

鋼・コンクリート合成サンドウィッチ落石覆道の衝撃実験について

Weight Falling Impact Test on Steel-Concrete Composite Sandwich-Type Rock-Shed

ショーボンド建設(株)

北海道開発局開発土木研究所

北海道開発局開発土木研究所

室蘭工業大学

○正 員 温泉 重治 (Shigeji Onsen)

正 員 池田 憲二 (Kenji Ikeda)

正 員 今野 久志 (Hisashi Konno)

正 員 岸 徳光 (Norimitsu Kishi)

1. はじめに

わが国の地形は、周囲が海に囲まれ、また、陸地にあたっては急傾斜地が多く、このため、土砂災害が極めて多発している。

道路も生活に密接に関わっていることから、このような災害を発生させる場所を避けることができず、したがって、この種の災害から交通車輛の安全確保は極めて重要である¹⁾。

筆者らは、道路のロックシェッドに鋼コンクリート合成サンドウィッチ頂板と鋼管柱にコンクリートを充填し、さらに、壁コンクリートを一体化させた構造体を提案し、研究開発を行っている²⁾³⁾⁴⁾。

この構造体の特徴は、①頂板厚さが薄いにも関わらず、押し抜き破壊が生じない。② ①の理由によって、焼化性が高いことから、効率よく落石衝撃エネルギーを吸収するため、設計荷重を小さくできる。③頂板鋼殻部および柱は、工場で製作するため、工期短縮に有効である。④コスト縮減が期待できる。

しかし、既往の研究では、弾性領域もしくは若干塑性域に入った状態での実験にとどまっており、終局限界での挙動の把握は不十分であった。

本論は、終局限界状態の確認および繰り返し載荷と単載荷の差異に着目して、実規模供試体による重錘落下衝

撃実験を実施した結果について、報告するものである。

2. 実験概要

2.1 供試体

供試体は、図-1に示すように、車輛空間が幅員方向9m、高さ4.5m確保されるような頂板幅1.9m、頂板厚0.318m、壁側コンクリート厚1.1mの規模のものを作製した。

頂板の上鋼板は、SS400の厚さ9mm、下鋼板は、SM490YBの厚さ9mmを用い、サンドイッチ構造のせん断伝達部材として、M22 (F10T) の高力ボルトを配置した。

高力ボルトの外側には、内径65A、肉厚7mmの圧力鋼管を配置し、ボルトとの間隙にセメントグラウトを注入している。ボルト間隔は、縦横とも20~30cmピッチである。

柱は、STKR400の角形鋼管(400×400×12)を用いた。

上記の頂板および柱は、工場で製作し実験場で架設しさらに壁と底版はアンカーボルトで固定した後、頂板と柱に高流動コンクリートを打設して、一体化を図っている。

なお、完成系はラーメン構造とするため、頂板と柱結合部には、PC鋼棒を用いて、架設時に柱1基あたり400tfの軸力を与えている。

また、緩衝材として頂板上に90cmの敷砂を敷設した。

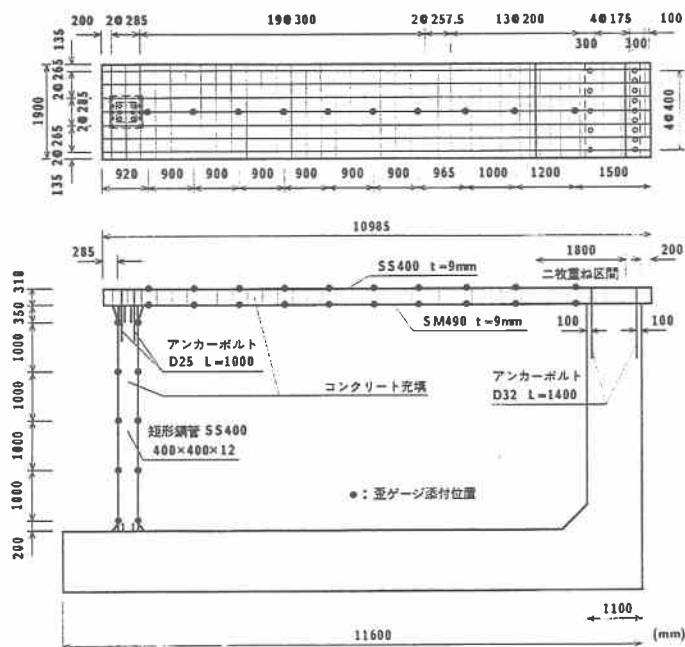


図-1 供試体の形状寸法および計測位置

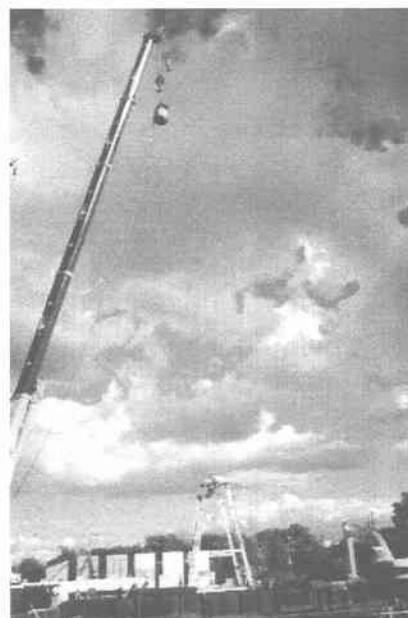


写真-1 重錘落下実験状況

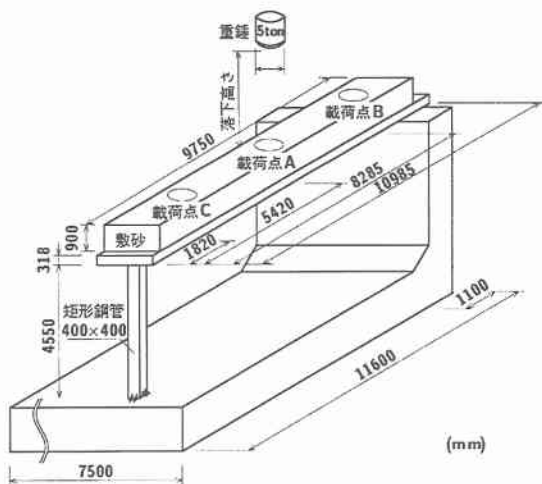


図-2 衝撃実験概要

2. 2 実験方法および実験ケース

衝撃実験としては、図-2に示すように5tfの円形重錘（衝突部は球形）を用い、写真-1に示すように支間中央部にラフタークレーンで、敷砂面より順次2.5mづつ落下高さを上げ繰り返し載荷を行った（供試体1）。供試体2は、繰り返し載荷と単載荷の比較のため、敷砂面より20mから始め、順次2.5mづつ落下高さを上げて行った。

測定項目としては、図-1に示すように重錘に取り付けた加速度計、上下鋼板と柱に貼付したひずみゲージ、頂板および柱には、レーザー変位計を設置し、計測を行った。

なお、変位測定は落下高さ22.5m以降の実験については、レーザー変位計の測定範囲を超過する可能性があったため、計測は行っていない。

3. 供試体の耐荷力の検討

実験に先立ち、供試体の終局耐力について、以下の手順により検討を行った。

- 1) 通常のRC計算により、頂版の抵抗曲げモーメント M_u を算出する。
- 2) 静的骨組解析により、単位荷重（1kN）により生じる曲げモーメントを求める。
計算では、終局であることを考慮し、頂版は内部の引張側コンクリートを無視し、柱部は全断面の剛性を用いた。
- 3) 頂版に抵抗曲げモーメントを生じさせる衝撃力（P）を2)の結果より算出する。
- 4) 重錘質量を5tonとし、過去の実験結果に基づき振動便覧式のラーメの定数を $\lambda = 400 \text{ kN/m}^2$ と仮定した場合に、3)で得られた衝撃力Pを生じる落下高さHを算出する。

なお、静的骨組解析における衝撃力の作用面積は、落石対策便覧⁵⁾に従い決定した。

・頂版の曲げ耐力

頂版下側鋼板の降伏応力度は、材料のミルシートから $\sigma_{sy} = 393.2 \text{ N/mm}^2$ であり、緩衝材等による死荷重応力度を $\sigma_d = 117.7 \text{ N/mm}^2$ として頂版の曲げ耐力を算出すると、

$$\begin{aligned} M_u &= A_s \cdot (\sigma_{sy} - \sigma_d) \cdot H \\ &= 9 \times 1,900 \times (393.2 - 117.7) \times 300 \\ &= 1,413 \text{ kNm} \end{aligned}$$

・静的骨組解析による結果

単位荷重に対する計算結果は以下のとおりである。

頂版中央部曲げモーメント： $M_{\text{unit}} = 1.1405 \text{ kNm}$

頂版中央部変位： $\delta_{\text{unit}} = 0.0268 \text{ mm}$

したがって、抵抗曲げモーメント発生荷重（P）は、

$$\begin{aligned} P &= (M_u / M_{\text{unit}}) \times 1 \text{ kN} = (1,413 / 1.1405) \times 1 \text{ kN} \\ &= 1,239 \text{ kN} \end{aligned}$$

同様に頂版中央部変位（ δ_c ）は、

$$\delta_c = 1,239 \times 0.0268 = 33.2 \text{ mm} \quad \text{となる。}$$

・重錘落下高の算定

落石対策便覧に示されている衝撃力の算出式

$$P = 2.108 (m \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \quad \text{より}$$

$P = 1,239 \text{ kN}$, $m = 5 \text{ ton}$, $g = 9.8 \text{ m/sec}^2$, $\lambda = 400 \text{ kN/m}^2$ の時の落下高Hを逆算すると、 $H = 10 \text{ m}$ となる。

4. 実験結果および考察

4. 1 最大重錘衝撃力

最大重錘衝撃力は、重錘が敷砂上に衝突したときの加速度に重錘質量を乗じた値で、両供試体の各落下高と最大重錘衝撃力（以降、重錘衝撃力と記述する）との関係を図示すれば、図-3のとおりである。

図中には、前述の衝撃力算出式においてラーメの定数を $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$, 400 kN/m^2 とした場合の衝撃力を併せて示している。

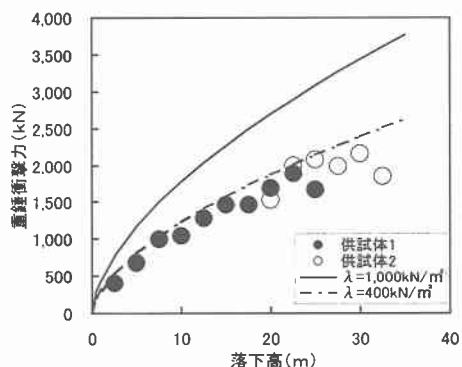


図-3 重錘衝撃力と落下高の関係

図-3より、以下のことが読みとれる。

- ① 上述の振動便覧式のラーメの定数（ λ ）は、RCおよびPC構造では、 $\lambda = 1000 \text{ N/m}^2$ と規定されているが、本構造を用いた場合では、 $\lambda = 400 \text{ N/m}^2$ が上限値となった。
- ② 繰り返し載荷を行った供試体1と単載荷を行った供試体2の重錘衝撃力は、顕著な差異が認められなかった。
- ③ 落下高さが15mを超えると、重錘衝撃力の増加率はしだいに低下する傾向を示している。

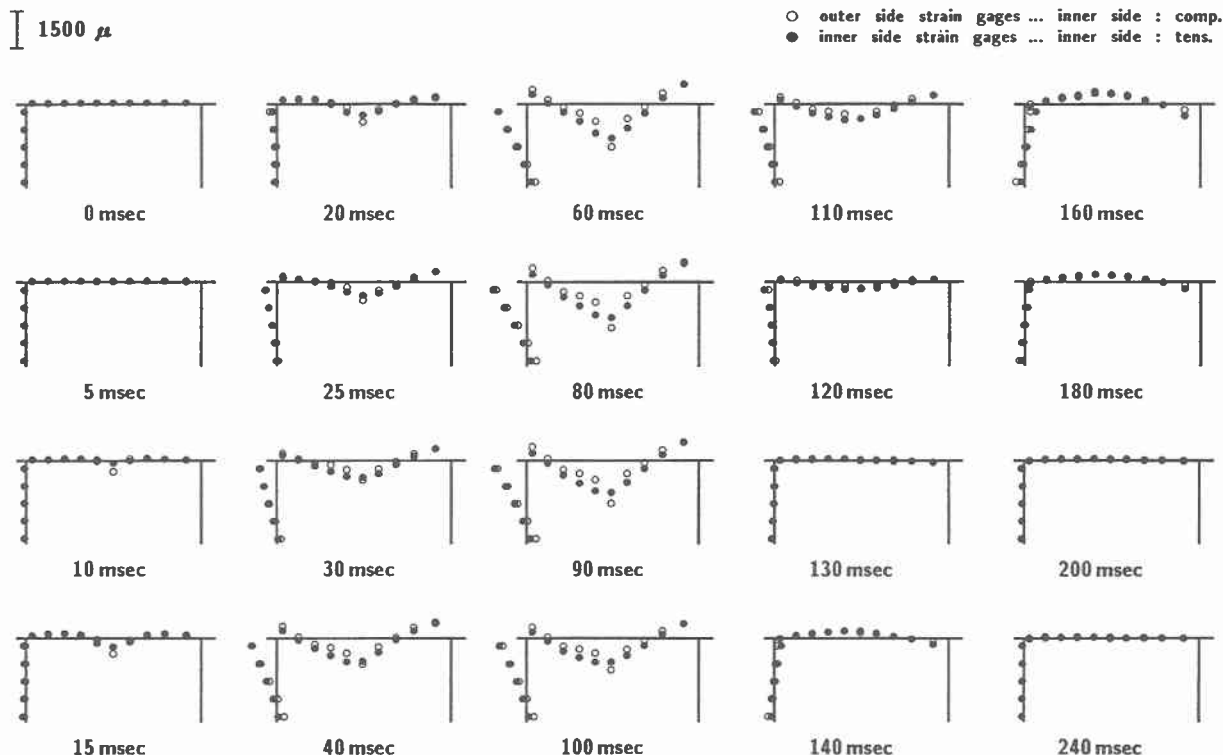


図-4 落下高10mの場合のひずみ分布の経時変化

4. 2 頂板および柱部のひずみ分布

図-4には、落下高10mで載荷時の頂版部上下縁、柱部内外縁鋼板ひずみ分布の経時変化を示している。図には外側鋼板ひずみを○印（内側圧縮ひずみ）、内側鋼板ひずみを●印（内側引張ひずみ）で示している。

図より、載荷点にひずみが集中する傾向が示されており、特に載荷点中央部の頂版上縁ひずみが大きい。また、頂版中央部のひずみは時間の経過とともに頂版中央部から頂版端部、さらに柱部へと伝播し応答値が増大していく様子が示されており応答開始後130msec以降では、リバウンドにより頂版部のひずみ分布が負の載荷状態となっている。頂版部の最大ひずみは、圧縮側で応答開始後76.8msec経過後に $-1,897\mu$ 、引張側で応答開始後74.2msec経過後に $1,472\mu$ であった。ひずみ分布は全体として頂版上下縁、柱内外縁でほぼ同様の分布を示している。

また、上述の計算によれば、落下高さ10mで下鋼板の降伏が生じると推定されていた。実測のひずみは、ほぼ計算結果と一致していることから、推定計算は、ほぼ妥当であったものと思われる。

4. 3 最大変位と落下高さの関係

頂版中央部における最大変位と落下高との関係を、図-5に示す。

図-5より、以下のことが読みとれる。

- ①最大変位は、下鋼板の降伏（H=10m）を超えた落下高さ17.5m付近までは、ほぼ落下高さに比例して増加し、その後は、急激に増加している。
- ②落下高さと重錘衝撃力とは、比例関係にないことから、たわみは荷重に対して漸増しているといえる。

これは、頂板内部のコンクリートのひび割れが、頂

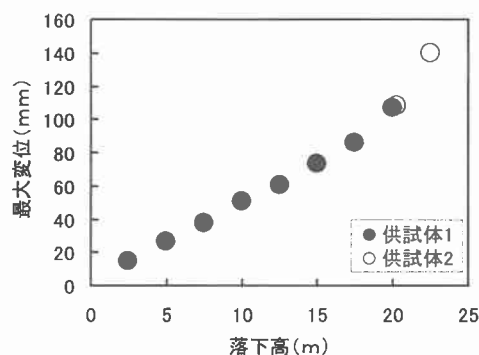


図-5 最大変位と落下高の関係

板全体に広がって剛性低下を生じているものと考えられる。

- ③繰り返し載荷を行った供試体1と単載荷を行った供試体2の最大変位は、顕著な差異が認められなかった。

- ④落下高さ10mにおける最大変位は51mmであり、上述の計算値(33.2mm)と比較して、大きい値となった。これは、部材の骨組み解析において、頂板の剛性評価を弾性的にRC計算に従い、単に引張域のコンクリートを無視して行ったことによるもので、部材の長さ方向で損傷が異なること、剛性の違い（支間中央、頂板と壁・柱部の節点を含めて）を反映していないためと考えられる。

4. 4 残留変位と落下高さの関係

頂板中央部における残留変位と落下高さとの関係を、図-6に示す。

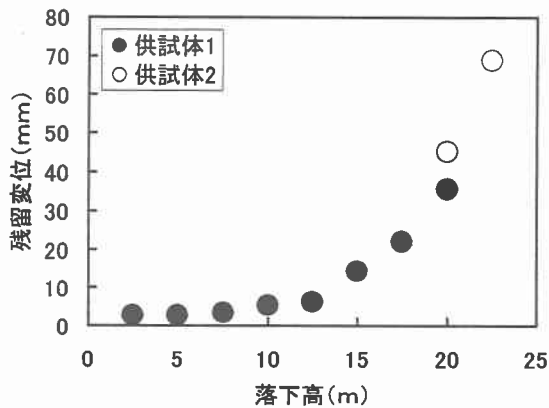


図-6 残留変位と落下高との関係

図より、落下高さ12.5mまでは、残留変位はそれほど大きくないが、12.5mを超過すると急激に増大している。

上述のように、下面鋼板が降伏したことに加え、頂板コンクリートのひび割れ幅が拡大して、剛性の低下を生じたためではないかと考えている。

なお、供試体2の落下高さ22.5mの時の残留たわみは、68.6mmであった。

4. 5 終局状態

供試体1については、落下高25mにおいて緩衝材設置用の鋼製型枠が大きく変形し、実験の継続が困難になったため、供試体が破壊に至る前に実験を終了している。したがって、落下高さ32.5mまで実施した供試体2について、実験終了後の破壊状況を以下に述べる。

- ①頂板中央（荷点近傍）の上鋼板が、ボルトとボルトの中間で座屈を生じるとともに、コンクリートには、幅10mm程度のひび割れが生じていた（写真-2）。
- ②頂板と壁部との接合部において、写真-3に示すような、幅の大きいせん断ひび割れが発生した。
- ③頂板下面鋼板および柱部には、損傷は見られなかった。
- ④実験終了後の頂板の残留変位は、50cm程度であった。

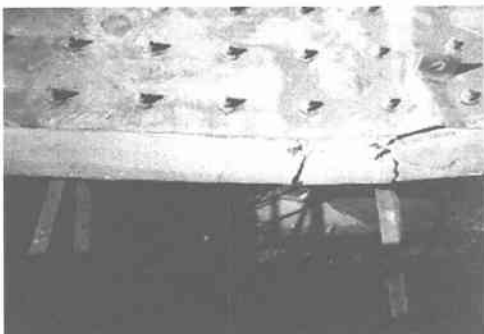


写真-2 頂板中央の状況(供試体2)



写真-3 頂板と壁の接合部の状況（供試体2）

5. まとめ

鋼・コンクリート合成落石覆道の終局時の破壊形態を確認することを目的として実規模供試体を用いた重錘落下衝撃実験を実施し、以下の結論を得た。

- ①重錘衝撃力の最大値は、衝撃力算定式のラーメ定数を $\lambda=400\text{kN/m}^2$ として評価することができる。
- ②頂版下面鋼板が降伏する重錘落下高は、静的骨組計算により推定可能である。
- ③頂版上面鋼板が座屈する重錘落下高は、上記降伏落下高の3倍以上である。
- ④本供試体を倒壊させるためには、さらに大きな衝撃力の作用が必要であり、実構造のように道路軸方向に頂版部を連結した場合には、破壊までの安全余裕度はさらに大きいものと考えられる。

6. あとがき

筆者らは、今回の頂板を梁とした実験、今回の頂板を4個組み合わせた版の実験、さらに前記と同様の頂板を単純支持した梁供試体による重錘衝撃力と伝達衝撃力との関係を調べた実験を行ってきた。

これらの一連の実験をとおして、今後は設計に反映するために、合理性を失わず、かつ、簡便な設計方法の確立に努力して行きたいと考えている。

また、コスト縮減が叫ばれている今日、改良や改善についてもさらに検討を加えていくつもりである。

参考文献

- 1) 土木学会：ロックシェッドの耐衝撃設計，構造工学シリーズ8，1998. 11
- 2) 近藤悦郎，温泉重治，佐藤昌志，今野久志，岸徳光：鋼合成サンドイッチ構造を用いた落石覆道の開発，土木学会北海道支部論文報告集，第55号(A)，pp. 80-83，1999. 2
- 3) 池田憲二，今野久志，温泉重治，岸徳光：実規模鋼・コンクリート合成ロックシェッドの重錘落下衝撃実験，第5回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，pp. 245-250，2000. 6
- 4) 近藤悦郎，池田憲二，今野久志，温泉重治，岸徳光：実規模ハーフプレハブ鋼・コンクリート合成落石覆道に関する重錘落下実験，第4回復合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp. 259-262，1999. 11
- 5) 日本道路協会：落石対策便覧，1983. 7