

I-B 122 敷砂を緩衝材とする実規模門型 PC 覆工の重錘落下衝撃実験

室蘭工業大学 学生員 前 山 順 宏
 室蘭工業大学 正 員 松 岡 健 一
 開発土木研究所 正 員 佐 藤 昌 志
 開発土木研究所 正 員 西 弘 明

1. はじめに

現在、PC 覆工の多くは、現在主桁の山側壁部支点、柱基部支点をピン支持、主桁一柱の接合部を剛結接合とする逆 L 型構造が主流となっている。この構造は外的一次不静定構造であり、設計落石荷重が大きい場合に対しても断面を小型化して施工可能としたい場合、あるいは岩石崩壊や過度の落石荷重に対して構造体のじん性を向上させたい場合には多次不静定構造が有利であるものと考えられる。

このような観点より、本論文では全支点部を固定とする門型構造型式（外的三次不静定）の採用を前提とし、その実用性の可能性を検討することを目的として、実規模門型 PC 覆工模型を製作して落石時の衝撃挙動の特性を把握するための重錘落下衝撃実験を行い、その弾性衝撃挙動について検討を行った。

2. 実験の概要

本研究に用いられた実規模 PC 覆工は、図-1 に示されるように主構造が全剛型の 5 体の主桁から構成される門型構造である。主桁は桁高 1.1 m、フランジ（頂版）幅、厚さがそれぞれ 1.5 m、20 cm の単純 T 型断面であり、柱は曲げ方向の桁高が 1.1 m、幅 50 cm の矩形断面で高さが 1.1 m である。実験は落石対策便覧式に基づいて PC 覆工頂版上に敷厚 90 cm の敷砂緩衝材を設置し、3 tf の重錘を 10 m の高さから 3 桁中央部に自由落下させて行っている。測定項目は、重錘加速度、覆工内上下端筋あるいは内外端筋歪である。

本実験に用いた PC 桁は昨年度の実験と同様、次に示す条件の下に設計したものである。すなわち、1) 落石重量が 1 tf、落下高さ 30 m で自由落下させる。2) ラーメ定数を $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ とし、振動便覧式¹⁾によって算定された 119.2 tf の衝撃荷重が桁中央部に作用するものとする。3) 落石対策便覧にしたがって荷重が敷砂厚の 2 倍の領域に分散することとする。4) コンクリートの設計基準強度を 600 kgf/cm^2 、許容引張応力度を 28 kgf/cm^2 、弾性係数 $3.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とする。以上により設計した PC 桁は、主桁スパン中央断面に 23 本の PC 鋼より線を用い、12.7 tf/本の緊張力をプレテンション方式によってプレストレスを導入した。また桁の横締めは、フランジ部に 1 m 間隔に設置された 11 本の PC 鋼棒を用い、28.5 tf/本の緊張力を与えて行っている。主桁と柱部の接合部には、8 本の PC 鋼棒を用い、43.8 tf/本の緊張力を導入している。また、主桁と壁部の接合部には 12 本の PC 鋼棒を用い、46.3 tf/本の緊張力を導入している。

3. 実験結果および考察

3.1 曲げモーメント分布の経時変化

図-2 には載荷桁の桁部、柱部および壁部の曲げモーメント分布の経時変化を示している。なお、壁部の曲げモーメントは壁部を 3 桁の頂版幅と同一の 1.5 m を有効幅とする 1 方向版と仮定して算定している。分布図について考察すると、桁部においてはほぼ荷重載荷点で正の最大応答値（81.5 tfm）を示しており、壁側桁端部では柱側桁端部に比較して負の大きな曲げモーメント値（-58.5 tfm）が生じている。分布性状

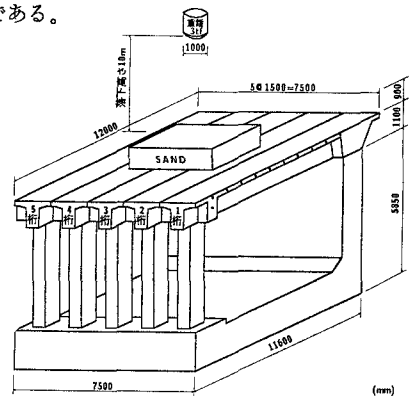


図-1 実験概要図

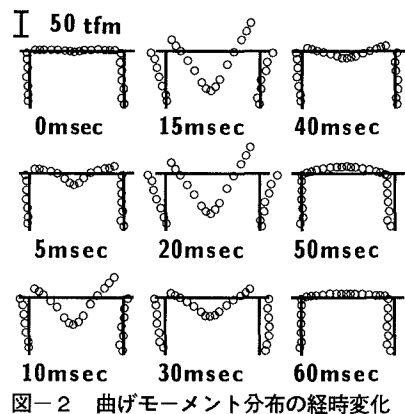


図-2 曲げモーメント分布の経時変化

表一 主桁曲げモーメントに関する設計計算値と実験結果の比較

項目	設計計算値	実験結果	換算設計計算値*
落下重量 (tf)	3.0	3.0	3.0
落下高さ (m)	10	10	10
最大衝撃力 (tf)	128.3	180.2	180.2
載荷桁の分担率	1.0	0.395	0.395
載荷点部 M_{max} (tfm)	173.4	81.5	89.4
柱側桁端部 M_{max} (tfm)	-112.5	-21.8	-58.0
壁側桁端部 M_{max} (tfm)	-131.0	-58.5	-67.5

*: 実験結果の衝撃力、荷重分担率を考慮した設計計算値の換算値は荷重載荷点を中心にほぼ直線的に減少している。

表一には、載荷桁の載荷点部、柱側桁端部、壁側桁端部の最大曲げモーメント値に関して、実験時の落石重量、落下高さを用いて再整理した設計計算値と実験結果を比較している。また、実験結果の衝撃力および荷重分担率を考慮して設計計算値を換算した場合の値についても示している。なお、本実験では重錘落下による伝達衝撃力の測定を行っていないことより、昨年度の実規模逆 L 型 PC 覆工に関する実験結果 (180.2 tf) を用いることとした。表より実験結果の衝撃力 (伝達衝撃力) が設計計算値の 1.4 倍であるものの載荷桁の荷重分担率が 0.395 である

ことより、実験結果の曲げモーメントはいずれも設計計算値より小さな値となっている。また、換算設計計算値は柱側桁端部の値を除いて実験結果に近似していることが分かる。柱側桁端部の曲げモーメントに関する実験値は、最大約 22 tfm で換算設計計算値の 1/2 以下と小さな値となっている。これは桁一柱の接合部が設計条件通りの剛結接合ではなく半剛結接合状態になっていることを示しているものと考えられる。

3.2 軸力の軸方向分布の経時変化

図一3は前項図一2に対応した載荷桁の軸力の軸方向分布の経時変化を示している。分布図は内側、外側をそれぞれ引張力、圧縮力として整理している。図より主桁部での分布に関しては、静力学的には一様な圧縮力となるのに対して、実験結果は最大値が壁側桁端部で約 25.6 tf の圧縮力となり、数値は小さいものの特性が静解析結果と類似の分布となっている。一方、柱部の軸力は、柱中間部でやや大きい圧縮力 (-45.0 tfm) を示しているものの静解析結果よりも 10 tf 程度小さな値となっている。表一には、桁部、柱部の最大軸力に関する、実験結果と設計計算値を比較して一覧に示している。なお、設計計算値は落石重量を 3 tf、落下高さを 10 m として評価した 128.3 tf の衝撃力を分担率 1 で桁に作用した場合のものである。また、表には表一と同様に実験結果の衝撃力および荷重分担率を考慮して設計計算値を換算した値を示している。表より、実験値は設計計算値よりも 10 tf 程度小さな値となっている。一方、換算設計計算値と比較すると、実験値は逆に 10 tf 程度大きな値となっている。これは、軸力の場合には載荷桁の荷重分担率が多少大きく評価されていることを暗示している。しかしながら、この程度の軸力差は柱断面においても応力的に 2 kgf/cm² 以下の場合であり、許容される範囲内にあることがわかる。

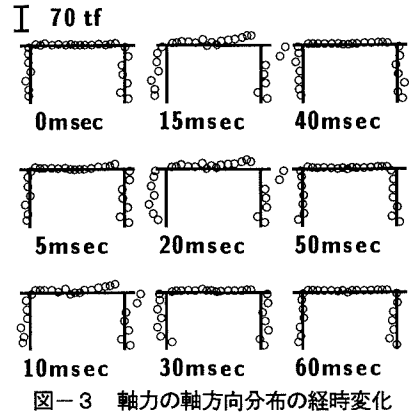
4. まとめ

本研究で得られた結果を要約すると、

- 1) 主桁の載荷点部、壁側桁端部曲げモーメントは衝撃力、荷重分担率を適切に評価することにより、静的に算定可能である。しかしながら、柱側桁端部曲げモーメントは静的に算定した値の 1/2 程度の値となることより、主桁と柱部の接合状態は逆 L 型の場合と同様、剛結接合状態を仮定できないものと判断される。
- 2) 壁側桁端部の曲げモーメント値が載荷点下の値と同程度であることより、門型型式を採用することにより、逆 L 型型式に比較して PC 覆工の小型化やじん性を向上させることが可能であるものと判断される。

表二 軸力に関する設計計算値と実験結果の比較

項目	最大軸力 (tf)	
	桁部	柱部
実験結果	-25.6	-45.0
設計値	-32.8	-61.4
換算設計計算値*	-18.2	-34.1



図一3 軸力の軸方向分布の経時変化