

災害調査報告書

クライミングクレーンの転倒災害

独立行政法人産業安全研究所

災害調査報告書

1 災害調査の概要

1.1 災害の種類

クライミングクレーンの転倒災害

1.2～1.4 略

1.5 発生状況の概要

本災害はマンション建設工事現場においてクライミングクレーンが重さ約 900kg の鉄板をつり上げた後に旋回したところ転倒したものである。当該クレーンはマスト高さ 30m、ジブ長さ 44m を有し、つり上げ荷重は 10.6 トンであった(図 1-2 参照)。クレーンは、敷地外の方に倒れ(写真 1-1 参照)、マストは道路を横断し(写真 1-2 参照)、ジブは付近住宅に衝突し損壊させた。被災者は 4 名である。1 名は、当該クレーンの運転席内にいた運転士であり、肋骨骨折の重傷を負った。別の 1 名はトラックの運転手であり、クレーンの旋回台が道路を走行中のトラックに衝突し、左手切傷の負傷を負わせた。他 2 名はジブが衝突した市営住宅の住民であり、それぞれショックによる過呼吸と右肩切傷を負った。

当該マンションは 15 階建を有し、東西 21.6m、南北 83.1m の矩形状の敷地に建設中であった。

当該クレーンは杭基礎を支持部に有した。杭基礎形式は埋め込み杭に分類され、オーガで所定の深さまで掘削した後に、掘削孔にセメントミルクを注入し H 型鋼(H400×400×13×21)を挿入する形式であった。杭の削孔深さ 25m であり、杭径は 0.6m であった。

1.6 略

1.7 参考資料一覧

資料 1 事業者が行った杭基礎の支持力に関する検討方法の解説

資料 2 セメントミルクとの付着力を高めた鋼杭の例

資料 3 セメントミルクの圧縮強度試験

図 1-1～1-2 略



写真 1-1 転倒したクライミングクレーンを後方から見た様子



写真 1-2 転倒したクライミングクレーンが災害現場に隣接する 4 車線道路を覆った様子

2 設計時に検討されたクライミングクレーンの安定性

2.1 設計で考慮した作業時の諸荷重

当該クレーンの場合は、作業時に作用する荷重として、風速 16m/sec、作業半径 40m で吊り荷の荷重 3t、3m で荷重 10t、0.8m で荷重 10t（それぞれ定格荷重）とした場合について、静荷重、動荷重、風荷重が計算された。その中で、作業半径 40m で荷重 3t の場合に、静荷重、動荷重、風荷重による合計モーメントが最大となった。しかし、杭に作用する荷重は地震時荷重の場合に比べ非常に小さかった。

2.2 設計で考慮した基礎の支持力

地盤上に設置される当該クレーンの安定性は、セメントミルク工法による埋め込み杭基礎の支持力および引き抜き耐力により検討された。杭基礎の規模は直径 60cm 深さ 21m が選択され、施工方法はオーガで掘削された削孔部にセメントミルクを充填し、その後にH型鋼(H-400×400×13×21)を挿入するものであった。セメントミルクの配合割合は、水 450kg に対してセメント 80kg とベントナイト 25kg を混合するものであり、その強度は 30kgf/cm² 以上を有するとともにH型鋼に付着して一体化することが仮定された。基礎に作用する荷重には、作業時(風速 16m/sec)、停止時(風速 55m/sec)および地震時の 3 条件の中から、値が最大となる地震時によるものが選択された。地盤は深さ 25m にわたって土質とN値の分布が調査された。杭体と削孔壁面部における周面摩擦および削孔底部における先端支持力が計算されて、当該クレーンの安全性照査が行われた。

3 災害状況と推定される災害原因

本災害の原因は杭基礎に打設されたセメントミルクの強度不足によるものと推定される。災害状況にもとづく考察を以下に述べる。なお、数値の単位は設計書等の資料に示された表現に従って重力単位で記述する。

3.1 災害時の風荷重

3.1.1 風荷重の計算

災害発生時の作業状況は、ジブの水平面からの角度 60°、吊り荷の荷重は 0.9t であった。また、風速は大阪管区気象台のデータでは、西の風で最大風速は 7.3m/sec、最大瞬間風速は 14.2 m/sec であった。このジブの状態、吊り荷の荷重を 0.9t として計算した静荷重と動荷重による曲げモーメントを表 3.1.1、風速を 14.2m/sec として計算した風荷重による曲げモーメントを表 3.1.2 に示す。風荷重は静的に作用するものとした。

表3.1.1 静荷重と動荷重による曲げモーメント							
符号	名称	自重 W (tf)	係数	W×係数 (tf)	重心位置 L(m)	W×L (tf・m)	W×L×係数 (tf・m)
1	ジブ	7.00	1.05	7.35	8.00 ^注	56.00	58.80
2	ワイヤロープ	2.20	1.05	2.31	7.49 ^注	16.47	17.29
3	カウンター	4.95	1.05	5.20	-2.95	-14.60	-15.33
4	カウンターフレーム	2.50	1.05	2.63	-5.50	-13.75	-14.44
5	カウンターウェイト	4.20	1.05	4.41	-7.80	-32.76	-34.40
6	旋回架構	6.20	1.05	6.51	0.00	0.00	0.00
7	運転室	1.80	1.05	1.89	0.00	0.00	0.00
8	巻上装置	4.45	1.05	4.67	-6.40	-28.48	-29.90
9	起伏装置	3.10	1.05	3.26	-4.45	-13.80	-14.48
10	旋回装置	1.75	1.05	1.84	-1.90	-3.33	-3.49
11	旋回環	1.40	1.05	1.47	0.00	0.00	0.00
12	旋回環受フレーム	3.00	1.05	3.15	0.00	0.00	0.00
13	ガイトマスト	1.50	1.05	1.58	0.00	0.00	0.00
14	昇降フレーム	13.40	1.05	14.07	-0.96	-12.86	-13.51
15	下部昇降フレーム	0.00	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00
16	マスト(B)0本	0.00	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00
17	マスト(B)3本	17.55	1.05	18.43	0.00	0.00	0.00
18	マスト(C1)2本	13.52	1.05	14.20	0.00	0.00	0.00
19	マスト(C2)0本	0.00	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00
20	マストステー	0.00	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00
21	架台	8.00	1.05	8.40	0.00	0.00	0.00
22	小計	96.52	-	101.35	-0.49	-47.11	-49.46
23	つり金具	0.60	1.31	0.79	19.00	11.40	14.93
24	荷重	0.90	1.31	1.18	19.00	17.10	22.40
25	合計	98.02	-	103.32	-0.19	-18.61	-12.12
注) ジブ、ワイヤロープの重心位置は、クレーン図面より図解的に算出							

表3.1.2 風荷重による曲げモーメント								
符号	名称	受圧面積 A(m ²)	受圧面高さ H(m)	速度圧 q (kgf/m ²)	風力係数 C	風荷重 W(tf)	重心高さ H(m)	風荷重モーメント W×H(tf・m)
1	ジブ	20.61	52.37	17.9	1.60	0.59	52.37 ^{注)}	30.99
2	ガイボート	8.30	37.93	16.6	1.20	0.17	37.93 ^{注)}	6.28
3	カウンターフレーム	2.00	32.23	16.0	1.20	0.04	32.23	1.24
4								
5								
6	運転室	2.90	32.03	15.9	1.20	0.06	32.03	1.77
7	巻上装置	2.20	32.93	16.1	1.20	0.04	32.93	1.40
8								
9								
10								
1-10	旋回部合計	36.01				0.89		41.68
11								
12								
13	旋回環受フレーム	2.70	31.13	15.8	0.70	0.03	31.13	0.93
14								
15	昇降フレーム	3.99	27.23	15.3	1.20	0.07	27.23	1.99
16								
17								
18	マスト(B)3本	19.20	22.53	14.6	1.60	0.45	22.53	10.09
19	マスト(C1)2本	12.80	16.00	13.4	1.60	0.27	7.53	2.06
20								
21								
22	架台	4.80	16.00	13.4	1.20	0.08	0.70	0.05
11-22	固定部合計	43.49				1.15		15.13
1-22	合計	79.50				2.04		56.81
注) ジブの重心高さは、クレーン図面より図解的に算出								

3.1.2 基礎杭に作用した荷重

表 3.1.1 および表 3.1.2 を用いて計算した、基礎杭 1 本に作用する最大および最小鉛直荷重を表 3.1.3 に示す。災害発生時の最大および最小鉛直荷重は、設計で検討された地震時荷重よりも小さい値が推定された。そのため、本災害におよぼした風荷重の影響は少なかったと考えられる。

表3.1.3 基礎杭に作用した鉛直荷重									
	静荷重による モーメント tf・m	動荷重による モーメント tf・m	風荷重による モーメント tf・m	地震荷重による モーメント tf・m	合計モーメント tf・m	鉛直荷重 tf	水平荷重 tf	杭1本に作用する 最大鉛直荷重 tf ②	杭1本に作用する 最小鉛直荷重 tf ②
災害発生時	-49.46	37.34	56.81	-	44.68	103.32	2.04	34.60	17.06
設計(地震時)	35.32	144.00	-	475.31	654.63	100.12	19.30	166.02	-115.96
注) 杭を圧縮する方向を正とする									

3.2 杭基礎の耐力

「クレーン H 杭基礎計算書」に示された基礎の諸元と、災害後の調査によって明らかになった基礎の諸元について、表 3.2.1 に比較して示す。

表 3.2.1 設計と実施工に見られる相違点

項目	当初設計	実施工
杭の打設間隔(m)	4.78(対角方向)	5.4(対角方向)
杭径(m)	0.65 と 0.60 の両方が混在	不明
H型鋼の根入れ長さ	21m (オーガにより 25m 削孔した後に、4m 掘削することによる)	北東 5.5m 切断し、根入れ長 18.2m(1.3m 沈下) 南東 4.3m 切断し、根入れ長 20.7m(2.75m 引き抜け) 北西 2.5m 切断し、根入れ長 21.2m(2.30m 引き抜け) 先端 V 字加工 南西 2.5m 切断し、根入れ長 21.2m(5.50m 引き抜け) 先端 V 字加工
セメントミルク強度	30kgf/cm ² 以上	水セメント比(W/C)を約 500%で配合した強度

3.2.1 根入れ不足を考慮した杭基礎の支持力

災害時の風荷重から推定された杭(1本当たり)への作用荷重は最大で 34.60tf、最小で 17.06tf である。そのため、転倒を開始した時には、引き抜き力が基礎に作用しなかったと考えられ、転倒の契機は北東側杭基礎の沈下によると推定される。そこで、北東側杭基礎の鉛直支持力について、H型鋼の切断による根入れ不足が杭基礎の支持力に与える影響を検討した。なお、セメントミルクの強度は十分に高い場合を仮定し、杭基礎の支持力の計算にはマイヤホフ(Meyerhof)の算定式を用いた。

北東側のH型鋼は、H型鋼の根入れ長が 18.2m であった。調査された土質とN値の分布(表 3.2.2 参照)から支持力を推定する。なお、N値が 60 を示す支持層は深さ-21m に位置したため、このH型鋼は長さ不足により支持層には到達していなかったと推定される。

(1) 周面摩擦力

杭基礎と削孔壁面との間の周面摩擦力を検討する。深さ-2～-7m までの 6m の区間は砂質土に分類され、平均N値は 17.5 である。砂質土層の周面摩擦力 RS は式(3-2-1)により算定される。

表 3.2.2 地盤の土質とN値

深さ(m)	N 値	土質
-1	13	盛土
-2	8	シルト質砂
-3	22	砂礫
-4	44	シルト質砂
-5	18	砂礫
-6	6	シルト質砂
-7	7	シルト質砂
-8	7	砂質粘土
-9	7	粘土
-10	6	粘土
-11	4	粘土
-12	5	粘土
-13	7	粘土
-14	7	粘土
-15	11	粘土
-16	13	粘土
-17	11	粘土
-18	11	粘土
-19	9	粘土
-20	9	粘土
-21	60	砂礫

$$RS = \frac{N_s}{5} UL \quad (3-2-1)$$

ここで、 N_s は砂質土層の平均N値、 U は杭の周長、 L は杭の長さである。
計算の結果 RS は 42.84tf となる。

$$\begin{aligned} RS &= \frac{N_s}{5} UL \\ &= \frac{17.5}{5} \times 2.04 \times 6 \\ &= 42.84(\text{tf}) \end{aligned}$$

深さ-8~-18.3 までの 11.3m の区間は粘性土であり、周面摩擦力 RN は式(3-2-2)により算定される。

$$RN = \frac{1}{2} N_c UL \quad (3-2-2)$$

ここで、 N_c は粘性土層の平均N値である。
平均N値は約 8 と算出される。粘性土層では $N > 4$ の場合は、 $N=4$ として計算する条件を適用した。 RN は 46.10tf と計算される。

$$\begin{aligned} RN &= \frac{1}{2} N_c UL \\ &= \frac{1}{2} \times 4 \times 2.04 \times 11.3 \\ &= 46.10(\text{tf}) \end{aligned}$$

ただし、設計書に示された粘性土層の周面摩擦の算定式(3-2-3)には、一般的な算定式(3-2-2)に比較して、粘性土層の周面摩擦力が過大に見積られていた。

$$\text{設計書の算定式} \quad RN = 2N_c UL \quad (3-2-3)$$

(2) 先端支持力

H型鋼先端は、長さ不足のため削孔底面の支持層に到達していなかった。そのため、先端支持力(P')はH型鋼下端に接するセメントミルクの強度によるものと考えられる。そこで、道路橋示方書に示される場所打ち杭の硬質粘土層における算定方法を準用し、式(3-2-4)により先端支持力を計算した。

$$P' = 3q_u A_p \quad (3-2-4)$$

ここで、 q_u はセメントミルクの強度であり、 A_p はH型鋼の断面積である。

q_u は設計書に示された強度(30kgf/cm²)を仮定した。計算の結果、 P は19.31tf となった。

$$\begin{aligned} P' &= 3 \times 30 \times 214.54 \\ &= 19308.6(\text{kgf}) \\ &= 19.31(\text{tf}) \end{aligned}$$

よって、押し込み力に対する基礎の推定支持力 RC は、108.25tf と算出された。

$$\begin{aligned} RC &= RS + RN + P \\ &= 42.84 + 46.10 + 19.31 \\ &= 108.25(\text{tf}) \end{aligned}$$

推定された災害時の最大鉛直荷重は 34.60tf である。これに杭体の自重約 15tf 考慮した全鉛直荷重は約 49tf であり、 RC はこれに比べて大きい。そのため、当該基礎の沈下は、削孔壁面と杭基礎の周面摩擦の不足によるものではないと推定される。よって、基礎のセメントミルクとH型鋼が一体化した状態であれば、基礎は沈下しなかったと考えられる。

3.2.2 H型鋼とセメントミルクの付着力

セメントミルクとH型鋼の付着力について、同業他社で用いられている算定手法を参考に検討する。H型鋼とセメントミルクの付着力は、以下の2つの成分から構成される。

- ① H型鋼とセメントミルクの付着力による成分(T_a)
- ② セメントミルク同士のせん断力による成分(T_s)

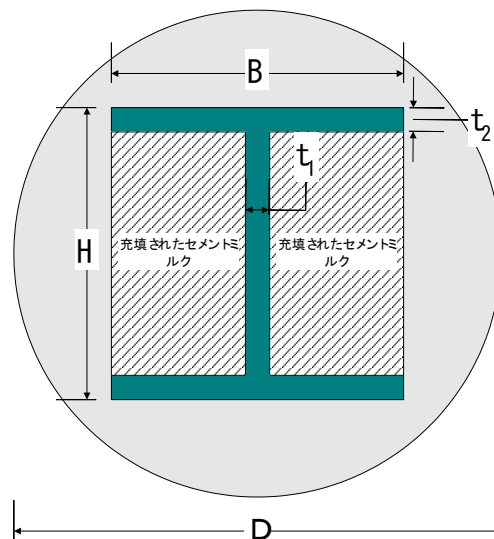


図 3-2-1 削孔に装填されたH型鋼のイメージ

①の T_a に関するH型鋼の付着長 U_1 は式(3-2-5)により算出される。

$$U_1 = 2B + 4t_1 \quad (3-2-5)$$

ここで、 B と t_1 は図 3-2-1 に示すH型鋼の幅と肉厚である。

②の T_s に関するH型鋼の開口部に充填されたセメントミルクとその外側セメントミルクの付着長 U_2 は式(3-2-6)により算出される。

$$U_2 = 2(H - 2t_1) \quad (3-2-6)$$

H型鋼とセメントミルクの短期許容付着応力度 T_a は、セメントミルクの設計強度 F_C を用いて式(3-2-7)により求められる。

$$T_a = \frac{2}{100} F_C \quad (3-2-7)$$

また、セメントミルクの短期許容せん断応力度 T_s は、式(3-2-8)により算出される。

$$T_s = \frac{1}{30} F_C \quad (3-2-8)$$

セメントミルクとH型鋼の短期許容付着力(S_T)は式(3-2-9)によって求まる。

$$S_T = (T_a U_1 + T_s U_2) L \quad (3-2-9)$$

セメントミルクの強度を 30kgf/cm^2 と仮定し U_1 、 U_2 、 T_a 、 T_s を以下の通り算出して S_T を計算すると、 $264.7(\text{tf})$ となる。

$$\begin{aligned} U_1 &= 2 \times (40 + 2 \times 1.3) \\ &= 85.2(\text{cm}) \\ U_2 &= 2 \times (40 - 2 \times 1.3) \\ &= 74.8(\text{cm}) \\ T_a &= \frac{2}{100} \times 30 \\ &= 0.6(\text{kgf/cm}^2) \\ T_s &= \frac{1}{30} \times 30 \\ &= 1(\text{kgf/cm}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_T &= (T_a U_1 + T_s U_2) L \\ &= (0.6 \times 85.2 + 1 \times 74.8) \times 2100 \\ &= 264432(\text{kgf}) \\ &= 264.432(\text{ton}) \end{aligned}$$

災害時の風荷重より推定された最大鉛直荷重(34.60tf)にH型鋼の自重約 3tf を考慮した全荷重は約 37tf である。付着力(S_T)はこれを大きく上回る。そのため、セメントミルクが少

なくても設計強度(30kgf/cm²)を有していた場合は、付着力不足による基礎の沈下は発生しなかったものと推定される。このことから、当該基礎に打設されたセメントミルクの強度は、設計強度よりも低かったと推定される。

3.2.3 セメントミルクとH型鋼の付着力および杭基礎の周面摩擦力による引き抜き耐力の比較

セメントミルクとH型鋼との間の付着力と杭体の周面摩擦力を比較する。セメントミルクの強度を 30kgf/cm²に仮定した場合の短期許容付着力と、設計書に示されたN値から算出された杭の周面摩擦力の比較を表 3.2.3 に示す。短期許容付着力は周面摩擦力に比べて大きな値を示した。そのためセメントミルクが設計強度を有していれば、基礎の引き抜き耐力は周面摩擦力に依存したと考えられる。しかしながら、本災害では写真 3-1 に見られる通りH型鋼がセメントミルクから引き抜けた。

表 3.2.3 杭基礎の引き抜き耐力におよぼす付着力と摩擦力の比較

	短期許容付着力(S_n)による (H型鋼とセメントミルク)	削孔壁との摩擦力($RS+RN$)による (杭体と削孔壁面)
杭基礎の引き抜き耐力	264.7	88.94



写真 3-1 杭基礎から引き抜けたH型鋼(手前側)とH型鋼が完全に埋没した様子(奥側)

付着力と周面摩擦の釣り合いから、セメントミルクの平均圧縮強度(F_b)を推定する。H型

鋼の引き抜けは、付着力 S_T' が週面摩擦 RC よりも小さい場合に発生し、その条件は式(3-2-10)で表される。

$$S_T' < RS + RN \quad (3-2-10)$$

この付着力 S_T' は実際の付着力であり、式(3-2-9)に示した短期許容付着力 S_T は安全率 1.5 で除して示されている。そのため、 S_T' は S_T に 1.5 を乗じて用いられる。式(3-2-9)と式(3-2-10)の関係から、 F_B は式(3-2-11)によって表される。

$$F_B < \frac{RS + RN}{1.5 \times \left(\frac{2}{100} U_1 + \frac{1}{30} U_2 \right) L} \quad (3-2-11)$$

数値を代入して F_B を計算すると、約 $6.73(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ 程度であったと推定される。

$$F_B < \frac{88940(\text{kgf})}{1.5 \times \left(\frac{2}{100} \times 85.2 + \frac{1}{30} \times 74.8 \right) \times 2100}$$

$$F_B < 6.73(\text{kgf}/\text{cm}^2)$$

また、水セメント比が高いセメントミルクは打設後にセメントが下部に沈降し、水分が上面に滞留する状態（ブリージング）をまねく。削孔底部付近ではセメントミルクの強度が発揮されるが、削孔上部付近の付着強度は著しく低い状態が発生する。ブリージングに対して未対策な場合は、H型鋼とセメントミルクの間に期待される付着力が深さ方向に不均一な状態になる可能性がある。

3.2.4 セメントミルクの配合と強度

セメントミルクの配合と強度に関する検討を述べる。資料に記述されたセメントミルクの配合条件は表 3.2.4 に示す 4 ケースである。

表 3.2.4 セメントミルクの配合

	水量(kgf)	セメント量(kgf)	ベントナイト量(kgf)	水セメント比(%)
①計画書	450	320	25	140
②過去の配合事例	840	300	10	280
③実施工	6583	1500	20	439
④実施工	450	80	25	563

①は元請が作成した施工計画書に示された支持杭の根固め液に関するものである。②は同社が過去にクレーンの支持杭を施工した際に用いたセメントミルク配合条件であり、このセメントミルクの強度は $30\text{kgf}/\text{cm}^2$ を有するとされている。③と④は実施工で用いられた

可能性がある配合条件である。③は施工関係者の聴取に基づく配合条件である。杭一本当たり使用されたセメントは $25\text{kg} \times 60 \text{ 袋} = 1500\text{kgf}$ であったとされている。これに対して使用されたベントナイトは 20kgf であったとされる。杭の体積(削孔深さは 25m 、杭径 60cm から推定) 7.06m^3 に対するセメントと水の体積比の関係から、配合条件を推定した。④は、同社の施工計画書に土止め杭用根固め液として示され、施工会社が誤って用いたとされる配合条件である。

①の配合条件で打設されたセメントミルクの強度については不明である。コンクリートポールパイル協会の「セメントミルク工法に用いる根固め液および杭周固定液の圧縮強度試験方法関係資料集」によれば、根固め液は杭先端部を支持地盤に堅固に定着させることを目的とし、そのセメントミルクの強度は 200kgf/cm^2 以上を有することが一般的に規定され、そのセメント水比は 1.4 が一般的であると記されている。また、セメントミルクの強度はセメント水比の条件の他に、供試体の作製方法によってばらつきを生ずることが示されている(表 3.2.5 参照)。

②の配合条件で打設されたセメントミルクの強度は、過去にクレーンの支持杭を施工した際に用いたセメントミルク配合条件であり、セメントミルクの強度は 30kgf/cm^2 を有したとされている。

③と④の配合条件で打設されたセメントミルクの強度は不明である。しかし、水セメント比が②よりも高い。そのため、セメントミルクの強度は 30kgf/cm^2 よりも低いと推定される。また、ブリージングのために、深さ方向の強度分布が不均一であった可能性もある。

なお、杭周安定液については、杭周面の付着力と杭に作用する水平力に対して安定を確保することが目的とされ、杭頭まで安定液を満たすことと、その材齢 28 日強度が 5kgf/cm^2 以上を確保することが一般的に規定されている。また、日本建築センターによるセメントミルク根固めH形鋼杭工法の評定資料によれば、杭周固定液の水セメント比は 400% が原則とされ、施工条件に応じて適量のベントナイトを使用することとされている。

表 3.2.5 セメントミルクの強度に及ぼす水セメント比の関係^{注)}

水セメント比	材齢 28 日強度 (kg/cm^2)	備考
0.7	185, 342	鋼製型枠又はポリ袋による。型枠サイズの影響?
0.7	202~319	ダイヤモンドカッターによる切り出し等や端面処理の違いにより差異がある
0.7	319~328	メーカーの異なるセメントをポリ袋内で作製
0.6	336~405	メーカーの異なるセメントをポリ袋内で作製

注)コンクリートポールパイル協会「セメントミルク工法に用いる根固め液および杭周固定液の圧縮強度試験方法関係資料集」による

表 3.2.4 に示された配合条件を参考に、室内にてセメントミルク供試体を作製した。作製したセメントミルクの配合条件を表 3.2.6 に示す。試験手法の詳細と試験結果は巻末の参考資料 3 に記述する。

図 3-2-2 はベントナイトセメント比が同一なケースについて、ブリージングに与える水セメント比(W/C)の影響を示す。ブリージング率(Br)は水セメント比(W/C)の増加に伴って上昇する傾向を示し、本工事事例で想定される配合の一つである③のケースではブリージングが約 75%に達し作製された杭周固定液は全打設長の 25%程度であった可能性を示す。

図 3-2-3 は同様に W/C が同一なケースについて、 Br に与えるベントナイトセメント比(B/C)の影響を示す。 Br は B/C の減少に伴って増加する傾向を示し、その増加割合は B/C の減少割合に対してほぼ直線的な関係が見られる。

図 3-2-4 と図 3-2-5 は B/C と W/C の配合条件の違いが供試体の平均密度(γ)に与える影響を示す。図 3-2-4 は B/C が同一な供試体に対して W/C が γ に及ぼす影響を示す。 γ は W/C の増加に伴って減少する傾向を示しており、セメントの含有割合の増加に伴って密度は増加する傾向を示した。同一 W/C の供試体については B/C の増加に伴って γ は減少する傾向を示した。これは、 B/C の増加に伴って Br が低下したために γ も低下したと考えられる。

図 3-2-6 と図 3-2-7 は供試体の最大圧縮強度(q_u)に及ぼす W/C と B/C の影響を示す。図 3-2-6 は同一 B/C に対して W/C が q_u に及ぼす影響を示す。供試体の 28 日強度は比較するケース全般において 7 日強度より高い値を示した。常用対数スケールで示した q_u は W/C の増加に伴って減少する傾向が見られた。同一 W/C に対して、 B/C の違いが q_u に及ぼす影響を示した図 3-2-7 は、 B/C の増加に伴って、供試体の強度は大きく低下する傾向を示した。これは、 B/C の増加に伴って γ が減少したことに関連性が見られる。

表 3.2.4 に示した配合条件を室内試験において再現し、得られた圧縮強度(q_u)とこれに基づいて推定されるセメントミルクと鋼杭の全付着力(S_T)を表 3.2.7 に示す。全付着力は供試体作製時に計測されたブリージング率を考慮して打設後に形成される杭体の高さ L と圧縮強度を、式(3-2-9)に考慮して推定した。災害時に北東の杭が受けたと推定される荷重(杭

表 3.2.6 室内で作製したセメントミルクの配合条件

水セメント比 W/C (%)	ベントナイトセメント比 =ベントナイト (B)/セメント (C), B/C (%)			
	1.33%	3.3%	7.8%	31.3%
140%	①			
280%	②	④	⑤	
439%	③			
560%				⑥

表 3.2.7 施工時のセメントミルクの配合条件とその強度

	水セメント比, W/C (%)	ベントナイトセメント比, B/C (%)	単位体積重量, γ (gf/cm ³)	ブリージング率, Br (%)	圧縮強度 q_u (kgf/cm ²)上段, (kPa)下段	全付着力, S_T (tf)
①計画書	140	7.8	不明	不明	不明	不明
②過去の配合事例	280	3.3	1.43	52	18.1 1770	76.6
③実施工	439	1.3	1.55	76	32.2 3160	68.1
④実施工	560	31.3	1.15	5	1.0 93	8.4

体自重を含む) は約 37tf である。①については B/C の割合が高いためにベントナイトを均質に混合させてセメントミルクを作製することが困難であった。そのため室内試験は実施できなかった。②と③については、 S_T が推定荷重を上回っているが、④については明らかに付着力が不足することが確認された。

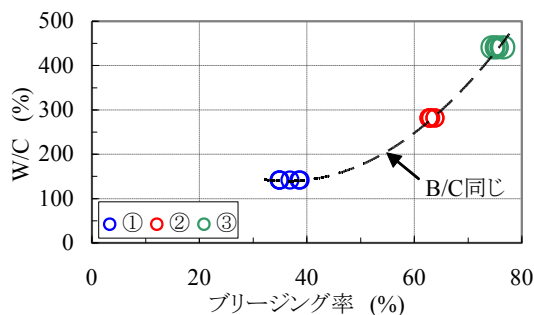


図 3-2-2 ブリージング率と W/C の関係

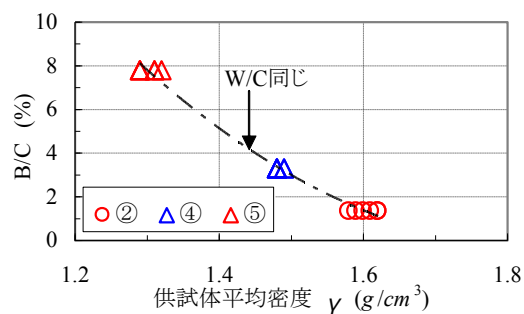


図 3-2-5 供試体平均密度と B/C の関係

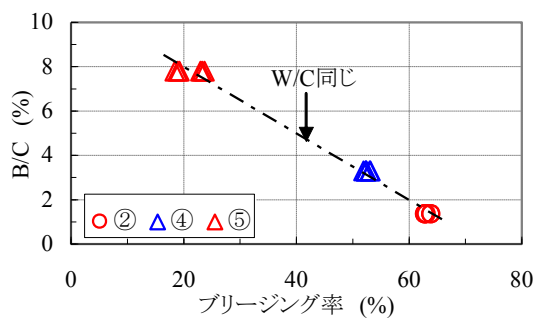


図 3-2-3 ブリージング率と B/C の関係

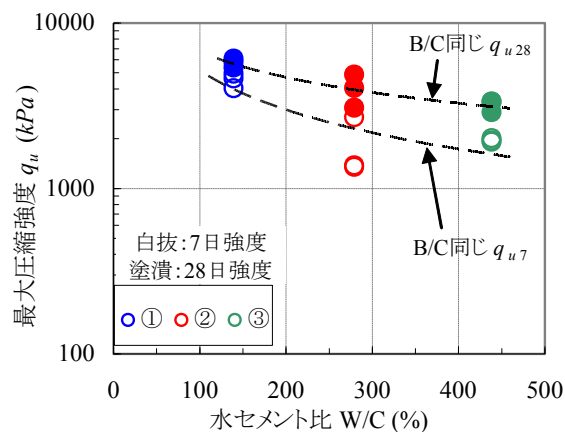


図 3-2-6 W/C と最大圧縮強度の関係

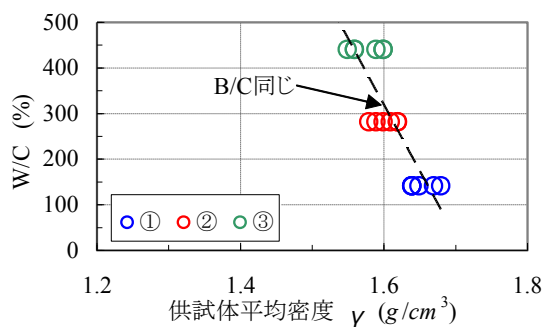


図 3-2-4 供試体平均密度と W/C の関係

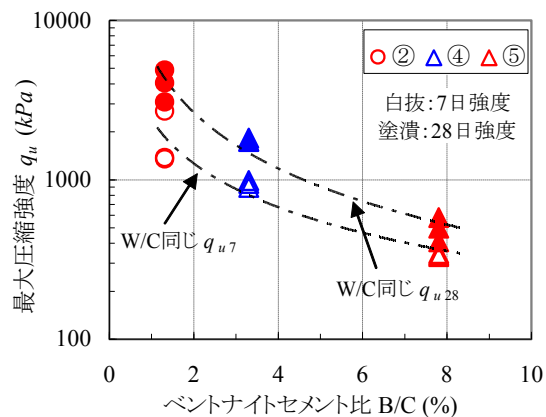


図 3-2-7 B/C と最大圧縮強度の関係

3.2.5 水質検査結果

全国基礎工業協同組合連合会の「埋め込み杭施工指針・同解説-セメントミルク工法-」によれば地下水の水質は、掘削液の孔壁安定、杭周固定液の沈降、ブリージング、根固め液の硬化性状に影響するため事前に調査することが望ましいとされており、地下水の水質基準が解説されている。当該災害発生現場のセメントミルクが打設された2地点において、地下水を採取して、水質調査した結果を表3.2.8に示す。全国基礎工業協同組合連合会が示す基準値と当該現場の地下水の水質を比較した結果、特に問題は見られなかった。

表 3.2.8 水質基準とサンプルの検査結果

採取位置	基準値 ^{注1)}	サンプル (イ) ^{注2)}	サンプル (ロ) ^{注3)}
塩素イオン(ppm)	3000 以下	35	13
pH 値	5.5 以上	9.4	8.5
硫酸イオン(ppm)	600 以下	110	170
マグネシウム(ppm)	300 以下	3.4	6.5
有機物(ppm) (過マンガン酸カリウム消費量)	糖分 200ppm 以下	9.4	9.1
全糖(ppm) (ブドウ糖として)		20	20 未満
カルシウム(ppm)	要注意	50	70
アルミニウム(ppm)		0.02	0.01
鉄(ppm)		0.05	0.05

注1) 埋め込み杭施工指針・同解説-セメントミルク工法-による

注2) 北東側杭(沈下)の打設位置において採取

注3) 南西側杭(引き抜け)の打設位置において採取

3.2.6 H型鋼に付着した試料の物理・化学試験結果

災害後にH型鋼は引き抜かれた。このH型鋼に付着していた試料を採取して物理化学試験を実施した。試験項目と得られた試験結果を表3.2.9に示す。

採取された試料に含まれるセメント含有量は2から4%である。セメント含有量は杭先端に向かうに従って若干の増加傾向が見られるが、セメントミルクの配合条件に比較すると相当に低い値を示した。一方、試料には砂礫やシルトおよび粘土が多量に含まれていた。一つの推測として、削溝壁面より崩壊した土が打設されたセメントミルクに混入したことが考えられる。

表3.2.7の③と④に示したセメントミルクの状況から推察すると、③の場合はブリージング率が76%と高いために、打設後の杭体の上側76%は水であった可能性が考えられる。このブリージングのために削溝壁を支持する圧力が不足して壁面は崩壊し、鋼杭周辺に充填された。付着していた試料は主に当該地盤のものであったことが推定される。

④の場合はB/Cが高いためにブリージング率は低い。しかし、削溝内に打設して形成されたセメントミルクの単位体積重量は低い。そのため、同様に削溝壁面を支持するために

必要な圧力が不足し、壁面が崩壊してセメントミルクに混入したことが考えられる。

表 3.2.9 H型鋼に付着した試料の物理・化学試験結果

杭位置	北東	北東	東南	東南	東南	南西	南西	西北
試料の採取位置：杭先端からの距離(採取箇所)	7.5m (ウエブ [°])	7.5m (フランジ [°])	3.0m (ウエブ [°])	10.0m (ウエブ [°])	10.0m (フランジ [°])	2.0m (ウエブ [°])	7.5m (フランジ [°])	3.0m (ウエブ [°])
湿潤密度, ρ_t (g/cm ³)	2.674	2.668	2.733	2.689	2.677	2.608	2.657	2.665
自然含水比, w(%)	72.0	50.0	69.4	57.6	39.8	49.9	39.7	93.9
液性限界, w_L (%)	76.1	72.5	81.5	83.3	71.0	76.0	67.6	104.6
塑性限界, w_P (%)	31.0	29.4	38.5	40.8	35.1	31.9	26.7	54.8
塑性指数, IP	45.1	43.1	43.0	42.5	35.9	44.1	40.9	49.8
セメント含有量(%)	2.4	2.2	4.3	3.5	2.7	2.6	2.3	4.0
粒 度	石分, % (75mm 以上)	0.0	0.0				0.0	0.0
	礫分, % (2~75mm)	16.3	30.3				22.0	28.1
	砂分, % (0.075~2mm)	43.1	39.0				43.7	40.8
	シルト分, % (0.005 ~ 0.075mm)	22.5	17.6				20.4	19.3
	粘土分, % (0.005mm 未満)	18.1	13.1				13.9	11.8
	最大粒径 mm	19.0	19.0				19.0	19.0
	均等係数 U_c	417	654				215	235
土の分類名 (分類番号)	砂 礫 分 質 礫 質 砂(SFG)	砂 礫 分 質 礫 質 砂(SFG)				砂 礫 分 質 礫 質 砂(SFG)	砂 礫 分 質 礫 質 砂(SFG)	砂 礫 分 質 礫 質 砂(SFG)

4 再発防止対策

本事故は、クライミングクレーンの基礎部施工が不良であったため、クレーン作業中にジブを引きおこして風を前面から受けた際に発生した荷重を、基礎及びそのH形鋼が支えることができず、1本の基礎杭が沈下すると共に他の基礎杭のH形鋼が引き抜けたことによるものであると推定される。以下に同種災害の再発防止に必要な対策を記述する。

1. クレーンのつり荷、機体重量による荷重、風による荷重は、通常の作業に比べて特に過大ではなく、この点について改善すべき点は見られない。
2. 杭基礎の施工に関しては、設計上の強度が確保できるような基礎形式の選択や施工の確実な実施が必要である。
 - ① セメントミルクの配合条件(水セメント比、ブリージング低減材の配合割合)と強度の関係はあらかじめ調査・検討し、用途(根固め用や杭周固定用など)に応じた配合条件を選択する。
 - ② 打設の時にセメントミルクの一部を採取して供試体を作製し、セメントミルクの強度を確かめる。
 - ③ 完成後の杭基礎に鉛直荷重と水平荷重の試験載荷を実施して、杭基礎の強度を確認する。
 - ④ 打設後のセメントの沈降(ブリージング)現象による強度の不均一性や基礎の不安定化を検討し、必要な対策を講ずる。
3. 杭基礎の鋼杭については、H型鋼の周囲に錨状の補強板を取り付けたり(資料2参照)、表面の凹凸を増加させるなどにより鋼杭とセメントミルクの付着を高め、セメント部から引き抜けることを防止する対策も有効である。
4. また、支持杭が単独で沈下・引き抜けが生じることの無いように、杭相互を結合して一体化させ、全体として支持杭の強度を増加させることも有効である。
5. 杭基礎の安定性を確保するためには、支持力と引き抜き力に対する検討に加えて、鋼杭の付着力や水平荷重に対する安定性も検討する必要がある。
6. 設計書において用いられた粘性土層における周面摩擦の算定式は、通常用いられる算定式(Meyerhofの算定式、3章参照)に比較して、粘性土層の周面摩擦力を過大に見積っていた。今後の計算に際して注意が必要と思われる。

7. 当該現場は災害当日の以前にも強風が観測されていた。災害当日までに鉛直荷重と水平荷重が杭に繰り返し負荷されたことにより、杭周辺地盤の強度低下を招くとともに鋼杭とセメントミルクの間に隙間が発生し、支持地盤を不安定化させた可能性も考えられる。このような動的載荷履歴を受けた杭基礎の支持力特性とクライミングクレーンの転倒におよぼす影響については、今後工学的な見地からの解明が必要であると思われる。

資料 1

「クレーン H 杭基礎計算書」における検討方法の解説

資料１ 「クレーン H 杭基礎計算書」における検討方法の解説

リース会社から元請会社に提出された資料「クレーン H 杭基礎計算書」に基づいて杭基礎の耐力に関する設計方法を解説する。なお、数値の単位は設計書等の資料に示された表現に従って重力単位で記述する。

1 設計に用いられた外力

クライミングクレーンの主な諸元は以下の通りである。また、杭基礎の設計に使用された外力条件と荷重成分を、表 1 に示す。

つり荷質量：3t

作業半径：40m

マスト高さ：30m(5 本)

表 1 風および地震によりマスト根元部に作用する荷重成分

条件	モーメント, $M(t \cdot m)$	垂直力, $V(t)$	水平力, $H(t)$
作業時(風速 16m/sec)	265.36	106.06	654.63
停止時(風速 55m/sec)	525.51	97.12	100.12
地震時	654.63	100.12	19.30

平面上に配置された 4 つの杭基礎に作用する鉛直荷重は、図 1 に示す A-A'断面および B-B'断面によって検討される。

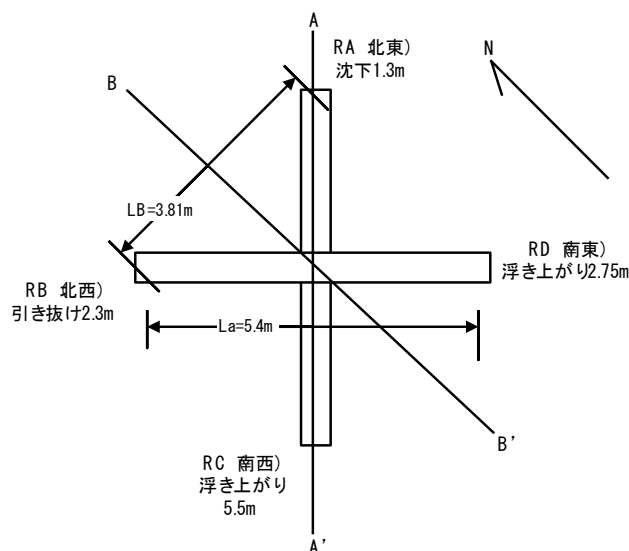


図 1 杭基礎の平面図と鉛直荷重の検討のための転倒方向

A-A'断面における検討では、全鉛直荷重 V のうち $V/2$ とモーメント M が RA と RC に作用すると仮定され(図 2 参照)、 RA, RB, RC, RD の支点に作用する荷重は式(1),(2),(3)によって

求められる。

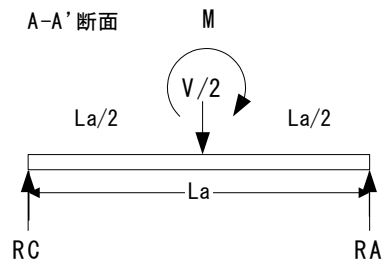


図2 A-A'断面における基礎の鉛直荷重

$$RA = \frac{V}{4} + \frac{M}{La} \quad (1)$$

$$RC = \frac{V}{4} - \frac{M}{La} \quad (2)$$

$$RB = RD = \frac{V}{4} \quad (3)$$

B・B'断面における検討では、支点反力 RB と RC が等しく RA と RD が等しい軸対称な構造である。それぞれの支点に作用する荷重は式(4)および(5)によって求められる(図3参照)。

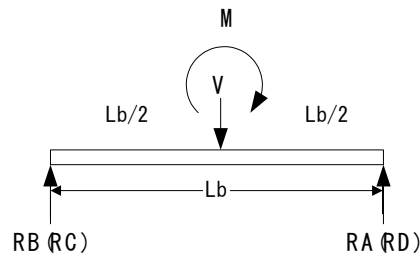


図3 B・B'断面における基礎の鉛直荷重

$$RA = RD = \frac{V}{4} + \frac{M}{2Lb} \quad (4)$$

$$RB = RC = \frac{V}{4} - \frac{M}{2Lb} \quad (5)$$

基礎に作用する鉛直荷重が最大となるときの外力の載荷方向は、支点間隔 La と Lb の条件に左右される。基礎は正方形の頂点に配置され、 La と Lb は式(6)の関係にある。

$$La = \sqrt{2}Lb \quad (6)$$

よって、A-A'断面における検討が基礎に作用する荷重を大きく算定し、検討上は安全側である。計画書では A-A'断面によると検討がなされ、杭基礎一本当たりに作用する最大鉛直荷重と最小鉛直荷重が算出された。

なお、設計では La が 4.78m として用いられたが、実測値は 5.4m であった。設計における計算値は荷重を大きく算定するので特に問題はない。

杭基礎一本当たりに働く鉛直荷重は、マスト根元に働く荷重値が最大な地震時(鉛直荷重

100.12 t、モーメント 654.63 t・m) について計算され、最大鉛直荷重(P_c)は 161.98 t(押し込み力)、最小鉛直荷重(P_T)は-111.92 t(引き抜き力)と計算された。

$$\begin{aligned} P_c &= \frac{V}{4} + \frac{M}{L} & P_T &= \frac{V}{4} - \frac{M}{L} \\ &= \frac{100.12}{4} + \frac{654.63}{4.78} & &= \frac{100.12}{4} - \frac{654.63}{4.78} \\ &= 161.98 & &= -111.92 \end{aligned}$$

これに加えて、地上に露出した杭（H型鋼）に水平荷重が作用することによる鉛直力増分 ΔRa を考慮され(図 4 参照)、式(7)によって算出された。

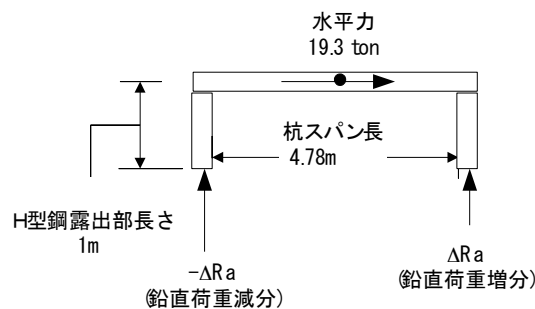


図 4 地上に露出した杭頭部に水平荷重が作用することによる鉛直荷重増分と減分

$$\Delta Ra = \frac{H h}{L} \quad (7)$$

ここで、 h は地上に露出した H 型鋼の長さであり、設計では $h=1\text{m}$ である。
計算の結果、 ΔRa は 4.04 t と算出された。

$$\begin{aligned} \Delta Ra &= \frac{H h}{L} \\ &= \frac{19.3 \times 1}{4.78} \\ &= 4.04 \end{aligned}$$

次に、杭体の質量 W が考慮された。H 型鋼の単位長さ当たりの重量 q_1 は 0.17t/m、セメントミルクの単位長さ当たりの重量 q_2 は 0.65t/m と仮定され、 W は式(8)によって求められた。

$$W = (q_1 + q_2)L \quad (8)$$

計算の結果、 W は 17.22t と算出された。

$$\begin{aligned} W &= (q_1 + q_2)L \\ &= (0.17 + 0.65) \times 21 \\ &= 17.22 \end{aligned}$$

よって、杭基礎一本当たりに作用する最大鉛直荷重 P_c と最小鉛直荷重 P_T は、それぞれ式(9)と式(10)によって求められる。計算の結果、 P_c は 183.24 t、 P_T は -98.74 t と算出され

た。

$$P_C' = P_C + \Delta Ra + W \quad (9)$$

$$P_T' = P_T - \Delta Ra + W \quad (10)$$

2 杭基礎の支持力と引き抜き耐力

杭基礎が打設された地盤の支持力の計算には、以下の条件が用いられた。

杭長(L) : 20m(埋め込まれた実杭長 21m に対して 1m 減少させた)

杭径 : 0.65m(実杭径 0.6m に対して 0.05m 増加させた)

杭の周長(U) : 2.04m

基礎の形式 : H型鋼による埋め込み杭基礎 (セメントミルク工法) H-400×400×13×21

また、削孔に打設されるセメントミルクは十分な強度 (圧縮強度 30kgf/cm² 以上) を有し、H型鋼と一体化されると仮定された。杭基礎の支持力の計算にはマイヤホフ(Meyerhof)の算定式が用いられた。杭基礎が設置された地盤条件は表 2 の通りである。

2.1 周面摩擦力に関する検討

杭基礎と削孔壁面との間で発揮させる周面摩擦力は、N 値に比例させて算出し、砂質層と粘性土層に区別して計算された。深さ-2~-7m までの 6m の区間は砂質土に分類され、平均 N 値が計算された。その結果、平均 N 値は 17.5 となった。砂質土の周面摩擦による支持力 RS は、式(11)により算出された。

$$RS = \frac{N_s}{5} UL \quad (11)$$

ここで、 N_s は砂質土の平均N値である。

計算の結果、 RS は 42.84tf と算出された。

$$\begin{aligned} RS &= \frac{N_s}{5} UL \\ &= \frac{17.5}{5} \times 2.04 \times 6 \\ &= 42.84 \end{aligned}$$

深さ-8~-20 までの 14m の区間 (実際には 13m、設計では 14m として過大に見積もら

表 2 地盤のN値分布

深さ(m)	N 値	土質
-1	13	盛土
-2	8	シルト質砂
-3	22	砂礫
-4	44	シルト質砂
-5	18	砂礫
-6	6	シルト質砂
-7	7	シルト質砂
-8	7	砂質粘土
-9	7	粘土
-10	6	粘土
-11	4	粘土
-12	5	粘土
-13	7	粘土
-14	7	粘土
-15	11	粘土
-16	13	粘土
-17	11	粘土
-18	11	粘土
-19	9	粘土
-20	9	粘土
-21	60	砂礫

れている)は粘性土に分類され、平均N値が計算された。その結果、約 6.8 と算出された。N>4 の場合は、N=4 として計算する条件が適用された。粘性土の周面摩擦による支持力 RN は、式(12)により算出された。ただし、同式(12)は、一般的な算定式(13)に比較して、粘性土層の周面摩擦力を過大に見積もっている。

$$\text{計画書の算定式} \quad RN = 2N_c UL \quad (12)$$

$$\text{粘性土層における杭基礎の周面摩擦の算定式(Meyerhof)} \quad RN' = \frac{1}{2} N_c UL \quad (13)$$

ここで、 N_c は粘性土の平均N値である。

式(12)による計算の結果、228.74tf と算出されたが、式(13)により算定される周面摩擦は 53.04tf 程度である。

$$\begin{aligned} RN &= 2N_c UL \\ &= 2 \times 4 \times 2.04 \times 14 \\ &= 228.74 \end{aligned} \qquad \begin{aligned} RN' &= \frac{1}{2} N_c UL \\ &= \frac{1}{2} \times 4 \times 2.04 \times 14 \\ &= 53.04 \end{aligned}$$

2.2 先端支持力

H型鋼先端はN値が 60 以上の強固な層に達している。杭先端部の支持力 P は、杭体の底面積 AP を使用して算出された。ただし、この時の杭径は、上記の摩擦力の推定に用いた 0.65m ではなく 0.6m が使用され、 AP は 0.28m² と算出されている。 P は式(14)により算出された。

$$P = 20N_2 AP \quad (14)$$

ここで、 N_2 は杭先端部のN値である。

計算の結果、杭先端部の支持力 P は 339.3tf と算出される。

$$\begin{aligned} P &= 20N_2 AP \\ &= 20 \times 60 \times 0.28 \\ &= 339.3 \end{aligned}$$

3 最大鉛直荷重(押し込み力)に対する検討

最大鉛直荷重は先に求めた $P_c=183.24$ tf である。これに対して基礎に期待される支持力 RC は、砂質土層および粘性土層における周面摩擦力 RS と RN に加えて杭の先端支持力 P であり、式(15)により求められた。

$$RC = RS + RN + P \quad (15)$$

計算の結果、最大鉛直荷重に対する基礎の支持力 RC は 593.35tf と算出され、杭基礎の支持力は最大鉛直荷重に比べて大きく評価された。

$$\begin{aligned}
 RC &= RS + RN + P \\
 &= 42.89 + 212.16 + 339.3 \\
 &= 594.35
 \end{aligned}$$

4 最小鉛直荷重（引き抜き力）に対する検討

最小鉛直荷重 P_T は 98.74tf である。これに対して基礎の引き抜き耐力 RT は、砂質土層と粘性土層の周面摩擦力 RS と RC であり、 RT は式(16)により求められた。

$$RT = RS + RC \quad (16)$$

計算の結果、 RT は 255.05tf と算出され、杭基礎の引き抜き耐力は最小鉛直荷重に比べて大きく評価された。

$$\begin{aligned}
 RT &= RS + RC \\
 &= 42.89 + 212.16 \\
 &= 255.05
 \end{aligned}$$

資料 2

ソイルセメントとの付着力を高めた鋼杭の例

資料2 ソイルセメントとの付着力を高めた鋼杭の例

ソイルセメントとの付着力を高めるための対策が講じられた鋼杭の一例を紹介する。



写真1 円形断面を有する鋼管杭の周囲に一定間隔でらせん状の羽根が取り付けられて、ソイルセメントやセメントミルクとの付着が高める対策が講じられた例



写真2 削孔あるいは原地盤に打設される鋼杭の様子、らせん状の羽根によって貫入能力を備える

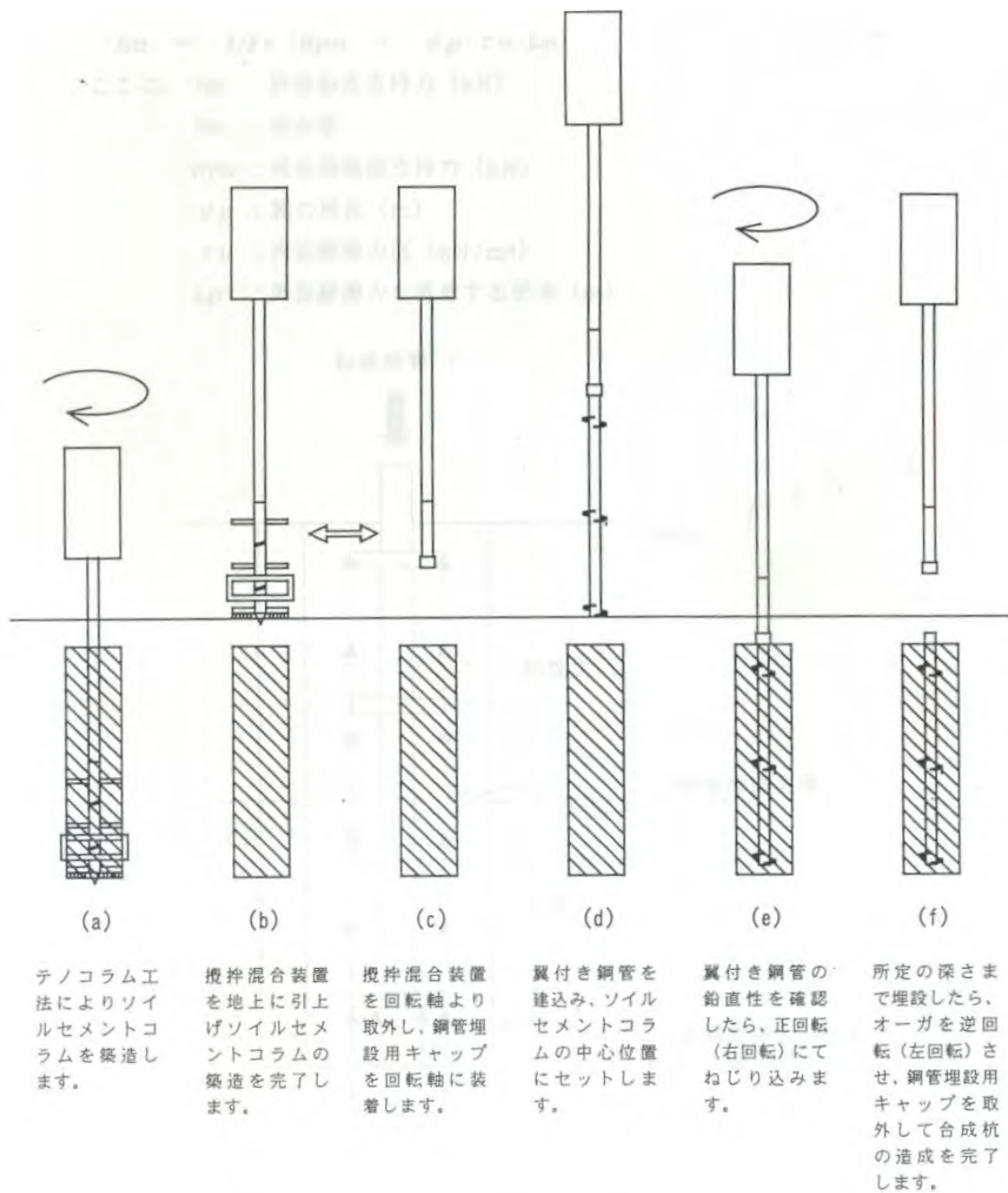


図1 羽根付き鋼管杭を地盤改良体内に打設する施工法の一例



写真 3 羽根付き鋼杭の周りに付着して一体化したソイルセメントの様子

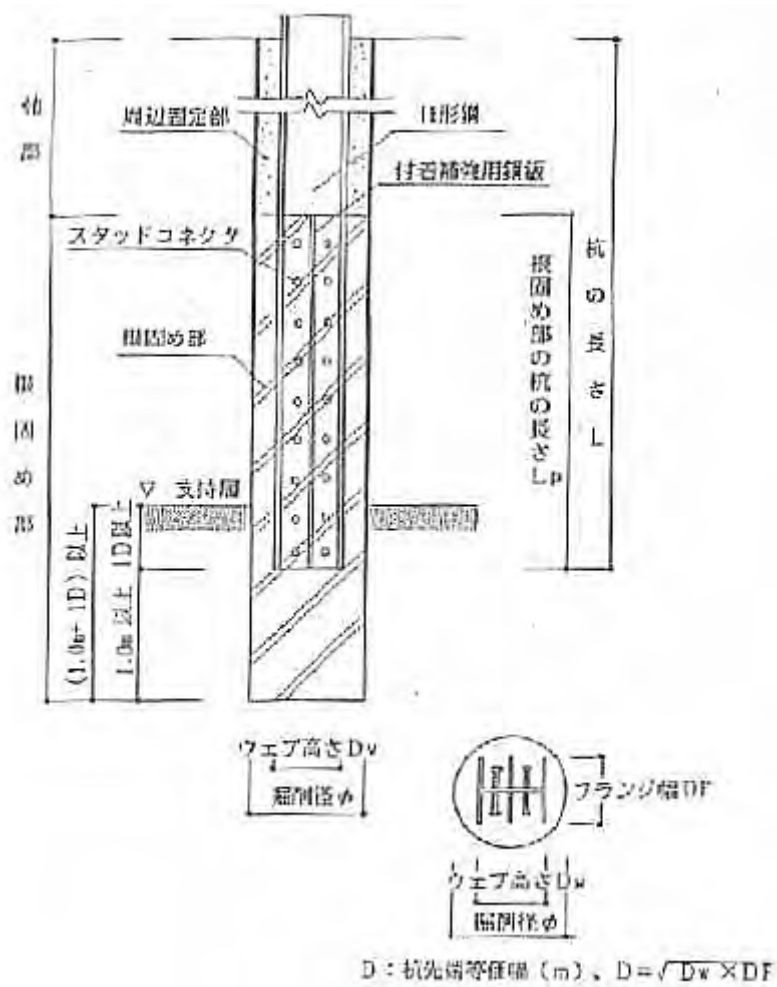


図 2 H型鋼周面に付着補強用鋼板およびスタッドコネクタを取り付けて根固め液との付着を高めた事例

資料 3

セメントミルクの圧縮強度試験

資料3 セメントミルクの圧縮強度試験

クライミングクレーンの設置に際して検討されたセメントミルクの配合条件を再現して供試体を作製し、圧縮強度試験を行った。本資料ではこの圧縮強度試験の方法と結果を記述する。なお、全試験結果の一覧は、本資料の最後に添付した別表1と別表2に示す。

1 セメントミルクの圧縮強度試験の方法

セメントミルクの強度試験のための供試体を作製する方法には、鋼製型枠による方法、ポリエチレン袋による方法などがある。

ポリエチレン袋による方法は鋼製型枠に比べて長さの長い供試体を作成することが可能であり、ブリージング率の高い配合のセメントミルク供試体を作製する上で有効とされている。今回災害が発生したクライミングクレーンの設置現場は地表面近くまで地下水が存在した。

本試験では現場におけるセメントミルクの打設状況を、可能な範囲で再現して供試体を作製した。以下にその方法を述べる。

1.1 セメントミルク供試体

1.1.1 供試体の作製条件

セメントミルク供試体は現場での打設、養生方法を再現するために水中打設によって作製し、打設後そのまま水中養生した。

セメントミルクの配合割合は、水セメント比(W/C)とベントナイトセメント比(B/C)の組み合わせによって設定し、6種類とした。各配合割合は、設計配合、現場聞取り配合、過去の実施工配合などの実例を参照するとともに、W/CとB/Cの違いが強度に及ぼす影響を比較するための供試体も作製した。各配合割合を、表1-1に示し、その実例との対応を表1-2に示す。

供試体の材齢は、セメントミルク打設後、現場での養生日数などを再現して、養生日数は、7日(建て込み後に杭を保持する期間(1週))、28日(4週)を設定し、所定養生日数経過時点での諸量を計測した。

表 1-1 配合割合

B/C(%) W/C(%)	1.33	3.3	7.8	31.3
140	①		⑦	
280	②	④	⑤	
439	③			
560				⑥

※表1-1で示す番号は、配合割合を示すために便宜的に付した。

※供試体を作製し、試験を行ったのは、配合①～⑥である。

表 1-2 表 1-1 に示す配合割合と実例の対応

配合	実例
①	⑦との B/C 比較配合
②	④との B/C 比較、③との W/C 比較配合
③	現場聞取り配合
④	設計配合
⑤	④との B/C 比較、⑦との W/C 比較配合
⑥	実施工配合
⑦	過去の実施工配合

1.1.2 供試体作製方法

セメントミルクは1供試体ごとに配合し、打設した。供試体作製までの作業工程を以下に述べる。

1) ベントナイト、セメント、水の準備

表1-1に示す配合割合でのセメント、ベントナイト、水の所定量を計り取る。(写真1-1と1-2)



(左：ベントナイト、右：普通ポルトランドセメント)

写真 1-1 使用したセメントとベントナイト



写真 1-2 所定量計測状況

2) ベントナイト泥水の作製

ベントナイト泥水は、その配合量が少量の場合は攪拌によって混合した。一方、多量な場合は、あらかじめ一日水浸させて後に、混合した(写真 1-3)。



写真 1-3 ベントナイト泥水作成状況

3) ベントナイト泥水にセメントを添加して攪拌し、所定の配合のセメントミルクを作成する
ベントナイト泥水にセメントを添加して2分程度攪拌する。ベントナイト泥水とセメントの攪拌には、土質試験の中で粒度試験に用いられる攪拌機を用いた。また、攪拌時間は、十分に攪拌できる時間を設定した(写真 1-4 と 1-5)。

4) 打設パイプを養生槽中に水浸させる

5) セメントミルクをパイプ中に打設する

攪拌したセメントミルクを養生槽中のパイプに打設した。これは、実施工での打設方法を模擬

したものである。セメントミルクは水で満たされたパイプ底部から上部に向かって行った。その際に、パイプ内の水はパイプ上部から越流させ、セメントミルクと水とを置換させるように打設した。また、注入容器中でのセメントミルクの沈降を防ぐため、注入容器内を攪拌しながら漏斗に流し込んだ(写真 1-6)。



写真 1-4 ベントナイト泥水へのセメント添加状況



写真 1-5 セメントミルク攪拌機械と攪拌状況

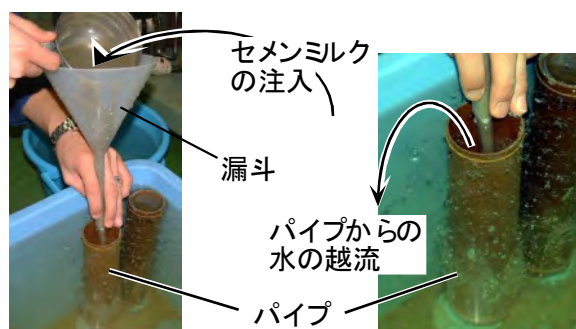


写真 1-6 セメントミルク打設状況

6) 打設後、そのまま水中養生する。

セメントミルクを打設した供試体は、そのまま所定養生日数まで、脱型せずに水中養生した。(写真 1-7)



左：打設直後、右：打設後養生供試体(配合④)

写真 1-7 水中養生状況

7) 所定養生日数経過後、最終ブリージング量を測定し、養生槽から取り出して脱型する(写真 1-8)

最終ブリージング量は、初期打設高さ(パイプの上端面)からの沈下量によって算出した。ブリージング率は、初期打設高さに対する最終ブリージング量の割合である。



写真 1-8 供試体脱型状況

1.1.3 打設用パイプ

実験に用いたパイプは厚紙製で透水性があり、その直径方向の透水係数は 10^{-7} cm/sec オーダーである。パイプの内径は 5.1 cm であり、肉厚は約 1.8

mm である。水浸後、パイプは若干膨張し、内径 5.05 cm 、肉厚約 2.0 mm 程度になった。配合③は、ブリージング率が大きいため、他と同一の長さでは、所定の長さ(10 cm)の供試体が得られないため、長さ 60 cm のものを用い、それ以外は、長さ 30 cm のものを用いた。パイプ下部はラップによって栓をした。用いたパイプの写真を以下の写真 1-9 に示す。



写真 1-9 打設用パイプ (長さ 30 cm のもの)

1.2 一軸圧縮試験

所定養生日数が経過した供試体を養生槽から取り出し、脱型した。そして成形を行って圧縮試験を行った。

1.2.1 一軸圧縮試験供試体作製方法

一軸圧縮試験に用いる供試体は直径と高さの比が $1:2$ 以上になるように成形した。その方法は、脱型した供試体上下のディスクカッターによる切断である(写真 1-10)。その後、供試体寸法、質量を計測し、試験まで水中で保存した。

また、ディスクカッターを用いることができない供試体(配合⑥、強度が非常に低い場合)は、端面をトリミングし、成形(端面が崩れ易い場合、端面のトリミングにより所定の供試体長さが満たされない場合などは、キャッピング)した。



写真 1-10 供試体切断状況



写真 1-11 一軸圧縮試験機（載荷能力 1 tf）

1.2.2 一軸圧縮試験方法

一軸圧縮試験では、供試体の軸圧縮速度を 1 mm/min として、変位制御の圧縮試験を実施した。サンプリング周波数は 4Hz で、軸変位置、軸圧縮力を計測した。また、試験に用いた土質試験用の一軸圧縮試験機(写真 1-11 参照)は、機械の載荷能力の上限が 1 tf である。そのため、1 tf を超える載荷能力が必要な場合はテンシロン(載荷能力 10 tf)

を使用した。

1.2.3 各配合割合での供試体

各配合割合での一軸圧縮試験供試体とその破壊状況を表 2-1 に示す。供試体の色は、W/C が多くなると、灰色が濃くなる傾向があり、B/C が多くなると、乳白色になる傾向を示している。

7 日養生の供試体は、色の違いによらず圧縮初期に供試体上部から水がしみ出るような現象が確認された。一方、28 日養生の供試体では、圧縮時に水がしみ出る現象は見られなかった。

破壊形状については、7 日養生と 28 日養生の供試体に目立った差は見られなかった。供試体の上部に顕著な圧縮が見られ、ピーク強度が発生した後に縦割れが発生し、残留強度は破壊の進行とともに低下した(表 2-2、2-3、2-4 参照)。

1.2.4 一軸圧縮試験計測結果

一軸圧縮試験結果の一例を以下の図 1-1 に示す。計測したのは経過時間に対する軸変位と軸圧縮力である。

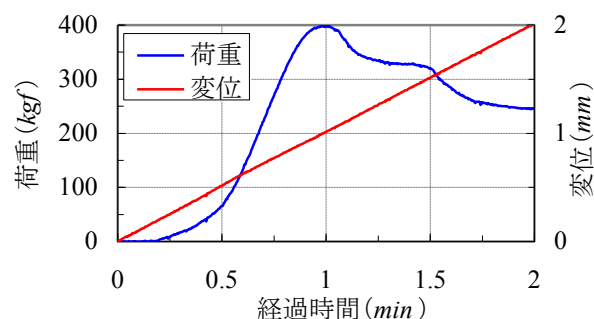


図 1-1 一軸圧縮試験結果例(供試体 cm3-2)

図 1-1 を例に、試験中の供試体の状況を説明する。圧縮中における供試体上部から水がしみ出しは、経過時間 1 min 以前に見られた。これ以降は、供試体の破壊が進行した。経過時間 1 min から 1.5 min の間は、上部から徐々に縦割れが進行した。1.5 min 以降は、供試体中の縦割れが、軸方向の間まで進行した。その後は、軸圧縮力が小さくなり、圧縮変位の進行とともに供試体の縦割れが増加した。

表 2-1 各配合割合の供試体とその破壊状況

配合	① W/C=140%,B/C=1.33%	② W/C=280%,B/C=1.33%	③ W/C=439%,B/C=1.33%	④ W/C=280%,B/C=3.3%	⑤ W/C=280%,B/C=7.8%	⑥ W/C=560%,B/C=31.3%
供試体写真 破壊状況						
色調	灰色					乳白色

各配合割合での破壊状況は、2.3 で示したように同じような傾向を示した。破壊後の供試体部位を以下の表 2-3、表 2-4 に示す。

表 2-2 破壊部位の観察



表 2-3 供試体上部の破壊状況

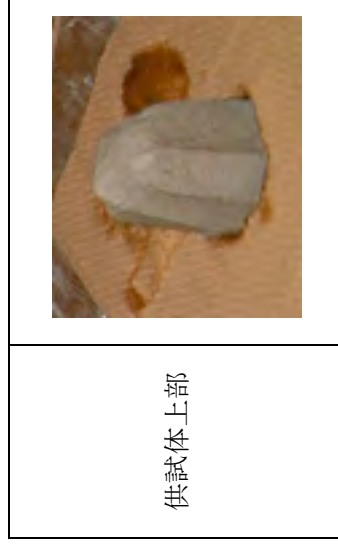


表 2-4 供試体上部端面の破壊状況



表 2-3：一軸圧縮試験供試体を試験後に切断し、水洗い後に観察。山状に残存した供試体。

表 2-4：楔形で下向きの破壊の発生が見られる供試体上部端面。比較的原形をとどめた供試体下部。

1.2.5 一軸圧縮試験結果の整理方法

計測した供試体の軸方向変位と軸圧縮力から、軸ひずみ－軸圧縮強度関係に整理した。軸ひずみは、軸方向変位を供試体軸方向長さで除して求めた。軸圧縮強度は、軸圧縮力を供試体断面積で除して求めた(図 1-2 参照)。

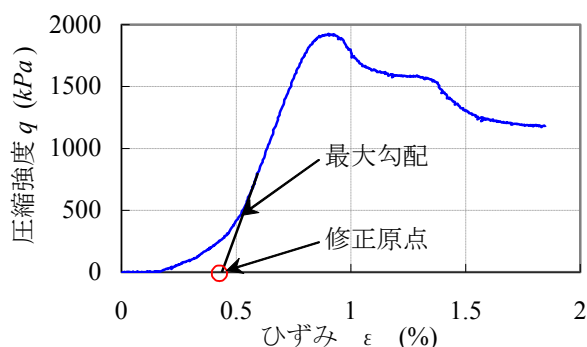


図 1-2 軸ひずみ ε －軸圧縮強度 q 関係例

修正原点は、軸ひずみと一軸圧縮強度関係の最大勾配とひずみ軸との交点とし、最大ひずみと変形係数は修正原点によって補正して求めた。

1.3 供試体の密度計測

供試体密度計測は、二種類の方法で行った。その方法は以下の 2 方法である。

- 1) 一軸圧縮試験供試体の体積と質量を実測して算出方法
- 2) 一軸圧縮試験終了後に供試体を上下に分割し、この質量とメスシリンダー内における体積置換法によって求めた体積による算出方法

1)については 1.2.1 に記述した通りである。2)の方法は、圧縮試験後に切断して分割された供試体(写真 1-12)と成型時に切断された供試体の上下部をメスシリンダーに段階的に投入し(写真 1-13)、その体積増分と質量増分から、打設供試体の密度分布を調査した(写真 1-14 および 1-15)。



写真 1-12 一軸圧縮試験供試体分割状況



写真 1-13 メスシリンダーへの投入状況



写真 1-14 計測状況



写真 3-4 連続計測状況

よって作製した。打設後、所定養生日数（7 日、28 日）での最終ブリージング(沈下)率と打設供試体の密度分布を求めた。

2.1.1 打設供試体の密度分布

供試体の密度分布は、一軸圧縮試験後に打設全供試体を分割して、メスシリンダーでの体積置換法により供試体各部位での体積、質量を計測して求めた。その結果を以下の図 2-1-1 に示す。

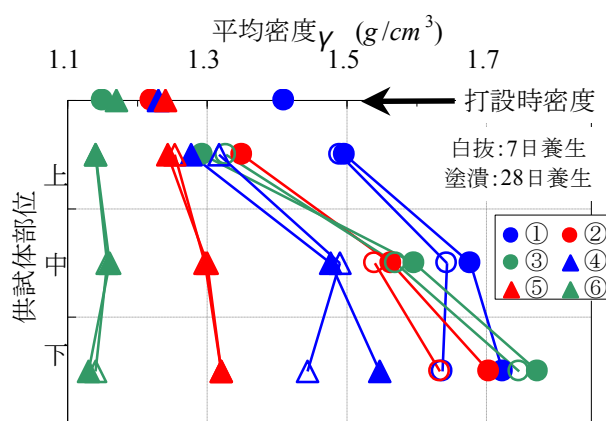


図 2-1-1 打設供試体中の密度分布

2 試験結果の検討

試験結果による検討項目は、配合割合（水セメント比(W/C)、ベントナイトセメント比(B/C)）と養生日数（材齢）の三点であり、配合割合と配合番号を表 2-1 に示す。本章ではこれらの検討項目に関する検討結果を述べる。

表 2-1 各配合割合と配合番号

W/C(%) \ B/C(%)	1.33	3.3	7.8	31.3
140	①			
280	②	④	⑤	
439	③			
560				⑥

2.1 配合割合の違いでの密度、ブリージング率の検討

表 2-1 に示す配合割合で供試体を水中打設に

試体中には、下方ほど密度上昇する傾向が見られる。この傾向は、W/C が高い(配合③)場合と、B/C が低い(配合②、③)場合に顕著に見られる。

また供試体の密度分布は、打設時の密度（セメントミルク攪拌後の密度）と比較しても、W/C が高い場合(配合③)、および B/C が低い(配合②、③)場合に、供試体下方の密度が高くなる傾向が見られた。そのため供試体の密度分布は、セメントミルク打設時の W/C と B/C に依存することが明らかになった。B/C が大きいセメントミルクは粘性を増すために密度分布が一定になったと思われる(配合⑤、⑥)。一方、W/C が大きいほど流動性は高くなり、分離し易くなったと思われる(配合②、③)。

2.1.2 密度とブリージング率の関係

一軸圧縮試験供試体での密度と所定養生日数での最終ブリージング率との関係を示す。

ここでいう一軸圧縮試験供試体とは、養生後の

供試体の上下端部を切断し、一軸圧縮試験に用いるように成形したものである。

ここでの密度は、一軸圧縮試験用供試体の寸法、質量計測によって算出したものである。また、ブリージング率は、打設時に設定した供試体高さからの沈下量を設定高さで除して求めた。

3 供試体での平均密度とブリージング率の関係を以下の図 2-1-2 に示す。図 2-1-2 の密度軸上に打設時密度を示した。供試体のブリージングによる密度上昇傾向は一点破線の矢印で示した。

全体的な傾向として、ブリージングの大部分は材齢 7 日でほぼ収束した。供試体の密度増加はセメントミルクの沈降に関連すると考えられる。ブリージング率が高い供試体ほど密度増加が高い傾向を示した。また材齢が密度増加に与える影響は、B/C が低い配合(①,②,③)は材齢 7 日に比べて材齢 28 日のものが若干密度増加する傾向を示し、B/C が高い配合(④、⑤、⑥)は材齢 7 日と 28 日の比較に見られる密度増加は少ない。

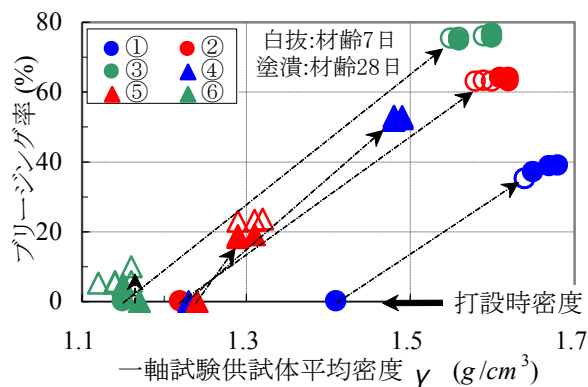


図 2-1-2 供試体の平均密度とブリージング率の関係

また、同一 B/C(配合①、②、③)の密度増加はほぼ同じ傾向を示した。以上のことから、密度とブリージング率の関係については次のことが明らかになった。

- 1) 供試体の密度は下方ほど高くなる傾向にある。
- 2) 供試体の密度増加はブリージングに依存する
- 3) ブリージングは B/C に依存する

2.2 養生日数が密度と強度に及ぼす影響

供試体の密度と養生日数の観点から、一軸圧縮試験の結果を検討する。なお比較検討する供試体の養生日数は、7 日と 28 日である。

2.2.1 養生日数と密度の関係

供試体密度に及ぼす材齢の影響を図 2-2-1 に示す。密度増加は、養生日数 7 日までにほぼおさまリ、変化が少ない。しかし、2.1.1 で述べた供試体内における上下間の密度差は、配合①、②、③で顕著であり、特に供試体下部での密度増加が、平均供試体密度の増加に寄与していると思われる。また B/C が非常に高い配合⑥では、平均密度が打設時からほとんど増加せず、供試体内の密度分布にも変化があまり見られなかった。

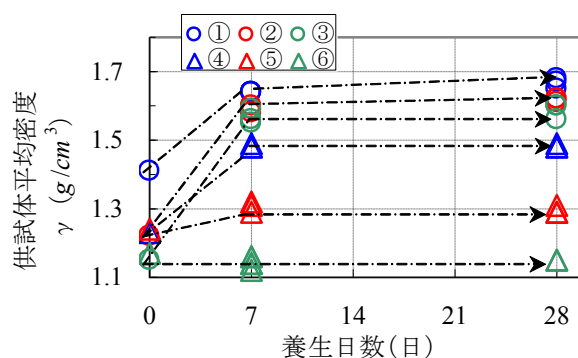


図 2-2-1 養生日数と供試体密度の関係

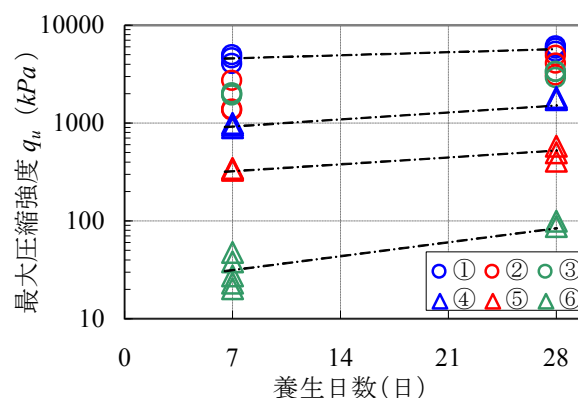


図 2-2-2 養生日数と最大圧縮強度の関係

2.2.2 養生日数と最大圧縮強度の関係

養生日数と最大圧縮強度の関係を図 2-2-2 の片対数グラフに示す。材齢が 7 日と 28 日の供試体の強度を比較すると、比較検討した配合割合の供試体については、7 日強度(q_{u7})に対する 28 日強度(q_{u28})の強度増加率は、 $q_{u28} / q_{u7} = 2$ 程度であった。そのため、配合割合の違いが強度増加率に与える影響は少ないことがわかった。

2.2.3 養生日数と変形係数の関係

養生日数と変形係数の関係を図 2-2-3 の片対数グラフに示す。

図 2-2-2 に示した最大圧縮強度に関する傾向に比較して、変形係数は配合割合によって異なる傾向を示した。B/C が高い場合(配合④、⑤、⑥)は養生日数の経過にともなって、変形係数は増加する。一方、B/C が低く W/C が同じ配合(配合①、②、③)では、養生日数が 7 日で同じような値に収束する傾向を示す。

図 2-2-4 は一軸圧縮試験におけるピーク時ひずみ(ϵ_f)と最大圧縮強度(q_u)の関係を示し、図 2-2-5 はピーク時ひずみ(ϵ_f)と変形係数(E_{50})の関係をそれぞれ示す。同一供試体の q_u と E_{50} は、ほぼ一致した値が得られた。しかし、 ϵ_f についてはバラツキが見られる。そのため、 q_u および E_{50} と ϵ_f との関連性は明確に知ることができなかった。

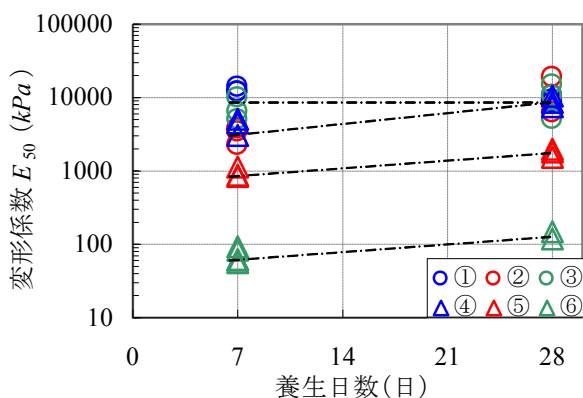


図 2-2-3 養生日数と変形係数の関係

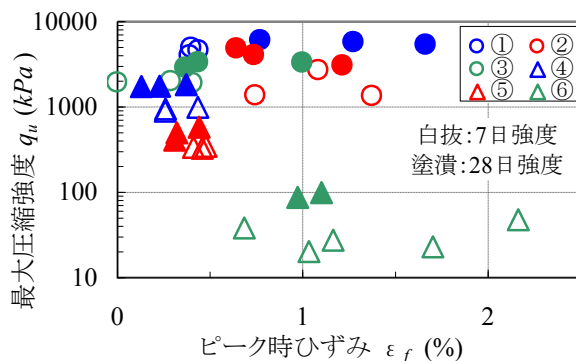


図 2-2-4 最大圧縮強度とピーク時ひずみの関係

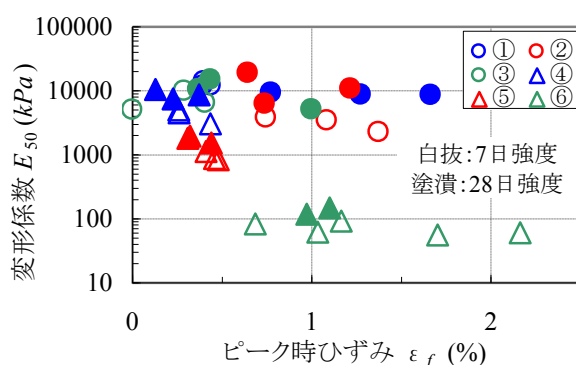


図 2-2-5 変形係数とピーク時ひずみの関係

2.2.4 密度と最大圧縮強度の関係

一軸圧縮試験時の供試体の平均密度と最大圧縮強度の関係を図 2-2-6 に示す。供試体の平均密度(γ)と最大圧縮強度(q_u)の間には関連性が見られ、 γ の増加に伴って q_u も増加する傾向が見られた。

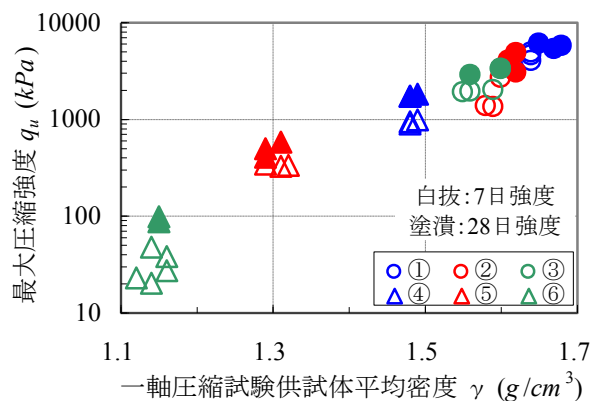


図 2-2-6 密度と最大圧縮強度の関係

また、供試体密度は 7 日養生から 28 日養生までほとんど変化していない。そのため、7 日強度と 28 日強度の間に見られる強度増加は、セメントの固化によるものと考えられる。

2.2.5 密度と変形係数の関係

一軸圧縮試験供試体の平均密度と変形係数の関係を図 2-2-7 に示す。

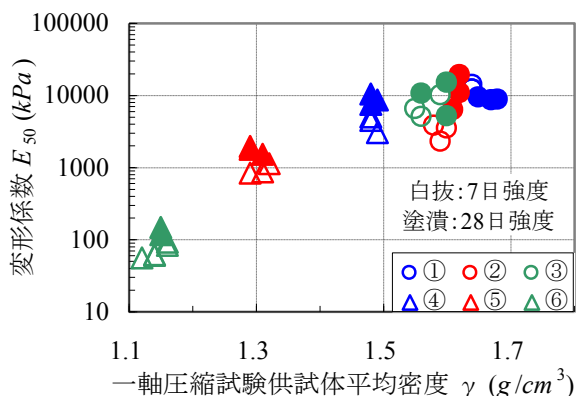


図 2-2-7 密度と変形係数の関係

変形係数(E_{50})と密度(γ)の関係においても、 γ の増加に伴って E_{50} も増加する傾向が現れている。B/C が同じで W/C が異なる配合①、②、③を比較すると、W/C が E_{50} に及ぼす影響はあまり見られず、また養生 7 日と養生 28 日による違いもあまり見られない。

また、W/C が同じ配合(配合②、④、⑤)では、B/C の増加により E_{50} が小さくなることがわかった。以上のことから、密度に及ぼす養生日数については次のことが明らかになった。

- 1) 供試体密度変化は養生 7 日でほぼ収束する。
- 2) 最大圧縮強度の養生日数による強度増加は、 $q_{u28} / q_{u7} = 2$ 程度の傾向を示す。
- 3) 最大圧縮強度は、供試体密度の減少により指数的に減少する。
- 4) 変形係数は、密度の増加により増加する傾向を示すが、設定した範囲内では配合①、②、③が最大であり、同じような値に収束する傾向にあった。

2.3 配合割合に関する検討

セメントミルク供試体の特性を、配合割合の観点から検討する。

2.3.1 配合割合と密度、ブリージング率の関係

配合割合と密度およびブリージング率の関係を以下に述べる。ここでは、配合割合を W/C が同じ場合(配合②、④、⑤)と B/C が同じ場合(配合①、②、③)を個別に考察する。

図 2-3-1a~c は W/C が同じ場合における B/C の影響を示す。同一 W/C(配合②、④、⑤)では、ブリージング率、密度、密度増加量が、B/C の増加に伴って減少する傾向を示している。

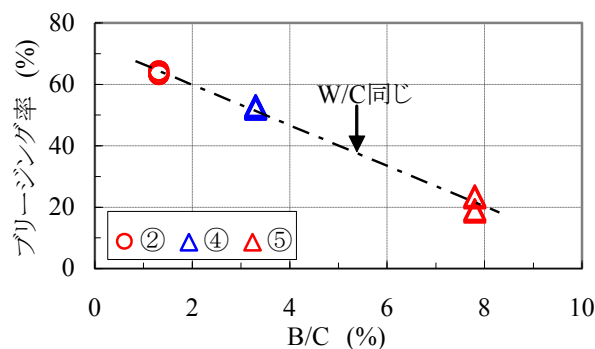


図 2-3-1a 配合割合(B/C)とブリージング率の関係

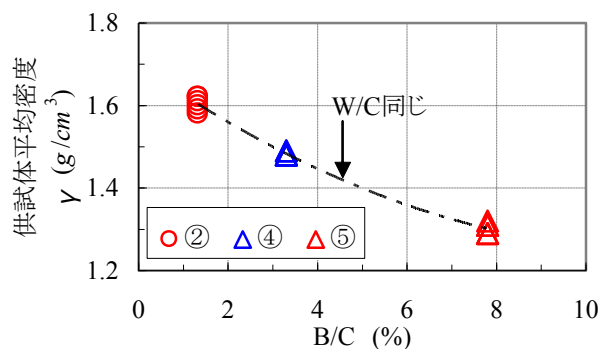


図 2-3-1b 配合割合(B/C)と密度の関係

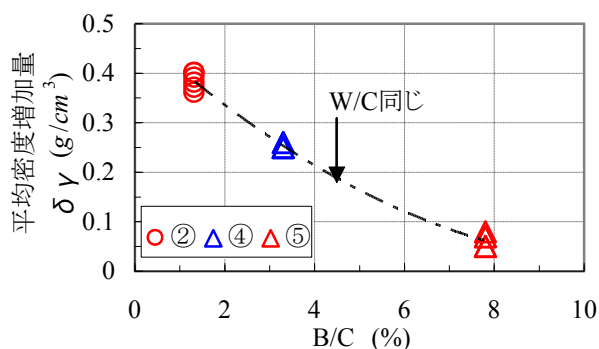


図 2-3-1c 配合割合(B/C)と密度増加量の関係

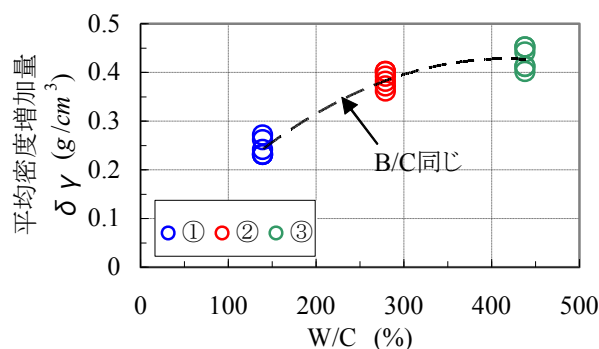


図 2-3-2c 配合割合(W/C)と密度増加量の関係

図 2-3-2a～c は B/C が同じ場合における W/C の影響を示す。同一 B/C(配合①、②、③)では、ブリージング率と密度増加量が、W/C の増加によりそれぞれ増加傾向を示した。よって、ブリージング率と密度増加量は W/C の影響を受けることがわかった。また、供試体平均密度は W/C の増加に伴って減少する傾向を示した。

2.3.2 W/C と最大圧縮強度の関係

W/C と最大圧縮強度(q_u)の関係を図 2-3-3 に片対数グラフで示し、同一 B/C(1.33%)における W/C の増加が最大圧縮強度(q_u)に及ぼす影響を、配合①、②、③で比較して図 2-3-4 に示す。W/C が 140%(配合①)から 439%(配合③) (W/C が約 3 倍)に増加したときに、強度は 1/4 程度に低下する。

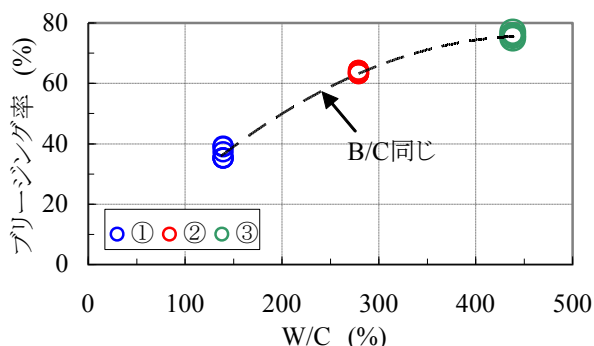


図 2-3-2a 配合割合(W/C)とブリージング率の関係

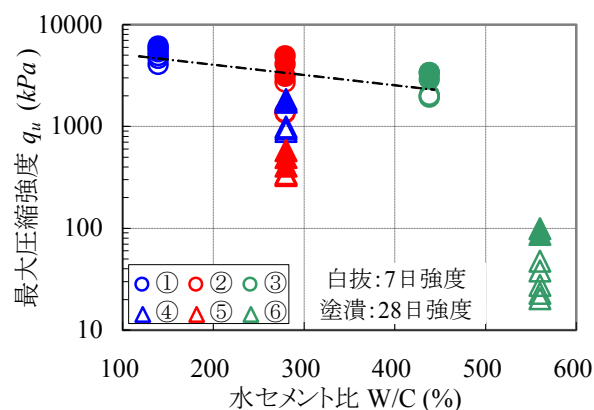


図 2-3-3 W/C と最大圧縮強度の関係

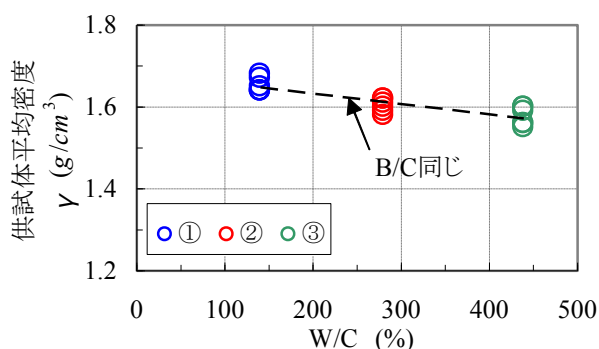


図 2-3-2b 配合割合(W/C)と密度の関係

供試体の材齢の違いによる影響を比較する。材齢 7 日の供試体は材齢 28 日のものに比べて、 q_u の低下割合が高く、材齢による影響が見られる。これは養生日数の増加がセメント固化に影響したと考えられる。

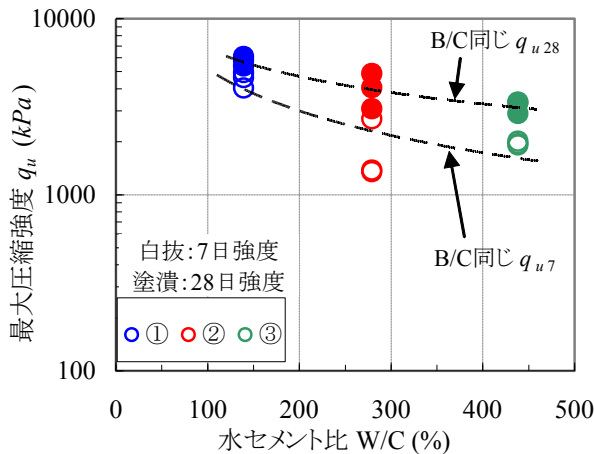


図 2-3-4 同一 B/C に関する配合割合(W/C)と最大圧縮強度の関係

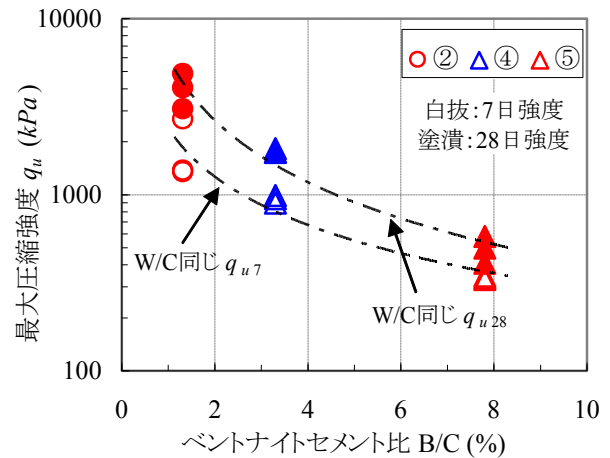


図 2-3-6 同一 W/C に関する配合割合(B/C)と最大圧縮強度の関係

2.3.3 B/C と最大圧縮強度の関係

B/C と最大圧縮強度(q_u)の関係を図 2-3-5 に示し、図 2-3-6 は同一 W/C(280%)における B/C の増加が q_u に及ぼす影響を、配合②、④、⑤で比較して示す。B/C が 1.33%(配合②)から 7.8%(配合⑤) (B/C が 6 倍)に増加することによって、強度は 1/10 程度に低下する。また強度は B/C の増加による強度の低下割合は、材齢 7 日に比べて 28 日の方が低い。

したがって、W/C および B/C の増加は強度減少の要因になっている。そして、W/C および B/C の増分が強度の減少割合に与える影響は、比較した条件ではいずれも同程度の割合であった。

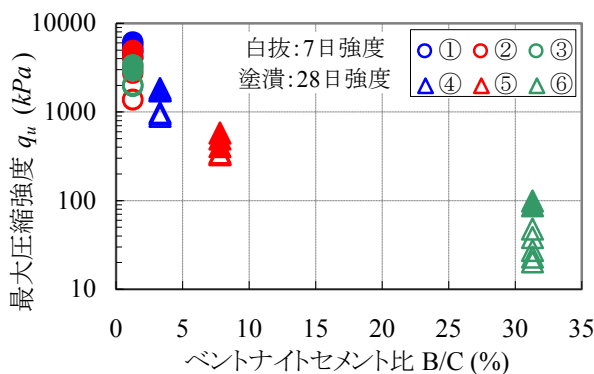


図 2-3-5 B/C と最大圧縮強度の関係

2.3.4 W/C と変形係数の関係

W/C と変形係数(E_{50})の関係を図 2-3-7 に示し、同一 B/C(1.33%)における W/C の増加が変形係数(E_{50})に及ぼす影響を、配合①、②、③で比較して図 2-3-8 に示す。7 日養生では、W/C の増加に伴って E_{50} が低下する傾向を示しているが、28 日養生では、ほとんど低下が見られない。

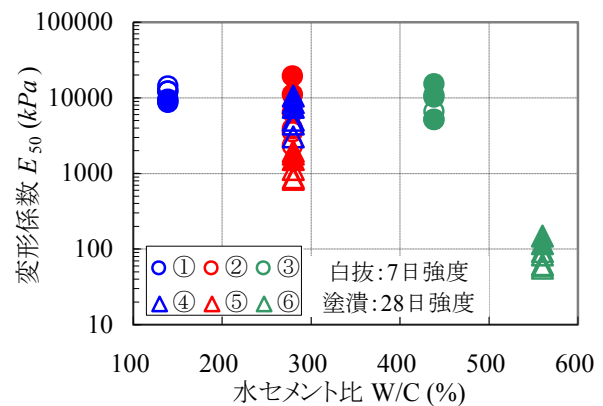


図 2-3-7 W/C と変形係数の関係

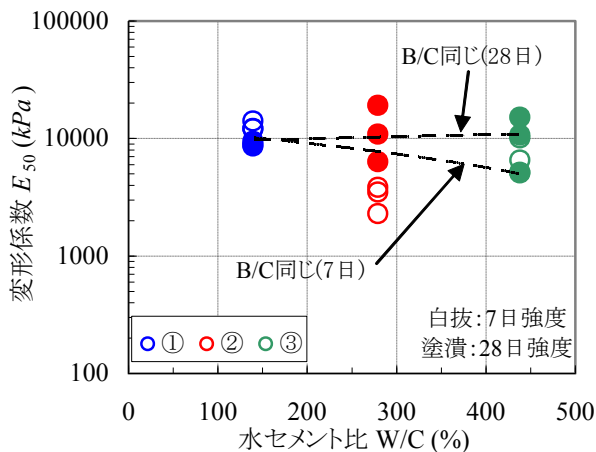


図 2-3-8 同一 B/C に関する配合割合(W/C)と変形係数の関係

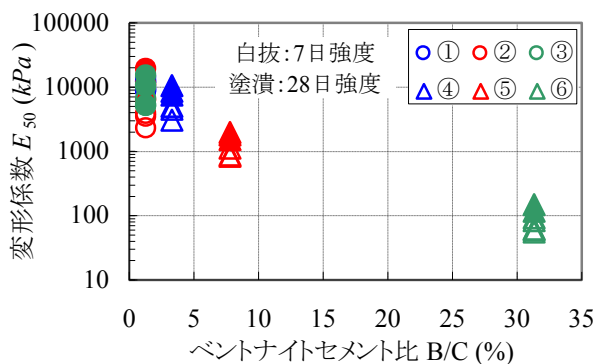


図 2-3-9 B/C と変形係数の関係

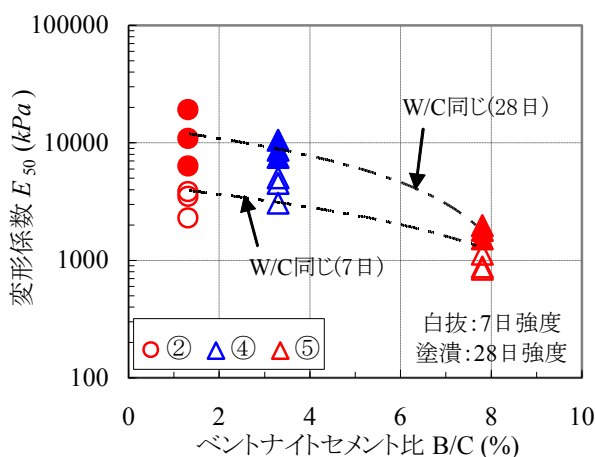


図 2-3-10 同一 W/C に関する配合割合(B/C)と変形係数の関係

2.3.5 B/C と変形係数の関係

B/C と変形係数(E_{50})の関係を図 2-3-9 に示し、

図 2-3-10 は同一 W/C(280%)における B/C の増加が E_{50} に及ぼす影響を配合②、④、⑤で比較する。28 日養生した供試体の E_{50} は 7 日養生のものに比べて高くなっているが、B/C の増加に伴う減少割合は、28 日養生のものの方が高くなる傾向が見られる。

配合割合の違いがセメントミルクに及ぼす影響を調査した結果、以下のことが明らかになった。

1) 配合割合と密度、ブリージング率の関係では、供試体密度、ブリージング率は配合割合に依存している。また、密度増加量とブリージング率はほぼ線形関係にあり、この傾向も配合割合に依存している。

2) W/C と最大圧縮強度の関係では、W/C の増加により最大圧縮強度が極端に低下する傾向がある。また、その傾向は B/C の増加にも原因があると考えられる。

3) B/C と最大圧縮強度の関係では、B/C の増加により圧縮強度が極端に低下する。その原因は W/C の増加にもあると考えられる。

4) W/C と変形係数の関係では、W/C の増加によって変形係数は低下するが、その低下率は低く、ほぼ変わらないといえる。

5) B/C と変形係数の関係では、B/C の増加によって変形係数は大きく低下する。

6) 配合割合と最大圧縮強度の関係では、W/C、B/C の増加により、強度は極端に低下する。また、B/C の低下による強度低下率は 7 日強度より、28 日強度の方が大きい。また、W/C の増加による強度低下率は 28 日強度よりも 7 日強度の方が大きい。

7) 配合割合と変形係数の関係では、B/C が同じ場合、変形係数はほぼ変化しない。7 日養生では若干低下するが、28 日養生ではほぼ変わらない。W/C が同じ場合、変形係数は B/C の増加に伴って低下する。その強度低下率は 7 日養生よりも 28 日養生の方が大きい。

2.4 セメントミルク中に建て込まれた H 型鋼の付着力に関する検討

検討した①～⑥の配合によるセメントミルクを、本災害事例の杭基礎に打設された場合に推定される H 型鋼とセメントミルクの付着力を検討する。付着力 S_T の算定には式(1)を用いた。

$$S_T = (T_a U_1 + T_s U_2) \times L \times (1 - Br/100) \quad (1)$$

ここで、 Br はブリージング率 (%) U_1 、 U_2 は H 型鋼断面における付着長であり、 L は H 型鋼の長さである。また、 T_a はセメントミルクと H 型鋼との短期許容付着応力度、 T_s はセメントミルクの短期許容せん断応力度であり、それぞれセメントミルク圧縮強度 q_u に対して式(2)および式(3)の関係によって表される。

$$T_a = \frac{2}{100} q_u \quad (2)$$

$$T_s = \frac{1}{30} q_u \quad (3)$$

本事例では $U_1=85.2 \text{ cm}$ 、 $U_2=74.8 \text{ cm}$ 、 $L=21 \text{ m}$ とし、 q_u は実験によって調べた材齢 28 日の強度とした。計算結果を表 2-2 に示す。

配合④は事業者が過去にクライミングクレーンを設置した際に用いていたものである。供試体

の圧縮強度(q_u)は 20 kgf/cm^2 程度であり、設計強度 30 kgf/cm^2 を下回ることがわかった。この強度をもとに算出した付着力は 76.6 tf と計算され、災害時の風速をもとに推定された北東側杭基礎の作用荷重 34.60 tf を上回った。

実施工で打設された可能性のある配合③の圧縮強度は 32.2 kgf/cm^2 であり、設計強度(30 kgf/cm^2)を上回るが、ブリージング率が 76% と高いために、期待される付着力は 68.1 tf である。

もう一つの施工された可能性のある配合⑥の圧縮強度は 1.0 kgf/cm^2 と極端に低く、期待される付着力は 8.4 tf であり、作用荷重(34.60 tf)を大きく下回る。よってこの配合の場合は、本クライミングクレーンを支持できない可能性が高い。

表 2-2 H 型鋼周囲の付着力の算定

配合	W/C(%)	B/C(%)	Br(%)	q_{u28} (kgf/cm^2)	$T_a U_1$ (tf/m)	$T_s U_2$ (tf/m)	S_T (tf)
① (計画書)	140	1.33	38.3	58.1	9.9	14.5	316.0
② (比較事例)	280	1.33	63.7	40.4	6.9	10.1	129.3
③ (実施工 1)	439	1.33	76.0	32.2	5.5	8.0	68.1
④ (過去の設計配合)	280	3.3	52.0	18.1	3.1	4.5	76.6
⑤ (比較事例)	280	7.8	18.7	5.1	0.9	1.3	36.5
⑥ (実施工 2)	560	31.3	4.8	1.0	0.2	0.2	8.4

セメントミルクの圧縮強度試験結果(7日養生供試体)

配合	供試体	配合割合		ブリージ ング率 (%)	一軸供試 体密度 (g/cm^3)	打設全供 試体平均 密度 (g/cm^3)	変形係数 E_{50} (kPa)	最大圧縮強度 q_{u7} (kPa)
		W/C (%)	B/C (%)					
①	cm1_1	140	1.33	35	1.63	1.56	1.19×10^4	3.99×10^3
	cm1_2			35	1.63	1.61	1.39×10^4	4.88×10^3
	cm1_3			35.1	1.63	1.60	1.20×10^4	4.57×10^3
②	cm2_1	280	1.33	62.9	1.58	1.58	3.78×10^3	1.36×10^3
	cm2_2			63.2	1.59	1.58	2.25×10^3	1.34×10^3
	cm2_3			62.9	1.59	1.56	3.44×10^3	2.67×10^3
③	cm3_1	439	1.33	75.2	1.55	1.54	6.42×10^3	1.90×10^3
	cm3_2			75.4	1.55	1.59	5.01×10^3	1.93×10^3
	cm3_3			75.9	1.56	1.52	9.96×10^3	1.99×10^3
④	cm4_1	280	3.3	53	1.49	1.46	3.06×10^3	9.90×10^2
	cm4_2			53	1.46	1.39	4.52×10^3	9.50×10^2
	cm4_3			52	1.48	1.40	5.05×10^3	8.96×10^2
⑤	cm5_1	280	7.8	23	1.31	1.27	8.40×10^2	3.45×10^2
	cm5_2			23.3	1.31	1.31	8.77×10^2	3.29×10^2
	cm5_3			23.7	1.31	1.29	1.13×10^3	3.36×10^2
⑥	cm6_1	560	31.3	10	1.16	1.15	8.35×10^1	3.82×10^1
	cm6_2			5.3		1.12	5.61×10^1	2.31×10^1
	cm6_3					1.14	6.19×10^1	2.03×10^1
	cm6_4			5.7		1.14	6.08×10^1	4.77×10^1
	cm6_5					1.16	9.26×10^1	2.74×10^1

セメントミルクの圧縮強度試験結果(28 日養生供試体)

配合割合	供試体	配合割合		ブリージング率 (%)	一軸供試体密度 (g/cm^3)	打設全供試体平均密度 (g/cm^3)	変形係数 E_{50} (kPa)	最大圧縮強度 q_{u28} (kPa)
		W/C (%)	B/C (%)					
①	cm1_4	140	1.33	37	1.64	1.62	9.29×10^3	6.02×10^3
	cm1_5			39	1.66	1.64	8.70×10^3	5.73×10^3
	cm1_6			39	1.67	1.64	8.51×10^3	5.32×10^3
②	cm2_4	280	1.33	63	1.58	1.18	1.08×10^4	3.04×10^3
	cm2_5			64	1.59	1.50	6.24×10^3	4.02×10^3
	cm2_6			64	1.61	1.49	1.89×10^4	4.82×10^3
③	cm3_4	439	1.33	77	1.58	1.58	5.08×10^3	3.30×10^3
	cm3_5			76	1.60	1.53	1.49×10^4	3.32×10^3
	cm3_6			75	1.54	1.55	1.05×10^4	2.86×10^3
④	cm4_4	280	3.3	52	1.49	1.43	7.50×10^3	1.74×10^3
	cm4_5			52	1.49	1.47	8.64×10^3	1.83×10^3
	cm4_6			52	1.47	1.39	1.05×10^4	1.74×10^3
⑤	cm5_4	280	7.8	19	1.28	1.29	1.80×10^3	4.09×10^2
	cm5_5			18	1.29	1.29	1.97×10^3	4.97×10^2
	cm5_6			19	1.30	1.28	1.53×10^3	5.81×10^2
⑥	cm6_6	560	31.3	4.8	1.14	1.15	1.49×10^2	9.91×10^1
	cm6_7				1.10	1.15	1.18×10^2	8.74×10^1