

土砂堆積用支柱フェンスの支柱剛性に関する性能評価

Performance evaluation on stiffness of support fence for sediment deposition

(株)砂子組 ○正 員 幌村 瑛奈 (Ena Horomura)
札幌開発建設部 千歳道路事務所 非会員 伊藤 優 (Yutaka ito)
(株)砂子組 正 員 佐藤 清正 (Kiyomasa sato)
(株)砂子組 正 員 田尻 太郎 (Taro Tajiri)
勇建設(株) 正 員 岡本 淳敏 (Atutosi Okamoto)

1. はじめに

近年では豪雨、台風、地震などの自然災害が頻発、激甚化しており、上下水道の断水、電気通信機系の遮断および、交通機関麻痺による物流の遮断により、重要インフラ機能に支障を来すなど、国民経済や生活に多大な影響が発生している。

これらの大規模自然災害等に備えるために、事前防災・減災と迅速な復旧復興などの強靱な国づくり・地域づくりを推進する国土強靱化の流れを受け、本論文では写真-1 に示す現道上の防災施設として設置される、土砂堆積用支柱フェンス(既製品)¹⁾の性能評価(受入れ検査)を行うため、振動試験および水平載荷試験による確認を試みた。

振動試験では測定した振動加速度波形から支柱部材の固有振動数および振動モードより、また水平静載荷試験では支柱変位より、各々の支柱断面剛性を算定し、既製品設計値との対比を行うものとした。



写真-1 土砂堆積用支柱フェンス

2. 試験概要

(1)振動試験

加振方法は図-1 に示す通り、支柱部材をバックホウで吊上げ・自由落下により加振、この時の振動を支柱部材 L/4 ピッチに設置した計 5 点のひずみゲージ式加速度計(容量 10G 応答周波数 200Hz 以上)により、加振時サンプリング速度 2kHz で動的測定を行った。

また、落下地点の支点位置は Case1, Case2 として計測を実施した。

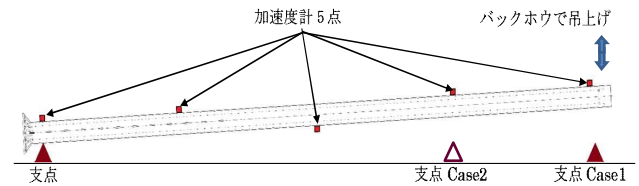


図-1 振動試験の加振方法

(2)水平載荷試験

水平載荷は図-2 に示す通り、建込完了後の土砂堆積用支柱に対し、バックホウを反力として荷重計および、チェンブロックを介して水平方向に引張載荷を行う方法とした。

載荷方向は図-3 に示す、道路横断方向と縦断方向の2Caseとし、引張荷重は0~3kNの範囲で0.5kN毎に段階載荷させ、引張荷重の変化に応じた変位を支柱に設置した変位計6点により、支柱の水平変位量の測定を行った。

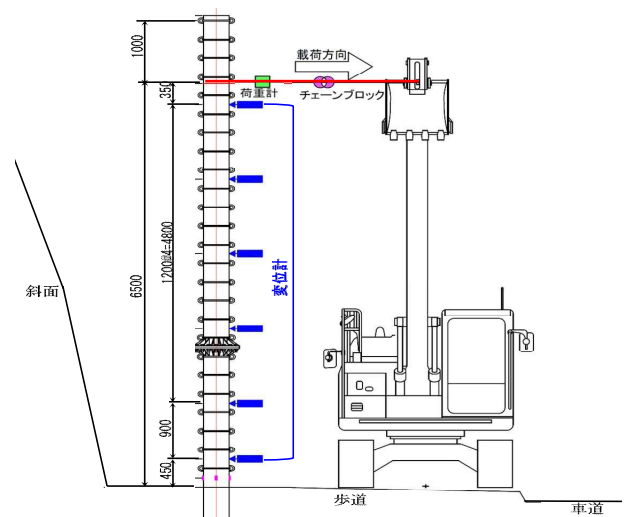


図-2 水平載荷試験の載荷方法

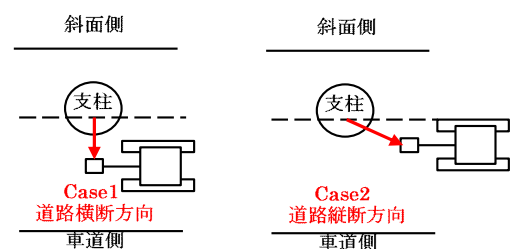


図-3 載荷方向

3. 振動試験結果

(1)測定データ分析

試験から得られた加速度波形より、以下の手順に基づき、固有振動モードおよび固有振動数の特定を行った。

1)卓越周波数

図-4、図-6 に示す実測振動波形データに対して加振後の減衰部分を対象に FFT 解析を実施し、振幅スペクトルの分布から一次の固有振動であると考えられる卓越周波数を抽出した。

卓越周波数の抽出結果は図-5、図-7 より、Case1 で 5.3Hz、Case2 では 7.8Hz となった。

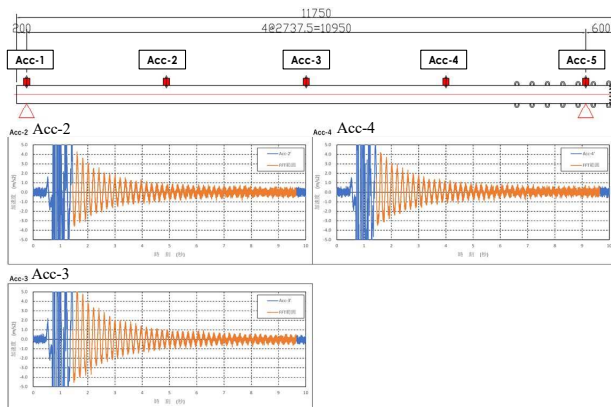


図-4 Case1 実測振動波形データ

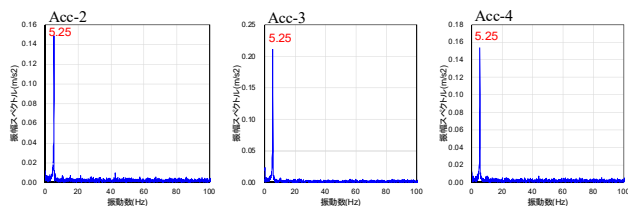


図-5 Case1 卓越周波数

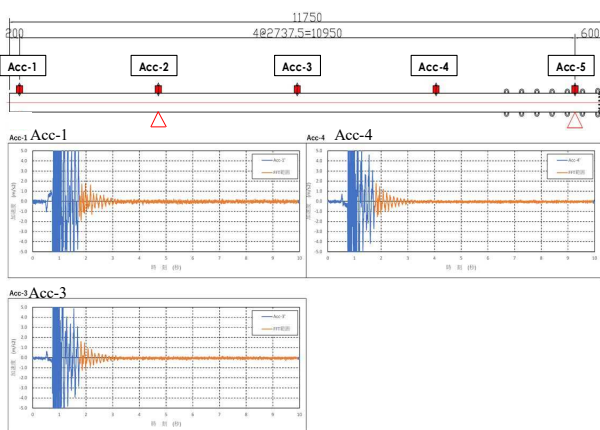


図-6 Case2 実測振動波形データ

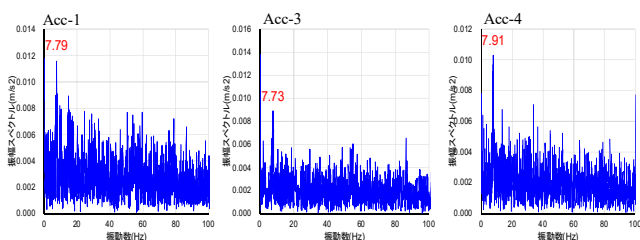


図-7 Case2 卓越周波数

2)固有振動モードおよび固有振動数

卓越振動数における各測点の振幅および位相スペクトル値を抽出、時間軸を統一し最大振幅で正規化した後に、各測点の振幅を測定位置でプロットし振動モードを求める。各 Case の一次固有振動モードを図-8、図-9 に示す。

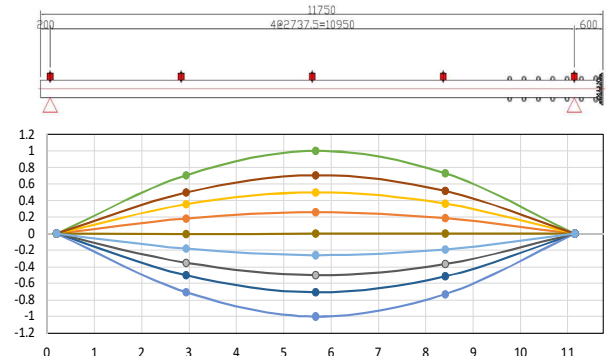


図-8 Case1 振動モード(一次)

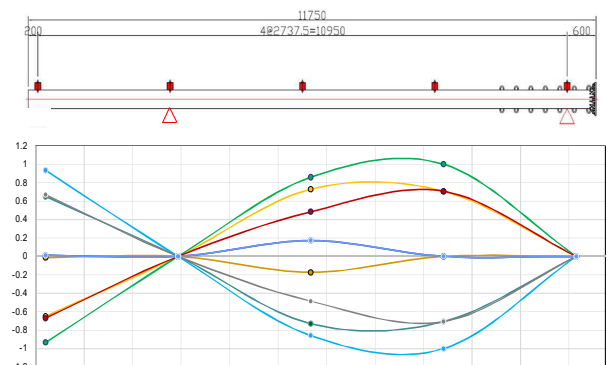


図-9 Case2 振動モード(一次)

4. 振動試験の解析結果

(1)支持条件および解析モデル

既製品仕様に基づく固有振動の解析を行うための、支持条件および解析モデルを図-10~図-12 に示す。

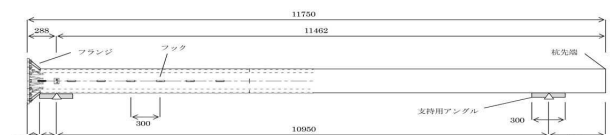


図-10 支持条件

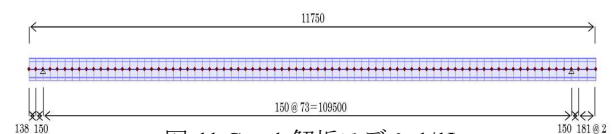


図-11 Case1 解析モデル 1/1L

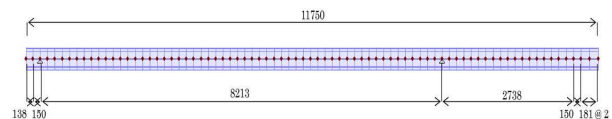


図-12 Case2 解析モデル 3/4L

(2)検討諸条件と载荷位置

解析には支柱の断面剛性・弾性係数・線密度が必要であり、断面剛性・弾性係数は設計計算書²⁾の定数を使用した。弾性係数と断面剛性はモルタル換算である。

- ・断面剛性(面内) : $2.4599 \times 10^9 \text{ mm}^4$ (モルタル換算)
- ・弾性係数 : $\sigma_{ca} = 50 \text{ N/mm}^2$ (モルタル)
- ・支柱線密度 : $\rho A = 283.8 \text{ kg/m}$
- ・フランジ質量 : $M_{fl} = 55.678 \text{ kg}$
- ・ガイトプレート : $M_{gpl} = 1.488 \text{ kg}$

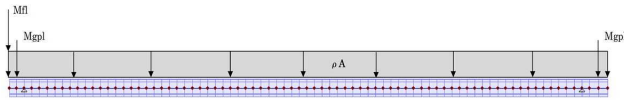


図-13 線密度と付属物の载荷位置

(3)解析結果

解析では支持アングルの幅を考慮し、図-14 に示す支持アングルの内々、外々のスパンを用いた。

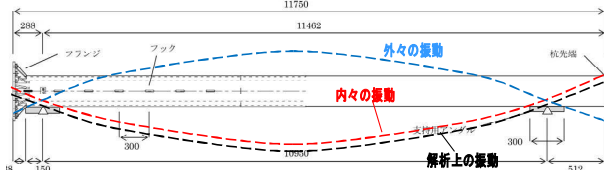


図-14 解析上の振動と内々・外々の振動

これは解析上の支持点は必ずしも現場状況を正確に反映しないためである。

また図-15 より、支柱がアングルに垂直に衝突しなかった可能性も考えられる。そのため面内振動のほかに面外振動も励起され、実際の振動はそれらの合成になると考えられる。なお、面外方向の剛性は先にあげた面内の剛性の 7 割程度と設計計算書²⁾により推察される。

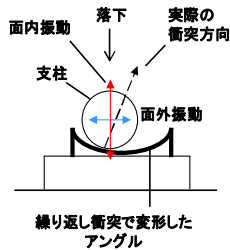


図-15 支柱落下状況

(4)断面性能結果

表-1~表-4 に振動スパンを内々、外々とした解析結果を示す。ただし面外振動の発生も考慮して、面内と面外の固有振動数の平均をとるものとした。

まず解析モデル Case1 の実測値固有振動数 5.3Hz と対比させると、外々の面内・面外固有振動数の平均値 5.2Hz とほぼ一致している、また解析モデル Case2 の実測値固有振動数 7.9Hz に対しては、内々の面内・面外固有振動数の平均値 7.9Hz とほぼ一致した結果を得た。

振動試験により、設計計算上の剛性が確保されている事が確認できたと考えられる。

表-1 Case1 モデルの固有振動(内々)

次数	周期 T	振動数 f	円振動数 ω	刺激係数 β _x	β _y	β _z
1	0.189	面内 5.298	33.291	0	1.246	0
2	0.158	面外 6.333	39.461	0	0	1.246
3	0.047	21.104	132.602	0	0	0
4	0.04	25.224	158.489	0	0	-0.004
5	0.021	47.14	296.188	0	0.335	0

表-2 Case1 モデルの固有振動(外々)

次数	周期 T	振動数 f	円振動数 ω	刺激係数 β _x	β _y	β _z
1	0.21	面内 4.754	29.872	0	1.267	0
2	0.176	面外 5.682	35.964	0	0	-1.267
3	0.053	19.008	119.43	0	0	0
4	0.044	22.719	142.746	0	0	0.003
5	0.023	42.733	268.499	0	-0.405	0

表-3 Case2 モデルの固有振動(内々)

次数	周期 T	振動数 f	円振動数 ω	刺激係数 β _x	β _y	β _z
1	0.139	面内 7.21	45.303	0	0.419	0
2	0.116	面外 8.618	54.246	0	0	-0.419
3	0.062	16.244	102.064	0	0	0
4	0.052	19.415	121.99	0	0	-1.9
5	0.023	42.895	269.519	0	-0.194	0

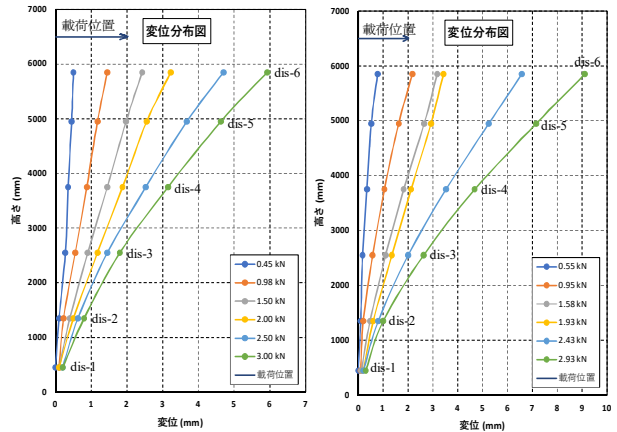
表-4 Case2 モデルの固有振動(外々)

次数	周期 T	振動数 f	円振動数 ω	刺激係数 β _x	β _y	β _z
1	0.143	面内 6.97	43.796	0	0.74	0
2	0.12	面外 8.331	52.446	0	0	-0.74
3	0.061	16.468	103.472	0	0	0
4	0.051	19.683	123.673	0	0	-2.089
5	0.026	38.355	240.992	0	0.234	0

5. 水平载荷試験結果

図-16 に Case1 道路横断方向、Case2 道路縦断方向の試験結果を示す。

载荷重による変位曲線は、概ね片持ち梁の変位曲線と同じと思われるので、地盤面付近で固定された片持ち梁の挙動を仮定して支柱剛性の推定を行った。



Case1 道路横断方向

Case2 道路縦断方向

図-16 水平载荷試験結果

6. 水平载荷試験の解析結果

(1)支柱剛性の推定

図-17 に示す、先端に荷重 P を受ける片持ち梁の変位曲線は、曲げ剛性を EI₁ とすれば、

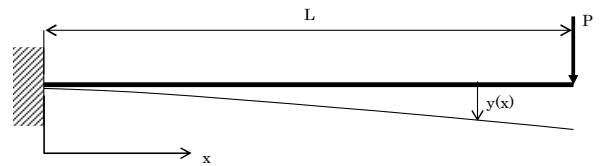


図-17 片持ち梁の変位曲線

$$y(x) = \frac{PL^3}{6EI_1} \left(3 \left(\frac{x}{L} \right)^2 - \left(\frac{x}{L} \right)^3 \right) \quad (a) \text{ となる。}$$

変位計 dis-i の高さを x_i 、段階载荷荷重 PkN を P_j 、対応する変位測定値を δ_{ij} とした場合、

$$y(x_i) = \frac{P_j L^3}{6EI_1} \left(3 \left(\frac{x_i}{L} \right)^2 - \left(\frac{x_i}{L} \right)^3 \right) = \delta_{ij} \text{ でなければならない。}$$

変位計 dis-i は 6 個、荷重 P_j は 6 パターンあるので、1 個の曲げ剛性 EI₁ に対して $6 \times 6 = 36$ 個の測定値 δ_{ij} があることから、最小二乗法で EI₁ を推定すれば、

$$\frac{L^3}{6EI_1} \sum_{i,j} P_j^2 \left(3 \left(\frac{x_i}{L} \right)^2 - \left(\frac{x_i}{L} \right)^3 \right)^2 = \sum_{i,j} P_j \left(3 \left(\frac{x_i}{L} \right)^2 - \left(\frac{x_i}{L} \right)^3 \right) \delta_{ij} \text{ より}$$

$$EI_1 = \frac{L^3}{6} \frac{\sum_{i,j} P_j^2 \left(3 \left(\frac{x_i}{L} \right)^2 - \left(\frac{x_i}{L} \right)^3 \right)^2}{\sum_{i,j} P_j \left(3 \left(\frac{x_i}{L} \right)^2 - \left(\frac{x_i}{L} \right)^3 \right) \delta_{ij}} \quad (\text{b})$$

とできる。

表-5 および表-6 に示す Case 毎の試験結果測定値を用いて支柱剛性 EI1 および EI2 を推定した。

また載荷位置は地表より 6500mm だが、地盤内の仮想固定点を 550mm と仮定した。

Case1 支柱剛性： $EI_1 = 5.435 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$

Case2 支柱剛性： $EI_2 = 3.821 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$

表-5 Case1 測定値(L=7050mm)

荷重 P_j	測定変位(mm)					
	dis-1	dis-2	dis-3	dis-4	dis-5	dis-6
0.45 kN	0.00	0.10	0.28	0.35	0.45	0.50
0.98 kN	0.10	0.23	0.55	0.88	1.18	1.45
1.50 kN	0.10	0.40	0.90	1.45	1.98	2.43
2.00 kN	0.10	0.50	1.18	1.88	2.55	3.23
2.50 kN	0.20	0.63	1.45	2.53	3.68	4.70
3.00 kN	0.20	0.80	1.80	3.15	4.63	5.93
x_i	450	1350	2550	3750	4950	5850
550+ x_i mm	1000	1900	3100	4300	5500	6400

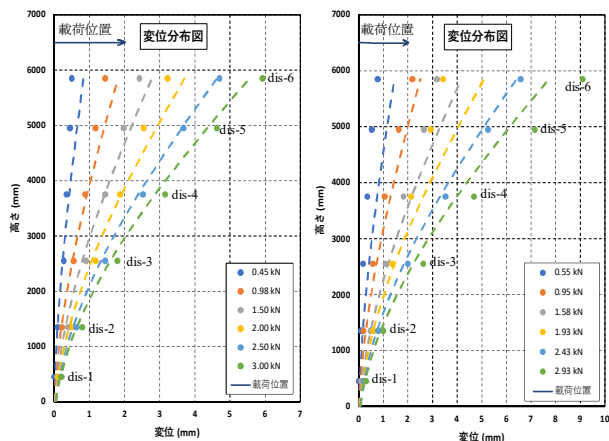
表-6 Case2 測定値(L=7050mm)

荷重 P_j	測定変位(mm)					
	dis-1	dis-2	dis-3	dis-4	dis-5	dis-6
0.55 kN	0.00	0.10	0.18	0.35	0.53	0.78
0.95 kN	0.10	0.20	0.58	1.05	1.63	2.18
1.58 kN	0.13	0.48	1.10	1.83	2.65	3.18
1.93 kN	0.20	0.60	1.35	2.13	2.93	3.43
2.43 kN	0.20	0.80	2.00	3.53	5.25	6.58
2.93 kN	0.30	1.00	2.63	4.68	7.15	9.10
x_i	450	1350	2550	3750	4950	5850
550+ x_i mm	1000	1900	3100	4300	5500	6400

推定した EI1, EI2 の値と仮想固定点を考慮した L、片持ち梁の変位式(a)を用いた理論変位を図-18 に示す。

Case1 の理論変位は荷重の大きい側で測定値と良い一致を見せているので、妥当な曲げ剛性推定と考えられる。

Case2 ではばらつきが大きい結果となったが、理論変位は荷重の小さい側で測定値よりも大きく、荷重の大きい側では測定値よりも小さい傾向があり、全体として妥当な曲げ剛性推定と考えられる。



Case1 道路横断方向

Case2 道路縦断方向

図-18 測定値と理論変化の比較

(2)断面性能結果

表-7 に設計時に使用された支柱曲げ剛性²⁾と載荷試験により推定された支柱曲げ剛性 EI を示す。

表-7 曲げ剛性の試験による推定値と設計値

	試験からの推定値 (Nmm ²)	設計値 (Nmm ²)	推定値/設計値 (%)
Case1 道路横断方向 曲げ剛性	5.435E+13	5.559E+13	98
Case2 道路縦断方向 曲げ剛性	3.821E+13	3.891E+13	98

試験による推定値は設計値の 98%に達しており、立て込んだ状態でも支柱は所定の曲げ性能を発揮していることが確認できた。

7. まとめ

既製品仕様で定められている土砂堆積用支柱の性能値(断面剛性)に対して、材料受入れ時における性能評価を行った結果は以下の通りとなった。

(1)振動試験

実測値固有振動数 解析モデル固有振動数

Case1 5.3Hz ≒ 5.2Hz

Case2 7.9Hz ≒ 7.9Hz

(2)水平載荷試験

設計計算値 試験結果推定値

Case1 5.559E+13Nmm² ≒ 5.435E+13Nmm²

Case2 3.821E+13Nmm² ≒ 3.891E+13Nmm²

いずれの試験結果においても、土砂堆積用支柱の性能値(断面剛性)に対し、試験・解析結果の値は満たしていることが確認できたが、土砂堆積用支柱は写真-1 に示すように非対称断面であるため、不確定要素はあるが試験精度の範囲内では、既製品仕様における土砂堆積用支柱の性能評価を行う事ができた。

〔参考文献〕

- 1) ループフェンス・E タイプ 設計・施工・積算要領：H28，ループフェンス協会
- 2) 崩壊土砂防護柵設計計算書(柵高 7.5m,杭形式)：H31，ループフェンス協会