

実規模 PC 覆工模型の耐衝撃性に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON IMPACT RESISTANCE OF PROTOTYPE PC ROCK-SHEDS

佐藤昌志* 西 弘明** 岸 徳光*** 松岡健一****

Masashi SATO, Hiro-aki NISHI, Norimitsu KISHI and Ken-ichi MATSUOKA

* 工博 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)

** 工修 北海道開発局建設部道路建設課(〒060 札幌市北区北 8 西 2)

*** 工博 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科(〒050 室蘭市水元町 2 7-1)

**** 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 2 7-1)

In order to establish a rational impact design procedure of PC (Prestressed Concrete) rock-sheds, the ultimate strength of two types of PC rock-sheds are experimentally discussed. In this study, prototype two-hinged inverted L-shaped and rigid frame types of structure were considered. Three and/or five ton steel weights were freely dropped onto the center of each PC rock-shed with 90 cm thick sand cushion, in which the maximum falling height was 30 m.

The results obtained from this study are as follows:

- 1) behaviors of the main girders in two-hinged and inverted L-shaped PC rock-sheds have similarity to those of simply supported beam;
- 2) dynamic behaviors of rigid frame type of PC rock-sheds have similarity to those of a rigid portal frame;
- 3) rigid frame type of PC rock-sheds may provide 1.7 times bigger safety margin than the two-hinged and inverted L-shaped type ones;

Key Words: rock falling, PC rock-sheds, impact resistance, two-hinged and inverted L-shaped type, rigid frame type

1. はじめに

我が国では、落石の危険性のある山岳部や海岸線における道路上に落石災害を防止するため、落石覆工が多く建設されている。落石覆工には鉄筋コンクリート(RC)製、プレストレストコンクリート(PC)製および鋼製がある。一般に、落石によって発生する衝撃力が小さい場合には鋼製、大きい場合にはRC製やPC製が採用されているようである。また、RC製は現場施工が可能であることから、比較的大きな衝撃荷重に対しても柔軟に対応可能である。一方、PC製覆工は構造要素を工場内で製作して現場に搬入して施工することより、おのずとその規模に制約がある。しかしながら、今後想定される労働力不足を解消するためや工期短縮を可能にするためには、必然的にPC製覆工の需要が多くなるものと考えられる。このような事態に対応するためには、緩衝性と荷重分散性に優れた緩衝構造の開発によって、部材断面の小型化を図ることや、構造型式を含めた耐衝撃・耐荷性に優れた設計法を確立することが重要であるものと判断される。

緩衝構造に関しては、著者等によって提案されている三層緩衝構造がある。この緩衝構造は、下層から 50~100 cm 程度の EPS 材(発泡スチロール材)、芯材が 20~30 cm の RC 版、上層が 50 cm 程度の敷砂から構成されるものである。剛基礎上や実覆工を用いた実規模の緩衝性

能に関する実験結果^{1)~3)}を基にその設計法も提案され⁴⁾、実構造への適用が可能な段階まできている。その緩衝性能は、従来まで用いられている 90 cm 厚の敷砂緩衝材と比較して、重量 3 tf、落下高さ 30 m の落石に対して伝達衝撃力(覆工に直接作用する衝撃力)が 1/3~1/4 程度となる。また、荷重の分散性にも優れ、敷砂緩衝材の場合が落石径と同程度であるのに対し、三層緩衝構造の場合にはその径が 3~4 m と大きいことが明らかになっている。また、従来まで用いられている 90 cm 厚の敷砂緩衝材に関する実規模緩衝性能実験結果より、重錘重量 3 tf、落下高さ 10 m 以上の場合における伝達衝撃力は重錘衝撃力(重錘に発生する衝撃力)の 1.5~2 倍程度で、設計的には敷砂のラメ定数を $\lambda = 1000 \text{ tf/m}^2$ とする振動便覧式で安全側に評価可能であることが明らかになっている⁵⁾。

一方、PC 製覆工には主に 2 ヒンジ 1 剛結接合の 1 次不静定逆 L 型構造が採用されている。しかしながら、ヒンジ部を固定あるいは剛結接合として不静定次数を上げることにより、安全余裕度を向上させ、かつ小型化することが可能であるものと判断される。著者等は、この点に着目して支点を固定とする 3 次不静定門型構造(これを単に門型構造と呼ぶ)を取り上げ、敷砂緩衝材や三層緩衝構造を用いて、実規模の重錘落下衝撃実験を行った^{6), 7)}。その結果、主桁の両端において曲げモーメント

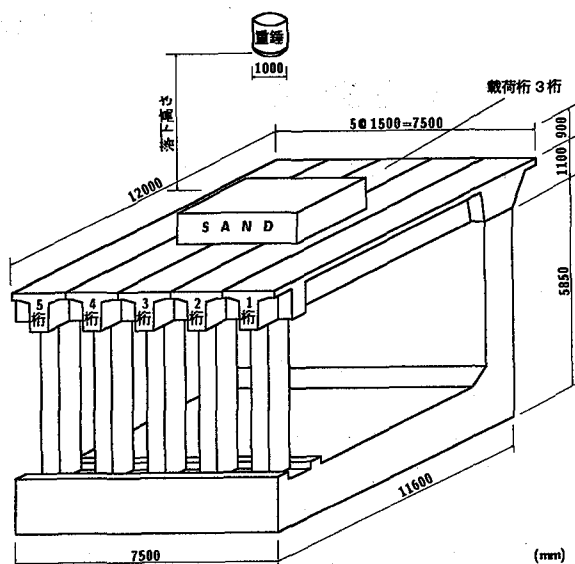


図-1 逆 L 型構造に関する実験概要図

の分担が期待でき、主桁中央部の曲げモーメントを大幅に低減できることが明らかになった。

本研究では、PC 製覆工の構造型式の違いによる終局耐力を実験的に検討することを目的として、90 cm 厚の敷砂緩衝材を用いた場合の重錘落下衝撃実験を行った。

対象とした PC 製覆工は従来まで採用されている逆 L 型構造と著者等がこれまで弾性衝撃実験を行ってきた門型構造である。実験は各構造型式に対してそれぞれ同一の設計条件の下で製作された覆工模型桁を用い、終局耐力に至るまでの重錘落下によるエネルギー漸増繰返し載荷実験法により行った。なお、本研究では実規模 PC 覆工模型を用いていることより、倒壊の危険を避けるため、主桁の最大応答変位が主桁スパン長の 1/300 程度である 35 mm 前後と仮定した。

2. 実験概要

2.1 実験方法

実験は、PC 逆 L 型覆工および門型覆工の弾性衝撃挙動に関する実規模実験に供された覆工模型を用いて行った。従って、接合部および支点部の境界条件を除き、その他の形状、剛性はいずれも同一である。すなわち、主桁は全長が 12 m、頂版幅約 1.5 m、桁高 1.1 m の単純 T 型断面である。柱部は高さが 4.7 m、主曲げ方向の桁高が 1.1 m、幅 50 cm の矩形断面である。

実験はいずれの構造型式に対しても落石対策便覧⁸⁾に基づき PC 製覆工頂版上に敷厚 90 cm の敷砂緩衝材を設置している。本研究では一組の主桁、柱から成る PC 製覆工骨組単独の耐衝撃性を検討することとしているため、主桁間の横締めを開放している。

実験は図-1 に示すように、重錘の転倒に対する安全性確保と覆工模型の不安定挙動を阻止するため、中央桁 (3 桁) のみを用いて行うこととした。また、幅員方向

表-1 実験ケース一覧

実験ケース	構造型式	重錘重量 (tf)	落下高さ (m)
L3-5	逆 L 型	3	5
L3-20			20
L3-30			30
F3-5	門型	3	5
F3-10			10
F3-20			20
F3-30			30
F5-20		5	20
F5-30			30

(注) 中央桁のスパン中央点載荷

載荷位置に関しては、弾性範囲における重錘落下衝撃実験結果から中央点載荷時に最も大きな応答を示すことが明らかになっていることより、本実験ではいずれの構造型式に対しても中央点載荷に限定して行うこととした。重錘は各構造型式の終局耐力に対応して、重量が $W = 3$ tf, 5 tf の 2 種類を用いた。いずれも直径が 1 m、高さが 97 cm で底部の高さ 17.5 cm 部が球形 (半径 80 cm) 状になっている。

表-1 に実験ケースの一覧を示している。実験ケース名は構造型式 (L: 逆 L 型構造型式, F: 門型構造型式)、重錘重量 (tf)、落下高さ (m) を記号化して用いている。測定項目は、覆工主桁上下縁配力筋、あるいは柱内外縁筋歪および主桁の変位である。各応答波形は、データレコーダーを用いて一括収録し、実験終了後に A/D 変換を行い、ワークステーションを用いて処理している。測定された覆工内各応答歪は次のようにして曲げモーメント、軸力に変換している。すなわち、1) 各断面における一対の上下縁あるいは内外縁歪を用い、歪の線形変化を仮定してプレストレス力を考慮した初期状態からの断面内歪分布を求める。2) 断面分割法を適用し、このようにして得られた歪分布から各材料の応力-歪特性を考慮して断面内応力分布を求める。3) 軸力は断面内応力の総和からプレストレス力を差し引くことにより、また、曲げモーメントは断面内応力とプレストレス力に関する 1 次モーメントを求めることにより算定している。なお、断面分割法に用いられるコンクリートの応力-歪曲線、PC 鋼材、補強筋および配力筋の応力-歪曲線は、土木学会コンクリート標準示方書に基づいている。また、断面の分割は、コンクリートのみの要素に関しては 1 cm 刻みとし、鋼材を含む要素に関しては鋼材径を 2 等分するように分割している。従って、全分割数は主桁部が 113、柱部が 111 である。

- : 逆 L 型, 門型構造型式に対して緊張されている PC 鋼棒配置位置
- : 門型構造型式に対して緊張されている PC 鋼棒配置位置
- : 逆 L 型, 門型構造型式に対してボルト締めされている丸鋼棒配置位置
- : 門型構造型式に対してボルト締めされている丸鋼棒配置位置

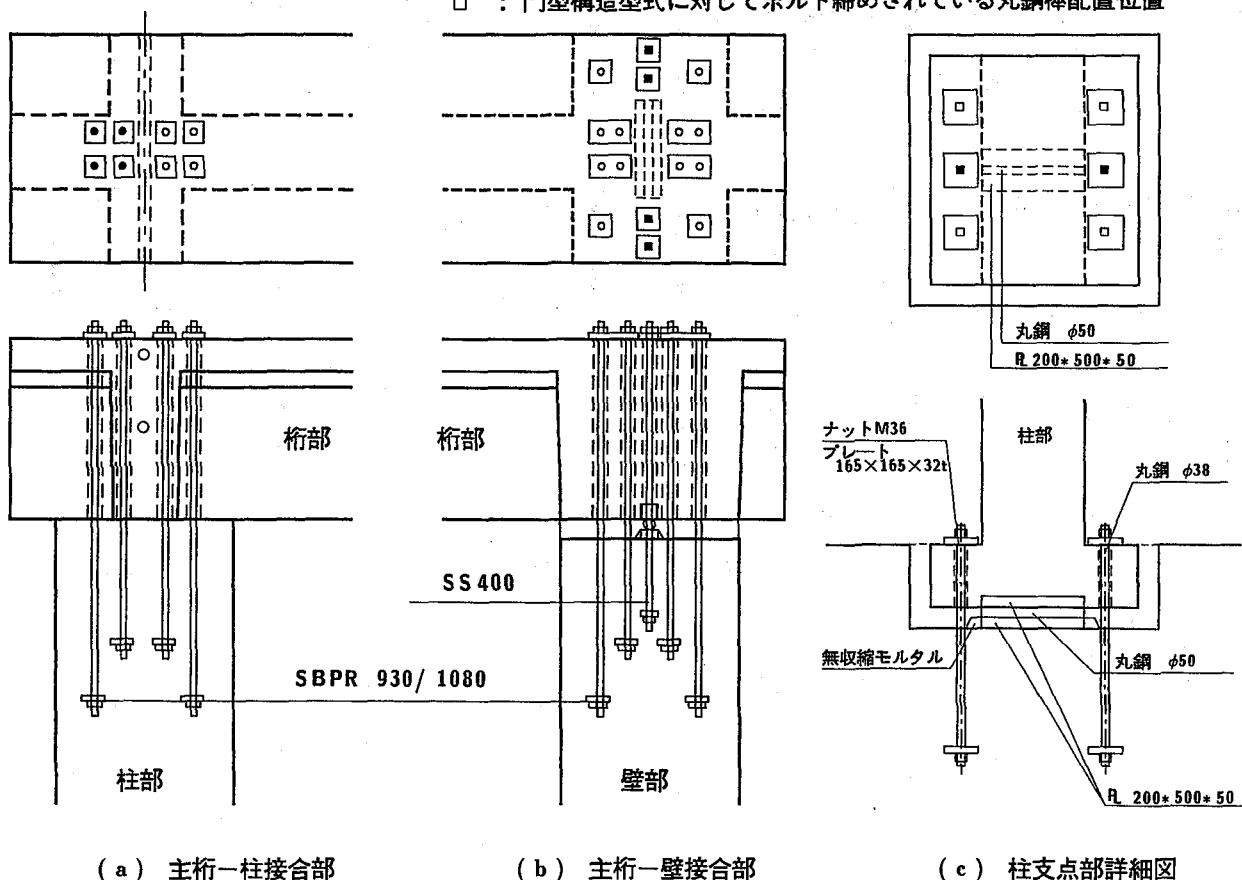


図-2 接合部および支持部の詳細図

2.2 PC 桁および柱の断面特性

本実験に用いた PC 桁は逆 L 型構造を対象とし、以下に示す条件の下に設計されたものである。すなわち、

- 1) 重量 $W = 1 \text{ tf}$ の落石が、落下高さ $H = 30 \text{ m}$ から自由落下する。
- 2) 落石対策便覧に基づき、ラーメ定数を $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ とする振動便覧式によって算定された 119.2 tf の衝撃荷重が主桁中央部に作用するものとする。
- 3) 覆工頂版に作用する荷重は、落石対策便覧に基づき敷砂厚の 2 倍 (180 cm) の領域に分散するものとする。
- 4) コンクリートの設計基準強度は 600 kgf/cm^2 とし、許容引張応力度を 28 kgf/cm^2 (短期 35 kgf/cm^2)、弾性係数 $3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とする。以上により設計された PC 桁は頂版幅 149 cm、頂版厚 20 cm、ウェブ幅 50 cm、桁高 110 cm の単純 T 型断面である。プレストレス力は PC 鋼より線を主桁壁部側、主桁中央部、主桁柱部側にそれぞれ 25、25、16 本、また柱上部に 16 本配置してプレテンションおよびポストテンション方式を併用して導入している。主桁および柱部の PC 鋼材には SWPR7B $\phi 15.2\text{B}$ 、SBPR 930/1080 $\phi 32\text{B}$ を、また、部材の補強筋、スターラップや配力筋には SD295A D13、

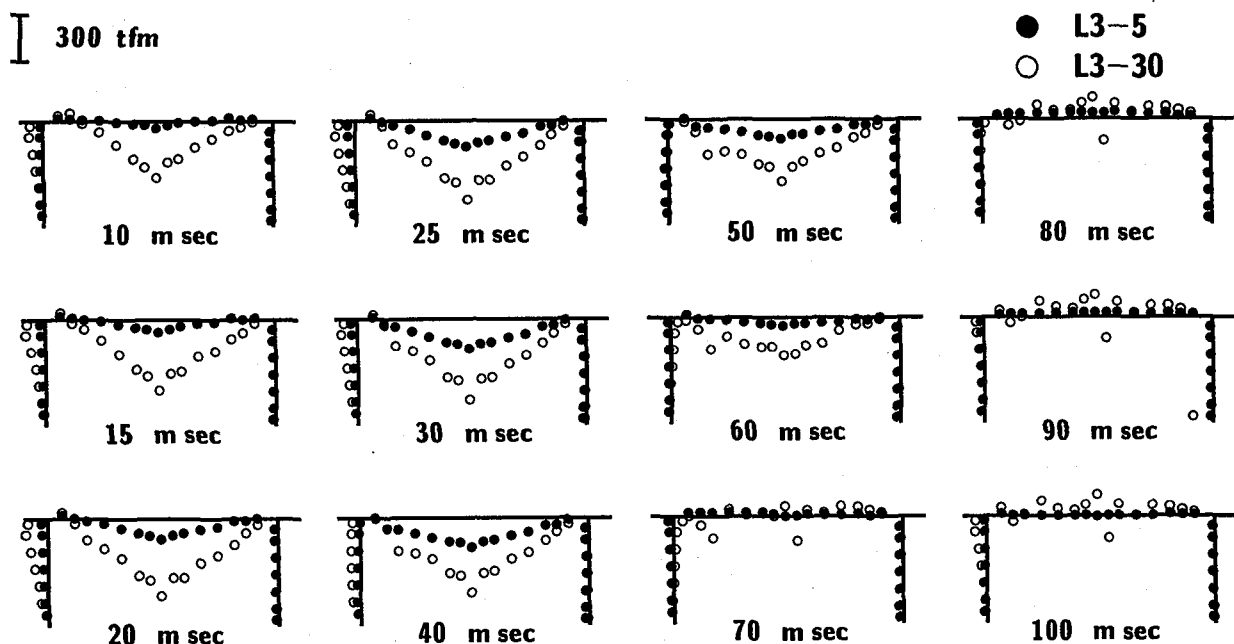
表-2 敷砂の特性

栗丘産	比重 ρ	吸水率 %	均等係数 U_c	曲率係数 U'_c
	2.55	1.64	4.85	0.87

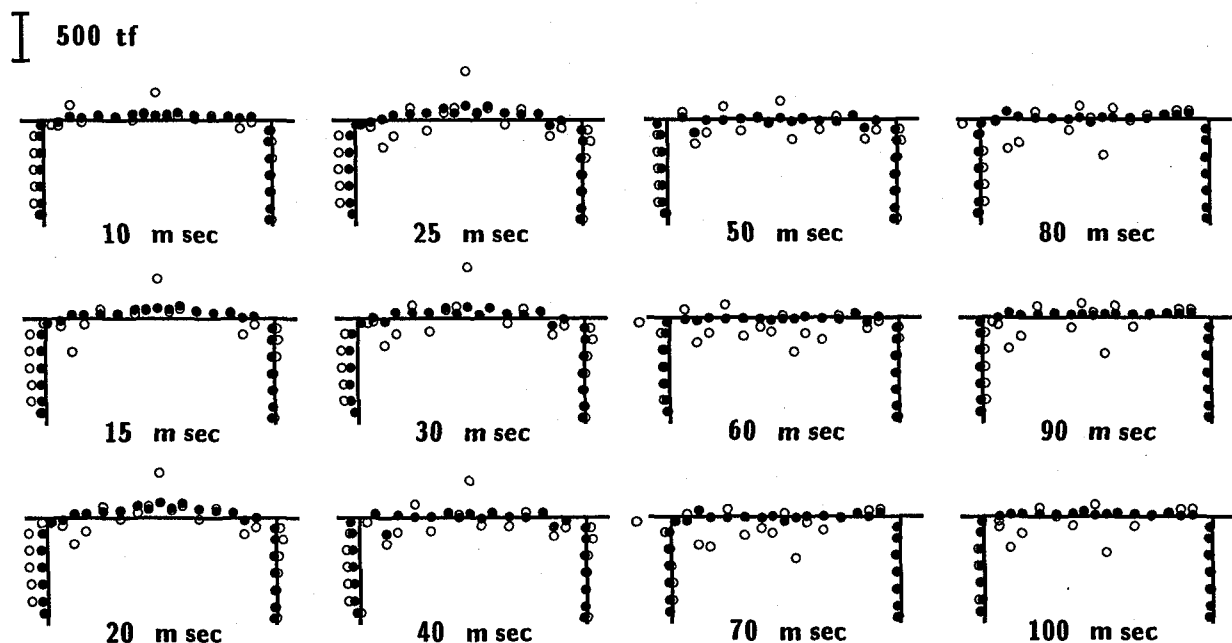
D16 および SD345 の D22 を用いている。導入されたプレストレス力によって、主桁中央部の上縁および下縁には、それぞれ 10.5 kgf/cm^2 の引張応力、 107.1 kgf/cm^2 の圧縮応力が、また主桁壁部側、主桁柱部側の上縁には、それぞれ 35.4 、 39.5 kgf/cm^2 の圧縮応力が発生している。なお、接合部に用いられている PC 鋼棒はいずれも SBPR 930/1080 $\phi 32\text{B}$ である。また、実験時の平均コンクリート強度は 600 kgf/cm^2 である。

2.3 接合部および支点部の処理

主桁と柱の接合部、主桁と壁の接合部の PC 鋼棒には、それぞれ 43.8 tf/本 、 46.3 tf/本 の緊張力が導入されている。主桁と柱、主桁と壁の接合部や柱支点部は図-2に示されているように、以下のように処理されている。なお、図中○印の PC 鋼棒は門型構造型式に対してのみプレストレスが導入されていることを意味している。



(a) 曲げモーメント分布の経時変化



(b) 軸力分布の経時変化

図-3 逆L型構造型式に関する断面力の経時変化

(1) 逆L型構造型式

主桁と柱の接合部：柱の中立軸より外側に配置された4本のPC鋼棒に緊張力を導入して接合している。なお、門型構造型式に関する実験時に主桁を架け替えなければならないことより、空練りの無収縮モルタルを用いて両面の馴染みをよくしている。

主桁と壁の接合部：支点位置にφ50mmの丸鋼棒を配置して、できるだけ回転を拘束しないようにしている。また、支点用丸鋼棒と同一線上に4本の丸鋼棒（図中、

■印）を配置しボルト締結することにより、支点の跳ね上がりを防止している。

柱支点部：支点位置にφ50mmの丸鋼棒を配置してヒンジ状態にしている。同一線上に2本の丸鋼棒（図中、■印）を配置しボルト締めをして水平方向への移動を拘束している。

(2) 門型構造型式

主桁と柱の接合部：無収縮モルタルを用いて両部材を接着させ、かつ8本のPC鋼棒に緊張力を導入している。

PC 鋼棒配置用ダクト部にもグラウトを注入し PC 鋼棒とコンクリートを一体化させている。

主桁と壁の接合部：逆 L 型構造型式の実験時に用いられたピン支持用丸鋼棒設置部の空間に無収縮モルタルを充填し、かつ 12 本の PC 鋼棒を用いて緊張し接合している。また、逆 L 型構造型式において支点と同一線上に配置された 4 本の丸鋼棒はボルト締めしている。

柱支点部：柱定着用に埋設された 6 本の丸鋼棒（図中、■、□ 印）はボルト締めされている。逆 L 型構造型式の実験時に用いられたピン支承用に設置された丸鋼棒設置部および回転を拘束しないように設けられた空間は全て無収縮モルタルを用いて充填し、固定に近い状態とした。なお、本実験で用いた無収縮モルタルは、材令 28 日で公称圧縮強度が 650 kgf/cm^2 、付着強度が 26.8 kgf/cm^2 である。

2.4 敷砂材

実験に用いた敷砂緩衝材は落下点を中心として $4.0 \text{ m} \times 4.0 \text{ m} \times 0.9 \text{ m}$ の砂箱を設置し、各落下実験毎に 20 cm 毎に敷き均し足踏みにより締め固めて所定の敷厚とした。なお、実験で用いた敷砂材は栗丘産であり、締め固め後の含水比および相対密度はそれぞれ 6.4% 、 36% であった。敷砂材の特性を表-2 に示す。

3. 実験結果および考察

3.1 逆 L 型構造の曲げモーメント、軸力分布

図-3 に逆 L 型構造型式とした場合の重量 3 tf 、落下高さ 5 m および 30 m (L3-5, -30) における断面力分布の経時変化を比較して示している。図中左側が柱部、右側が壁部である。壁部の断面力は有効幅を主桁幅と同様に 1.5 m として評価している。

図-3(a)の曲げモーメント分布の経時変化を見ると、主桁部は重錘の落下高さにかかわらず両端で零近傍の値を示し、中央部（載荷点部）で最大となるほぼ線形な分布形状を示している。主桁と柱の接合部に着目すると、静的解析に基づく設計計算結果では、その接合部の曲げモーメントの大きさは中央部の $1/2$ 程度になることが明らかになっている。しかしながら、実験結果では最大でも $1/6$ 程度となっており、主桁部の曲げモーメントは設計と同様には柱部に伝達されていないことがわかる。これより、主桁と柱の接合部は図-2 に示されているように実構造と同様外側 4 本の PC 鋼棒によりプレストレスが導入されているものの、実挙動はピンに近い半剛結接合状態になっているものと考えられる。L3-30 の場合には、最大曲げモーメント値が断面分割法により得られた中央部断面の限界曲げモーメント値 (520 tfm) に近い 520.7 tfm を示していることより、中央部にひびわれが進行しているものと推察される。しかしながら、L3-5、L3-30 とも類似の振動性状を示しており、局所的なひびわれは全体の振動性状にそれほど大きく影響していないようである。また、柱近傍主桁部測点（主桁と柱の接合

部から 3 点目）の曲げモーメント値が $t = 30 \sim 60 \text{ msec}$ で時間的にほぼ一様な値を示している。これは、その部分が設計的に曲げ曲率の符号が変化し、プレストレス導入位置や大きさが急変する領域であるため、ひびわれが発生し歪ゲージを添付している配筋の歪性状に影響を及ぼしたためと考えられる。

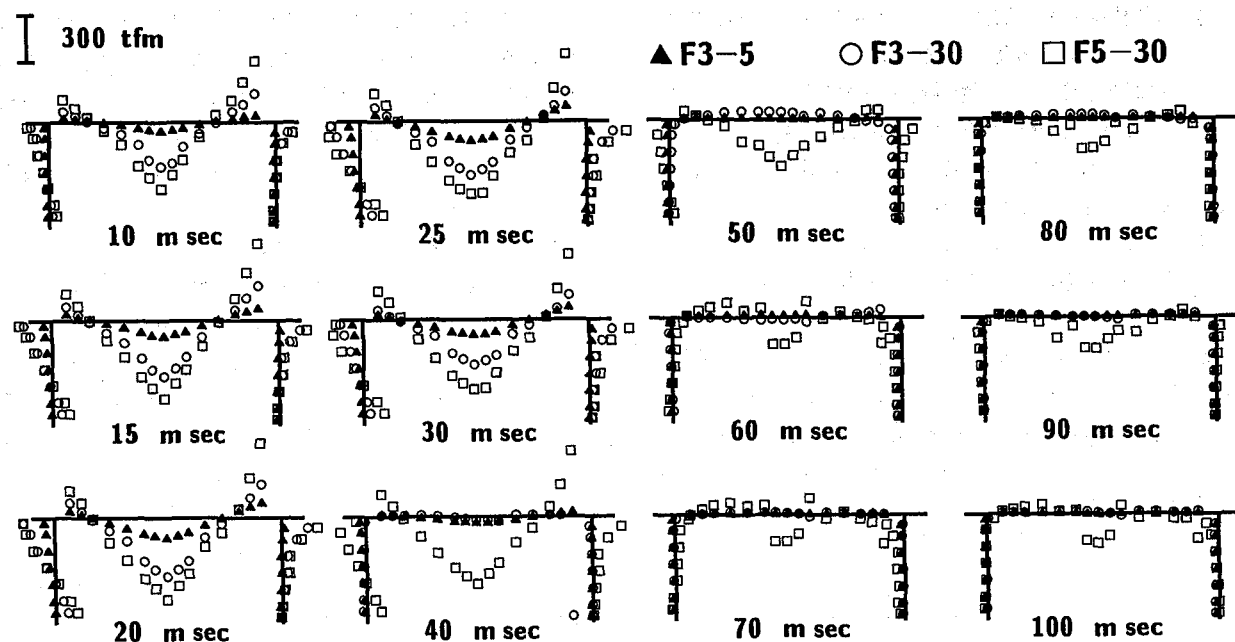
図-3(b)は軸力分布の経時変化である。図中、骨組の外側が圧縮軸力、内側が引張軸力を示す。全体として曲げモーメント分布よりばらつきが大きく示されている。これは、断面内配筋歪の測定精度がひびわれの発生とともに低下し、かつ軸力成分が基本的に断面内応力の単純和で評価されることより、歪の測定精度がこれに大きく影響しているためと考えられる。また、L3-30 の結果が L3-5 の結果よりもばらつきが大きいことから、軸力評価の精度低下がひびわれの発生に深く関与していることが裏付けられる。従って、ここでは軸力分布の定性的な応答性状に主眼をおいて検討を行うこととする。図より L3-5、L3-30 とも衝撃初期には構造全体が軸圧縮状態になっており、やがて主桁部が軸力零状態 ($t = 50 \text{ msec}$) に、柱部も $20 \sim 30 \text{ msec}$ 程度遅れて復元する傾向を示している。また、L3-30 の主桁中央部の応答軸力に注目すると、衝撃初期より $t = 40 \text{ msec}$ 程度までその一点のみが他の測点よりも大きい圧縮力値を示している。これは、その点が載荷点直下であることより、下縁配筋の歪ゲージ添付位置近傍にひびわれが発生したことによる影響であるものと推察される。

最大軸力は L3-30 の主桁部で圧縮、引張とも 500 tf 程度となっている。その値は応力換算で 62.1 kgf/cm^2 であり、曲げ応力との重ね合わせにより引張部のコンクリートにひびわれが発生していることが明らかとなる。しかしながら、主桁の応答曲げモーメント値が静的限界値に達しているのに対して、最大応答軸力値が応力換算でコンクリートの静的圧縮強度の $1/10$ 程度であることより、覆工構造全体の耐衝撃性に与える軸力の影響は小さいものと考えられる。

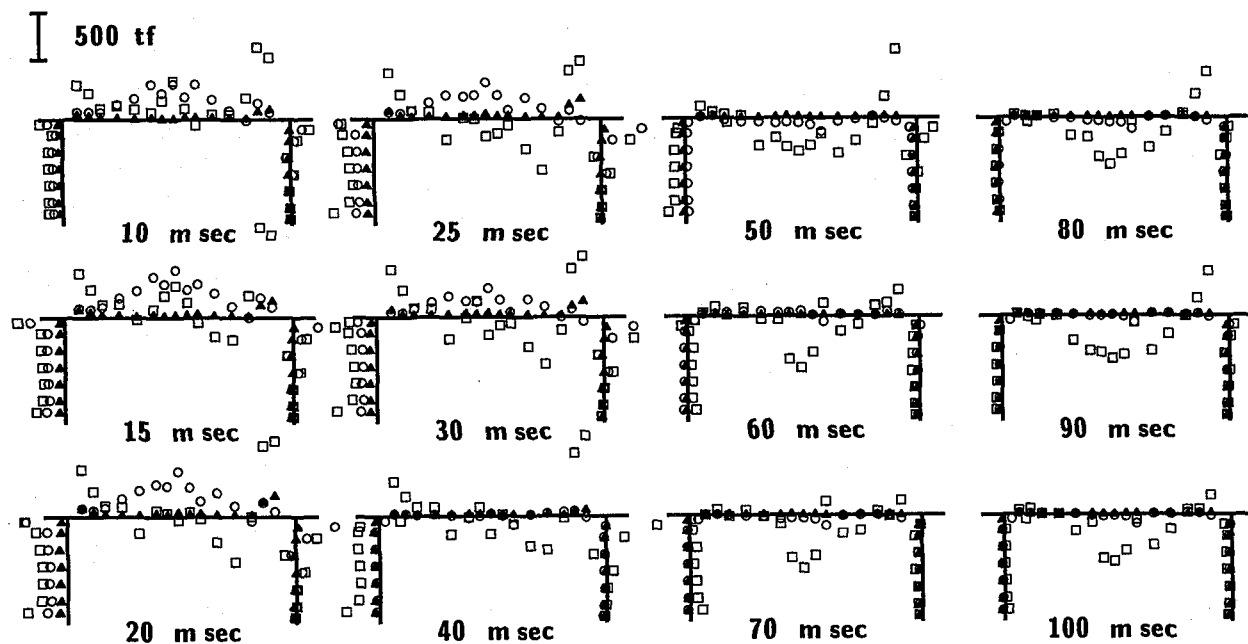
3.2 門型構造の曲げモーメント、軸力分布

図-4 に門型構造型式とした場合の F3-5、F3-30、F5-30 に関する断面力分布の経時変化を比較して示している。

図-4(a)の曲げモーメント分布を見ると、重錘落下エネルギーの増大とともに、主桁の両端部、柱基部、壁上端部に比較的大きな曲げモーメント値が発生しており、支点および主桁と柱の接合部を剛結にしたことによる効果が明確に示されている。主桁の両端部には、逆 L 型構造型式の場合と異なり負の曲げモーメントが発生している。F3-5 における主桁の曲げモーメント分布は静的な等分布荷重載荷時と同様の放物線のものとなっている。前述のように、逆 L 型構造 L3-5 の場合の主桁の曲げモーメント分布は線形に近いものとなっていることより、F3-5 の曲げモーメントの分布性状は、支点や接



(a) 曲げモーメント分布の経時変化



(b) 軸力分布の経時変化

図-4 門型構造型式に関する断面力の経時変化

合部を剛結にしたことによる影響と推察される。F3-30、F5-30 の曲げモーメント分布は零曲げモーメント発生位置が移動せずに正、負の曲げモーメント値が増大し、線形に近い分布形状を示している。また、柱の曲げモーメント分布は静的な固定支持門型骨組と同様の線形な分布形状を示している。一方、壁部は主桁との接合部で比較的大きな曲げモーメント値を示しているが、下方に沿って急激に減少し、基部では零モーメントになっている。構造全体の振動性状をみると、F3-5、F3-30 では $t = 40$

msec で構造全体が除荷状態に復元し、リバウンド状態（負荷荷状態）に移行する傾向を示している。一方、F5-30 の場合には、その状態が F3-5、F3-30 より 20 msec 程度遅れて発生している。また、主桁中央部の 3 測点の曲げモーメント値は負荷荷状態においても正の値を示している。これは、この部分のコンクリートにひびわれが発生し、コンクリートの噛み合わせ等により、負荷荷状態においても歪ゲージを添付している下縁配力鉄筋が局部的に引張状態になったためと考えられる。これより、

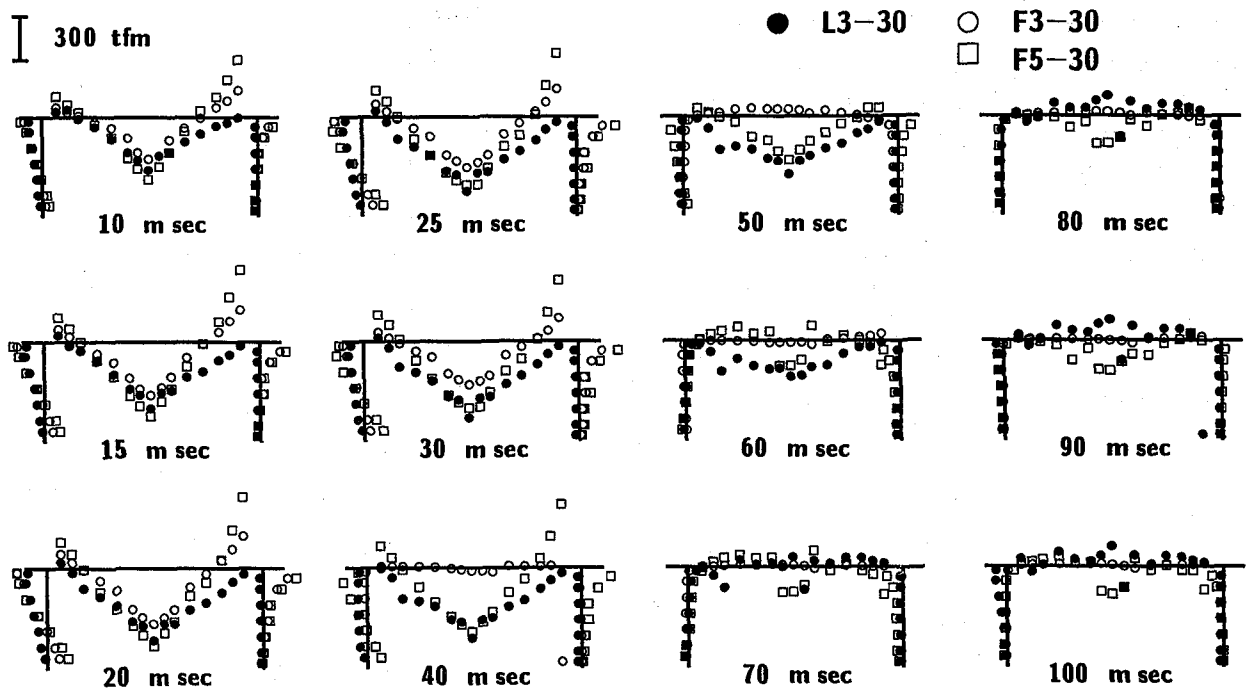


図-5 逆L型構造型式と門型構造型式における曲げモーメント分布の経時変化の比較

F5-30 の場合には主桁中央部を中心に広い範囲で塑性化が進行して剛性が低下し、固有振動周期が F3-5, F3-30 の場合よりも長くなったものと推察される。最大曲げモーメントは約 $t = 20 \text{ msec}$ 経過後に主桁中央部で発生しており、その値は約 530 tfm である。この値は逆L型構造型式の L3-30 における値や断面分割法による終局モーメント値より若干大きい値となっている。これより、構造型式を逆L型構造から門型構造にすることにより、安全余裕度はエネルギー的に $(5 \text{ tf} \times 30 \text{ m}) / (3 \text{ tf} \times 30 \text{ m}) = 1.7$ 倍程度向上することがわかる。

図-4(b) には軸力分布の経時変化を示している。重錘落下エネルギーの増大とともにばらつきが大きくなるのは、逆L型構造型式の場合と同様である。圧縮軸力の最大応答値は、壁側主桁端部近傍において 900 tf 程度になっている。また、引張軸力は逆L型構造型式同様 500 tf 程度を示している。特に F5-30 における $t > 50 \text{ msec}$ の主桁中央部の軸力は、荷重載荷時の曲げモーメント分布に類似して載荷点で最大となるほぼ線形な分布性状を示し、かつ除荷後も残留している。これは、曲げモーメント分布の場合と同様であり、載荷時にコンクリートにひびわれが発生し、コンクリートの噛み合わせ等により除荷後も歪ゲージ添付部の配筋筋に残留歪が発生したためと推察される。

このように、門型構造型式における最大軸力値は逆L型構造型式の場合の 1.8 倍程度を示している。しかしながら、この値は応力値に換算すると 111.8 kgf/cm^2 で未だコンクリートの静的圧縮強度の $1/5$ 以下であり、逆L型構造型式同様覆工構造全体に与える軸力の影響は小さいものと判断される。

3.3 逆L型構造型式と門型構造型式の応答結果の比較

(1) 主桁中央部曲げモーメント

図-5 には、逆L型構造型式 (L3-30) と門型構造型式 (F3-5, F3-30) の曲げモーメント分布の経時変化を比較して示している。図より重錘落下エネルギーの等しい L3-30, F3-30 を比較すると、門型構造型式の主桁部曲げモーメント値は全体的に負方向に移動した分布となっており、正の曲げモーメントが効率よく減少していることがわかる。最大曲げモーメントに注目すると、L3-30 と F5-30 が類似している。これより、逆L型構造型式を門型構造型式に替えることにより、重錘落下エネルギーの観点から約 1.7 倍の安全余裕度を期待することが可能であることがわかる。図-6 には、各構造型式の主桁中央部の最大曲げモーメントと重錘落下エネルギーの関係を図示している。いずれの構造型式に関しても、重錘落下エネルギーは最大曲げモーメントに対して放物線的に分布している。門型構造型式 (F-type) の場合には、勾配がよりきつく、同一の曲げモーメントに対して重錘落下エネルギー値が大きく示されていることより、逆L型構造型式より衝撃耐力の大きいことがわかる。

(2) 最大応答変位、累積残留変位およびひびわれ状況

図-7, 8 には各構造型式の主桁中央部最大応答変位および累積残留変位を重錘落下エネルギーを横軸にとって整理している。図-7 より、逆L型構造型式 (L-type) の場合には、最大応答変位が重錘落下エネルギーに対してほぼ線形に増大しているようである。一方、門型構造型式 (F-type) の場合には、F3-30 の値 (最大変位 13.9 mm) を境に折れ線状の分布を示している。これは、F3-30 以降で主桁中央部においてひびわれ等によ

るコンクリートの塑性化が進行していることに起因しているものと推察される。しかしながら、F5-30 の値 (37.7 mm) は L3-30 (32.5 mm) より 5 mm 程度大きいのみであり、塑性化はそれほど著しいものではなく逆 L 型構造型式の場合と同程度であるものと考えられる。

図-8 は重錘落下エネルギーを横軸に取った累積残留変位分布を示している。重錘落下エネルギーに関する分布性状は 図-7 の最大応答変位分布とほぼ類似なものとなっている。しかしながら、その値は最終載荷時の門型構造型式 (F-type) で最大応答変位の 1/10 以下と非常に小さな値である。逆 L 型構造および門型構造型式の最終載荷実験後の累積残留変位はそれぞれスパン長の 1/2300, 1/1800 程度であり、未だ十分な残存耐力を期待できるものと推察される。

図-9 には両構造型式の最終載荷実験 (L3-30, F5-30) 終了後に目視によって観察されたひびわれ状況を示している。図より逆 L 型構造型式 (L3-30) の場合は中央部 (載荷点部) 下縁に曲げせん断型のひびわれが発生している。門型構造型式 (F5-30) の場合も壁側 1/4 スパン部に上縁からの斜めひびわれが発生している以外は逆 L 型構造型式の場合と同様である。これより、両構造型式とも最終載荷実験時の最大曲げモーメント値は断面分割法によって評価した限界曲げモーメント値に達しているものの、ひびわれ図より主桁上縁部の圧壊、主桁の角折れあるいはコンクリート塊の剝離も見られず、未だ十分な残存耐力を保有していることが裏付けられた。

3.4 曲げモーメントに関する設計値と実験結果の比較

表-3 は、逆 L 型および門型構造の設計落石荷重 ($P=119.2$ tf) に対する各部の曲げモーメント値と実験により得られた曲げモーメント値を比較したものである。逆 L 型構造型式の場合には、設計値は落石条件が重量 1 tf, 落下高さ 30 m に対して主桁中央部の曲げモーメント値が 215.6 tfm である。一方、実験結果では、エネルギー的に設計条件の 1/2 となる重量 3 tf, 落下高さ 5 m に対して設計値とほぼ等しい 203.8 tfm の曲げモーメントが発生している。これは主桁柱側端部および柱上部における実験値からも明らかのように、主桁と柱の接合部がピンに近い半剛結接合状態になっていることが一つの要因になっているものと考えられる。これより、設計値を満足するためには主桁と柱の接合部の固定方法を工夫するか、あるいは接合部をピンとして設計する必要があるものと考えられる。

一方、門型構造型式の場合には、重量 3tf, 落下高さ 5 m の落石に対して主桁中央部の曲げモーメント値が設計値の 83 % である 133.7 tfm となり、逆 L 型構造型式の 65 % 程度の値となっていることから、接合部を剛結にしたことの効果が明確に示されている。主桁中央部の曲げモーメントに着目すると、断面分割法により求めた静的限界曲げモーメントは約 520 tfm であり、この値とほぼ等しい曲げモーメントが発生する実験条件は、逆 L

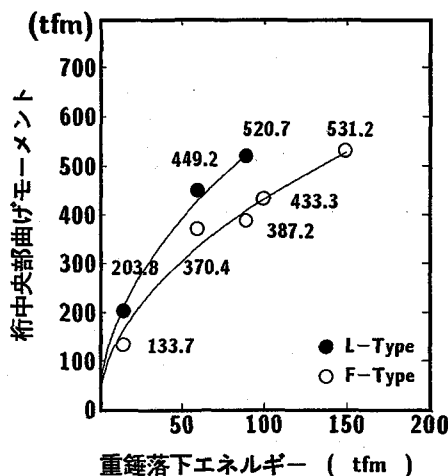


図-6 主桁中央部最大曲げモーメントと重錘落下エネルギー

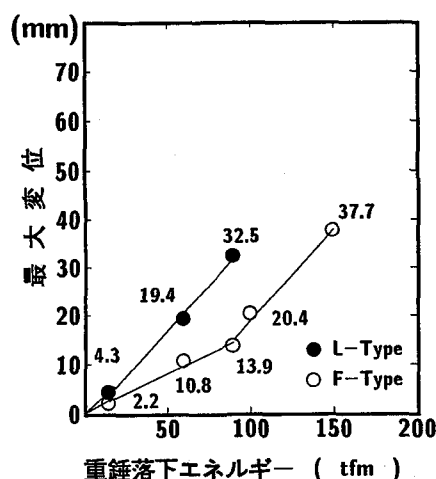


図-7 主桁中央部最大応答変位と重錘落下エネルギー

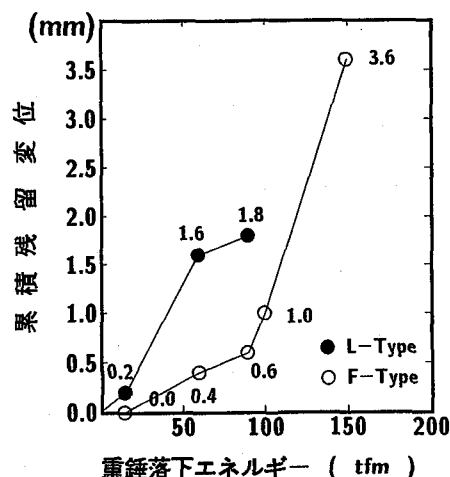


図-8 主桁中央部累積残留変位と重錘落下エネルギー

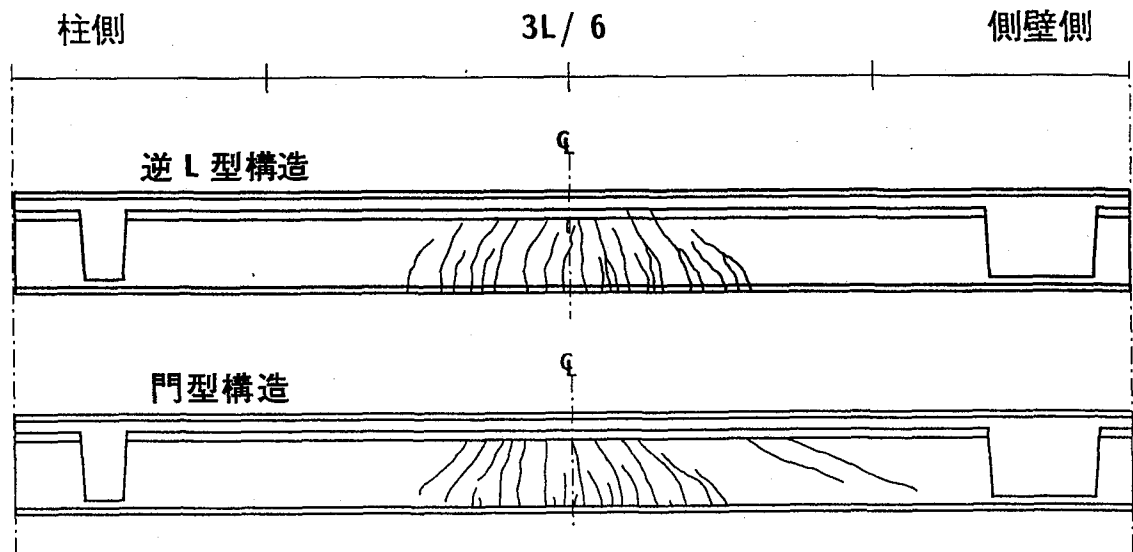


図-9 実験終了後のひびわれ状況図

表-3 逆 L 型構造型式と門型構造型式の応答結果の比較

項目		逆 L 型構造			門型構造			
		設計値	実験結果		設計値	実験結果		
落石／重錘重量 (tf)		1	3	3	1	3	3	5
落下高さ (m)		30	5	30	30	5	30	30
最大衝撃力 (tf)		119.2*	84.6	248.0	119.2*	84.6	248.0	348.6
重錘衝撃力 (tf)		—	55.5	276.08	—	74.4	227.4	479.0
曲げモーメント (tfm)	桁壁側端部	0	19.7	50.2	-121.7	-95.0	-215.6	-487.9
	桁中央部	215.6	203.8	520.7	161.1	133.7	387.2	531.2
	桁柱側端部	-119.2	-16.7	-43.7	-104.5	-37.1	-87.2	-172.0
	柱上部	-119.2	-31.9	-110.7	-104.5	-54.7	-182.0	-191.2
	柱基部	0	0	0	59.3	12.5	94.3	160.2

*: 振動便覧式 ($\lambda=100 \text{ tf/m}^2$) を用いて評価している。

型構造型式および門型構造型式でそれぞれ重量 3 tf, 落下高さ 30 m および重量 5 tf, 落下高さ 30 m となっている。これより、エネルギー的にみると逆 L 型構造型式では設計条件の $(3 \text{ tf} \times 30 \text{ m}) / (1 \text{ tf} \times 30 \text{ m}) = 3$ 倍、門型構造型式では $(5 \text{ tf} \times 30 \text{ m}) / (1 \text{ tf} \times 30 \text{ m}) = 5$ 倍の入力に対して主桁中央部に静的曲げ耐力に相当する断面力が生じることになる。また、逆 L 型構造型式を門型構造型式に変更することにより、落石に対しエネルギー的には約 1.7 倍の安全余裕度を期待することができるものと判断される。勿論、前述のようにひびわれも局所的であることより、未だ十分な残存耐力を保有しているものと考えられる。なおこれらの実験結果は、エネルギー漸増繰り返し載荷実験より求められたものである。実構造の場合には単一の落石であることより、さらに安全余裕度は増加するものと考えられる。

4. まとめ

PC 製覆工の構造型式の違いによる終局耐力を実験的に検討することを目的として、実規模の逆 L 型および門型構造型式の PC 製覆工模型を用いた重錘落下衝撃実験を行った。なお、本実験では実規模覆工を用いていることより、終局状態は倒壊の危険を避けるためいずれの場合も主桁の最大応答変位が主桁スパン長の $1/300$ (35 mm) 程度と仮定した。本実験により得られた結果を要約すると、次のように示される。

- 1) 逆 L 型構造型式の曲げモーメント分布から、主桁と柱の接合部の曲げモーメントが小さく、主桁中央部の曲げモーメントが大きいことより、その接合部はピンに近い半剛結接合状態になっていることが明らかとなった。

- 2) このことから、主桁中央部の曲げモーメントは、設計条件の1/2の落石エネルギーで設計値に達し、設計値を満足するためには主桁と柱の接合方法を工夫するか、両端ピンの条件で設計する必要があるものと考えられる。
- 3) 門型構造型式では、支点部や接合部を剛結にすることにより、主桁の両端部、柱基部、壁上端部に曲げモーメントが分配され、主桁の曲げモーメント分布は静的解析結果と同様な分布形状となる。
- 4) 主桁中央部に静的曲げ耐力に相当する曲げモーメントが生じる時点の重錘落下エネルギーは、逆L型構造型式の場合には設計条件の3倍、門型構造型式の場合には5倍である。本研究では、上述のとおり終局状態として主桁の最大応答変位を主桁スパン長の約1/300と仮定して実験を行ったが、最終載荷実験後のひびわれ図から、主桁上縁部の圧壊、主桁の角折れあるいはコンクリート塊の剝離も見られず、未だ十分な残存耐力を保有しているものと判断される。また、本実験はエネルギー漸増繰り返し載荷実験法を適用しているが、実構造の場合には単一の落石であることより、実構造を想定した場合にはさらに安全余裕度が増加するものと判断される。
- 5) 門型構造型式のPC製覆工は、主桁中央部の曲げモーメントを低減でき、かつ固定支持部に塑性ヒンジを期待できることから、逆L型構造型式に比較して断面の小型化や安全余裕度の向上が可能であるものと考えられる。
- 6) なお、応答軸力が応力に換算して最大でもコンクリートの静的圧縮強度の1/5以下であることより、逆L型構造型式および門型構造型式とも覆工構造全体の耐衝撃性に与える軸力の影響は小さいものと判断される。

本論文をとりまとめるに当たり、室蘭工業大学大学院の池田泰博君をはじめ多数の院生、学生のご協力を頂いた。ここに記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 中野修, 今野久志, 岸徳光, 三上浩, 遠藤紘: 各種緩衝構造を用いた落石覆工の実証実験, 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. 230 ~ 235, 1993.6.
- 2) 三上浩, 岸徳光, 佐藤昌志, 中野修, 松岡健一: AFRP 補強 RC 版を芯材とする三層緩衝構造体の緩衝性能に及ぼす表, 裏面材の影響, 構造工学論文集, Vol. 40A, No. 3, pp. 1639 ~ 1646, 1994.3.
- 3) 岸徳光, 佐藤昌志, 中野修: 三層緩衝構造の緩衝性能に関する大型野外実験, 構造工学論文集, Vol. 41A, pp. 1257 ~ 1265, 1995.3.
- 4) 佐藤昌志, 岸徳光, 松岡健一: 三層緩衝構造の伝達衝撃力算定式の定式化, 構造工学論文集, Vol. 42A, pp. 1337 ~ 1346, 1996.3.
- 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) 佐藤昌志, 西弘明, 岸徳光, 松岡健一: 三層緩衝構造を用いた実規模 PC 製落石覆工の重錘落下衝撃挙動, 構造工学論文集, Vol. 42A, pp. 1347 ~ 1356, 1996.3.
- 7) 西弘明, 佐藤昌志, 岸徳光, 松岡健一: 敷砂緩衝材を用いた実規模門型 PC 落石覆工の衝撃挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No. 2, pp. 1181 ~ 1186, 1996.6.
- 8) 日本道路協会: 落石対策便覧, 日本道路協会, 1983.

(1997年9月26日受付)