーメントで弾性計算より求められる。前述したように、代表的な覆工の形式は L 形、門形および箱形ラーメンであり、これらは 1 次または 3 次不静定構造である。不静定構造のじん性率は、最初の塑性ヒンジが発生してから最終の塑性ヒンジによる崩壊メカニズムができるまでの過渡領域が長ければ長い程大きくなるが、最初の塑性ヒンジの塑性回転容量が十分でないときには、最終の塑性ヒンジができる前に崩壊すると考えられる。

ここでは、じん性率の概略値を簡単に評価するために、図 7 のモーメント - 曲率関係をもつ部材から構成される静定ばりを取り上げ、最も簡単な図 9 に示すスパン l の片持ばりのじん性率を計算しよう。終局時のはりの先端のたわみは仮想力の定理より以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} \delta_u &= \int_0^l \phi x \, dx \\ &= \frac{l^2}{6} [\phi_y (1 + \xi) + \phi_u (2 - \xi - \xi^2)] \quad (12) \end{aligned}$$

ここに、 $\xi = M_y / M_u < 1$ である。弾性限界たわみ (降伏変位) は、式 (12) で $\xi = 1$ とおいて、

$$\delta_y = \frac{\phi_y}{3} l^2 \quad (13)$$

よって、じん性率は

$$\mu = 0.5 [1 + \xi + \zeta (2 - \xi - \xi^2)] \quad (14)$$

ここに、 $\zeta = \phi_u / \phi_y$ とおいている。また、塑性吸収エネルギーは式 (11) より

$$\begin{aligned} U_p &= U_e (1 + 1/\xi) (\mu - 1) \\ &= M_y \phi_y (l/6) (1 + 1/\xi) (\mu - 1) \quad (15) \end{aligned}$$

静定構造であれば、最初の塑性ヒンジで崩壊に至るので、じん性率は式 (14) と同じになる。したがって、

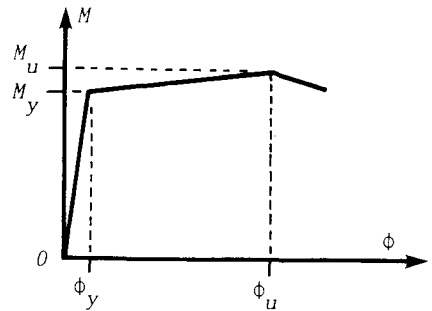


図 7 模式化したモーメント - 曲率関係

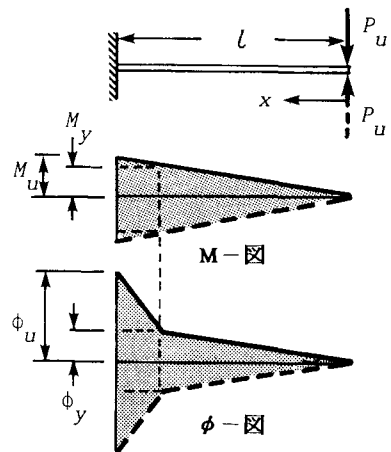


図 8 片持ばりとしての計算

スパン l の単純ばりが中央に集中荷重を受ける場合は式(14)および(15)が適用できる。また、両端固定ばりのような不静定構造でも正負の降伏モーメントが塑性ヒンジ位置で同時に達成される場合には、同様に式(14)、(15)が適用できる。しかし、L形ラーメン、門形ラーメンや箱形ラーメンにおいて、スパン l のはりの中央に集中荷重を受けた時に、第一塑性ヒンジが柱上端部に発生する場合には、厳密には式(14)や(15)は適用できない。たとえば、L形ラーメン、門形ラーメンや箱形ラーメンでは、両端固定ばりと単純ばりの中間にあるが、はりの強度に比べて柱の強度が非常に小さい場合には、柱部材が終局曲率(ϕ_u)を越えても直ちに崩壊に至ることがなく、じん性率が非常に大きくなり、式(14)は過小なじん性率を与えるが、降伏荷重(P_y)も小さくなるので、はりの降伏強度を基準にした式(15)は近似式としてなお適用できるものと思われる。さらに、門形ラーメンの側方崩壊モードに対しては、 $l=2h$ (h は柱高さ)とし、柱とはりの部材強度の小さい方を基準にして式(15)を適用することもできる。

以上の結果、覆工が崩壊に至るまでの塑性吸収エネルギーの目安を知るためには、式(15)を適用してもよいが、より正確な塑性吸収エネルギーの算定には弾塑性骨組解析を必要とすることは言うまでもない。

3.3 部材のせん断破壊、支承部および基礎工の破壊に対する安全性の照査

一般に破壊が部材のせん断破壊に支配される場合には、脆性破壊を起こし、3.2で述べたような覆工のエネルギー吸収が期待できない。それゆえに、部材の曲げ破壊がせん断破壊より先行するように、必要なせん断補強筋を設けなければならない。せん断補強筋量の算定のための曲げによる終局限界状態でのせん断力は曲げ崩壊メカニズムから求められる。たとえば、正負の塑性ヒンジ間の距離が L 、正負の終局曲げモーメントがそれぞれ M_u 、 M_u' とすれば、最大せん断力 Q_u は以下のように計算できる。

$$Q_u = (M_u + M_u') / L \quad (16)$$

一方、部材の終局せん断強度(V_{yd})は、コンクリート標準示方書より求められ、次式で安全性の照査が可能になる。

$$V_{yd} / \gamma_s \leq Q_u \quad (17)$$

ここに、 γ_s は部分安全係数である。

つぎに、支点部の強度が不十分で曲げ崩壊メカニズムが発生する前に支承が破壊したり、基礎工が破壊することのないように配慮しなければならない。特に、支承や基礎工が水平方向に破壊すると、覆工が転倒して大惨事を引き起こしかねないので、これらの設計は十分に注意しなければならない。L形シェッドの場合などでは、覆工の屋根根が落下することのないよう、支承の許容変位が大きく取れるような工夫、たとえば落橋防止装置のようなものが必要であると思われる。また、箱形シェッドは水平方向には耐力が十分あると思われるが、覆工全体が剛体として大きく滑動したり、転倒したりすることのないよう留意する必要がある。この場合、式(5)または式(6)に準じた安全性の照査法としては以下のようなものが考えられる。

$$\alpha W_R / \gamma_u \leq R_u \quad (18)$$

ここに、 R_u は覆工の剛体運動に必要なエネルギーで、

滑動に対しては、 $R_u = \mu_s \cdot \delta_s \cdot W$ 。

転倒に対しては、 $R_u = B \cdot \theta_o \cdot W$ 。

ただし、 δ_s ：大惨事を起こさせないための許容滑動量

μ_s ：覆工の底面の摩擦係数（基礎工の水平抵抗も考慮した）

W ：サンドクッション、基礎工を含めた覆工の全重量（屋根の有効幅当り）

B ：回転中心となる覆工の端部から W の重心までの水平距離、

θ_o ：転倒に至るまでの回転角

γ_s : 安全率

4. あとがき

現行の道路橋示方書の耐震設計法に準じた設計手法を落石覆工に適用することを試みた。安全係数の採り方や覆工のじん性率と塑性エネルギーの算定などについてはまだまだ検討すべき多くの問題を残しているが、細部の問題はともかく、現時点では、安全性と経済性からみた落石覆工の合理的な設計概念の確立が急務と思われる。諸兄の御批判を乞うところである。

参考文献

- 1) International Association for Earthquake Engineering: Earthquake Resistant Regulation-A World List, Gakujutsu Bunken Fukyu-kai, Tokyo, 1980.
- 2) 若林實他: 合成構造の設計, 新建築学大系42, 彰国社, 1986
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 1990
- 4) 園田, 小林, 鈴木: 信頼性設計法のロックシェッドへの適用の一試み, 第二回落石の衝撃力およびロックシェッドの設計に関するシンポジウム論文集, 北陸道路研究会編, 1986
- 5) 建設省土木研究所: 落石覆工の被害に関する実態調査, 建設省土木研究所資料, 1980
- 6) 川上英男: ロックシェッドの崩壊機構, コンクリート工学年次論文報告集, 1990, pp. 701~706.
- 7) 園田, 佐藤, 石川: 落石覆工のエネルギー分担率に関する一考察, "落石等による衝撃問題に関するシンポジウム", 土木学会, 1991, pp. 119~122.
- 8) 栢谷, 御嶽, 前川: 鋼製ロックシェッドへの落石衝突実験について, "落石等による衝撃問題に関するシンポジウム", 土木学会, 1991, pp. 123~126.
- 9) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1981.
- 10) 園田, 鬼頭, 松浦: 剛体バネモデルによるRCラーメン構造の衝撃破壊解析, 構造工学における数値解析法に関するシンポジウム論文集, Vol. 16, 1992, pp. 297-302.

(1992年9月21日受付)