

砂および砂質地盤の落石衝撃力に対する緩衝機序について

A study of Butter mechanism to the falling rock impact on sand & sandy foundation

松葉美晴*

Yoshiharu Matsuba

*新日本コンサルタント株式会社インフラ保全部構造技術 G 顧問 (〒930-0857 富山市奥田新町 1-23)

キーワード: 落石衝撃力、砂の衝撃緩衝機序、粒径加積曲線

Keywords: falling rock impact, butter mechanism on sand, grain size accumulation curve

1. 研究概要

落石防護工などの防災施設設計において、設計対象である落石衝撃荷重の算定式として、近年は落石対策便覧で提示されている、いわゆる「便覧式」が多く用いられる。しかし、これは落石衝撃荷重に関する多くの知見が得られていなかった時代に、ヘルツの完全弾性体の衝突理論を基に、計算条件に強引な仮定を施して導かれたもので、砂質土の実際の動的挙動を反映したものではない。したがって、使用にあっては、いくつかの混乱が見られる。特に、使用砂の土質特性が明らかではなく、明確な物性規定がなされていない。理論式は、砂の物性を強引に仮定して導かれているが、具体性がないため、実証実験でも多くの異論が出ている。

これを受け、ここでは、砂の物性を主体にした緩衝効果を想定して、砂と落石との衝突におけるエネルギーの授受を理論的に求めることを試みた。衝撃荷重を受けた砂層の挙動は、従来から幅広く研究されている「地盤の支持力」公式を参考にしている。

2. 緩衝材とは

防災施設における緩衝材とは、「飛翔体の運動エネルギーを、直接設計対象物に伝えるのではなく、飛翔体の運動エネルギーから緩衝材と呼ばれる部材特性の破壊または変形に要するエネルギー分を消費させ、その残存エネルギーを対象物に伝える役目を果たすものである」と、ここでは定義する。

したがって、古くから衝突物への緩衝帯として用いられている砂質土にもこの緩衝機序があるはずで、防災構造物設計においては、緩衝機序を通じて伝えられる衝撃荷重を用いて、対象物の安全性を検討することが肝要である。

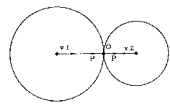
ところが、今までの設計荷重算定式として使用されている落石衝撃力計算は、砂質土の緩衝機序を考慮した算定式とはなっていない。

「便覧式」は、誘導時に設定された条件下での実証実験の範囲内では、設計用の衝撃算定式として問題はないようであるが、実証実験範囲外では、その結果を十分に説明するものとはなっていない。

3. 便覧式の誘導条件の再確認と使用限界

便覧式誘導の元となったヘルツの球体間圧力問題の衝突荷重 P は、下記の通りである。

$$P_{max} = n^{2/5} \cdot \left(\frac{5}{4} \cdot v_0^2 \cdot \frac{m_1 \cdot m_2}{m_1 + m_2} \right)^{3/5} \quad (式 1)$$

$$\left\{ \begin{aligned} n &= \frac{4}{3\pi} \cdot \frac{1}{K_1 + K_2} \cdot \left(\frac{R_1 \cdot R_2}{R_1 + R_2} \right)^{1/2} \\ K_1 &= \frac{1 - \nu_1^2}{\pi \cdot E_1} \\ K_2 &= \frac{1 - \nu_2^2}{\pi \cdot E_2} \end{aligned} \right.$$


$R_1 \cdot R_2$; 両球の半径
 $E_1 \cdot E_2$; 両球の縦弾性係数 (ヤング係数)
 $\nu_1 \cdot \nu_2$; 両球のポアソン比
 $m_1 \cdot m_2$; 両球の質量
 v_0 ; 両球の衝突相対速度

一方、誘導された便覧式は下記の通りである。

$$P = 2.455 \cdot \lambda^{2/5} \cdot W^{2/3} \cdot H^{3/5} \quad (式 2)$$

(※ 上式の単位は CGS 単位である)

この誘導のために、下記の条件設定を行っている。

- ① 落石 1 ~ $E1 = \infty$ 、 $\therefore K1 = 0$
- ② 落石 2 ~ $\rho r = 2.6 \text{ tf/m}^3$

③ 敷き砂～ $R2=\infty$ 、 $m2=\infty$ 、 $\nu 2=1/4$

④ 敷き砂～ $\lambda = 2/5 \cdot E2$

特に注意すべき点は、敷き砂の質量無限大である。

半無限長の平面面積を持ち、半無限長の敷き厚さ（以下、無限厚および有限厚と呼ぶ）があるとされている。

（※ こういう設定は、実証実験では無理である。）

また、落石荷重では、単位体積重量 ρr としているので、実験の重錘円形直径は、重錘重量 W から逆算された直径 ϕf にする必要である。

便覧では、実証実験の範囲（ $W=1 \sim 5 \text{tf}$ 重、落下高さ $H=10 \sim 30 \text{m}$ 、敷き砂均等係数 $Uc=2.35$ ）では、

① 敷き砂厚 $>$ 落石直径 ϕ なら、敷き砂を無限厚とした便覧式で算出の衝撃力となる。

② この時の λ の値は、 $\lambda = 100 \text{tf}/\text{m}^2$ である。

③ 敷き砂厚 $<$ 落石直径 ϕ の場合は、便覧式計算結果に割り増し係数をかける必要がある。

という結論を得ている。

以上から、下記のことが言える。

① 便覧式で算定する落石衝撃力で設計する場合は、使用敷き砂は、均等係数 $Uc=2.6$ 近傍で、 $\lambda = 100 \text{tf}/\text{m}^2$ となる土質特性値を持つ砂を使用する必要がある。

② 実証実験においても、重錘直径は、 $\rho r=2.6 \text{tf}/\text{m}^3$ として重錘重量 W から逆算される直径とする必要がある。

設計においても、実証実験においても、便覧式誘導の過程で設定された条件を満たす必要があり、条件を満たさない場合での便覧式の使用は、衝撃力の大きさについての確かな答えを導き出せないため、誤った判断をする可能性がある。

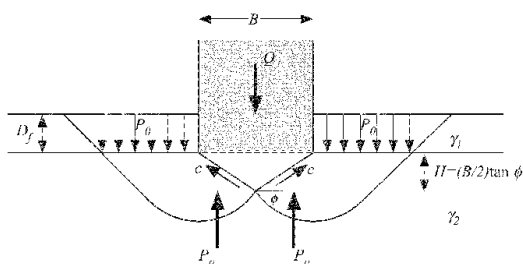
特に、砂層は有限厚であるため、衝撃力に対しては、常に補正が必要である。

しかし、**設定条件外**の要素による結果について、その起因するすべてを、ラーメ定数 λ に求めるのは、便覧式の本質から外れるものとする。

4. 地盤の支持力公式について

地盤の支持力について知ることは、建造物を設計施工する上で、非常に重要で、また基本的な要素である。

浅い基礎の支持力に対して、テルツァギーは、下記の基本的な概念で、地盤の支持力公式を導いた。



文献の表現を引用すると、「幅 B の基礎が作用する力は、基礎自体の持つ力 (Q) とそれによって形成される三角くさび（底辺 B の二等辺三角形で、角度が内部摩擦角 ϕ となる）の合力と、これを受動土圧 Pp と粘着力 C で支えることになる。」と定義できる。

以上を釣り合い式で示すと、

$$Q + \frac{1}{4} \gamma_2 B^2 \tan \phi = 2P_p + Bc \tan \phi \quad (\text{式 } 3)$$

ここに、受動圧係数 K_p と $H = B/2 \cdot \tan \phi$ を代入し整理すると、

$$Q = \frac{1}{2} \gamma_2 B^2 N_r + p_0 B N_q + Bc N_c \quad (\text{式 } 4)$$

支持力 Q は、基礎底面自重による受動土圧と根入れ土かぶり圧の受動土圧抵抗および地盤の粘着力による抵抗の合力で示される。

上式右辺の各項それぞれの係数について、テルツァギーは解析的に導いて、下記のように示した。

$$N_r = \frac{1}{2} \tan \phi \left(\frac{K_p}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

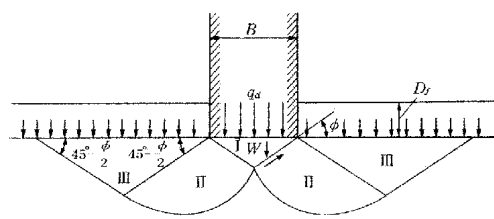
$$N_q = \frac{1}{1 - \sin \phi} \exp \left(\frac{3}{2} \pi - \phi \right) \tan \phi \quad (\text{式 } 5)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi}$$

各係数は、いずれも内部摩擦角 ϕ に依存している。

以上の極限支持力 Q は、地盤の破壊荷重として捉えることができるので、落石が敷き砂に貫入する時々刻々の「敷き砂のせん断破壊形状および衝撃荷重」と見なせる。

（式 4）、（式 5）は、支持力公式の基本式であるが、これらを改良して実際の構造物設計の運用に適した後述の実用式が用いられることが多い。



ここに、領域 I：ランキング土圧の主動状態

領域 II：側方および斜めに流動する過渡域

領域 III：ランキング土圧の受動状態で

地表面に盛り上がりを見せる。

$$Q = C \times N_c + \gamma t \cdot B / 2 \times N_r + \gamma c \cdot Df \times N_q \quad (\text{式 } 6)$$

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi \\ N_q = \tan^2 \left(\pi/4 + \phi/2 \right) \times e^{(\pi \times \tan \phi)} \\ N_r = (N_q - 1) \cdot \tan (1.4 \phi) \end{cases} \quad (\text{式 } 7)$$

この時、地盤の破壊が、全般せん断か、局部せん断かを判断する必要があるが、判定は一般的には困難なため、国土交通省は、その区別がないテルツァギーの修正公式を定めている。

$$q = \alpha C \times N_c + \beta \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \times N_r + \gamma_2 \cdot D_f \times N_q \quad (式 8)$$

γ_1 は基礎底面地盤の単位体積重量、 γ_2 は基礎底面より上方地盤の単位体積重量、 α および β は、「形状係数」で単位はなし。 η は寸法効果で、 $1/B^3$ である。

| 荷重面の形状 | 連続 | 正方形 | 長方形 | 円形 |
|----------|-----|-----|--------------|-----|
| α | 1.0 | 3.0 | $1.0+0.3B/L$ | 1.3 |
| β | 0.5 | 0.4 | $0.5-0.1B/L$ | 0.3 |

B: 長方形の短辺長さ, L: 長方形の長辺長さ

この時、支持力 Q は、

$$Q = q \times A \quad (\text{基礎底面積})$$

で表される。

また、一様な地盤上の基礎の即時（載荷時に発生）沈下量は、地中応力の理論解に基づいて、下記の式が挙げられている。（ポンプ場規定）

$$S_E = I_G \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot q \cdot B \quad (式 9)$$

ここに、 S_E : 即時沈下量 (m)

B: 基礎の短辺長さ (円の場合は直径) (m)

q: 基礎の平均荷重度 (kN/m²)

E: 地盤のヤング係数 (kN/m²)

I_G : 基礎底面の形状と剛性によって決まる沈下係数

L: 基礎の長辺長さ (m)

表-15.4 沈下係数 I_G

| 底面形状 | 基礎の剛性 | 底面上の位置 | | I_G |
|-------------|----------|--------|---|-------|
| | | 中 | 央 | |
| 川 (直径 B) | 0 | | | 1 |
| | | 辺 | | 0.61 |
| | ∞ | 全 | 体 | 0.79 |

さらに、「建築基礎構造設計指針」（日本建築学会）では、有限厚の地盤上の基礎即時沈下量をシュタインプレナーの近似解を応用して、下記の式を挙げている。

$$S_E = \mu_H \cdot \frac{q\sqrt{A}}{E} \quad (式 10)$$

ここに、 S_E : 即時沈下量 (m)

A: 基礎の底面積 (m²)

q: 基礎の平均荷重度 (kN/m²)

E: 地盤のヤング係数 (kN/m²)

ν : 地盤のポアソン比 B: 基礎の短辺長さ (m)

L: 基礎の長辺長さ (m) A: 基礎の底面積 (m²)

H: 地層の厚さ (m)

μ_H : 地盤のポアソン比、厚さ及び基礎底面の

形状によって決まる沈下係数

| ν | H/\sqrt{A} | | 備考 | |
|-------|--------------|-------|-------|------------------|
| | L/B | 0.5 | | 1 |
| 0.5 | 1 | 0.125 | 0.267 | 飽和した粘性土 |
| | 2 | 0.125 | 0.257 | |
| | 5 | 0.122 | 0.223 | |
| 0.3 | 1 | 0.214 | 0.379 | 砂質土 関東ローム |
| | 2 | 0.210 | 0.364 | |
| | 5 | 0.195 | 0.313 | |
| 0.15 | 1 | 0.259 | 0.433 | 間隙比の大きい 関東ローム |
| | 2 | 0.254 | 0.416 | |
| | 5 | 0.231 | 0.357 | |

無限厚敷き砂の応力ひずみ関係

(式 8) (式 9) を用いて、落石直後の敷き砂の発生荷重 Q1 と貫入量 $\Delta Z1$ = 沈下量 (ひずみ) が計算できる。さらに、(式 8) において、上載荷重厚 = 貫入量 $\Delta Z2$ と考えれば、単位数量 1 m の貫入量の場合の支持力荷重 Q2 (= 応力) が算出される、この 2 点から、無限厚の敷き砂の「応力ひずみ関係式」= 直線勾配を求め、重錘の落下エネルギー (= 位置エネルギー) と同じ大きさの「荷重～変位」エネルギー面積から、重錘による、最大貫入量と最大衝撃力が算出することが出来る。

5. 無限厚敷き砂での落石衝撃力の試算

ここでは、便覧式で計算される値と、前項で述べた敷き砂の応力ひずみ関係 (= 荷重・貫入量関係) から導かれる重錘荷重を比較し、その妥当性を評価するものとする。

まず、敷き砂の条件としての土質定数 (特性) を、便覧式で想定される値と同定させる必要がある。

現在、土工指針で示される各種構造物設計で使用される地盤の土質定数は、直接試験からではなく、標準貫入試験 N 値を基本要素とした推定式で、推定利用されことが多い。

$$\text{内部摩擦角: } \phi = \sqrt{(20 \times N) + 15} \quad (\text{度}) \dots \text{式①}$$

$$N \text{ 値の逆算: } N = (\phi - 15)^2 / 20 \dots \text{式②}$$

$$\text{弾性率: } E_s = 1400 \times N \quad \text{KN/m}^2 \dots \text{式③}$$

(※ ただし、正規圧密された砂の場合)

$$\text{ラーメ定数: } \lambda = 2/5 \times E_s \quad \text{KN/m}^2 \dots \text{式④}$$

以上の推定式から、内部摩擦角 ϕ を変動させて、 $\lambda = 100 \text{tf/m}^2$ (= $\times 10 \text{KN/m}^2$) に近いものを探すと、

$$\phi = 21 \text{度}$$

$$N = 1.8 \quad (\text{地盤の表層近傍の } N \text{ 値に近い})$$

$$E_s = 252 \quad \text{tf/m}^2$$

$$\lambda = 100.8 \quad \text{tf/m}^2$$

を得る。

以上から、便覧式の敷き砂の物理定数 = 内部摩擦角は、 $\phi \approx 20$ 度であることが分かる。

よって、本検討では、 $\phi = 21$ 度、 $E_s = 252 \text{tf/m}^2$ として、支持力公式で、推定することとする。

計算範囲は、W = 1、3、5 tf/個、H = 5 ~ 30m 5

m刻みとして、便覧式結果と比較する。

使用する支持力公式は、再掲すると、

$$q = \alpha C \times N_c + \beta \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \times N_r + \gamma_2 \cdot D_f \times N_q$$

$$Q = q \times A \quad (\text{基礎底面積}) \quad (\text{式 9})$$

である。

計算例として、W=3tf、H=10m の入力値を下記に示す。

| | | |
|---|----------------------|------------------------|
| α : 形状係数 (単位なし) | 円形基礎 = | 1.2 |
| β : 形状係数 (単位なし) | 円形基礎 = | 0.3 |
| η : 寸法効果 | $\eta = B^{-1/3} =$ | 0.91595 |
| γ_1 : 基礎底面地盤の単位体積重量 | | 1.8 砂 |
| γ_2 : 基礎底面より上方の地盤の単位体積重量 | | 1.8 砂 |
| B : 基礎幅 (m) | 直径D = | 1.30132 m |
| A : 基礎の底面積 | $\pi/4 \times D^2 =$ | 1.33001 m ² |
| ϕ : 内部摩擦角 | $\phi =$ | 21 度 |
| | | 0.36652 rad |
| c : 粘着力 | c = | 0 tf/m ² |
| $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$ | | 4.97826 |
| $N_q = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$ | | 2.91098 |
| $N_r = (N_q - 1) \cdot \tan (1.4 \phi)$ | | 1.07678 |

表-1.便覧式による計算結果

$$\text{※ } P = 2.455 \cdot \lambda^{2/5} \cdot W^{2/3} \cdot H^{3/5}$$

| 落石重量 | 落下高さ | ラーメ定数 | 衝撃力 | 定数 |
|------|-------|-----------------------------|---------|------------------|
| W tf | H m | λ tf/m ² | P tf | α (2.455) |
| 1.00 | 5.00 | 100 | 40.6849 | 2.455 |
| 1.00 | 10.00 | 100 | 61.6668 | 2.455 |
| 1.00 | 15.00 | 100 | 78.6514 | 2.455 |
| 1.00 | 20.00 | 100 | 93.4694 | 2.455 |
| 1.00 | 25.00 | 100 | 106.86 | 2.455 |
| 1.00 | 30.00 | 100 | 119.213 | 2.455 |
| 1.00 | 35.00 | 100 | 130.765 | 2.455 |
| 1.00 | 40.00 | 100 | 141.673 | 2.455 |
| 3.00 | 5.00 | 100 | 84.6281 | 2.455 |
| 3.00 | 10.00 | 100 | 128.272 | 2.455 |
| 3.00 | 15.00 | 100 | 163.601 | 2.455 |
| 3.00 | 20.00 | 100 | 194.424 | 2.455 |
| 3.00 | 25.00 | 100 | 222.278 | 2.455 |
| 3.00 | 30.00 | 100 | 247.973 | 2.455 |
| 3.00 | 35.00 | 100 | 272.003 | 2.455 |
| 3.00 | 40.00 | 100 | 294.692 | 2.455 |
| 5.00 | 5.00 | 100 | 118.963 | 2.455 |
| 5.00 | 10.00 | 100 | 180.315 | 2.455 |
| 5.00 | 15.00 | 100 | 229.978 | 2.455 |
| 5.00 | 20.00 | 100 | 273.306 | 2.455 |
| 5.00 | 25.00 | 100 | 312.461 | 2.455 |
| 5.00 | 30.00 | 100 | 348.581 | 2.455 |
| 5.00 | 35.00 | 100 | 382.36 | 2.455 |
| 5.00 | 40.00 | 100 | 414.255 | 2.455 |

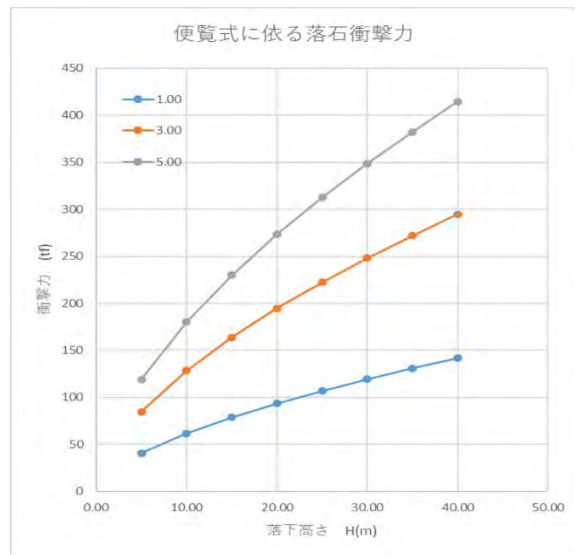


図-1.便覧式による落石衝撃力

即時沈下量は、一様な地盤として挙げられている、(式9)を用いて計算した。

※ 有限厚の即時沈下では、便覧式による結果と大きく違った値となったため、不採用とした。下表に、計算結果および比較結果を示す。

表-2.支持力公式による計算結果

| 落石重量 | 落下高さ | 貫入量 | ラーメ定数 | 衝撃力 | 便覧比率 |
|------|-------|---------|-----------------------------|-------|------|
| W tf | H m | yZ (m) | λ tf/m ² | Pt tf | Pt/P |
| 1.00 | 5.00 | 0.20365 | 100.8 | 49.1 | 1.21 |
| 1.00 | 10.00 | 0.28800 | 100.8 | 69.4 | 1.13 |
| 1.00 | 15.00 | 0.35273 | 100.8 | 85.1 | 1.08 |
| 1.00 | 20.00 | 0.40730 | 100.8 | 98.2 | 1.05 |
| 1.00 | 25.00 | 0.45537 | 100.8 | 109.8 | 1.03 |
| 1.00 | 30.00 | 0.49884 | 100.8 | 120.3 | 1.01 |
| 3.00 | 5.00 | 0.29371 | 100.8 | 102.1 | 1.21 |
| 3.00 | 10.00 | 0.41537 | 100.8 | 144.4 | 1.13 |
| 3.00 | 15.00 | 0.50873 | 100.8 | 176.9 | 1.08 |
| 3.00 | 20.00 | 0.58743 | 100.8 | 204.3 | 1.05 |
| 3.00 | 25.00 | 0.65676 | 100.8 | 228.4 | 1.03 |
| 3.00 | 30.00 | 0.71945 | 100.8 | 250.2 | 1.01 |
| 5.00 | 5.00 | 0.34824 | 100.8 | 143.6 | 1.21 |
| 5.00 | 10.00 | 0.49248 | 100.8 | 203.1 | 1.13 |
| 5.00 | 15.00 | 0.60316 | 100.8 | 248.7 | 1.08 |
| 5.00 | 20.00 | 0.69647 | 100.8 | 287.2 | 1.05 |
| 5.00 | 25.00 | 0.77868 | 100.8 | 321.1 | 1.03 |
| 5.00 | 30.00 | 0.85300 | 100.8 | 351.7 | 1.01 |

砂厚が無限厚とする便覧式による落石衝撃力と、同じ

様に支持地盤が十分に厚い場合の支持力公式を用いた落石衝撃力は、ほぼ、同様な値を示した。ただし、上記に見られる、便覧との衝撃力比率が、落石重量に関係なく、落下高さに依存している原因は、現在のところ、解明されていない。多分、支持力公式を用いた場合の、砂の応力ひずみ(=支持力と沈下量)関係を、直線勾配と仮定したことが要因ではないかと考えている。今後、準拠した計算式の内容を精査し、その妥当性を検証したいと考えている。

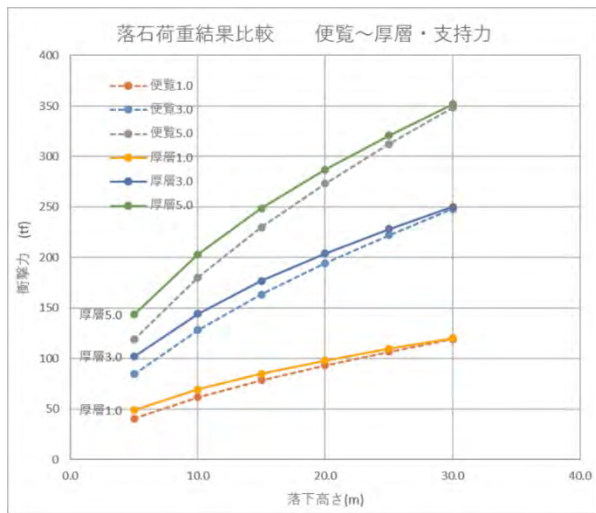


図-2.便覧式と支持力公式の落石衝撃力比較

計算結果はいくつかの疑問点があるものの、砂の破壊形状を考慮した計算方法で、十分に落石衝撃力を評価することができることが判明した。

つまり、砂の緩衝機序は、砂層表面に荷重を受けた場合に発生する受動土圧で形成される「円弧すべり面でのせん断破壊」が、その主要なものであることが証明された。

有限厚では、この円弧すべり面が、敷き砂底面の構造物表面に疎外されて形成できず、無限厚敷き砂とは違った挙動を示すため、衝撃力が大きくなる。

筆者の過去の数百回に上る落下実験の経験から、有限厚の敷き砂では、落下エネルギーが大きくなると、重錘直下の敷き砂が、ある面積範囲で非常に硬い状態で締め固まっていることが確認されている。

これは、多分、円弧滑りで横移動できなかった砂の塊であると思われ、テルツァギー理論における、主動土圧土塊とその下の円弧面外の土塊がそれである。

次項では、上記の残存土塊の要素をモデル化して、有限厚敷き砂での、落石衝撃力の算出を試みることにする。

6. 有限厚敷き砂での落石衝撃力算定式の誘導と試算

有限厚の砂層の場合、砂の円弧すべり面が、砂層底面

に抵触する場合がある。(図-4を参照)

この時の過渡域円弧すべり面の半径は、載荷重底面から、砂層底面までの距離と考えることが出来る。

これは、主動土圧で側方移動できる受動域のすべり面が砂層底面を超えて深く円弧を描けないためである。よって、この状態の時には円弧すべりに寄与しない重錘直下中心部に、重錘の圧縮鉛直力だけを受ける円柱土塊が発生する。図-3に示す通り、内部摩擦角が大きくなると、衝撃力を受ける前にはすでに、円弧すべり面が規制されていることが見て取れる。

以上から、重錘の直径と、内部摩擦角の大きさで、砂の動的挙動が変わることが確認できる。円柱土塊が発生すれば、円弧すべりによる緩衝機能と共に、3軸圧縮試験に似た円柱の圧縮反発力が発生する。この状態を、無限厚の場合を想定した便覧式では表現することは出来ない。

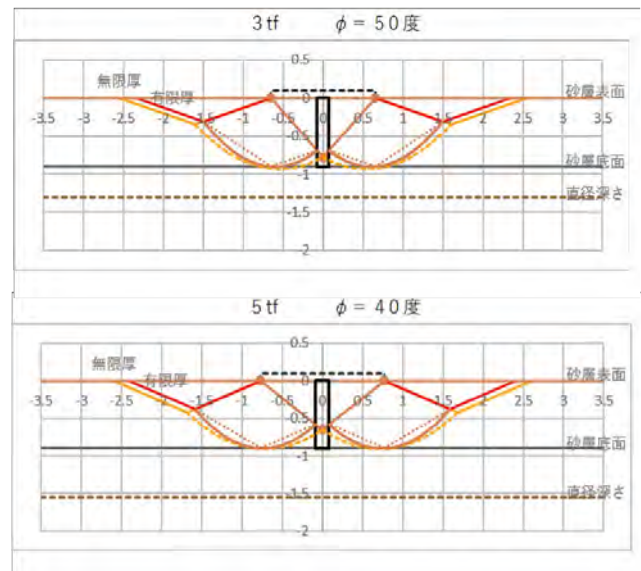


図-3.内部摩擦角と円弧すべり面および円柱土塊領域

以上から、有限厚の場合には、無限厚で使用した(式9)の右辺に、円柱土塊反発力を加え、さらに、粘着力の項は削除する。(砂としての対処)

$$Q = (\beta \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \times N_r + \gamma_2 \cdot D_f \times N_q) \times A_1 + (E_2 \cdot \sqrt{Z/T}) \times A_2 \quad (式 10)$$

この時、 \sqrt{Z} : 重錘の貫入量 (m)

T: 敷き砂厚さ (m)

E 2: 砂の弾性係数 (tf/m²)

A 2: 貫入量 \sqrt{Z} の時の円柱の面積 (m²)

A 1: 重錘底面積から、円柱土塊面積を引いた面積 (m²)

以上の状況を落石径毎に模式化して、図-5に示す。

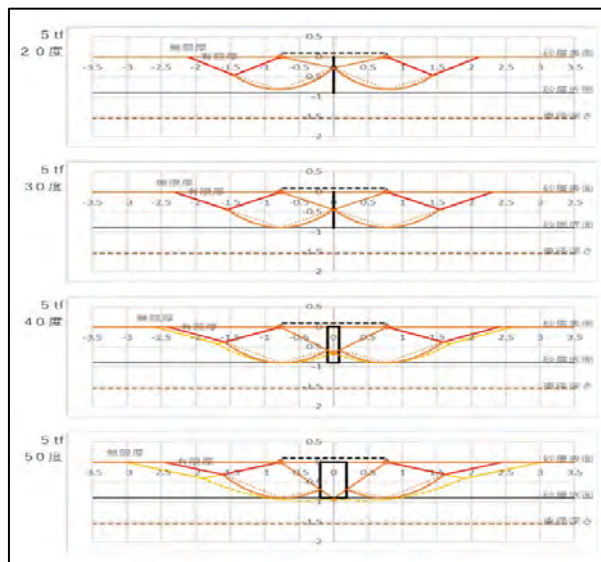
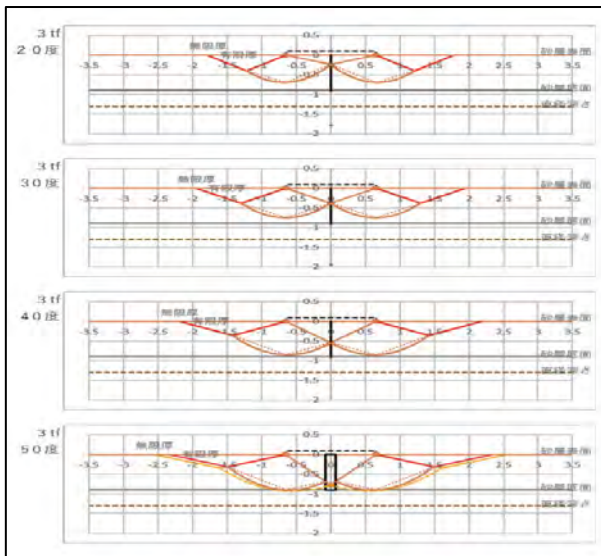
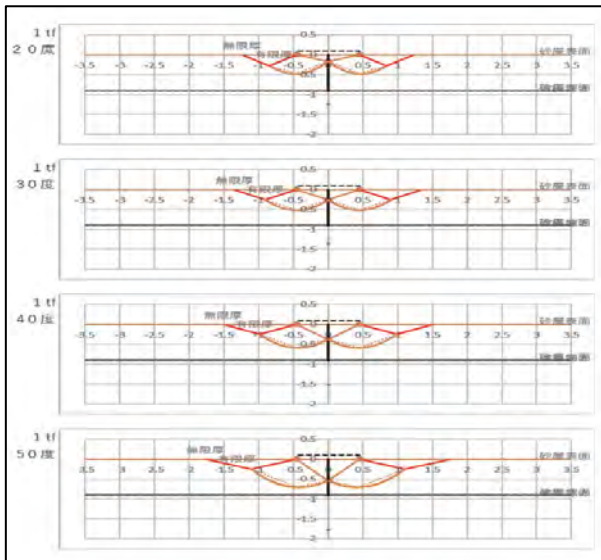


図-4.内部摩擦角と円弧すべり面 (W, ϕ : 全ケース)

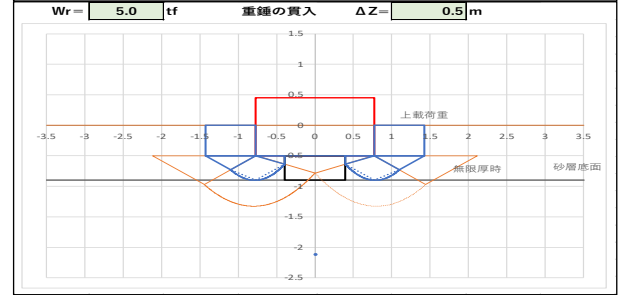
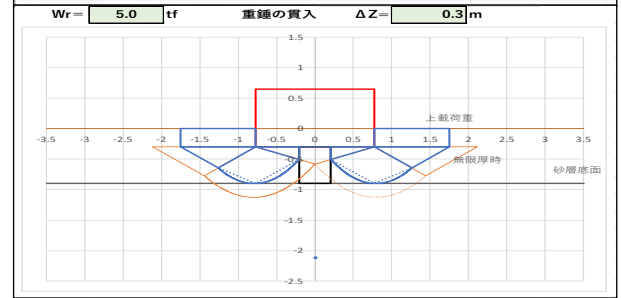
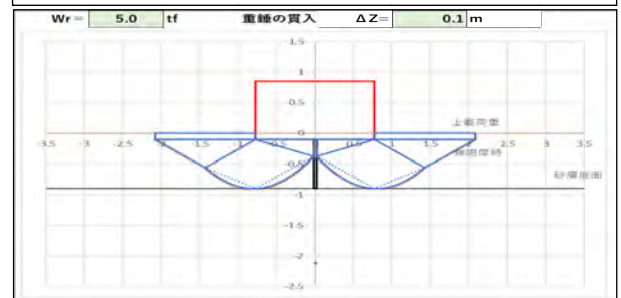
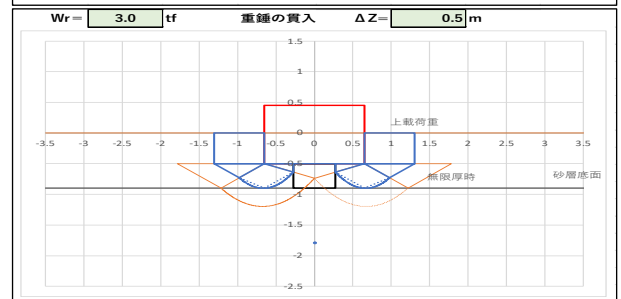
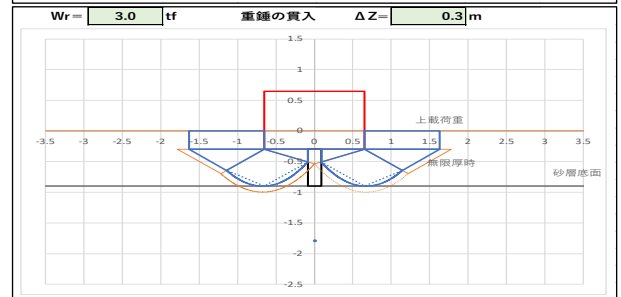
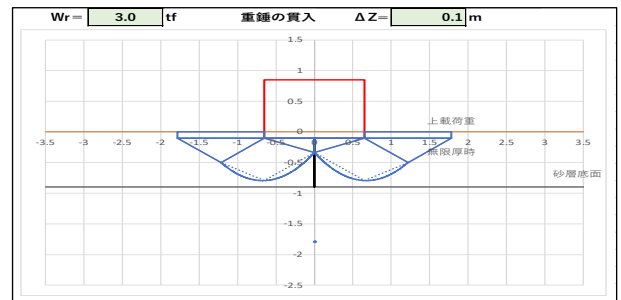


図-5.有限厚での重錘貫入量と砂層内土圧分布の状況

しかしながら (式 10) で計算した結果は、予想とは大きく外れ便覧式の割増係数を掛けた計算結果とは、ずいぶんかけ離れた値を示すものとなった。

そこで、その原因を探るべく、下記の処理を施し再計算したところ、衝撃力の発生の傾向は似てきたものの、発生衝撃力の値に大きな差がでる条件ケースが発生した。(図 6)

【式 10 での対応処理】

- ①受動土圧支持力計算の面積は直径のままとした。
 - ②円柱土塊圧縮計算では、弾性係数を体積密度に呼応するように、 $\alpha (=1/(1-e)^2)$ 倍にした。
 - ③荷重～変位で計算される砂層破壊エネルギーは、積分値ではなく変位毎の荷重を直線勾配として計算した
- 現段階では、上記の差を埋める原因は分かっていないが、下記に無限厚支持力式での結果も含めた比較表を表示する。

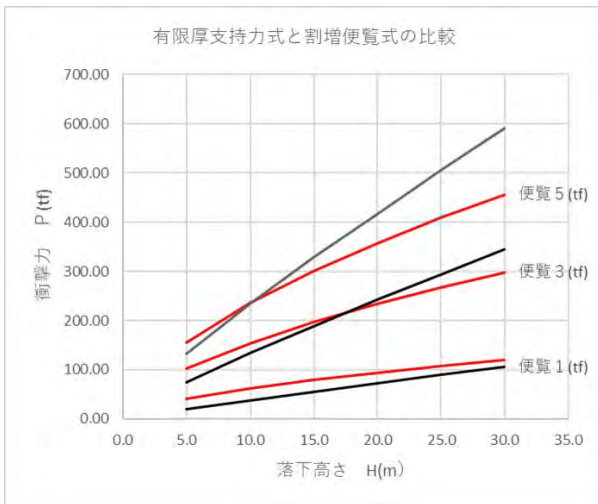


図-6. 有限厚支持力式結果と割増便覧式の結果比較

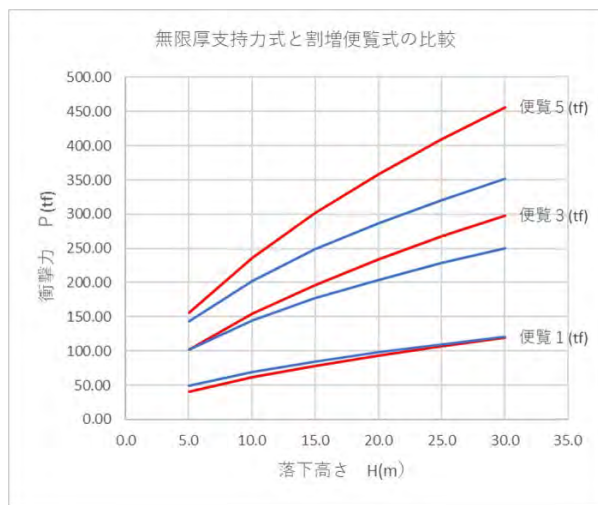


図-7. 無限厚支持力式結果と割増便覧式の結果比較

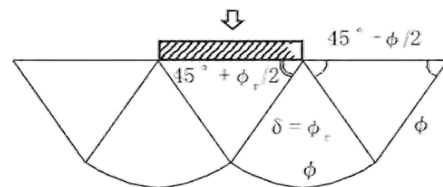
表-3.無限・有限支持力公式による計算結果比較

| 落石重量 W tf | 落下高さ H m | ラーメ定数 λ tf/m ² | 便覧衝撃力 P tf | 有限厚 割増係数 | 補正便覧式 | 無限厚支持力 | 有限厚支持力 |
|--------------|-------------|--------------------------------------|---------------|-------------|--------|--------|--------|
| | | | | | P tf | Pt tf | Pf tf |
| 1.0 | 5.0 | 100.0 | 40.68 | 1.0013 | 40.74 | 49.10 | 20.25 |
| 1.0 | 10.0 | 100.0 | 61.67 | 1.0013 | 61.74 | 69.44 | 38.15 |
| 1.0 | 15.0 | 100.0 | 78.65 | 1.0013 | 78.75 | 85.05 | 55.58 |
| 1.0 | 20.0 | 100.0 | 93.47 | 1.0013 | 93.59 | 98.21 | 73.01 |
| 1.0 | 25.0 | 100.0 | 106.86 | 1.0013 | 107.00 | 109.80 | 89.46 |
| 1.0 | 30.0 | 100.0 | 119.21 | 1.0013 | 119.36 | 120.28 | 105.34 |
| 3.0 | 5.0 | 100.0 | 84.63 | 1.2025 | 101.76 | 102.14 | 73.90 |
| 3.0 | 10.0 | 100.0 | 128.27 | 1.2025 | 154.24 | 144.45 | 133.83 |
| 3.0 | 15.0 | 100.0 | 163.60 | 1.2025 | 196.72 | 176.91 | 188.53 |
| 3.0 | 20.0 | 100.0 | 194.42 | 1.2025 | 233.79 | 204.28 | 242.82 |
| 3.0 | 25.0 | 100.0 | 222.28 | 1.2025 | 267.28 | 228.39 | 294.76 |
| 3.0 | 30.0 | 100.0 | 247.97 | 1.2025 | 298.18 | 250.19 | 344.41 |
| 5.0 | 5.0 | 100.0 | 118.96 | 1.3093 | 155.76 | 143.58 | 132.04 |
| 5.0 | 10.0 | 100.0 | 180.31 | 1.3093 | 236.09 | 203.05 | 233.48 |
| 5.0 | 15.0 | 100.0 | 229.98 | 1.3093 | 301.11 | 248.69 | 328.89 |
| 5.0 | 20.0 | 100.0 | 273.31 | 1.3093 | 357.84 | 287.16 | 417.32 |
| 5.0 | 25.0 | 100.0 | 312.46 | 1.3093 | 409.11 | 321.06 | 505.76 |
| 5.0 | 30.0 | 100.0 | 348.58 | 1.3093 | 456.40 | 351.70 | 590.62 |

有限厚支持力公式による計算結果は、せん断破壊強度を発現する受動土圧分布領域と、円柱または円錐土塊の分布領域の見直しが必要であることを示している

ただ、重錘が深く貫入すると、せん断発生円弧が少なくなり、側方移動できないうで、取り残された土塊が圧縮され、いわゆる三軸圧縮試験で見られる鉛直反力が発生していることは間違いなさそうである。

今後は、文献 5 に示される下記の土圧分布モデルでも同様の検討を行い、砂層内の応力分布の発生領域を検討し直し、実際の挙動を的確にとらえるようにしたいと考えている。また、各種ある支持力公式の詳細な根拠付けも行い、採用する支持力式の見直しも行いたいと考えている。



進行性破壊を考慮した地盤の破壊モデル

図-8.進行性破壊モデルを考慮したテルツァギー理論

最後に

砂の粒径加積曲線から得られる「均等係数」は、砂の流動性を示す重要な指標でもある。この均等係数と内部摩擦角との関連は、「均等係数が小さくなれば、内部摩擦角も小さくなる」傾向にあるようであるが、明確な関連式が現在のところ導かれていない。今後の検討過程でも、この要素も計算式の中に考慮したいと考えている。

結 論

無限厚および有限厚の場合の落石衝撃力を、砂地盤の極限支持力公式を応用して、砂の緩衝機序として算出し

た（以下、**支持力緩衝式**と呼ぶ）。結果、以下のことが言える。

1.無限厚の状態を表現した便覧式での計算結果と、**支持力緩衝式**による無限厚計算結果とは、落下条件が同じ場合は、ほぼ同程度の値を得た。よって、弾性体同士の衝突を応用した**便覧式**を、砂のせん断破壊強度を応用して、その緩衝効果を考慮した**支持力緩衝式**で表現することが出来る。（※注：この場合、便覧式で逆算した砂の土質定数を緩衝支持力式で同定している。）

2.支持力緩衝式は、砂の土質定数（＝内部摩擦角）を任意に設定できるので、砂層の材質条件に合わせた状態で計算することができる。よって、使用砂が当初設計とは違った材質の場合でも計算結果を見直すことが可能である。

また、同じ落石重量においても、その直径を自由に変えることができるので、扁平な石が、鋭角部断面で、衝突した場合でも検討することが可能である。

3.有限厚の場合、支持力緩衝式では、円弧すべりに寄与しない円柱土塊の要素を入れることで、任意の条件下（砂の任意の内部摩擦角、任意の落石衝突面積の設定、任意

の砂層厚）でも、その落石の衝撃力を検討することが可能であると思われるが、今回の検討では、結論出すことが出来ず、今後の重要な検討課題となった。

参考文献

- 1.「落石覆工に作用する落石衝撃力に関する重錘落下実験」、古賀泰之、米田義弘、松葉美晴：第2回落石シンポジウム論文集
- 2.「コンクリートに直撃する場合の落石衝撃力算出式に関する一考察」、松葉美晴：第3回落石シンポジウム論文集
3. 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 公益社団法人 日本道路協会（平成29年11月）
4. 道路土工 擁壁工指針（平成24年度版）公益社団法人 日本道路協会（平成24年7月）
- 5.「テルツァギーの支持力と地盤の破壊形状」土木学会年次講演会（平成14年9月）