

生石灰グイによる地盤改良効果とその問題点

せん 千	ぼん 本	や 弥	さぶ 三	ろう 郎*
み 三	よし 好	みち 迪	お 男**	
かね 金	やす 安		すすむ 進***	

1. はじめに

都営地下鉄10号線は新宿を起点とし、都心を東西に貫き終点本八幡（総武線）に至る、延長約23.6 kmの路線である。このうち図-1に示すように隅田川、荒川にはさまれた地域で、地盤の軟弱な圧密沈下が激しい、いわゆる江東デルタ地帯を通過する。

この地域では原則として駅部を開削、中間部をシールドで施工するよう計画されたが、開削部は幅20~30m、深さ21mにも及ぶ大規模なものとなる。そのためつぎの2点、すなわち

- (1) ヒービング防止
- (2) 土留グイの根入部地盤の強度増加

を目的として、各工区とも全面生石灰グイによる地盤改良を計画したが、第一期工事として着手した森下町~住吉町間の開削工事は掘削土量44万 m³、改良土量30.5万 m³、生石灰投入量3.2万 tという大規模な地盤改良工事となった。

現在第一期工事の各工区とも掘削が完了し、構築工の段階にはいり、工事も順調に進んでいるのでこの施工結果と、第二期工事として着手した西大島~東大島間における実験

工事結果とをもとにして、生石灰グイによる地盤改良効果の実態について報告することとしたい。

2. 地質状況

江東デルタ地帯の土層構成は、図-2からわかるように概略地表から-3 mまでが埋土、-6 mまでが墨田砂層であるが、その下のきわめて軟弱な墨田泥層が森下において-26m程度であるが、大島に向かうにつれてその層厚を増し-35m程度まで及んでいる。そしてそれ以下が東京レキ層となっている。

地盤改良の対象となるのがこの墨田泥層であるが、森下付近と大島付近を比較するとN値は0~5であるが、自然含水比 $w=50\sim60\%$ が $80\sim90\%$ になり、液性限界 $w_L=40\sim50\%$ が $60\sim80\%$ と変化しているが、ともに自然含水比が液性限界より大きく非常に不安定なうえ原地盤の粘着力は $c=3\sim5\text{ t/m}^2$ 程度であり、鋭敏比がきわめて大きく一度地山を乱せば原地盤強度は著しく低下する。

3. ヒービングに対する検討

ヒービングの計算方法には大別してテルツァーギ・ペック (Terzaghi・Peck) の方法とチェボタリオフ (Tschebotarioff) の方法があり、建築学会規準式はチェボタリオフの方法の変形と考えられるが、一般にはテルツァーギ・ペ

* 東京都交通局高速電車建設本部工事部長
 ** 同工事部工事第二課長
 *** 同工事部工事課技術指導係技師

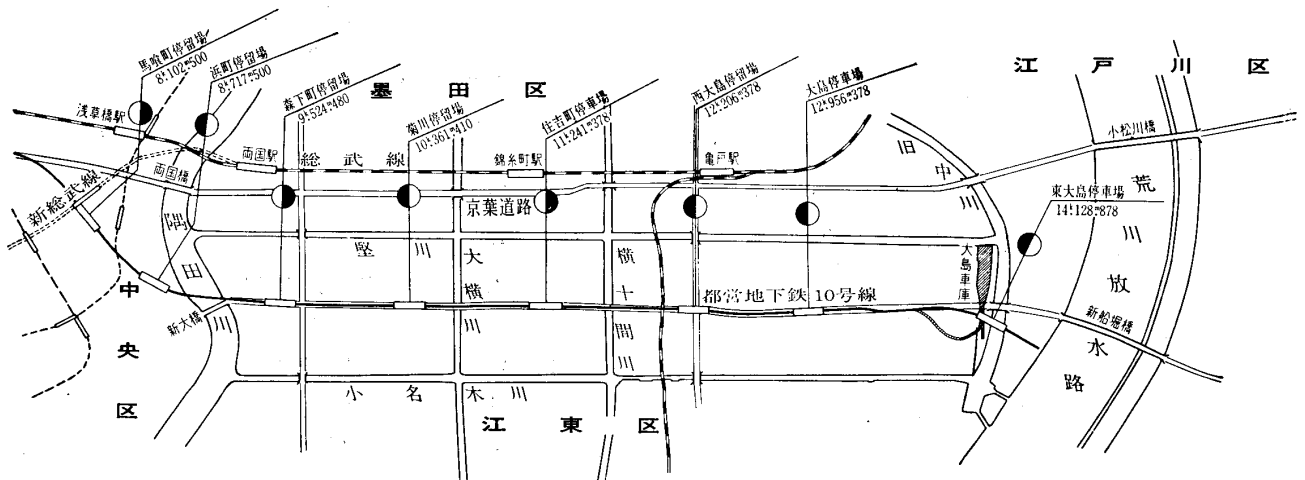


図-1 都営地下鉄10号線位置図

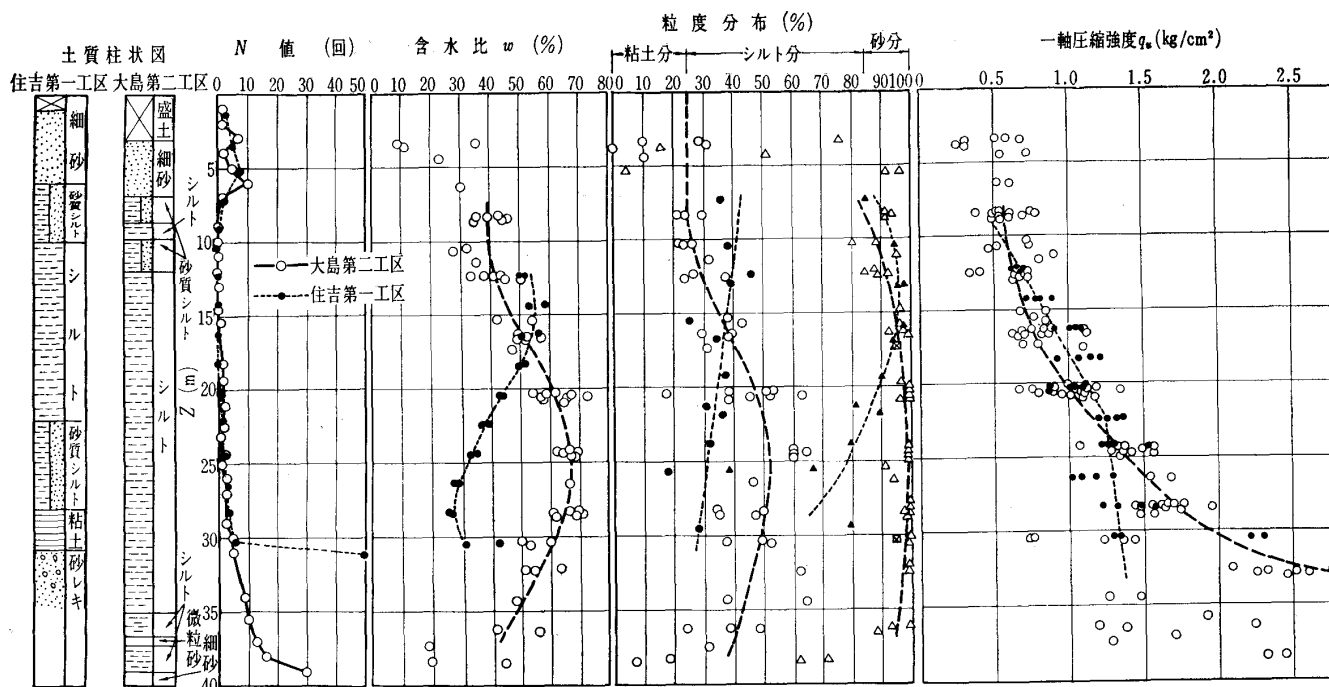


図-2 原地盤の土性値

ックの方法と建築学会規準式が用いられることが多いようである。

テルツァーギ・ペックの方法は図-3 に示すようにスベリ幅 D が掘削幅 B に関係し、しかも側面せん断抵抗を考慮するためスベリ幅 D が大きいほど安全率は低下するが、これに反し、建築学会規準式は側面せん断抵抗を無視するため、スベリ幅 D が小さいほど安全率が小さく、 D が大きくなるにつれて安全率も大きくなる。

したがって今回は掘削幅の影響を考慮して、テルツァーギ・ペックのクイの根入れを考慮した式を用いた。

まず図-3 において、 ab には載荷荷重強度 p_v による水平力 p_h が均一に働くとする。 abc の土塊の平衡を考え、 a 点の回りのモーメントをとれば

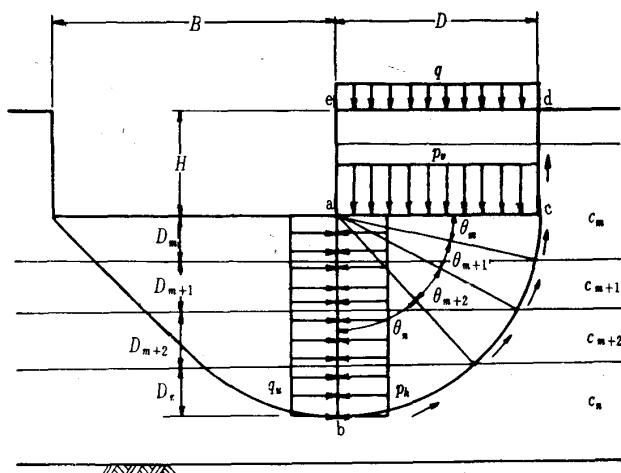


図-3 ヒービング検討図

$$p_h \cdot D \cdot \frac{D}{2} = p_v \cdot D \cdot \frac{D}{2} - 2\pi D \left(\frac{\theta_m}{360} c_m + \frac{\theta_{m+1}}{360} c_{m+1} + \dots + \frac{\theta_n}{360} c_n \right) D$$

$$\text{ゆえに水平力 } p_h = p_v - \frac{\pi}{90} \sum_{i=m}^n \theta_i c_i$$

$$\text{水平合力 } P_h = p_h D = \left(p_v - \frac{\pi}{90} \sum_{i=m}^n \theta_i c_i \right) D$$

この水平合力 P_h が掘削内方の一軸圧縮強度 $q_u = 2c$ により抵抗されるから、抵抗力の総和としては

$$q_u D = 2cD = 2(c_m D_m + c_{m+1} D_{m+1} + \dots + c_n D_n) \\ = 2 \sum_{i=m}^n c_i \cdot D_i$$

したがって水平合力と抵抗力の総和の差

$$P_h - q_u D = P_h - 2 \sum_{i=m}^n c_i D_i > 0$$

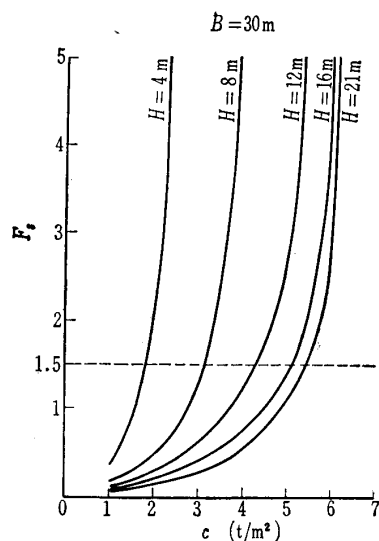
なる範囲を改良すればよい。

必要改良粘着力は深さ方向に一樣に D の範囲内で

$$c \geq \frac{P_h}{2D}$$

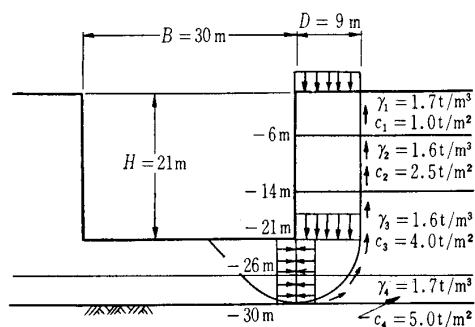
で与えられる。

今一樣均一地盤を考え、掘削幅 $B = 30$ m の場合に $\gamma = 1.65$ t/m³、堅盤 G. L. -30 m、 $c = 1 \sim 7$ t/m²、掘削深さ $H = 4 \sim 21$ m と変化した時の c - F_s 曲線が図-4 である。これから粘着力が増加すると各掘削段階において安全率は急激に増加する。また $H = 8$ m までは $c = 3$ t/m² 程度でもほぼ $F_s = 1.5$ でヒービングの心配はない。さらに $H = 21$ m の場合、 $F_s = 1.5$ を確保するには一樣均一地盤で $c = 5.5$

図—4 ヒーピングに対する c - F_u 曲線

t/m^2 程度の強度が必要であることがわかる。

つぎに図—5 において $B=30\text{ m}$, $H=21\text{ m}$ の場合の検討計算を行なうと $c=7.84\text{ t/m}^2$ 必要である。したがって当地域は概略 $c=7\sim 8\text{ t/m}^2$ まで地盤改良を行なう必要がある。

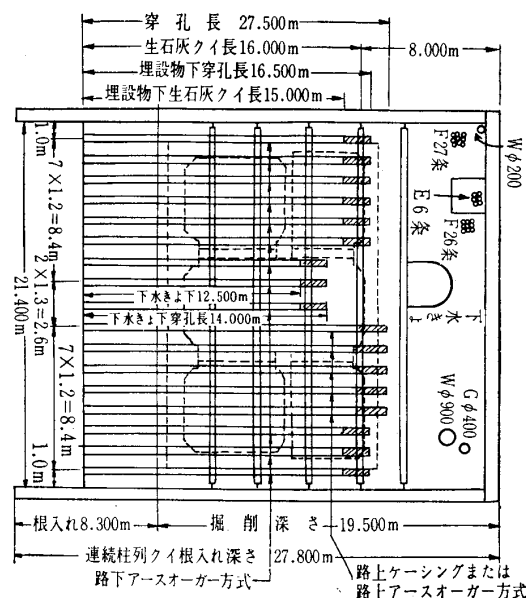


図—5 原地盤におけるヒーピング検討図

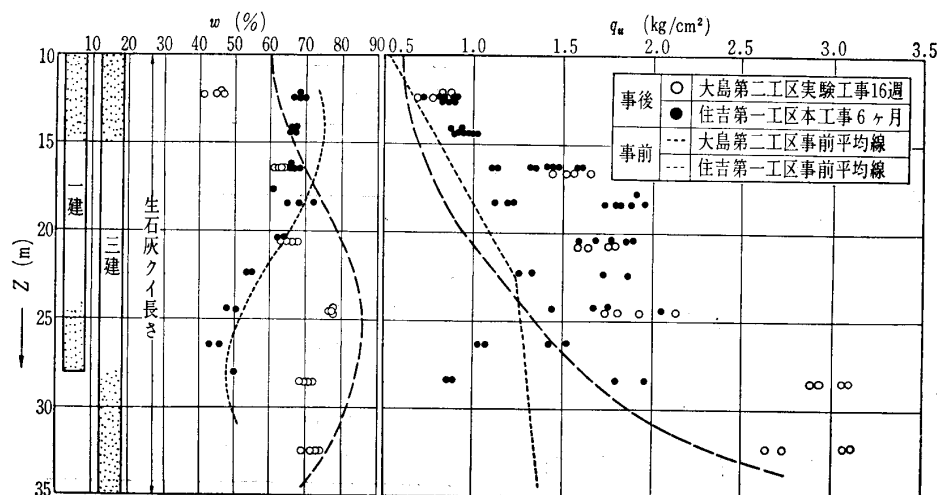
4. 施工結果

森下町～住吉町間における生石灰グイ施工断面図を図—6 に示す。さらに住吉第一工区（第一建設事務所管内）と大島第二工区（第三建設事務所管内）における地盤改良結果を図—7 に示す。両地点とも施工はアースオーガー方式により、クイピッチは 1.2 m 正方形配置、クイ径は 40 cm 、クイ長は住吉第一工区で G. L. $-10\sim -28\text{ m}$ 間の 18 m 、大島第二工区については G. L. $-10\sim -35\text{ m}$ 間の 25 m である。

まず含水比について住吉第一工区では G. L. $-10\sim -20\text{ m}$ の墨田泥層における低下が著しく、 $5\sim 10\%$ 程度である。これに対して大島第二工区では G. L. $-10\sim -30\text{ m}$ 間において低下が著しく、 $10\sim 16\%$ 程度となっている。両者を比較すると原地盤含水比の大きい方が小さい方よりも減少の割合が大きくなっている。



図—6 生石灰グイ施工断面図



図—7 含水比および一軸圧縮強度分布図

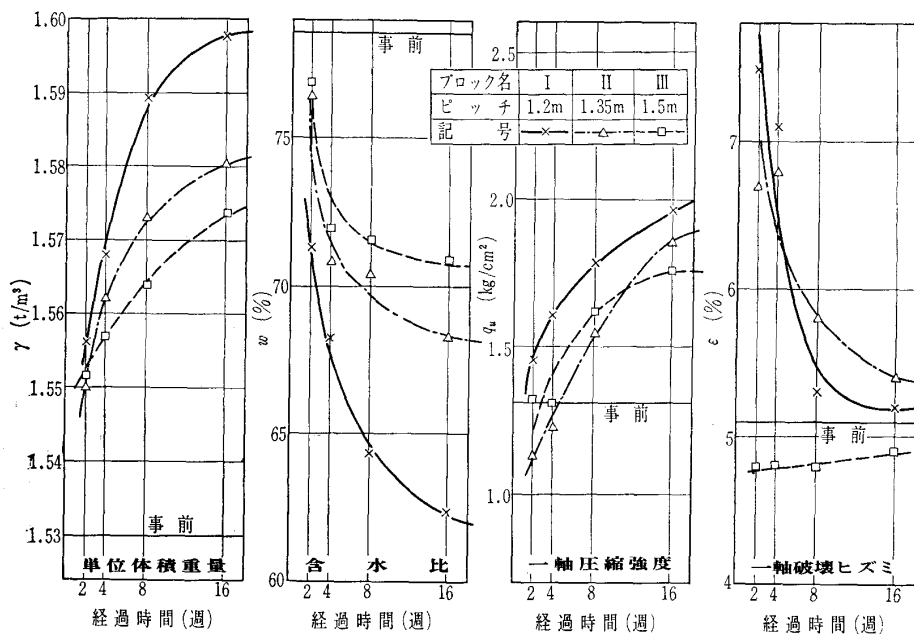


図-8 経過時間と全層平均土性値との関係

つぎに粘着力について住吉第一工区では G. L. -22 m 付近において最大で $c=9 \text{ t/m}^2$ 、また増加粘着力もここで最大で $\Delta c=2.5 \text{ t/m}^2$ 程度であり、それ以深においては粘着力、増加粘着力ともに減少している。一方大島第二工区においては粘着力、増加粘着力が深さとともに増加する傾向にあり、 $\Delta c=3 \text{ t/m}^2$ 程度となっている。

図-8 は大島第二工区の実験工事の結果を示したものであるが、これより生石灰グイの打設ピッチと改良効果の発生の時間的推移の状況がわかる。改良は16週においてはほぼ完了しているようであり、改良効果は生石灰グイのピッチの小さい順に大きいことがわかる。

5. 生石灰グイ工法の問題点

5.1 改良強度の算定

従来地盤改良強度を推定する場合には、強度増加が最も低いクイの対角線中心における値をもって改良強度として

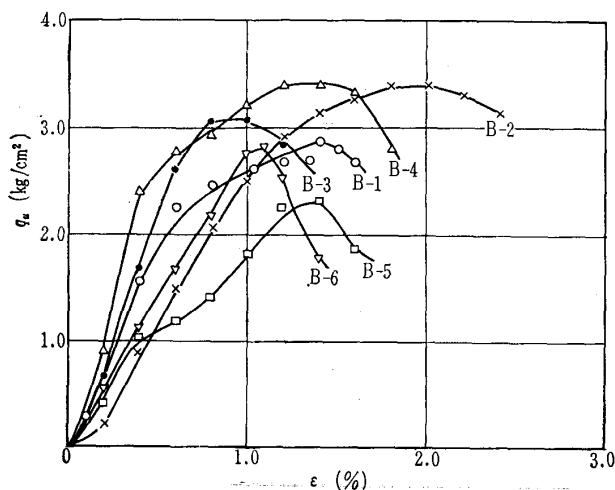


図-9 消化後の生石灰グイの一軸圧縮強度

いた。ところがこれでは図-9 と表-1 に示す生石灰グイ自体の強度がはいっていないこと、さらにクイ間の強度変化が全く考慮されていないことなどが、はなはだ不経済な取扱いといわざるを得ない。これらの影響がどの程度の強度増加をもたらすかを実験工事の 1.2 m ピッチの場合について調べてみた (表-2)。

今全層平均の場合について、クイ間の強度分布を図-10のように二次曲線とすると対角線上のクイ間の強度分布は

$$y=6.28(x-0.85)^2$$

で表わされるから

$$x=0.85-0.40\sqrt{y}$$

おのおのの換算体積は図-11より

$$V_1=4v_1=\pi \int_{0.39}^{2.65} x^2 dy = \pi \int_{0.39}^{2.65} (0.85-0.40\sqrt{y})^2 dy = 1.04$$

$$V_2=4v_2=4 \left(0.60 \times 0.60 \times 0.39 - 0.108 \times 0.39 \times \frac{1}{3} \right)$$

表-1 生石灰グイの試験結果

No	γ_t g/cm³	w %	e	S_r %	q_u kg/cm²	ϵ %	E_{100} kg/cm²
B-1	1.47	43.3	1.14	83.46	2.88	1.4	205.7
B-2	1.50	41.7	1.08	85.03	3.43	2.0	171.5
B-3	1.49	42.1	1.07	86.48	3.02	1.0	207.1
B-4	1.51	43.1	1.11	85.50	3.52	1.5	234.7
B-5	1.48	45.4	1.16	86.07	2.32	1.4	165.7
B-6	1.47	46.0	1.19	85.06	2.83	1.1	257.3
平均	1.48	43.6	1.13	85.27	3.00	1.4	207.0

表-2 クイを考慮した地盤改良強度

深さ (m)	原地盤強度 c_0 (t/m²)	4週地盤改良強度 (t/m²)		クイを考慮した改良強度 c (t/m²)	増加強度 $\Delta c=c-c_0$ (t/m²)
		対角線1/2点	対角線1/4点		
G. L. -12~-13	3.39	5.60	7.55	7.92	4.53
-16~-17	3.99	5.31	6.54	6.98	2.99
-20~-21	5.02	6.08	7.31	7.69	2.67
-24~-25	7.20	7.16	7.85	8.38	1.18
-28~-29	8.73	9.43	9.99	10.28	1.55
全層平均	5.67	6.72	7.85	8.28	2.61

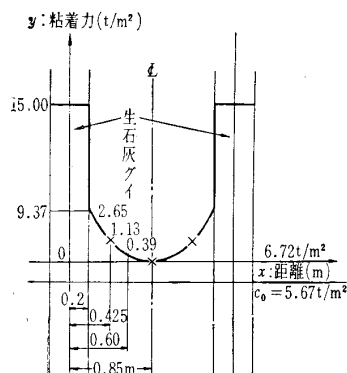


図-10 生石灰グイ間の強度分布

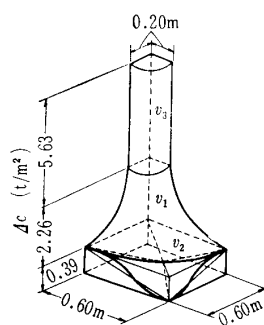


図-11 クイ間の強度分布立体図

$$= 0.50$$

$$V_3 = 4v_3 = \frac{\pi}{4} \times 0.4^2 \times 5.63 = 0.71$$

$$\therefore V = V_1 + V_2 + V_3 = 2.25$$

換算増加強度

$$\Delta c_1 = \frac{V}{A} = \frac{2.25}{1.2 \times 1.2} = 1.56$$

したがってクイを考慮した改良強度 c は

$$c = 6.72 + \Delta c_1 = 8.28 \text{ t/m}^2$$

換算距離 $x = 0.85 - 0.40\sqrt{1.56} = 0.35 \text{ m}$

ゆえに、生石灰グイの強度を考慮した改良強度は、クイ中心から35 cmの地盤の改良強度と一致することになる。したがって、クイピッチが小さい場合には、クイの対角線1/4点(1.2mピッチの場合には $170 \times 1/4 = 42.5 \text{ cm}$)の所で土質調査を行なえば、その点の地盤強度は上記の理論計算上の換算強度より小さいので十分安全側であり、この点の強度をもって、ほぼ改良地盤全体の平均的強度とみなして差しつかえないと考えられる。

5.2 改良強度と経過時間との関係

実験より推察された改良強度の値は、生石灰によって直接地盤が改良された効果と、施工時のかく乱により原地盤

強度を低下させた効果との和として与えられる。前者は改良効果としてはプラス側に、後者はマイナス側に作用する。図-12は一軸圧縮試験の結果(強度、変形係数、破壊ヒズミ)の全層平均値をもとに、生石灰グイの打設ピッチとその経過時間との関係を模式的に表わしたものであるが、これよりつぎのことがわかる。

粘着力の増加量に対しては、2~4週では $I > III > II$ 、4~8週では $I > II \approx III$ となっている。さらに8~16週の長期強度は $I > II > III$ となるが、16週においてはIブロックとIIIブロックの強度差は $\Delta c = 1 \text{ t/m}^2$ 程度であり、ほとんど差は見られない。

また地盤の乱され方に対しては、2~4週では、 $I > II > III$ 、4~8週では $II > I > III$ となっている。これからIIIブロックはほとんど乱されていないといえる。またIブロックは最も乱されているが、IIブロックより回復が早いようである。これは地盤の乱れはIブロックが最も大きい、投入される生石灰の量が多いので、生石灰による地盤改良効果が施工時の乱れによる地盤の強度低下を上回るためと考えられる。

これから早期強度が必要な場合には、地盤の乱れをある程度覚悟しても多量の生石灰を投入する必要がある、一方長期強度が必要な場合には、I、II、IIIブロックとも多少の差はあるが大差はない。

5.3 生石灰グイの吸水量と体積変化

生石灰グイの化学反応式は表-3であらわされる。今、実験工事における生石灰グイの実測の充填密度は 1.2 t/m^3 である。ここで生石灰 1 m^3 について考えると図-13から

$$\text{生石灰実質容積 } V_{c1} = 1/2.3 = 0.36 \text{ m}^3$$

$$\text{空ゲキ容積 } V_{v1} = 1 - 0.36 = 0.64 \text{ m}^3$$

$$\text{生石灰重量 } W_{c1} = 1.2 \text{ t}$$

一方、消化に必要な反応水は

$$V_{w1} = 1.2 \times 0.32 = 0.38 \text{ t} = 0.38 \text{ m}^3$$

ここで、表-1の第一期工事において掘削構内で採取した試料の試験結果より

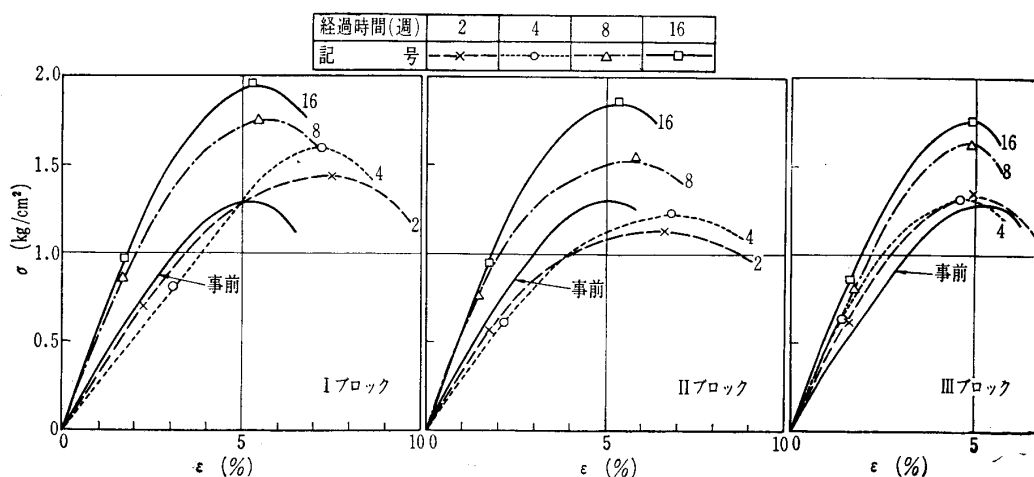


図-12 一軸圧縮試験の全層平均模式図

No. 791

飽和度 $S_r=85.3\%$ 間ゲキ比 $e=1.13$ 含水比 $w=43.6\%$ 間ゲキ率 $n=\frac{100e}{1+e}=53\%$

ここで表-3 および図-13より

消石灰実質重量 $W_{c2}=1.2+0.38=1.58\text{ t}$ 消石灰実質容積 $V_{c2}=1.58/2.2=0.72\text{ m}^3$ 消石灰間ゲキ容積 $V_{v2}=0.72\times\frac{0.53}{0.47}=0.81\text{ m}^3$ 消石灰全容積 $V_2=0.72+0.81=1.53\text{ m}^3$ 消石灰含水量 $W_{w2}=1.58\times0.436=0.69\text{ t}$

$$\therefore V_{w2}=0.69\text{ m}^3$$

消石灰空ゲキ容積 $V_{a2}=0.81-0.69=0.12\text{ m}^3$

以上から 1.0 m^3 の生石灰グイは 1.53 m^3 の消石灰グイとなり、その体積を 0.53 m^3 (膨張率 $\varepsilon_v=0.53$) 増加させる。そしてこれに必要とされた反応水は、消化吸水の 0.38 m^3 と、消石灰グイ間ゲキの吸着吸水 0.69 m^3 合計 1.07 m^3 である。これは生石灰グイを 1 m^3 (てん充密度 1.2 t/m^3) 打設した場合には、地山の体積を $1.07-0.53=0.54\text{ m}^3$ 減少させることを意味している。

これは地盤に変状を与えることなく地盤を改良しようという生石灰グイ工法本来の目的と一致しない現象であり、当実験工事においても著しい地盤の変状が起こった。

5.4 理論含水比の低下

従来、生石灰グイによる地山の含水比の低下は消化吸水、膨張圧密、吸着吸水による三要素であり、下式によって表わされるものとされてきた。

$$\Delta w = (1+w)a_v \left\{ 0.32 \frac{\gamma_c}{\gamma_t} + \frac{2\gamma_w}{3\gamma_t} \varepsilon_v + \frac{\gamma_w}{\gamma_t} n' (1+\varepsilon_v) \right\}$$

Δw : 含水比低下量, w : 地山含水比, γ_t : 土の単位体積重量, a_v : 体積混入率, γ_c : 生石灰単位体積重量, γ_w : 水の単位体積重量, n' : 生石灰の間ゲキ率, ε_v : 膨張率

しかし、表-3 の体積比からわかるように、 CaO 1 体積は H_2O 1.06 体積を吸収し、 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 1.98 体積となる。すなわち生石灰は消化して体積を約 2 倍に膨張するが、そのために周辺地山からほぼ同体積の水を吸収し、周辺土の間ゲキを減少させるが、消石灰グイを含めた全体積は変化しない。したがって、消化吸水と膨張圧密は同一の反応であって重複しては考えられない。

以上から理論含水比の低下は

(i) 消化吸水による含水比低下量 Δw_1

$$\Delta w_1 = 0.32 \frac{\gamma_c}{\gamma_t} (1+w)a_v$$

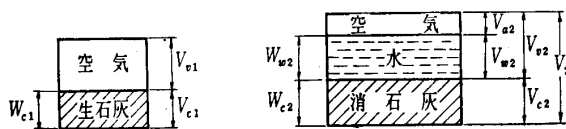


図-13 生石灰の体積変化

表-3 生石灰の化学変化

	生石灰 CaO	水 H ₂ O	消石灰 Ca(OH) ₂
分子量	56	18	74
比重	3.3	1.1	2.2
重量比	1	0.32	1.32
体積比	1	1.06	1.98

(ii) (i) の反応による絶乾状態の消石灰が、周辺土と平衡した湿潤状態の消石灰になる、吸着吸水による含水比低下量 Δw_2

$$\Delta w_2 = \frac{\gamma_w}{\gamma_t} n' (1+\varepsilon_v) (1+w)a_v$$

によって起こると考えられる。したがって従来の式は以下の式に修正される必要がある。

修正理論含水比の低下式

$$\Delta w = (1+w)a_v \left\{ 0.32 \frac{\gamma_c}{\gamma_t} + \frac{\gamma_w}{\gamma_t} n' (1+\varepsilon_v) \right\}$$

ここでさらに注意を要するのは、生石灰のみかけの膨張率 ε_v は一般に考えられているような 1 という値はとれず、5.3 からわかるように $\varepsilon_v \approx 0.5$ 程度しか期待できない場合もありうることである。

従来、生石灰グイ工法の改良メカニズムは、生石灰の消化過程で発生する大きな膨張力によって地盤を圧密改良させるというものであった。この理論から考えられる限りにおいては、地盤全体は膨れあがりこそすれ体積減少(沈下)を起こすようなことは全く考えられないのであるが、現実には当実験工事において地表面の著しい変状がみられた。

この点から判断して、地盤改良のメカニズムは、生石灰あるいは消石灰の高いサクション効果によって地中の間ゲキ水圧が低下し、そのぶん有効応力が増加して地盤が改良されるものと考えられ、消石灰の間ゲキの膨張の程度、あるいは消石灰の吸水量の程度によっては、地盤の自重に基づく圧密沈下が発生し、上述した当実験工事における地表面沈下もこれに基づくものではないかと考えられる。

6. おわりに

掘削深さが 21m にも及ぶ大規模掘削を行なうにあたって、当初改良強度に対して不安が持たれたが、事前実験工事および本工事の結果、地盤改良強度はほぼ目標強度に達しており、ヒーピング防止およびクイ根入部の強度増加という点で非常に大きな効果があった。しかしながら生石灰グイ工法には改良設計強度の評価のしかた、生石灰グイ打設に伴う地山の乱れと改良強度との関係、地盤の変状などの問題点が残っており、工法自体の改良メカニズムのは握とともに、今後の究明に待つところが大きい。

おわりに、実験工事および本工事に協力いただいた建設業の関係各位に対し深く感謝するものである。

(原稿受理 1974. 2. 14)

土と基礎, 22-5 (195)