

$$\begin{aligned}
 F_M &= \frac{M}{2} \\
 &= \frac{613.48}{2} \\
 &= 306.74(kN)
 \end{aligned}
 \tag{2-7}$$

$t=0.99m$ すなわち 90 度旋回した時に左右の履帯面に働く平均接地圧力 P_{RA} と P_{LA} とする。また、 $t=0$ の時に履帯面に働く平均接地圧力 P_{MA} とする。これらの値は先の載荷荷重を履帯の設置面積($W \times L$)で除して得られ、それぞれ式(2-8)から(2-10)の通り求められる。

$$\begin{aligned}
 P_{RA} &= \frac{F_{R90}}{WL} \\
 &= \frac{129.15}{0.76 \times 4.31} \\
 &= 39.42(kPa)
 \end{aligned}
 \tag{2-8}$$

$$\begin{aligned}
 P_{LA} &= \frac{F_{L90}}{WL} \\
 &= \frac{484.33}{0.76 \times 4.31} \\
 &= 148.86(kPa)
 \end{aligned}
 \tag{2-9}$$

$$\begin{aligned}
 P_{MA} &= \frac{F_M}{WL} \\
 &= \frac{306.74}{0.76 \times 4.31} \\
 &= 93.64(kPa)
 \end{aligned}
 \tag{2-10}$$

2) 上部が任意な旋回角の時の履帯面における圧力分布

履帯面上の接地圧力分布は機体の重心位置の違いによって変化する。この分布が図 2-2-4 のように直線的であることを仮定し、任意な r 、 L 、 W の条件における値を計算する。右クローラ前端の接地圧(P_{RF})、後端の接地圧(P_{RB})、左クローラ前端の接地圧(P_{LF})及び後端の接地圧(P_{LB})はそれぞれ式(2-11)～式(2-14)で求めることができる。

$$P_{RF} = \frac{F_R(L+6r)}{W \cdot L^2}
 \tag{2-11}$$

$$P_{RB} = \frac{F_R(L-6r)}{W \cdot L^2}
 \tag{2-12}$$

$$P_{LF} = \frac{F_L(L+6r)}{W \cdot L^2} \quad (2-13)$$

$$P_{LB} = \frac{F_L(L-6r)}{W \cdot L^2} \quad (2-14)$$

ただし、 r と t の間には次式の関係が存在し、 θ は上部旋回体と下部走行体のなす角である。

$$\tan \theta = \frac{t}{r} \quad (2-15)$$

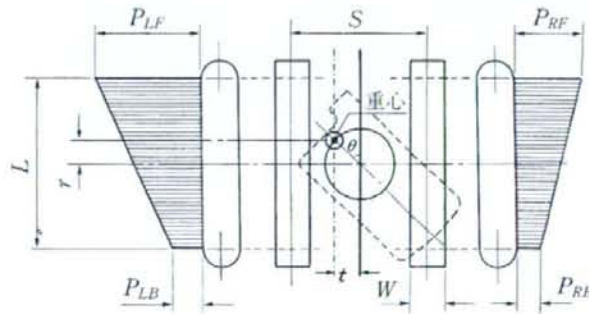


図 2-2-4 $r < L/6$ の時の履帯反力

さらに、重心の偏心が大きな $r > L/6$ の場合には、接地圧力が図 2-2-5 に示す三角形分布となり、 P_{RF} と P_{LF} は式(2-16)および式(2-17)によって求められる。

$$P_{RF} = \frac{4F_R}{3W(L-2r)} \quad (2-16)$$

$$P_{LF} = \frac{4F_L}{3W(L-2r)} \quad (2-17)$$

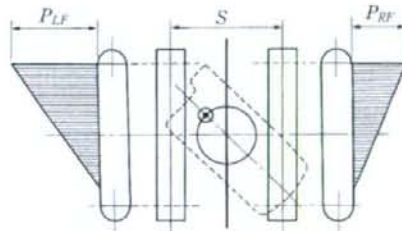


図 2-2-5 $r > L/6$ の時の履帯反力

3) 横引きつり上げが接地圧力に与える影響

前述の通りこの機械は転倒直前に杭のつり上げを行っており、その方法は横引きを伴うものであった。この横引きは作業半径が小さくない打機が長尺な杭のつり上げる場合に用いる方法であるが、次の問題に対する安全性の検討が必要となる。

- ① 横引きによって生じる水平力が安定性に与える影響の照査
- ② 地切り直後に生じる荷振れが安定性に与える影響の照査

①は横引きの際に生ずる杭と地面の間の摩擦力に関係した問題である。先の図 2-1-3 にも示した通り、この反力はリーダーに水平力を与え、転倒モーメントが機体に作用する。くい打機はトップヘビーで不安定な構造を有する。そのため、横引きによって生じる転倒モーメント増分と安定性減分の関係をあらかじめ検討する必要がある。また、この転倒モーメントは同時に履帯の接地圧力を増加させるため、地耐力の観点からも安定性を検討する必要がある。以上のように、横引きは安定性に対して複合的な影響を与えるものである。そのため実施に際しては安全に対する十分な検討が必要である。なお、不安定化メカニズムの詳細については未解明な部分が残されており、今後明らかにされる必要がある。

②はつり上げ時に発生する荷の動揺に関する問題である。先の図 2-1-3 にも示した通り、横引きを伴うつり上げでは、地切り直後に荷の動揺が生じる。この動揺を荷振れとも呼ぶ。荷振れにもなって生ずる水平力は①と同様な理由で機体を不安定化させる。さらに、周辺の物体や労働者との衝突災害の危険性も発生する。

「移動式クレーン運転士教本」⁵⁾では、地切りの際の巻き上げ操作による横引き、またはジブ起こし操作、旋回操作による荷の引き込みなどは脱索によるワイヤーロープの損傷、ジブの損傷などの原因となるため禁止としている。また、「車両系建設機械(基礎工事用)運転業務の安全」⁶⁾では杭の遠方からのつり込みと斜めからの横引きは禁止されている。そして、遠方から杭を引き寄せる際には、図 2-2-6 のようにリーダー下部にシーブを配置し、転倒モーメントを小さくする対策が指示されている。

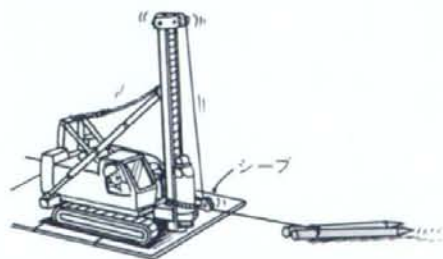


図 2-2-6 くい打機で荷を引き寄せる方法の例^①

4) 接地圧力の計算

本機械のオペレーターは荷振れを減少させるために、地切り直前にリーダー部を右旋回させて、杭に近づける操作を行った。この操作は、荷振れを減少させたものの、前方右側クローラに荷重を集中させた。

本接地圧力の検討では、1) 上部旋回体の向きが前方に一致している状態、すなわち旋回角(θ)が0度の状態と、2) $\theta=45$ 度とした転倒直前の状態の、2つの状態について接地圧力を計算する。

$\theta=0$ 度の状態における計算は前方車軸に働いた載荷圧力の最大値を求めることを目的とする。 r_0 は重心の水平距離に等しく、式(2-18)の通りである。また $L/6$ の値は式(2-19)の通りである。

$$r_0 = 0.99(m) \quad (2-18)$$

$$\begin{aligned} \frac{L}{6} &= \frac{4.31}{6} \\ &= 0.72(m) \end{aligned} \quad (2-19)$$

従って、本件の場合における r_0 と $L/6$ の関係は次に通りとなる。

$$r_0 > \frac{L}{6} \quad (2-20)$$

以上より、上部旋回体が前方に配置された場合は $t=0$ であるので、履帯面に生じたと考えられる最大接地圧力 P_{LF0} は r_0 の値と式(2-7)の結果を式(2-17)に代入して得られる。

$$\begin{aligned} P_{LF0} &= \frac{4F_M}{3W(L-2r_0)} \\ &= \frac{4 \times 306.74}{3 \times 0.76 \times (4.31 - 2 \times 0.99)} \\ &= 230.96(kPa) \end{aligned} \quad (2-21)$$

一方、転倒時の旋回角度(θ)を45と仮定して同様な計算を行うと、偏心量 r_{45} は式(2-22)の通り求められる。

$$\begin{aligned} r_{45} &= r_0 \cos \theta \\ &= 0.99 \times \cos 45 \\ &= 0.70 \end{aligned} \quad (2-22)$$

よって、

$$r_{45} < \frac{L}{6} \quad (2-23)$$

である。従って、履帯反力のうち最大なる値(F_L)は式(2-4)に t_{45} を代入して得られる。最大接地圧力はこの F_{L45} の値を式(3-13)に値を代入することにより得られる。

$$\begin{aligned} F_{L45} &= \frac{M}{S} \left(\frac{S}{2} + t_{45} \right) \\ &= \frac{613.48}{3.42} \left(\frac{3.42}{2} + 0.70 \right) \\ &= 432.31(\text{kN}) \end{aligned} \quad (2-24)$$

$$\begin{aligned} P_{L45} &= \frac{F_{L45}(L + 6r_{45})}{W \cdot L^2} \\ &= \frac{432.31 \times (4.18 + 6 \times 0.70)}{0.76 \times 4.18^2} \\ &= 272.82(\text{kPa}) \end{aligned} \quad (2-25)$$

以上より、旋回角度(θ)の違いは最大接地圧力の値に差を与え、本事例の場合では $\theta=45$ 度の場合が $\theta=0$ の場合よりも大きくなった。そして、機械の履帯面上に生じた接地圧力の値は230(kPa)から272(kPa)程度であったことが推定された。

なお、ここで用いた計算式は地盤を剛体と仮定して導かれたものである。実際には接地圧力は履帯部分に沈下を生じさせ、この沈下が機体傾斜をさらに増加させる。すなわち、上記の計算では機体傾斜とこれに伴う接地圧力増分については考慮されていない。従って、接地圧力の計算値は実際のそれよりも小さく(危険側に)評価されている可能性がある。

2.3 転倒現場の地盤調査

本章では施工者より情報提供のあったボーリング調査の結果、スウェーデン式サウンディング試験の結果、ならびに平板載荷試験の結果に基づいて、設置地盤の支持力を考察する。

2.3.1 ボーリング調査

当該現場においてボーリングを行い、土質とN値を調査した。調査位置は図 2-3-1 に示す BRG_1 と BRG_2 の 2 地点であり、敷地の東側と南側の 2 箇所である。

図 2-3-2 は調査の結果得られた土質柱状図を示す。地下水位はそれぞれ深さ約 2m の位置に見られ、両地点で一致している。深さ方向に対する土質区分を比較すると、BRG_2 では深さ 2.8m から 3.7m の範囲と深さ 6.7m から 7.8m の範囲にレキの混在が見られるが、他の層についてはおおむね一致が見られる。

N 値の分布についても両地点ではほぼ一致している。特に、地表から深さ 6m の浅層では N 値が小さく、BRG_1 では平均 3 以下の軟弱地盤である。BRG_1 の深さ 8m 付近と BRG_2 の深さ 7m 付近の層では N 値が 25 程度を示しているが、その下層に存在する粘土層では N 値が減少している。

以上の結果より、本地盤の支持力に大きな影響を与える浅層の N 値は、おおよそ 3 程度であり、その土質は砂質土と見られることがわかった。

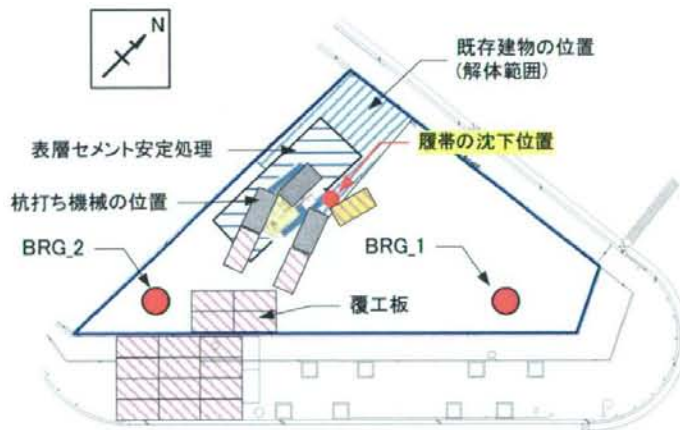


図 2-3-1 ボーリング調査の実施位置 (BRG_1 と 2)

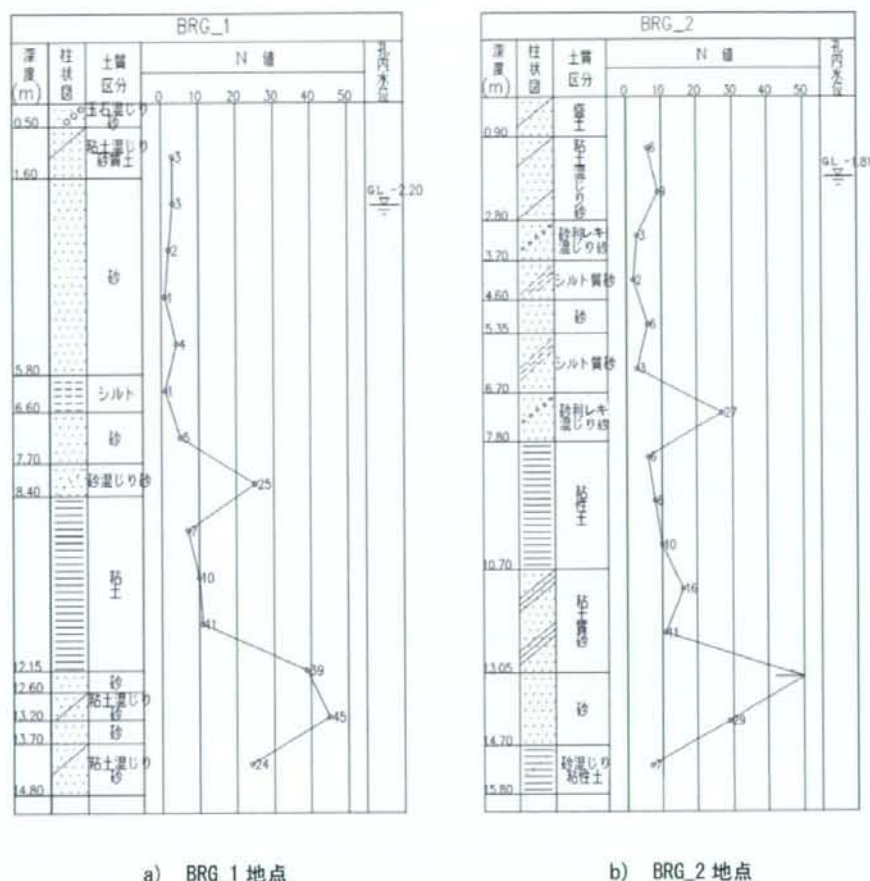


図 2-3-2 土質柱状図

2.3.2 スウェーデン式サウンディング試験による地盤調査

スウェーデン式サウンディング試験(以下、スウェーデン試験と言う)とは荷重による貫入と回転貫入を併用した原位置試験である。土の静的貫入抵抗を測定することによって、その硬軟または締まり具合が判定される。試験装置の貫入ロッド下端にはスクリーポイントが備わるため、オランダ式コーンに比べて貫入能力は高い。この試験では載荷荷重(W_{sw})に対するスクリーポイントの貫入量(D_{sw})の関係が得られる。なお、 W_{sw} の最大値は1kN(100kgf)である。 $W_{sw}=1kN$ で貫入が停止すると、その後に回転貫入する。そして1mの D_{sw} 増分に必要半回転数(N_{sw})を記録する。

スウェーデン試験は図 2-3-3 に示す位置で実施された。表層がセメント安定処理された部分については処理から9日後であった。

表 2-3-1 は調査結果を示すとともに、この結果を換算して得られた N 値、許容支持力(q_a)、ならびに一軸圧縮強さ(q_u)の値を示す。これらの値は地盤工学会の地盤調査法に示される以下の換算式を用いて計算した。

・ N 値への換算

N 値への換算においては土質によって以下の異なる式が用いられる。

<レキ、砂、砂質土の場合>

$$N = 0.002W_{sw} + 0.067N_{sw} \quad (2-26)$$

<粘度、粘性土の場合>

$$N = 0.003W_{sw} + 0.050N_{sw} \quad (2-27)$$

ここで、 W_{sw} は 1kN 以下の荷重(N)である。

N_{sw} は最大 W_{sw} (=1kN)で貫入が止まった後の、貫入量(L_s)に対する半回転数(N_a)から換算した貫入量 1m 当たりの半回転数であり、次式で得られる。

$$N_{sw} = \frac{100}{L_s} N_a \quad (2-28)$$

・ 一軸圧縮強さ(q_u)への換算

q_u への換算には式(2-29)が紹介されている。しかし、換算値と実測値の間にはバラツキが多いことに注意が必要である。

$$q_u = 0.045W_{sw} + 0.75N_{sw} \quad (2-29)$$

ここで、 q_u の単位は $kN/m^2 = kPa$ である。

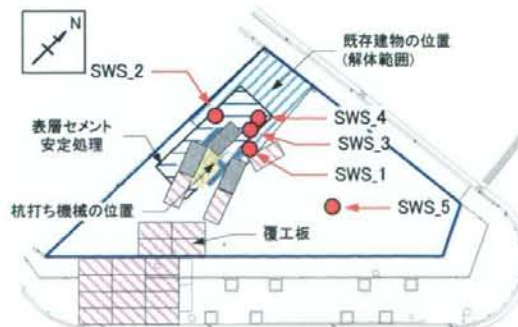


図 2-3-3 スウェーデン式サウンディング試験の実施位置 (SWS_1 から 5)

表 2-3-1 スウェーデン式サウンディング試験の結果

測点	荷重 $W_m(\text{kN})$	貫入深さ $D_m(\text{m})$	1m 当たりの 半回転数 N_m	許容支持力 $q_d(\text{kPa})$	N 値	一軸圧縮強さ $q_u(\text{kPa})$
SWS_1	0.05	0.25	0	1	0.1	2
	0.05	0.50	0	1	0.1	2
	0.25	0.75	0	7	0.7	11
	1.00	1.00	20	42	4.0	60
	1.00	1.25	32	49	4.6	69
	1.00	1.50	40	54	5.0	75
	1.00	1.75	36	51	4.8	72
	1.00	2.00	28	46	4.4	66
	0.50	2.25	0	15	1.5	22
	0.25	2.50	0	7	0.7	11
	0.25	2.75	0	7	0.7	11
	0.25	3.00	0	7	0.7	11
	0.25	3.25	0	7	0.7	11
	0.15	3.50	0	4	0.4	6
	0.05	3.75	0	1	0.1	2
	0.15	4.00	0	4	0.4	6
	0.25	4.25	0	7	0.7	11
	0.50	4.50	0	15	1.5	22
	1.00	4.75	8	34	3.4	51
	1.00	5.00	24	44	4.2	63
SWS_2	1.00	0.25	580	120	32	480
	1.00	0.30	420	120	24	360
SWS_3	0.15	0.25	0	4	0.4	4
	1.00	0.50	24	88	7.8	88
	1.00	0.52	0	30	3.0	30
SWS_4	0.25	0.25	0	7	0.7	11
	1.00	0.50	24	44	4.2	63
	1.00	0.75	76	75	6.8	102
	1.00	1.00	104	92	8.2	123
	1.00	1.25	24	44	4.2	63
	1.00	1.50	0	30	3.0	45
	1.00	1.75	16	39	3.8	57
	1.00	2.00	68	70	6.4	96
	1.00	2.25	1	30	3.0	45
	0.75	2.50	0	22	2.2	33
1.00	2.75	20	42	4.0	60	
SWS_5	1.00	0.25	420	120	24	120
	1.00	0.50	448	120	25.4	120
	1.00	0.75	244	120	15.2	120
	1.00	1.00	248	120	15.4	120
	1.00	1.25	68	70	6.4	70
	1.00	1.50	96	87	7.8	87
	1.00	1.75	40	54	5.0	54
	1.00	2.00	20	42	4.0	42
	1.00	2.25	20	42	4.0	42
	0.75	2.50	0	22	2.2	22
	0.75	2.75	0	22	2.2	22
	1.00	3.00	2	31	3.1	31
	1.00	3.25	12	37	3.6	37
	0.50	3.50	0	15	1.5	15

・許容支持力(q_d)への換算

スウェーデン試験は戸建て住宅などの小規模構造物に対する地盤調査にも用いられる。地盤

の支持力は W_{sw} と N_{sw} から一旦 N 値や q_a に変換され、これらの値を Terrzaghi の支持力公式に代入することによって求められている。

一方、平板載荷試験における許容支持力(q_a)と W_{sw} , N_{sw} の関係に関する既往の研究では、次の換算式が紹介されている。なお、得られた値は載荷板の下 75cm を代表する値であることの注意が述べられており、2層地盤における支持力の換算は対象とされていない。

< W_{sw} が 1KN 以下の荷重で貫入した場合>

$$q_a = 3 \times 10^{-5} \times (W_{sw})^2 \quad (2-30)$$

<回転によって貫入した場合>

$$q_a = 30 + 0.8N_{sw} \quad (2-31)$$

ここで表 2-3-1 の結果に基づいて、各測点の地盤状態について考察する。測点 SWS_1 は履帯に沈下が見られた場所の近傍で実施され、深さ 5m までが調査された。換算して得られた N 値は非常に小さく、全てが 5 以下である。また 1 以下が全体の約半数を占めており、この箇所は非常に軟弱であったことがわかる。この N 値分布は先のボーリング調査結果 (SWS_1 地点、図 2-3-2 の a) 参照) とほぼ一致しており、軟弱な地盤が分布していることを確かめられた。

測点 SWS_2 と SWS_3 は表層にセメント安定処理が施された箇所に対応する。この安定処理は深さ 1m の範囲に対して行われていた。この範囲における強度増加が N 値に現れており、SWS_1 に比べて両測点の値は大きくなっている。SWS_2 と SWS_3 の貫入がそれぞれ 30cm と 52cm で終了している理由は、固結した表層が硬いために、それ以上の貫入が困難であったためである。

測点 SWS_4 では深さ 1m 付近で N_{sw} の値が最大を示し、安定処理された表層の存在が見られる。1m 以深では N_{sw} の値が減少しており軟弱な下層の存在が確認できる。貫入は深さ 2.75m で終了したが、この深さは先の SWS_2 と SWS_3 に比べて深い。同じ安定処理地盤において貫入深さが異なる理由は、安定処理後の強度にバラツキがあるためである。すなわち、SWS_4 付近の強度が低いため、深く貫入できた。なお、現場攪拌方式によるセメント安定処理については、その効果にバラツキを生じやすいことが知られている。

測点 SWS_5 は転倒位置から離れた場所で実施された。この場所は以前、駐車場として利用されていたことが聞き取りにより確認されている。従って、表層がもともと締め固まった状態にあった。 N_{sw} の値は表面付近で最も大きく、深さが増すに従ってその値には減少が見られる。

2.3.3 平板載荷試験による調査

平板載荷試験とは、荷重を平板に載荷して沈下量を計測するものであり、地盤工学会で

は「地盤の平板載荷試験方法(JGS 1521)」として基準を示している⁷⁾。また、日本工業規格では「道路の平板載荷試験方法(JIS A 1215)」として独自の基準を示している⁸⁾。両基準に基本的な違いはないが、地盤工学会の基準では試験方法についての記述がより詳細である。

平板載荷試験を図 2-3-4 に示す 4 箇所で行った(PLT_1 から 4)。荷重は手動の油圧ジャッキを用いて載荷され、直径 300mm の載荷板を介して地表面に応力が載荷された。この応力を載荷応力(q)と呼ぶ。表 2-3-2 は平板載荷試験の結果一覧を示す。なお、地盤反力係数(K_s)は最大載荷応力(q_{max})を最大沈下比(s/D_{max})で除して求めた値である。

PLT_1 の試験をセメント安定処理された位置で行った。PLT_2 と PLT_3 の試験は履帯に沈下が見られた位置の近傍において実施し、乾燥状態と湿潤状態における結果を比較した。これは災害当時に見られた安定液の湛水が支持力に与える影響を調査するためであった。安定液は削孔後の壁面を水圧で支持するために用いられるものであるが、杭を挿入する際にあふれ出て地表に湛水する。本試験では湿潤状態を散水によって再現した。

PLT_4 の試験は転倒箇所から少し離れた位置で行った。前述の通りこの場所は以前に駐車場として使用されており、地表が締め固められていた。試験の結果概略を表 2-3-2 に示す。

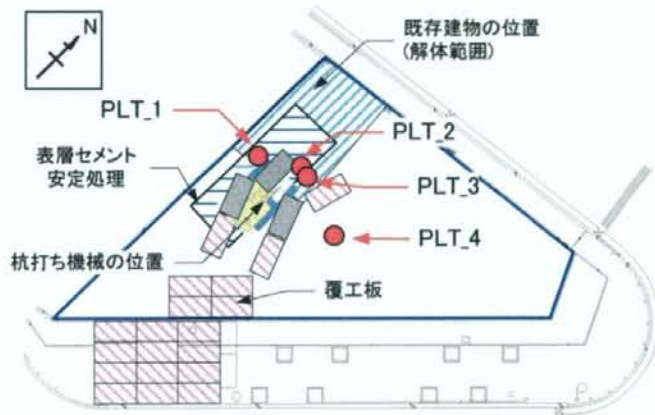


図 2-3-4 平板載荷試験の実施位置(PLT_1 から 4)



図 2-3-5 平板載荷試験の実施状況

表 2-3-2 平板載荷試験の結果一覧

試験番号	地盤状態	最大載荷応力	最大沈下量	最大沈下比	地盤反力係数 K_s (kPa)
		q_{max} (kPa)	s_{max} (mm)	$(s/D)_{max}$	
PLT_1	セメント改良地盤	300	4.140	0.0138	21739
PLT_2	乾燥した原地盤	150	6.913	0.0230	6521
PLT_3	散水した原地盤	150	29.930	0.0997	1504
PLT_4	旧駐車場の地盤	300	3.073	0.0102	29411

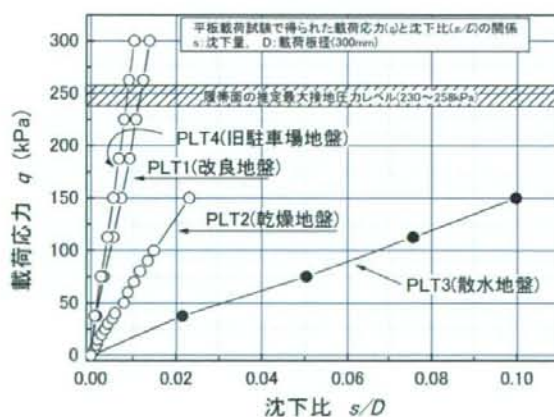


図 2-3-6 平板載荷試験で得られた載荷応力(q)と沈下比(s/D)の関係

図 2-3-6 は平板載荷試験した各位置の載荷応力(q)と沈下比(s/D)の関係の比較を示す。4 つの q - s/D 曲線の傾きには大きな差がある。しかし、4 つの曲線はほぼ直線的な関係を示しており、本試験の載荷レベルでは明確な降伏が見られない。

PLT_1 と PLT_4 では K_s の値が原地盤の PLT_2 のそれに比べて大きく、セメント安定処理された箇所と旧駐車場は支持力が高い。一方、散水した PLT_3 では曲線の傾きに大きな減少が見られ、 K_s の値は原地盤のそれに比べて 1/4 以下に減少している。従って、地表に湛水した泥水が原地盤の表層を軟化させ、支持力は減少したことが明らかになった。なお、PLT_3 の q_{max} は 150kPa であるが、この値が実際の極限支持力とは見られない。その理由は、 q - s/D 関係にピークや折れ曲がり点が見られないためである。

曲線におけるピーク後の接線勾配(K_y)に対するピーク前のそれ(K_0)の比($R_E=K_y/K_0$)は、破壊の急激さを表す指標として参考となる⁹⁾。 R_E の値が小さい場合は延性的な破壊が生じ、沈下量は比較的ゆっくりと増加する。一方、 R_E の値が大きい場合は脆性的な破壊が生じ、沈下量は急激に増加する。この急激な沈下はトップヘビーなくい打機を一層不安定化させる危険な要因である。

また、履帯面に生じる沈下は接地圧力を再分布させ、傾斜荷重が地盤に働く。この傾斜荷重による地盤の支持力低下と履帯に生じる沈下量と沈下速度の関係、ならびにこれらが機体の不安定化に与える影響については未解明な点も残されており、今後明らかにしたいと考えている。

2.3.2 項に述べた通り、履帯面に生じた接地圧力の最大値は 272kPa と推定された。履帯面の下には覆工板が設置されていたものの、機体の転倒時にはこの板に移動が生じた。これは、載荷位置が覆工板の端であったことを現す現象と言える。従って、覆工板の分散効果は当時ほとんど期待できない状況であり、地盤に働いた載荷圧力は履帯面の接地圧力と大きな差はなかったことが推定される。一方、これに対して地盤の支持力は載荷圧力以下であったことは、履帯に沈下が生じた結果より明らかである。

2.3.4 設置地盤の支持力推定

直接基礎の支持力に影響を与える地盤の深さ範囲は一般的に基礎幅の 3 倍程度と言われている¹⁰⁾。くい打機のクローラ幅(W)は 0.76m であり、表面に敷設された覆工板の短辺は 1.5m である。すなわち、基礎幅(B)は大きく見積もって 1.5m である。従って、機械の安定を左右する地盤の強度は深さ 4.5m 程度と見ることができ、本くい打機の設置地盤における支持力について、直接基礎として推定する。

ボーリング調査の結果より転倒位置に近い BRG_1 では、地表から深さ 5.8m までは砂であり、その平均 N 値は 3 程度である。そして、水位面が深さ 2.2m に存在する。ゆるく堆積した飽和砂地盤は地震時に液状化することが知られている。さらに当地は周囲に傾斜を有することから、側方流動の可能性も否定できない。本災害時における液状化の発生につい

ては明らかでなく、転倒に与えた影響については不明であるが、この地盤のせん断強度は低いことが明らかである。

本節では当該地盤の支持力を推定する。まず、 N 値より地盤の強度定数を換算する。砂地盤の内部摩擦角(ϕ)と N 値の間には関係が存在することが知られており、様々な換算式が提案されている。最も一般的な換算式は道路橋示方書¹¹⁾が示す式(2-32)である。

$$\phi = \sqrt{15N} + 15 \quad (2-32)$$

なお、 $N > 5$ であり、 $\phi < 45$ である。

従って、当該地盤の N 値は 3 と小さいため式(2-32)の適用外である。また大崎ら¹²⁾は式(2-33)の換算式を提案しており、この式では特に N 値の適用範囲が示されていない。

$$\phi = \sqrt{20N} + 15 \quad (2-33)$$

式(2-33)に $N=3$ を代入すると $\phi=23$ 度が得られる。この値を用いて支持力を計算する。この計算には式(2-34)に示す Terzaghi の支持力公式が一般的に用いられる。

$$q_r = s_c c_u N_c + s_q \gamma_2 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_r \quad (2-34)$$

ここで、 q_r はテルツァーギ式により得られる極限支持力、 c_u は基礎底面下の土の粘着力、 γ_1 は基礎底面下のある土の単位体積重量、 B は基礎幅、 γ_2 は基礎底面より上方にある土の単位体積重量、 D_f は根入れ深さである。 s_c と s_q は形状係数であり、 N_c 、 N_q 、 N_r は支持力係数である。建築基礎構造設計指針¹³⁾では形状係数と支持力係数を、それぞれ表 2-3-3 と表 2-3-4 の通り示している。

表 2-3-3 形状係数

基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円形
s_c	1.0	1.3	$1.0 + 0.3 \frac{B_f}{L_f}$	1.3
s_q	0.5	0.4	$0.5 - 0.1 \frac{B_f}{L_f}$	0.3

表 2-3-4 支持力係数

ϕ (度)	N_c	N_q	N_r
0	5.3	0	3.0
5	5.3	0	3.4
10	5.3	0	3.9
15	6.5	1.2	4.7
20	7.9	2.0	5.9
25	9.9	3.3	7.6
28	11.4	4.4	9.1
32	20.9	10.6	16.1
36	42.2	30.5	33.6
40 以上	95.7	114.0	83.2

車軸付近に集中した履帯の接地圧力の分布は正形状と仮定する。また、支持力係数については内部摩擦角(ϕ)が23度に対する値を表2-3-4から換算して用いる。

式(2-35)に示す計算の結果、 q_T は88(kPa)程度と推定され、当該地盤の支持力は履帯の最大接地圧力に比べて小さいことがわかった。

$$\begin{aligned}
 q_T &= s_c c_u N_c + s_q \gamma_2 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_r \\
 &= 0 + 0 + \frac{1}{2} \times 17 \times 1.5 \times 6.9 \\
 &= 88(\text{kPa})
 \end{aligned}
 \tag{2-35}$$

2.4 転倒原因と再発防止対策

2.4.1 転倒原因

くい打機が転倒した原因は以下の通りと考えられる。

・外力的要因

1) 転倒モーメントの増加

横引きを伴う杭のつり上げを行った結果、杭と地盤の間に発生した摩擦力が転倒モーメントを増加させた。この転倒モーメント増分は機体の安定度を減少させ、転倒危険性を増加させた。なお、横引きが機体の安定度低下に与える影響については未解明な点が残されており、今後検討したいと考えている。

2) 接地圧力の増加

地切りの際に生じる荷ふれを減少させるために上部を回転させたが、この回転によってクローラ車軸付近の載荷荷重が増加した。その結果、接地圧力が地盤の極限支持力を超えた。

・耐力的要因

1) 軟弱な地盤

当該現場では表面から深さ 5m の範囲に砂層が分布しており、その平均N値は3以下である。さらに、地下水位が深さ 2m 付近に存在している。理論式より推定された支持力は 88kPa 程度と非常に小さい値であった。

2) 地盤の養生不足(1)

履帯が覆工板の端部に位置したために荷重の分散効果が著しく低下した。従って、覆工板の敷設位置が適当でなかった。

3) 地盤の養生不足(2)

覆工板が一重敷きであり、荷重の載荷位置の違いによって圧力の分散効果に差が生じる敷設状態であった。すなわち、敷設枚数が十分ではなかった。

4) 地盤の養生不足(3)

表層セメント安定処理の範囲が小さく、自走経路を十分にカバーしていなかった。安定処理された地盤には明確な強度増加が確認され、未処理地盤との強度には大きな差が認められた。沈下が生じた右側履帯は未処理地盤の上に設置されており、安定処理の効果が発揮されていなかった。

・作業計画の不備等による要因

1) 地盤の調査不足(1)

くい打機の設置に際して地耐力の照査と養生対策について、事前に十分な検討がな

されていなかった。

2) 地盤調査の不足(2)

敷地内の地耐力には大きな差が存在し、一部の強固な部分の存在が当該地盤の支持力に対して過信を与えたと考えられる。旧駐車場の地盤は表層が締め固められており高い支持力を有した。また、既設建物を解体した際の廃材や碎石が地表に敷設されて、締め固められた結果、地盤は一見強固に見られた。しかし、地中はゆるい砂層が堆積した軟弱地盤であった。

3) 計画の不備

杭の仮置き場と機械の自走経路の関係が十分に検討されておらず、覆工板の敷設枚数と位置の関係が適当でなかった。

4) 安全対策の省略

建築工事では地盤表層に対するセメント安定処理が建築物本体の基礎として利用されることが少なく、むしろ掘削して取り除かれる場合もある。従って、仮設の安定処理は経済的に負担となるばかりか施工上の手戻りとなるために、その実施については最小限にとどめられる傾向が一般的に見られる。

5) 養生の不足

地表に湛水した安定液が原地盤は軟化させて、地盤反力係数を減少させた。

2.4.2 再発防止対策

同種災害の再発防止には以下の対策が必要と考えられる。

1) 機械の安定に関する地盤工学的な事前検討の実施

くい打機は大型でありその自重は数十トンに達する。この安定設置に必要な地盤の支持力については、目視や踏査による経験的判断のみによって評価すべきではない。すなわち、工学的な地盤調査の結果に基づいて地盤支持力を求めなければならない。そして、くい打機の緒元と作業方法を考慮して履帯に働く最大接地圧力を求める。得られた支持力と接地圧力の比較に基づいて安全性を検討し、安定設置に必要な地盤養生の方法を決定しなければならない。

2) 覆工板の適切な敷設

くい打機の自走経路に対する覆工板の敷設では範囲に不足がないよう注意しなければならない。また、履帯荷重の分散効果は覆工板に対する載荷位置の違いによって異なり、接地圧力の変動を招く。すなわち、履帯が覆工板の端部に位置する時と中央部に位置する時の分散効果に大きな差が生じ、特に端部の場合では大きな圧力増加が沈下増加を招く危険がある。この分散効果を平均化するためには、重複が半面程度与えられた覆工板の重ね敷きを採用することが有効である。

3) 余裕を持ったセメント安定処理の実施

地盤表層に対するセメント安定処理を実施する際には、くい打機の自走範囲に対して余裕を持った広さの範囲を対象とするべきである。また、現場内の支持力に極端な差が存在する場合や局所的に軟弱個所が存在する場合は、混乱から誤った位置判断を招く場合もある。そのため、安定処理は軟弱個所を残存させないように施すことが安定設置上必要である。また、原位置混合方式は強度にバラツキを生じさせやすい。そのため、配合設計では強度に余裕を持った混合割合を用いなければならない。

4) 湛水による軟化対策の実施

安定液の湛水による地盤軟化がくい打機の不安定化に与える影響は最小限にとどめられなければならない。例えば、削孔の周囲には予盛りなどを行って湛水範囲を限定したり、迅速な泥水の回収措置を講じたりする等の対策を検討する必要がある。湛水による支持力低下レベルを事前に検討し、地盤養生の選択の際に考慮される必要がある。

5) 余裕を持った安定度の確保

車両系建設機械構造規格が定める安定度の値は安全上備えるべき最低限度の基準である。実施工では地盤支持力や不陸ならびに傾斜などの不確実な不安定要因が存在する。そのため、機体の安定度には余裕を持った値を設定する必要がある。日本材料学会の基準例では作業時7度、走行時9度を示している。さらに、横引きによるつり上げは転倒モーメントを機体に作用させるため、安定度が低下する。従って、作用する転倒モーメントを減少させる対策、例えばシーブを取り付ける対策や、機械の安定度をあらかじめ高めに設定するなどの対策が必要である。

6) 建築現場のくい打機がもつ潜在的な危険性の把握

建築現場の基礎工事では一般的に狭い敷地内を大型機械が移動しながら施工する特徴があり、広い敷地内を自走する土木現場とは異なった安全対策が必要である。削孔の周辺地盤は軟弱化しているため、機械の安定を確保するためには十分な養生が不可欠である。

2.5 参考文献

- 1) セメント系固化剤による地盤改良マニュアル(第二版):(社)セメント協会, pp.49-87, 2000.
- 2) ソイルミキシングウォール(SMW)設計施工指針(改訂版):(社)日本材料学会, pp.78-81, 2002.
- 3) 基礎工事機械 安全 第一部 くい打ち機の要求事項, 日本工業規格, JISA8509-1-2007, 2007.
- 4) 移動式クレーン, 杭打ち機械等の支持地盤養生マニュアル:(社)日本建設機械化協会, pp.9-22, 2000.
- 5) 移動式クレーン運転士教本:(社)日本クレーン協会, pp.85-88, 1993.
- 6) 車両系建設機械(基礎工事用)運転業務の安全:建設業労働災害防止協会, pp.80-91, 2006.
- 7) 地盤調査法:(社)地盤工学会, pp.345-353, 1999.
- 8) 道路の平板載荷試験方法:(財)日本工業規格, JIS A 1215-1995, 1995.
- 9) 玉手 聡:移動式クレーンの安定設置に必要な地盤の支持力要件, 産業安全研究所研究資料, NIIS-SD-No.22(2006), 2006.
- 10) 地盤工学ハンドブック, (社)地盤工学会, pp.766-783,1999.)
- 11) 道路橋示方書・同解説 I.共通編, IV 下部構造編:(社)日本道路協会, pp.225-272, 1997.
- 12) 地盤調査法:(社)地盤工学会, pp.196-207, 1999.
- 13) 建築基礎構造設計指針:(社)日本建築学会, pp.117-179, 1996.

