

(52) 実規模 PC 覆工桁の衝撃破壊実験

IMPACT FAILURE TEST ON PROTOTYPE PC BEAMS IN ROCK SHEDS

佐藤昌志*, 今野久志**, 岸 徳光***, 渡部 敏****

Masashi SATO, Hisashi KONNO, Norimitsu KISHI and Satoshi WATANABE

* 工博 北海道開発局開発土木研究所室長 構造研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

** 工博 北海道開発局開発土木研究所研究員 構造研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

*** 工博 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

**** 北海道 PC 防災技術協会 (〒004-0042 札幌市厚別区大谷地西 1)

キーワード：落石覆工，PC 桁，衝撃破壊，衝撃耐力

(rock-shed, PC girder, Impact failure, impact resistance)

1. はじめに

PC 覆工の屋根部(頂版部)にはプレキャストの PC 覆工桁が用いられており、覆工構造全体を場所打ちコンクリートにより製作する RC 覆工とは異なる構造である。従って、PC 覆工の衝撃安全性は、この PC 覆工桁の安全性に左右されることとなる。しかしながら、PC 覆工桁の耐衝撃挙動については、未だ不明な点が多く、現在各方面で研究されている^{1)~3)}。著者等も、PC 覆工の耐衝撃安全性に関する研究を行っており、これまで、実規模 PC 覆工桁の 1/2 モデルによる多主桁構造の耐衝撃挙動を各種の緩衝構造に対して横締め効果等も含めて検討している^{4),5)}。また、このモデルによる単桁としての衝撃破壊実験も行い、PC 覆工桁の衝撃破壊時の挙動を検討している⁶⁾。さらに、実規模 PC 覆工に対しても、弾性範囲内に限定した重錘落下衝撃実験を行い、その挙動を検討している^{7),8)}。その結果、敷砂材を用いた場合の横締めの効果を明らかにするとともに、PC 覆工に対する三層緩衝構造の有効性を明らかにした⁸⁾。また、1/2 モデル桁による衝撃破壊実験からは、PC 覆工桁の衝撃破壊条件として、最大たわみスパン比が 1/40 程度であることが示されている⁶⁾。しかしながら、実規模の PC 覆工桁の衝撃破壊性状を検討した研究は少ない。静的耐力との関連等、衝撃的外力を受ける PC 覆工桁の破壊時の挙動を明

らかにすることは、PC 覆工の耐衝撃安全性を確保するための重要な課題となっている。

本論文は、実規模 PC 覆工の弾性衝撃挙動検討に用いられた PC 覆工桁を単桁として転用し、重錘落下による衝撃破壊実験を行い、その衝撃破壊性状を検討したものである。実験では重錘落下高さを変化させ、重錘落下時の加速度並びに PC 覆工桁の鉄筋歪及び変位を計測した。また、同一の PC 覆工桁の静的載荷実験を行い、静的耐力との関連等についても検討を加えている。

2. 実験概要

2.1. 実験用 PC 覆工桁

本実験に用いた PC 覆工桁は、実規模逆 L 型 PC 覆工の弾性衝撃挙動検討のために用いられたもので、次に示す条件の下に設計されたものである。すなわち、1) 落石重量が $W=1$ tf, 落下高さ $H=30$ m で自由落下させる。2) ラーメの定数を $\lambda=100$ tf/m² とし、落石対策便覧の振動便覧式⁹⁾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/cm², 許容引張応力度を 28 kgf/cm², 弾性係数 3.5×10^5 kgf/cm² とする。図-1 に実験の概略図を示す。設計した PC 覆

表-1 実験ケース一覧

実験ケース	載荷桁	載荷方法	載荷位置	落下高さ (m)
静的	1	圧縮載荷用試験機	桁中央	----
衝撃	2	重錘 (5 tf) の自由落下	桁中央	1.0, 1.0, 2.5, 5.0, (10.0)
	3			0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0, (10.0)

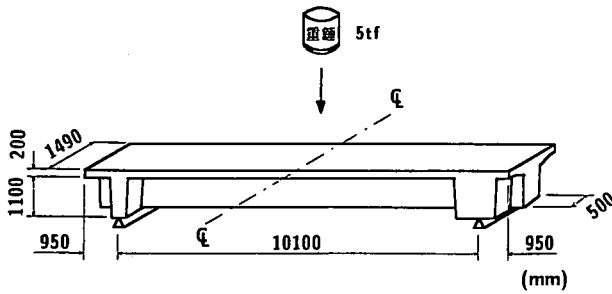


図-1 重錘落下衝撃実験の実験概略図

工桁は、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及びポストテンション方式を併用して導入している。PC 鋼材には SWPR7B 15.2B, SBPR 930/1080 ~φ32B を、また補強筋には SD295A D22 を用いている。導入されたプレストレス力によって、主桁中央部の上縁及び下縁には、それぞれ 10.5 kgf/cm^2 の引張応力、 107.1 kgf/cm^2 の圧縮応力、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。

2.2. 実験条件

実験ケースを表-1 に示す。本実験に用いた PC 覆工桁は表に示す 3 体である。桁番号 1 は静的載荷実験、桁番号 2, 3 は繰り返し衝撃載荷実験に用いた桁である。実験桁の支間はいずれも実覆工と等しい 10.1 m とした。載荷方法は、静的載荷実験では最大載荷能力 500 tf の圧縮荷重載荷用試験機を用いて、一点集中載荷により 5 tf 毎に歪及び変位の測定を行った。歪は、上下端筋に添付された 10 点の歪ゲージ出力を用い、変位は桁上部に設置された 5 点の DT 式変位計を用いて測定した。なお、変位計の設置位置は、桁上面の歪ゲージの真上に対応する位置とした。載荷は、歪及びびびわれの進展をチェックしながら、耐力の増加がみられず除荷状態になるまで載荷した。

繰り返し衝撃載荷実験では、桁中央に重量 5 tf の重錘を表-1 に示すような落下高さから、繰り返し自由落下することにより載荷した。重錘落下において、桁上には覆工桁の実状に合わせて緩衝材を用いることも考えられるが、本実験では直接衝撃による

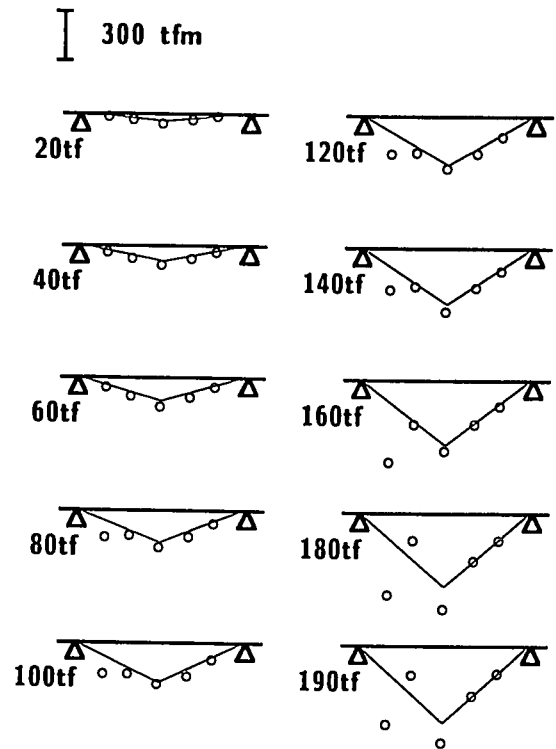


図-2 静載荷試験における各載荷段階の曲げモーメント分布 (桁番号 1)

影響を検討することとし、緩衝材は設置していない。また、実験は中央点の最大累積残留たわみ及びフランジ部の破損状況を観察し、破壊と判断できるまで、落下高さを上げるにより行った。測定項目は重錘の加速度及び PC 覆工桁の歪と変位である。歪は上下端筋に添付された 10 点の歪ゲージを用い、変位は桁の中央部より端部に向かい 1 m 間隔に設置された 5 点のレーザ式変位計を用い測定を行った。なお、表中 () で示した落下高さの実験では安全性確保のため変位を測定していない。

3. 実験結果及び考察

測定された上下縁歪は断面の平面保持を仮定し、断面分割法を用いて曲げモーメントに換算整理した。

3.1. 静的載荷実験

図-2 に、各載荷段階における静的載荷実験により得られた曲げモーメント分布を示している。図には荷重から算定される理論上の曲げモーメント分布(実線)も合わせて示している。実験結果は左支点付近の一点を除き最大荷重近くまで理論値と実験値は良く一致している。肉眼で識別できるひびわれは約 80 tf で左支点付近(柱部側)に発生したが、図-2 にはこの状態が明確に示されている。また、最大荷重付近では、桁の左半分に多くのひびわれが観察された。これは実験桁として実桁を用いたため、本桁の断面や配筋が左右対称でないことによるものと考えられる。このため、桁の左側における実験結果は算定値より大きい値となっている。実験では最大荷重が約 190 tf、最大曲げモーメントが約 485 tfm となっている。この値は、実験桁の材料定数を用いて算定した静的耐力約 520 tfm よりやや小さな値となっている。

図-3 に各載荷段階におけるたわみ分布を示している。図には弾性体と仮定し初等理論から得られる場合と、断面分割法を用いて曲げモーメント-曲率関係を求め、弾性荷重法により求めた場合のたわみ分布も示している。非線形な曲げモーメント-曲率関係を考慮する場合のたわみ分布は 120~140 tf 載荷時点まで実験結果と良く対応しているようである。なお、初等理論から得られたたわみ分布は弾性解析であることより 80~100 tf 載荷時点まで実験結

果と良く対応しているようである。最大荷重 190 tf における最大たわみは 92.3 mm である。

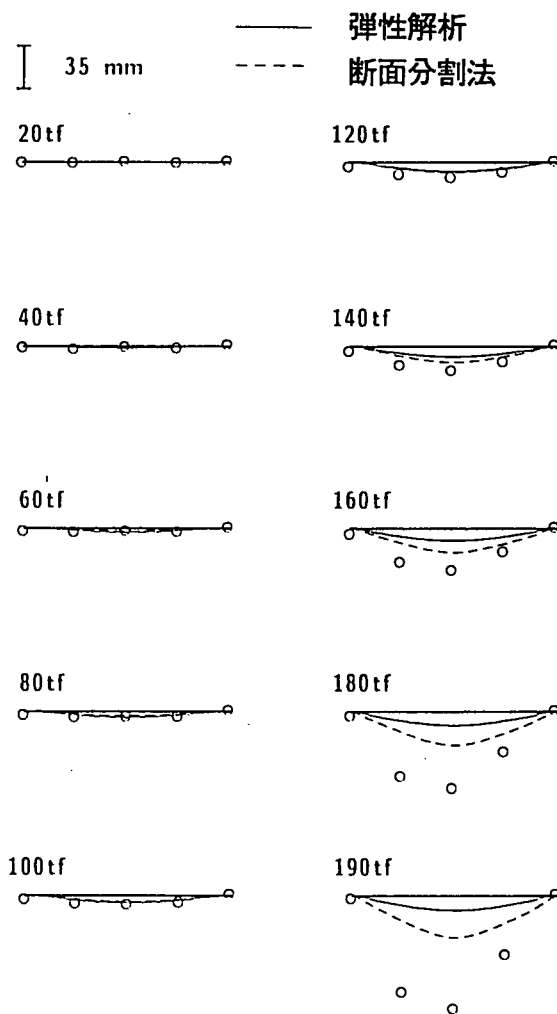


図-3 静載荷実験における各載荷段階のたわみ分布(桁番号1)

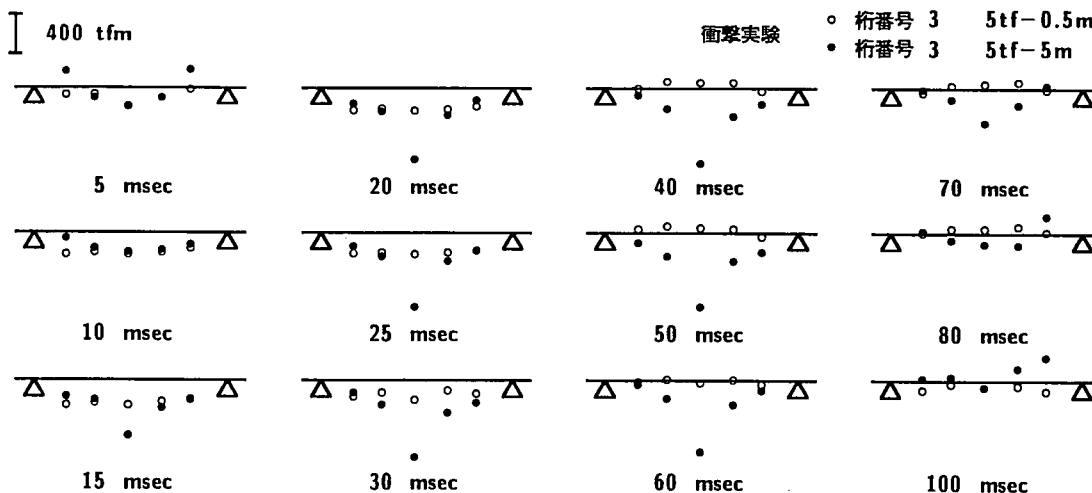


図-4 曲げモーメント分布の経時変化

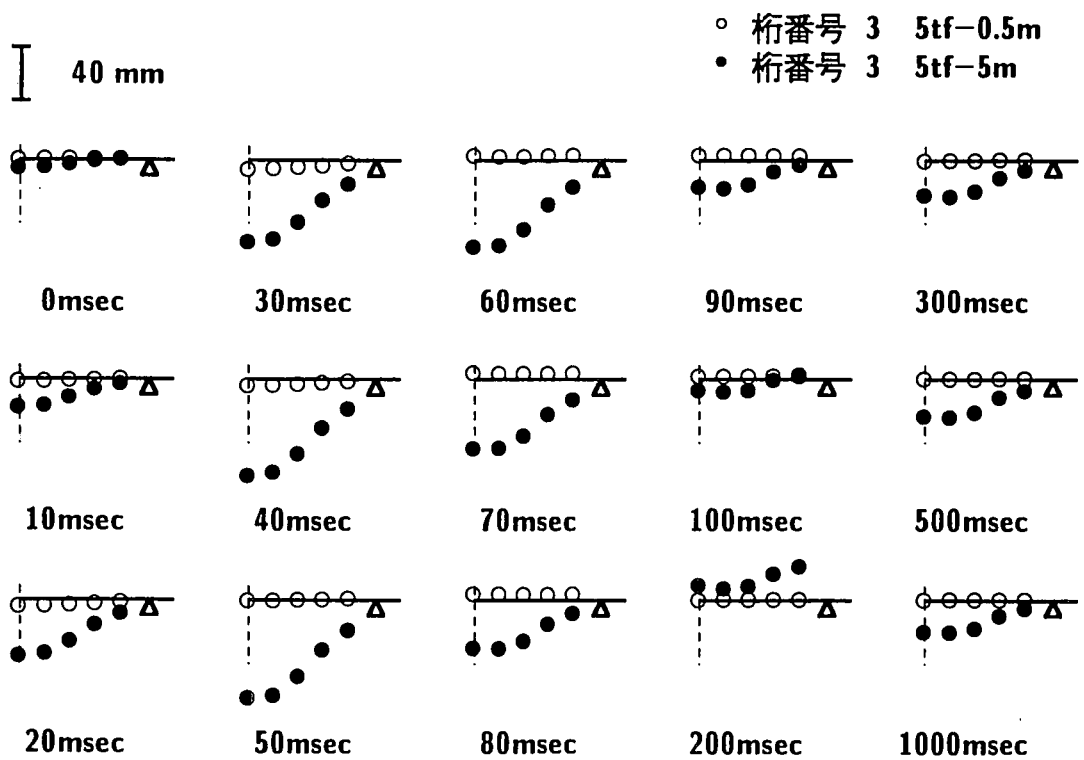


図-5 変位分布の経時変化

3.2. 繰り返し衝撃载荷実験

a) 曲げモーメント及び変位の経時変化

図-4 に桁番号 3 の実験から、重錘落下高さ 50 cm 及び 5 m の場合の曲げモーメント分布の経時変化を示している。落下高さ 50 cm の場合には残留変位がほとんどなく、ほぼ弾性的に挙動している状態であることがわかる。曲げモーメント分布は、落下高さが低く桁の低次モードが卓越するため分布荷重載荷時と同様の分布性状を示している。

一方、落下高さ 5 m の場合は、歪、変位の計測可能な最大落下高さであるが、衝撃の初期 (5 msec) で、両支点部付近に負の曲げモーメントが発生し、支間の短い両端固定梁のような挙動をしていることがわかる。支間に衝撃エネルギーが十分伝達されてからは低次の振動状態に移動し、かつ、載荷中心部に局所的に大きな曲げモーメントが発生している。最大曲げモーメントは載荷後約 37.6 msec に発生し約 786.3 tfm を示している。この値は、断面分割法を用いて算出した桁の静的耐力 520 tfm より約 50 % 大きな値となっている。

図-5 に同一実験条件における変位分布の経時変化を示している。落下高さ 50 cm の場合には、変位は時間の経過とともに増大し、約 29.0 msec 後に

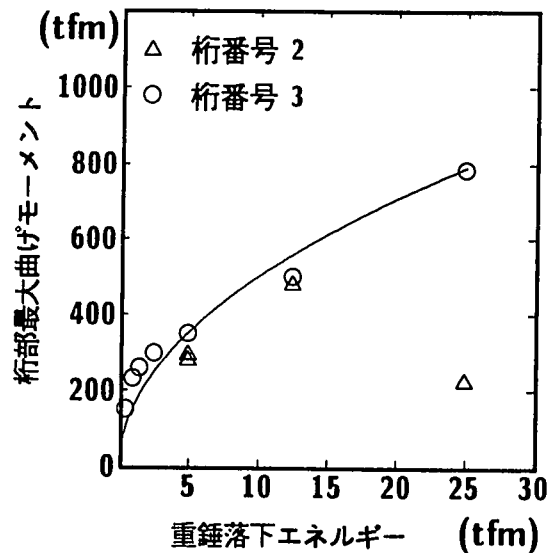


図-6 重錘落下エネルギーと最大曲げモーメントの関係

載荷点で最大約 8.3 mm の変位を示している。なお、変位分布は滑らかであり、残留変位もほとんどない。一方、落下高さ 5 m の場合には、衝撃初期において変位の載荷点近傍への集中がみられ、載荷点の最大変位は約 45.0 msec 経過後に 74.5 mm となっている。また、変位を計測した 5 m 落下終了後の累積残

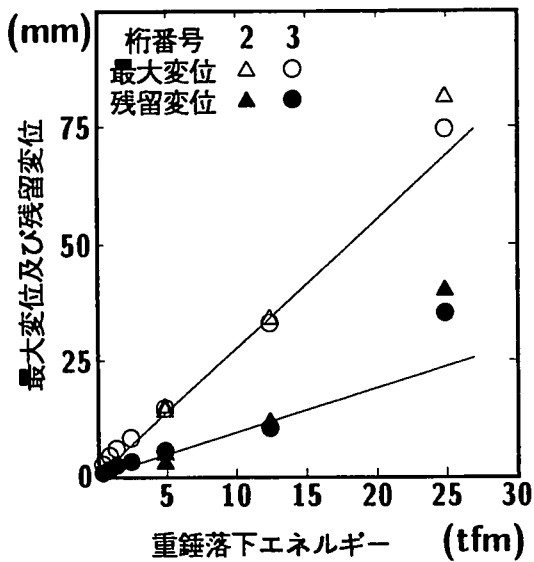


図-7 重錘落下エネルギーに対する最大及び残留変位

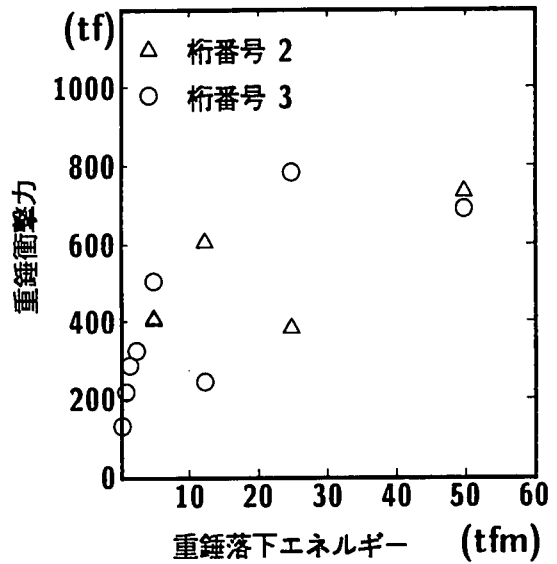


図-8 重錘落下エネルギーに対する重錘衝撃力

留変位は約 35.3 mm であり、その値は支間の 1/285 程度の値である。

先の 1/2 モデルによる実験結果 (緩衝材として 50 cm 厚の EPS 材を用いた) と比較して、本実験結果は全体の変形は小さいものの、後述のようにフランジ部の損傷が激しく、曲げモーメントが大きいことからこの時点を破壊と判断した。

b) 重錘落下エネルギーと曲げモーメント、変位及び衝撃力の関係

図-6 に衝撃荷重載荷桁の重錘落下エネルギーと最大曲げモーメントの関係を示している。落下エネルギーがごく小さい (1 tfm 程度) 時は、エネルギーが小さいにも関わらず、最大 200 tfm 程度の曲げモーメントが発生している。その後、重錘落下エネルギーの増加とともにほぼ放物線的に最大曲げモーメントも増大している。ただし、桁番号 2 で 5 m 落下時 (重錘落下エネルギー 25.0 tfm) に曲げモーメントが急激に減少しているが、この原因は不明である。

図-7 に重錘落下エネルギーと最大変位及び残留変位との関係を示している。いずれも落下エネルギーに対して 12.5 tfm まではほぼ直線的に増大しているが、25.0 tfm ではいずれもこの傾向からはずれ、より大きな変位となっている。この時の落下高さは 5 m であるが、この程度の衝撃力から桁が塑性状態に入っていることが伺える。

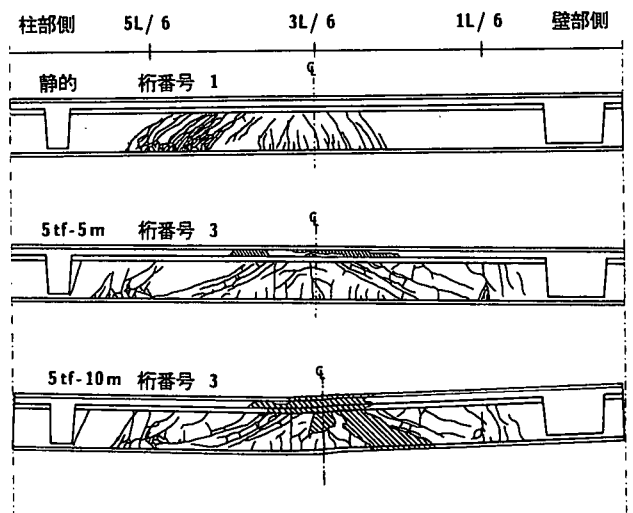


図-9 ひびわれ状況図

一方、図-8 には参考のため重錘落下エネルギーと衝撃力との関係を示している。ここで求めた衝撃力は、重錘の衝撃加速度に重錘質量を乗じて算出したものである。多少の変動はあるものの、重錘落下エネルギーが 25.0 tfm 以上ではほぼ一定の重錘衝撃力となっている。これは、25.0 tfm 以上の重錘落下エネルギーに対しては、桁の損傷のため衝撃部の剛性が低下し衝撃力が増大しないことを示している。

3.3. ひびわれ状況

図-9 には各実験終了後の PC 桁のひびわれ状況図を示している。衝撃荷重載荷実験に関しては紙面の都合により桁番号 3 の結果のみを示している。

落下高さ 10 m では、歪及び変位等の測定は不可能であったが、より大きな落下エネルギーに対するひびわれ状況を検討するため実験を行ったものである。静的載荷では、先に述べたように、柱部側 (5L/6) 近傍部にせん断ひびわれが発生したが、荷重の増大とともにこのひびわれが大きく進展し、その後桁中央部に曲げひびわれが発生した。しかしながら、最終段階においても柱部側に多くのひびわれが集中しており、壁部側のひびわれは極端に少ない。衝撃荷重載荷桁の場合は、静的載荷時と同様柱側の PC 鋼線交差部に局所的なひびわれが発生しているが、基本的には若干の曲げひびわれと載荷点近傍部に広がるせん断ひびわれが卓越している。また、頂版部の損傷も大きく、せん断ひびわれから圧縮破壊の傾向を示している。この傾向は明らかに静載荷時の性状とは異なる。10 m 落下時にはせん断ひびわれによる損傷が蓄積され、ウェブコンクリートの剝離がみられかつ鉄筋が露出している。せん断ひびわれと載荷点近傍頂版部圧壊の進行により、桁は角折状態となっている。以上より、10 m 落下時は壊滅状態であるおと考えられることから、本試験体の終局落下高さは 5 m 程度、重錘落下エネルギーで 25 tfm 程度と判断される。この値は繰り返し落下実験に基づく結果である。実構造のように単一落下の場合には損傷の蓄積がないことより、この値以上の落下エネルギーになるものと判断される。

4. まとめ

実規模 PC 覆工桁の衝撃破壊性状を検討するため、単純支持単桁としての重錘落下衝撃実験を行った。実験では、重量 5 tf の重錘を最大高さ 10 m からの落下による衝撃力を与えた。また、同一断面 PC 覆工桁による静的載荷実験も行い、静的破壊状態との比較も行った。本実験の結果から以下のようなことが明らかとなった。

- 1) 静的載荷試験による最大静的耐力約 485 tfm は、実験桁の断面性状から得られる計算値約 520 tfm より 35 tfm 小さな値であった。
- 2) 静的載荷試験では、断面の配筋等により柱部側 (5L/6) に多くのひびわれがみられ、最終的にその部分のせん断破壊となり終局に至った。
- 3) 緩衝材を設置しない本実験桁の衝撃耐力は、重量 5 tf の重錘の高さ 5 m 落下により得られる衝撃エ

ネルギー 25 tfm、重錘衝撃力 660 tf 程度と考えられる。

- 4) 本実験では、桁の破壊に比較して、頂版部圧壊による損傷が支配的である。

参考文献

- 1) 藤井智宏, 栢谷 浩, 前川孝次, 梶川康男: プレキャスト PC 桁の静的挙動とロックシェッド設計への応用, 構造工学論文集, vol.36A, pp.1293 ~ 1303, 1990.3.
- 2) 松葉美晴, 後藤吉晴, 佐藤 彰, 音田 奨, 岡畑博子, 井上理恵: 実物 PC 製シェッドの落石による破壊実験について (1), (2), 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.241 ~ 253, 1993.6.
- 3) 園田佳巨, 佐藤紘志, 石川信隆: PC 落石覆工の衝撃応答解析, 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.264 ~ 269, 1993.6.
- 4) 佐藤昌志, 西 弘明, 岸 徳光, 菅田紀之: 敷砂を緩衝材とする重錘落下による PC 多主桁の弾性挙動, 構造工学論文集, vol.40A. pp.1593~1603, 1993.3.
- 5) 菅田紀之, 中野 修, 岸 徳光, 三上 浩: PC 多主桁上に位置した新素材を用いた PC 版を有する緩衝構造の緩衝特性, コンクリート工学年次論文報告書, vol.15. No2, pp.941 ~ 946, 1993.6.
- 6) 佐藤昌志, 岸 徳光, 三上 隆, 西 弘明: 落石覆工用実大 PC 桁の衝撃破壊実験, コンクリート工学年次論文報告書, vol.16.No2, pp.943 ~ 948, 1994.6.
- 7) 西 弘明, 佐藤昌志, 岸 徳光, 松岡健一: 敷砂材を用いた実規模 PC 落石覆工の衝撃挙動, コンクリート工学年次論文報告書, vol.17.No2, pp.691 ~ 696, 1995.6.
- 8) 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.
- 9) 日本道路協会: 落石対策便覧, 日本道路協会, 1983.