

港  
裏込粗石による岸壁背後に作用する土圧軽減について  
第4巻第1号 35p 所載正誤表により訂正

正員 市原松平\*

REDUCTION OF LATERAL EARTH PRESSURE ON QUAY WALLS  
BY USE OF STONE BACKFILL.

(Trans. of JSCE, No. 29, Dec. 1955)

Matsuhei Ichihara, C.E. Member

**Synopsis** A sand bin with a hinged, vertical wall and a force measuring apparatus having double mirror magnification were specially designed and built for this experiment. Active earth pressures on the wall, as it being slightly tilted, were measured for various backfill conditions. Varying amount of broken stone or coke was incerted between the sand and the wall.

The reduction of pressures due to such backfills is quite evidently found out numerically : the broken stone backfill reduces the pressures to 70% of those without it ; the coke backfill to 30% etc.

The ordinary triangular shape of stone backfill with natural slope is confirmed to be most economical and effective.

**要旨** 壁移動装置をもつた砂槽、並びに特種な土圧計を試作し、壁を傾けることにより、鉛直壁背後に粗石がある場合の各種の主働土圧を測定した。土圧は碎石を裏込に挿入したときには、砂のみによる土圧の70%に、コークスを挿入したときには平均30%に明白に減少した。普通の岸壁では、粗石を自然傾斜角で、海上より岸壁背後に三角形に投入することが最も経済、かつ効果的であることを確認した。

1. 緒言

岸壁背後の裏込として粗石を用いることが普通であるが、これには(1)岸壁背後の裏込土砂内の排水をよくすることと(2)裏込区間と壁面との間の摩擦力を増大させると同時に、裏込部分のせん断強度を増大させて、裏込区間を含めての岸壁の崩壊を防止する2つの効果をもっている。後者による効果を調べるために、裏込に粗石を填充した場合に壁に作用する土圧がどのように減少するかを室内実験によつて調べてみた。これについては松尾春雄博士の実験<sup>1)</sup>があるが、筆者は裏込粗石の材質、数量、裏込粗石並びに埋立土砂の処理法をかえることによつて、一連の実験を行い、粗石挿入時の土圧の大きさを定量的に判明させ、現在多額の工事費を費している粗石の効果を明確にし、さらに効果的かつ経済的に粗石を入れるためには、その形状をいかにするかについて究明した。

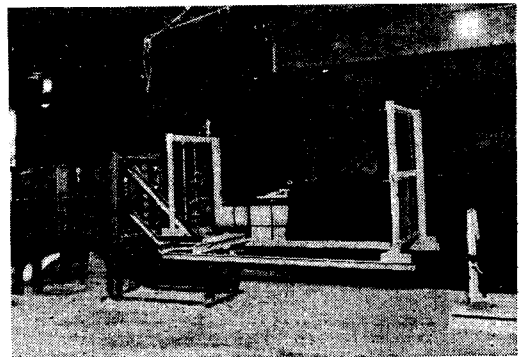
実験に使用した裏込粗石としては粒径1cm程度の碎石並びにコークスを使用し、埋立土砂としては標準砂を使用した。裏込粗石、埋立土砂はともに乾燥した loose な状態と dense な状態で実験を行つたのであるが、裏込粗石に碎石を用いた場合のみは、裏込、埋立区間を浸水させた状態の実験も行つた。上記いずれの場合も裏込粗石を三角形に填充し、その背後を砂で埋立てた場合の土圧を、標準砂のみによる土圧、あるいは裏込粗石のみを砂槽に填充した場合の土圧と比較した。

2. 実験装置並びに裏込材料

写真-1、図-1に示すきわめて剛性のある厚さ12mmの軟鋼製の砂槽(80×70×160cm)の一方の測定壁はその下端23.5cmの点を中心にして壁の天端で約6mm程度回転して変位することができる。測定壁と砂槽の両側壁との間はズック製の防水のペロを取付け、砂または水が砂槽より流出しないようにした。側壁に作用する摩擦力を除去するために平滑な側壁を覆うて厚さ5mmのガラス板を固定した。これと実験に使用した粗石(dense)との間の壁摩擦係数は実測の結果 $\mu=0.25\sim 0.27$ であつた。

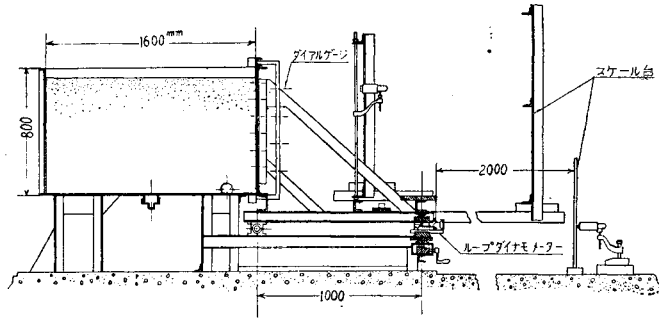
測定壁はその下方の回転軸の両端を2個のベアリングで支え、ベアリングの軸心は測定壁の内側の面と同一にして、壁の内面に沿うて起りうる摩擦力に対する軸のモ

写真-1 実験装置



\* 運輸技術研究所港湾施設部

図-1 実験装置



ーメントを0にしている。測定壁に取付けたフレームの一点を光学式ループダイナモメーターで支持して壁は静止している。壁の回転は光学式ループダイナモメーターを設置してある台の下のハンドルを回転させることによつて台の下のクサビを台に対して滑らせて、台を軽く円滑に上下させ、軸を中心にして壁を回転させることができる。台の変位量は大体最高 6 mm 程度である。壁の変位量は図に示す位置に取付けた4つのダイヤルゲージで読んだ。

砂だけを砂槽に填充した場合には、土圧分布を測定できるように壁の中央鉛直線上に6個の光テコ式土圧計<sup>2)</sup>を取付け図に示すフレームの位置に、ランプ台、スケール台を取付け、壁が回転しても、土圧計、ランプ、スケールの相対位置は不変であるようにした。測定壁に土圧が作用していないときには、壁変位中土圧計による像は一点に静止した。

土圧合力を測定した光学式ループダイナモメーターはループダイナモメーターの微小変位をテコ並びにダブルミラーで約 26 000 倍に拡大する装置をもっている。写真-2、図-2に示す。ループダイナモメーターはこの実験では能力 15 t のものを使用し、光源とスケールは鏡より 2 m の距離の位置に置いた。この土圧計は (1) 大きな範囲の力が測定でき、しかも感度並びに安定が非常によい。(2) ダブルミラーの原理により、光源さえ移動しなければ、この計器が僅かに傾いても、前後してもスケール上の像が変位しないということが特長である。

ループダイナモメーター上に作用する力 1 kg がほぼ像の移動量 4 mm に相当する。いまループダイナモメ

写真-2 光学式ループダイナモメーター

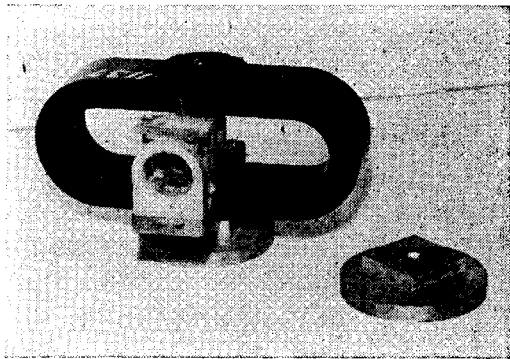
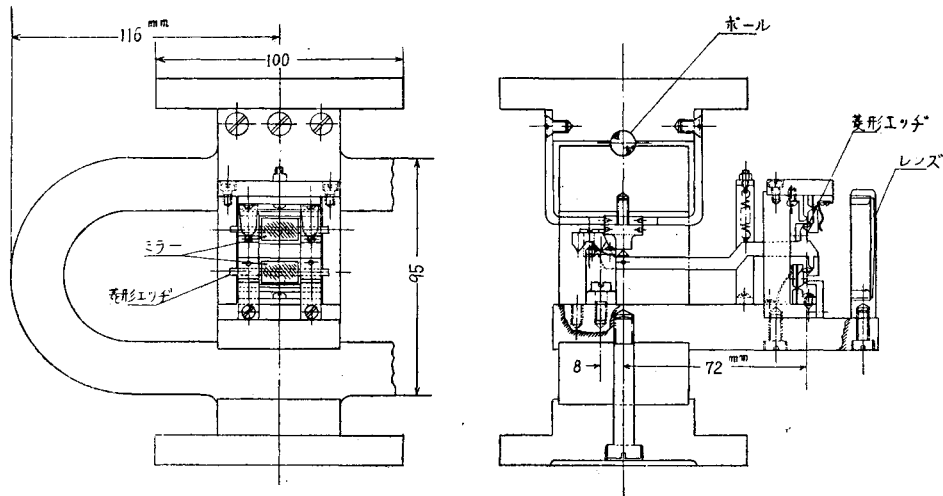


図-2 光学式ループダイナモメーター



ーターに作用する力を  $R \text{ kg}$ , この計器の中心と、壁の回転軸との水平距離を  $l \text{ cm}$ , 回転軸中心より壁の下端までの高さを  $h \text{ cm}$ , 壁の長さを  $b \text{ cm}$ , 壁に作用する壁の単位長あたりの横方向土圧合力を  $P \cos \delta \text{ kg/m}$  とすれば ( $\delta$  は壁摩擦角), 載荷重が作用しないときは土圧合力が壁の下端から  $H/3$  の高さに作用するとみなすと,  $P \cos \delta$  は次式で与えられる。

$$P \cos \delta = \frac{Rl}{(H/3+h)b} \dots\dots\dots (1)$$

$$l = 100 \text{ cm}, \quad b = 70 \text{ cm}, \quad h = 23.5 \text{ cm}$$

両土圧計の測定値から求めた土圧合力を比較すると (dry loose sand, 砂深  $H = 70 \text{ cm}$ ), 土砂填充時は両者の差はほとんどなく, 壁をその中央点で  $d = 0.8 \text{ mm}$  程度移動後では光テコ式土圧計による測定値より求めた土圧合力の方が 4~5% 程度大き目にあられた。

砂槽の両側壁が填充した砂におよぼす摩擦力を  $F$  とすれば,  $F = \mu/3 \cdot H^2 \gamma \tan^2(45^\circ - \varphi/2)^3$  とみなし, 測定壁に作用する横方向土圧合力を  $P \cos \delta = 1/2 \gamma H^2 b \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$  とすれば,  $F/P \cos \delta = 2/3 \cdot \mu H/b \cdot \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$  となり, 裏込粗石の内部摩擦角  $\varphi = 42^\circ$ , 両側壁の摩擦係数  $\mu = 0.25$  のとき  $H = 70 \text{ cm}$  で  $F/P \cos \delta = 7\%$ ,  $H = 50 \text{ cm}$  のとき 5% 程度である。いま dry dense sand の場合に,  $H = 70, 50, 30 \text{ cm}$  で土圧合力  $P \cos \delta$  を測定して, 土圧係数  $K$  と  $d/H$  との関係を図示すると図-3 のようになる。ここに  $d$  は壁の中央点 ( $H/2$  の点) の変位量である。 $d/H = 0.5 \times 10^{-3}$  程度変位した位置では, 砂深が深いほど  $K$  は小になる傾向があるが,  $H = 70 \text{ cm}$  は  $H = 30 \text{ cm}$  に比して大体において 6% 程度減少している。しかしながら実用上の問題としては, この程度の差であれば, 砂深を 70 cm で実験しても, 同じ砂深で実験した裏込状況を変えた土圧合力の比較においては大した影響をおよぼさうにも思われぬ。従つてこの実験においては主として砂深は 70 cm, または 50 cm で行つた。

裏込粗石, 埋立材料の各状態における単位重量, その他の値は表-1 に示した。次に示す土圧式 (5) における物理常数としてこれらの値を用いた。ここに dense な状態とは載荷板  $15 \times 20 \text{ cm}$  で  $q = 100 \text{ g/cm}^2$  の荷重で, 砂層 25 cm ごとにしめ固めた状態をいう。loose な状態の内部摩擦角は実測した安息角で, この場合の壁摩擦角はその材料のみを砂槽に填充した場合の主働土圧による土圧係数と内部摩擦角から Coulomb の土圧理論を満足させる大体の値をとつたものである。dense な状態では実測した主働土圧値による土圧係数から内部摩擦角と壁摩擦角とを決定した。ただし  $\delta = 2/3 \varphi \sim 1/2 \varphi$  付近の値をとつた。なお浸水させた碎石並びに砂の単位重量は水による浮力を差し引いた値である。

図-3 砂深を変化させた場合の土圧係数の値

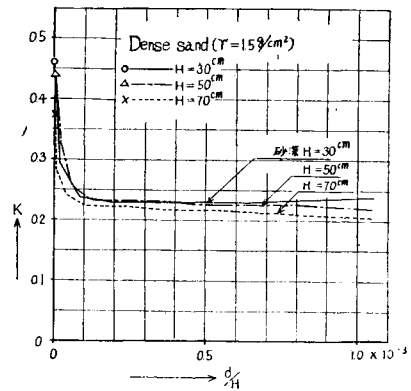


表-1 裏込並び埋立材料一覧表

材	料	状	態	単位重量 ( $\text{g/cm}^3$ )	内部摩擦角(度)	壁摩擦角(度)
裏込 材 料	碎 石	乾	loose	1.28	42	28
		乾	dense	1.30~1.33	42	28
		浸	dense	0.80	40	20
	コ	ークス	乾	loose	0.427	45
埋 立 材 料	標 準 砂	乾	loose	1.4	32~35	20
		乾	dense	1.5	37	25
		浸	dense	0.92	30	15

碎石またはコークスを填充し, その背後に砂をつめる場合に粗石の空隙に砂が流れこまないように, 乾燥した裏込状態の実験のときだけ, 粗石の傾斜面, 特に側壁に接する区間に碎石またはコークスの粉状のものをしきならした。

3. 粗石挿入時の土圧の基礎式

壁の背後に粗石が堆積し, その上に砂が荷重として存在するとき, 壁変位時の粗石並びに砂中の滑り面の形状

写真-3 すべり面の形状 (a) 壁移動前

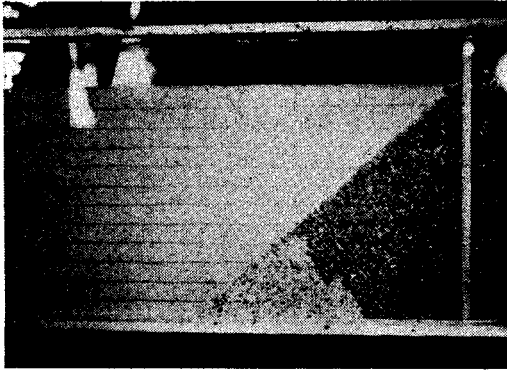
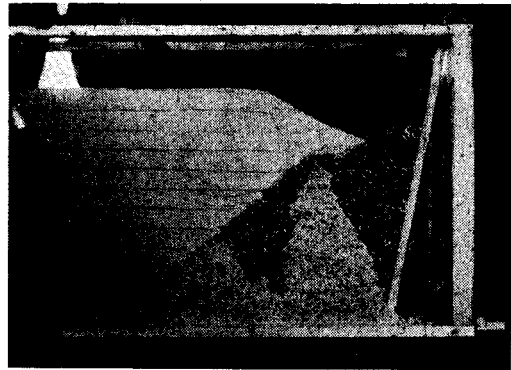


写真-3 すべり面の形状 (b) 壁移動後



を観測するために、写真-3 (a) に示す装置を用い、壁を下端または下端より 15 cm の点を中心にして回転して変位させた。写真-3 (b) は下端を中心にして変位させたものであるが、滑り面が生じて、その空隙を通り上方の乾燥砂が流れ出し、滑り面より下方の碎石の空隙に入り、滑り面の形状を写真上で歴然と判明させた。壁の下端より下方で壁を回転させた場合も同じであるが、すべり面は壁の下端より出発して、実用上直線をなして上昇しているとみなしてよい。上方の区間の砂は流出、沈下したので、砂区間の滑り面の形状が判明しないが、図-4 に示されるように、D 点から水平に  $45^\circ + \varphi/2$  をなして上昇し、[砂中の  $\triangle ADL$  区間は塑性変形を呈するとみなしてよい。

図-4 計算に用いたすべり面の形状

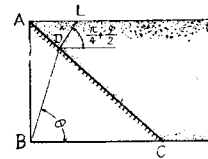
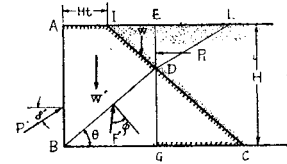


図-5 任意のすべり面による裏込破壊時の釣合力



従つて、この区間中の鉛直面 ED に作用する土圧は実用上、 $P_1 = 1/2 \gamma ED^2 \tan^2 (45^\circ - \varphi/2)$  で与えられる<sup>4)</sup>。いま粗石堆積の一般形として図-5 に示すように、岸壁に対して海側より投入した梯形の粗石を考え、粗石の水平面に対する傾斜角度を  $\alpha$  とし、天端巾を  $Ht$  とする。粗石内に水平に対して  $\theta$  なる任意の傾をなす滑り面を考え、壁が破壊する場合の壁の反力を  $P'$ 、滑り面の反力を  $F'$ 、粗石の内部摩擦角、単位重量、壁摩擦角をそれぞれ  $\varphi'$ 、 $\gamma'$ 、 $\delta'$  とし、粗石背後の土砂の内部摩擦角、単位重量をそれぞれ  $\varphi$ 、 $\gamma$  とすれば、梯形 ABDE の釣合条件として、次式をうる。

$$\left. \begin{aligned} P' \cos \delta' - P_1 &= F' \sin (\theta - \varphi') \\ W + W' &= P' \sin \delta' + F' \cos (\theta - \varphi') \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

上式より  $F'$  を消去し、 $W$ 、 $W'$ 、 $P_1$  の値を代入すると、

$$P' = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{1}{\{\cos \delta' + \sin \delta' \tan (\theta - \varphi')\} (\tan \alpha + \tan \theta)^2} \left[ \left\{ \tan \alpha \left( 1 + \frac{\gamma'}{\gamma} \right) + 2t \tan \alpha \tan \theta \left( \frac{\gamma'}{\gamma} - 1 \right) - t^2 \tan \alpha \tan^2 \theta \left( \frac{\gamma'}{\gamma} - 1 \right) + \frac{\gamma'}{\gamma} (\tan \theta + 2t \tan^2 \alpha - t^2 \tan^2 \alpha \tan \theta) \right\} \tan (\theta - \varphi') + \tan^2 \alpha (1 - t \tan \theta)^2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \dots \dots \dots (3)$$

Coulomb の土圧理論では  $\delta' = \text{const.}$  で、 $\theta$  を変化させた場合の  $P'$  の極大値が土圧  $P$  を与え、そのときの  $\theta$  が滑り面の角度を与える。埋立て区間全部が粗石で充填された場合のすべり面の角度は Coulomb の土圧式をそのまま使用して求められ、この場合のすべり面の角度を  $\theta'$  とすれば、上式 (3) は  $t$  の値が  $H \cot \theta' > Ht \geq 0$  を満足させるときのみ成立する。 $t$  がこの値よりも大きい場合には、滑り面は壁の下端より粗石内を通り、裏込天端面に出て、この場合の土圧は埋立て区間全部が粗石で充填された場合の土圧と理論上一致する。

すなわち式 (3) から土圧  $P$  を決定するための  $t$  のとるべき範囲は

$$\left. \begin{aligned} 0 \leq t &< \frac{\cos \varphi' - n \sin (\varphi' + \delta')}{\sin \varphi' + n \cos (\varphi' + \delta')} \\ n &= \frac{\cos \varphi'}{\sin (\varphi' + \delta') + \sqrt{\frac{\sin (\varphi' + \delta') \cos \delta'}{\sin \varphi'}}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

ただし

式(3)は式(4)を満足させる $t$ の範囲内で、 $\alpha, t, r'/r, \delta', \varphi'$ の一定値に対して $\theta$ の値の変化に応じて $2P'/rH^2$ を画くことにより、その極大値、すなわち $2P'/rH^2$ を容易に求めることができる。

上式(3)において $t=0$ とおけば、粗石を三角形に堆積した場合の $P'$ を与える。

$$P' = \frac{rH^2}{2} \frac{1}{\{\cos \delta' + \sin \delta' \tan(\theta - \varphi)\} (\tan \alpha + \tan \theta)^2} \left[ \left\{ \tan \alpha \left( 1 + \frac{r'}{r} \right) + \frac{r'}{r} \tan \theta \right\} \tan(\theta - \varphi') + \tan^2 \alpha \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \dots (5)$$

式(3)において、 $\alpha = \frac{\pi}{2}$ とおけば矩形堆積の場合が与えられる( $\theta \neq \pi/2$ )。

$$P' = \frac{rH^2}{2} \frac{1}{\cos \delta' + \sin \delta' \tan(\theta - \varphi')} \left[ \frac{r'}{r} t (2 - t \tan \theta) \tan(\theta - \varphi') + (1 - \sqrt{t}) \tan^2 \alpha \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \dots (6)$$

式(5)において $\varphi' = \alpha = 45^\circ, r'/r = 1, \varphi = 32^\circ$ の場合に $2P'/rH^2$ と $\delta', \theta$ との関係を図示すると、図-6に示される。 $P$ は $\delta' = 30^\circ$ のときの土圧、 $P_2$ は最小土圧理論<sup>6)</sup>による値である。

地表面上無限に等分布した載荷重(荷重強度 $q$ )による土圧合力 $P'$ は式(3)の形の場合に次式で与えられ、次式で $t=0$ とおけば、式(5)に相当する値をうる。

$$P' = \frac{rH^2}{2} \frac{1}{\{\cos \delta' + \sin \delta' \tan(\theta - \varphi)\} (\tan \alpha + \tan \theta)^2} \times \left[ \left\{ \tan \alpha \left( 1 + \frac{r'}{r} \right) + 2t \tan \alpha \tan \theta \left( \frac{r'}{r} - 1 \right) - t^2 \tan \alpha \tan^2 \theta \left( \frac{r'}{r} - 1 \right) + \frac{r'}{r} (\tan \theta + 2t \tan^2 \alpha - t^2 \tan^2 \alpha \tan \theta) + \frac{2q}{rH} (1 + t \tan \alpha) (\tan \alpha + \tan \theta) \right\} \tan(\theta - \varphi') + \left\{ \tan^2 \alpha (1 - t \tan \theta)^2 + \frac{2q}{rH} \tan \alpha (1 - t \tan \theta) (\tan \alpha + \tan \theta) \right\} \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \dots (7)$$

式(3)~(7)は壁の背面が鉛直な場合であるが、壁の背面が傾斜しているときは粗石の重量 $W'$ の値を変化させるだけである。

4. 実験結果並びに考察

(1) looseな碎石に loose sand を填充した実験 裏込碎石を海側より三角形に堆積し、その傾斜角度 $\alpha$ を $42^\circ, 35^\circ, 25^\circ, 0^\circ$ に変化させた。 $\alpha = 0^\circ$ は砂槽に碎石のみを填充した場合である。壁高 $H = 50$  cm, looseな裏込碎石と looseな埋立砂の場合、壁の全長に作用する回転モーメント $RI$  kg $\cdot$ mと壁の変位 $d/H$ との関係を示すと図-7のようになる。 $RI$ の変化は式(1)により壁に作用する横方向土圧合力 $P \cos \delta'$ の変化を示す。この図から次のことが明瞭である。

i) looseな砂のみを砂槽に填充した場合には、土砂填充時と壁移動後では土圧はほとんど変化しない。土圧係数 $K = 0.243 \sim 0.220$ 程度である。 $d/H = 0.5 \times 10^{-3}$ の所でCoulombの土圧式の $\varphi = 35^\circ, \delta = 20^\circ$ ( $K = 0.231$ )程度である(表-1)。

ii) 粗石のみによる土圧( $\alpha = 0$ )は $d/H = 0.5 \times 10^{-3}$ の変位の所で、Coulomb土圧式で計算すると、 $\varphi' = 42^\circ, \delta' = 28^\circ, K = 0.160$ 程度である(表-1)。

iii) 砂に粗石を挿入した場合には $\alpha$ の値を変化させても土圧はほとんど変化なく、 $\alpha$ の値によつて土圧の大きさは明白に分離できない。loose sandのみによる値と異なるのは、粗石を挿入すると壁が $d/H = 0.05 \times 1.0^{-3}$ 程度移動して、土圧を急激に減少させる点である。これは粗石内に十分な内部摩擦力が発揮されるまでに少くとも壁にこれだけの変位が必要であることを示す。

図-6  $2P'/rH^2$ と $\delta', \theta$ との関係

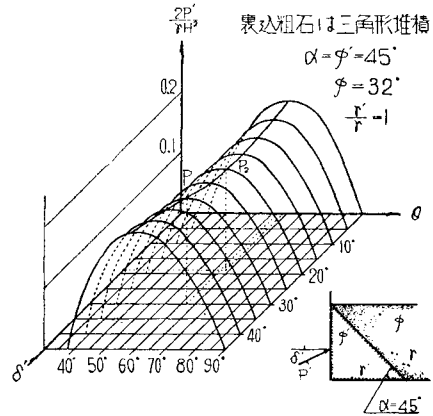
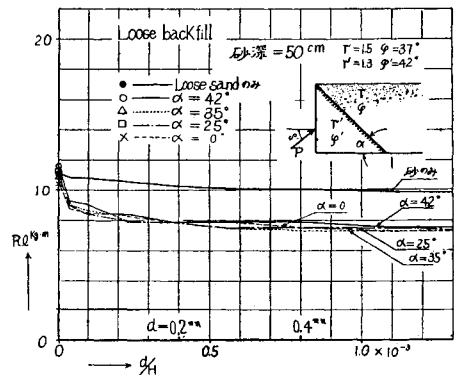


図-7 Loose backfill,  $RI$ (kg $\cdot$ m)の測定値 ( $H = 50$  cm 碎石挿入)



砂に粗石を挿入した場合、図-7より壁の背後が塑性に移行したと考えられる  $d/H=0.5 \times 10^{-3}$  程度の所で、壁の単位長あたりの  $P \cos \delta'$  を求め、さらに  $2P/r H^2 \cdot \cos \delta'$  を計算して図-8に△印で示した。この値は上記の  $\varphi=35^\circ$ ,  $\varphi'=42^\circ$ ,  $\delta'=28^\circ$  並びに  $r'/r=0.9$  を式(3)に代入して求めた横方向土圧の曲線にきわめてよく一致している。なお○印は砂深 70 cm で行った実験値であるが、これも  $r'/r=0.9$  にきわめて接近している。

(2) dense な碎石に dense sand を填充した実験 この場合の測定値は図-9に示した。上述した loose な裏込による場合と同じように  $\alpha$  を変化させても、 $P \cos \delta'$  と  $d/H$  との関係は  $\alpha$  の値によつて明白に分離できない。loose な裏込状態と異なることは、壁のわづかな変位 ( $d/H=0.1 \times 10^{-3}$ ) でも土圧の減少がきわめて顕著であることである。この場合  $d/H=0.5 \times 10^{-3}$  の変位で、 $\varphi=37^\circ$ ,  $\delta=25^\circ$ ,  $\varphi'=42^\circ$ ,  $\delta'=28^\circ$  (表-1) 程度であることがわかる。以上の値と実測値  $r'/r=0.9$  を用いて式(5)で計算した値と、粗石を挿入した場合の実測値との比較を 図-10 に示した。 $\alpha=42^\circ$  では実測値の方が 8% 程度大きい、大体において計算値と実測値とは一致しているといふことができる。

図-8 Loose backfill,  $2P/r H^2 \cos \delta'$  の測定値  
( $H=50$  cm, 70 cm, 碎石挿入)

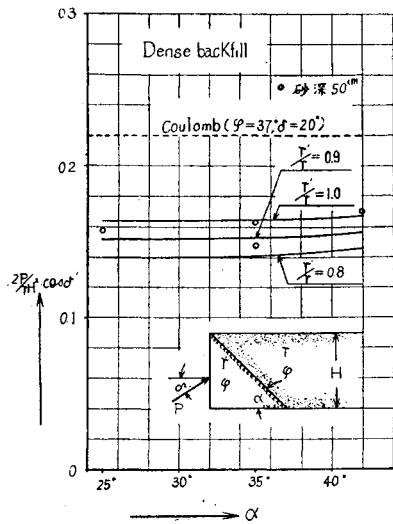
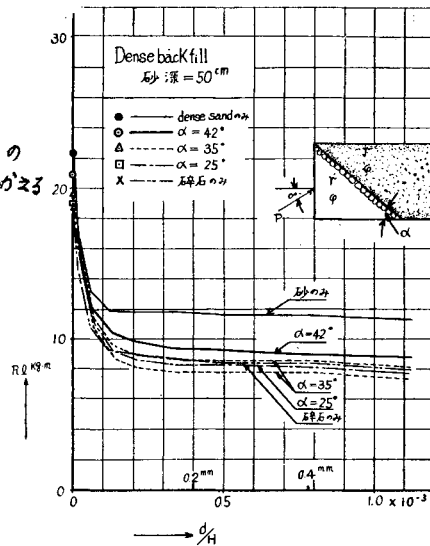


図-8, 図-10の  
図面のみをいかに  
図-8, 図-10の  
図面のみをいかに

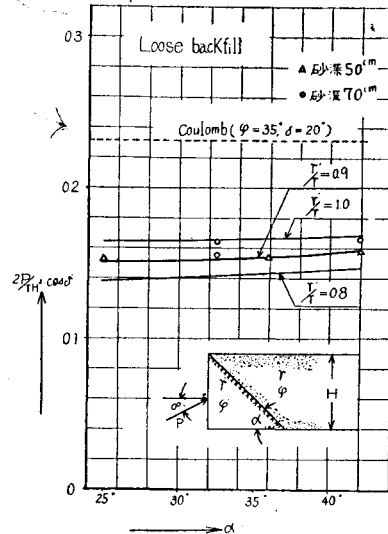
図-9 Dense backfill,  $RI$  (kg·m) の測定値  
( $H=50$  cm, 碎石挿入)



上記(1), (2)の実験結果より、 $\varphi=35^\circ \sim 37^\circ$ ,  $r'/r=0.9$  の場合に、横方向土圧は砂のみの場合の 70% 程度に減少することがわかる。

上述した実験はいずれも  $r'/r=1.0$  近傍であつた。この場合  $\alpha=45^\circ \sim 25^\circ$  でも  $\alpha=0$  と土圧はほとんど同じであつた。このことは岸壁背後に粗石を填充するには自然傾斜角度で粗石を海側より三角形に投入することが最も経済的であるということを示すものである。これはまた、陸側より岸壁背後に三角形に投入することは材料を余計に要し、不経済であることを示す。陸側より多量の材料を使用して粗石を入れても、 $\alpha=0$  の場合と土圧は大差がないからである。

図-10 Dense backfill,  $2P/r H^2 \cos \delta'$  の測定値  
( $H=50$  cm, 碎石挿入)



(3) 裏込材料にコークスを使用した実験 裏込材料にコークスを使用した理由は、これが単位重量が小なる上に内部摩擦角が大きいためである。この場合  $r'/r$  は 0.3 となる(表-1)。コークスを海側より三角形に loose に堆積し、その背後に loose sand を埋立てた場合の測定値は 図-11 に示した。前述した碎石を粗石として用いた 図-7, 図-9 と比較して土圧の大きさは粗石の傾斜角度  $\alpha$  の値によつて明白に異なる点の特長である。 $d/H=0.5 \times$

図-11 Loose backfill コークスを使用したとき RI の測定値 (H=50 cm)

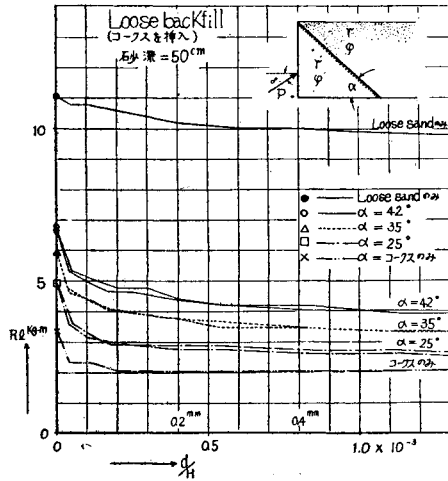
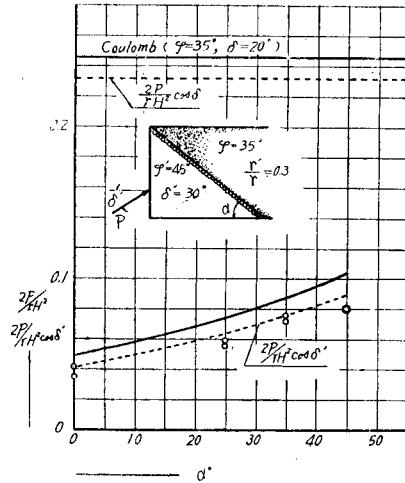


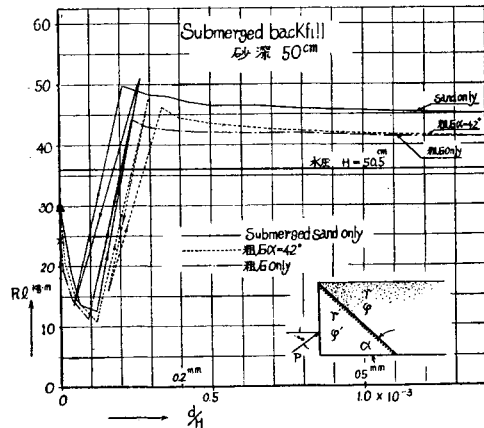
図-12 コークスを使用したとき  $2P \cos \delta' / r H^2$  の測定値



10<sup>-3</sup> の位置における loose sand のみ, コークスのみによる土圧より,  $\phi=35^\circ, \phi'=45^\circ, \delta'=30^\circ$  をうる。これと  $r'/r=0.3$  を用いて計算した値と実測値との比較は図-12 に示した。この場合式 (3) による横方向土圧の計算値は点線で示したが, これは実測値によく一致し,  $\alpha=45^\circ \sim 25^\circ$  で横方向土圧は砂のみによる土圧の 39~25% に減少した。この場合  $\alpha$  が小なるほど, すなわち粗石が多いほど, 土圧減少は大である。松尾博士の実験では  $\alpha=40^\circ$  で 36%,  $45^\circ$  で 39% 程度に減少し, 松尾博士の測定値は筆者の値によくにっていた。 $r'/r=0.5 \sim 0.3$  では前項までの  $r'/r=1.0$  と比較して,  $\alpha$  の値によつて土圧の大きさが異なり, 粗石を多量に用いたが土圧軽減が大であるということは特筆すべきことである。

(4) 埋立て土砂に浸水させた場合の実験 loose な裏込土砂を層の厚さ 25 cm に入念にしめ固め, 砂深を 50 cm にしてから,  $d=0.06 \text{ mm}$  ( $d/H=0.12 \times 10^{-3}$ ) だけ壁を移動させた。 $K$  の値はこのとき 0.562 より 0.232 に下つた。約 20 分後に砂槽背後より注水し, 砂を完全に浸水させ, しかるのちに壁を次第に倒して, 壁変位中の壁に作用するモーメントを測定した。全く同じことを碎石を壁の背後に  $\alpha=42^\circ$  に堆積し, その背後に dense sand をつめて浸水させた場合, dense な碎石のみに浸水させた場合に行い, これらの測定値を図-13 に示した。

図-13 浸水した裏込による RI の測定値



砂または碎石が静止した水に完全に浸っている場合に粒子は浮力を受ける<sup>7)</sup>。浮力によつて差し引かれる砂, 碎石の単位重量<sup>7)</sup>はそれぞれ表-1 に示した。浸水した砂のみによる土圧係数は  $K=0.377 \sim 0.278$ , 浸水した碎石では  $K=0.294 \sim 0.193$  まで変化した。 $d/H=1.0 \times 10^{-3}$  の所で砂のみによる測定値, 碎石のみによる測定値から表-1 に示した  $\phi, \delta, \phi', \delta'$  をそれぞれうるが, この実験の場合には, 排水, 浸水によつて碎石中に drained sand の重量で 27.4 kg だけ砂が入つた。これは湿潤した碎石の全重量の 20% に相当する。従つて碎石挿入の場合には碎石のみによる  $\phi'$  並びに  $r'$  を使用せず, これらを増加させて,  $r'/r=1.0, \phi'=42^\circ, \delta'=30^\circ$  とし, 砂の内部摩擦角はそのまま  $\phi=30^\circ$  として, 計算すると  $2P \cos \delta' / r H^2 = 0.171$  となり, 実測値より求めた 0.173 によく一致してくる。この場合は砂のみによる土圧の 60% に減少し, 前項の碎石を用いた乾燥した裏込状態の 70% よりも多量に減少したことになるが, これは前項の場合よりも埋立土砂の内部摩擦角  $\phi$  が減少したことにもとづくものである。

(5) 埋立土砂の内部摩擦角, 粗石堆積の形状の考察 前項までに  $\phi', r'/r, \phi$  の異なる 4 種類の実験をして横方向土圧は 70%, 30%, 60% 程度に減少し, 粗石を用いた場合の横方向土圧  $2P \cos \delta' / r H^2$  は  $\phi', \delta', r'/r, \phi$ ,

$\alpha$  によつて異なることがわかつた。普通岸壁背後の粗石堆積の傾斜角度  $\alpha$  は 1 割勾配にとつているが、ここでは粗石の内部摩擦角は水中で  $\varphi' = 42^\circ$  とし、 $\delta' = 2/3 \varphi'$ 、埋立土砂の内部摩擦角は  $\varphi = 30^\circ$  として、式 (5) (三角形堆積)、式 (3) (梯形堆積) にもとづいて考察する。なお岸壁では  $r'/r = 1.0 \sim 1.2$  であろう。

粗石を  $\alpha = 42^\circ$  に三角形に堆積した場合、埋立土砂の  $\varphi$  の値の変化、並びに  $r'/r$  の値の変化に 応ずる土圧の大きさ  $2P/rH^2$ 、横方向土圧の大きさ  $2P/rH^2 \cdot \cos \delta'$  ( $\delta' = 28^\circ$ ) を図示すると 図-14 のようになる。いま粗石がなくて直接壁面に埋立土砂が作用した場合の土圧を Coulomb の土圧理論 ( $\delta = 2/3 \varphi$ ) より求めて計算したものを同じ図に示した。図-14 より (i)  $r'/r$  の値が小さいほど粗石を投入した場合の土圧は小である。(ii)  $r'/r$  が一定な場合、粗石があると  $\varphi$  を変化させても、土圧はあまり変化しないが、粗石がない場合には  $\varphi$  の減少によつて土圧は急激に増加する。(iii) 横方向土圧の軽減の割合  $P \cos \delta' / P_0 \cos \delta$  は  $r'/r = 1.0 \sim 1.2$ 、 $\varphi = 30^\circ$  で 0.62 ~ 0.70 となる。

$\varphi$  の値が減少して 0 となつた 場合には粘性の多い流動土砂が埋立区間に存在する場合で、ポンプ船で埋立てた初期の状態に相当する。式 (3) で  $\varphi = 0$  とおくと Harris Epstein<sup>9)</sup> が液状粘土の圧力を砂で軽減させる場合に求めた式に一致する。この場合は粗石堆積の表面を砂、その他によつて目つぶしをして、液状粘土を阻止すれば、液状粘土の圧力から水圧部分を差引いた残りの土圧部分を 30% にまで減少できることになる。この場合はまた  $\alpha$  が小なるほど土圧減少量は大になる。

つぎに三角形堆積の粗石の傾斜角度  $\alpha$  を変化させた場合に、 $\varphi = 30^\circ$ 、 $r'/r \geq 1.0$  では、 $\alpha$  による土圧変化はほとんどないが、 $r'/r \geq 0.5$  では  $\alpha$  が小になるほど土圧が小になることはコークスの実験の場合にのべた。

最後に  $\alpha = 42^\circ$  で、その天端巾が  $Ht$  になるように梯形に粗石を堆積した場合に、 $2P/rH^2$ 、 $2P/rH^2 \cdot \cos \delta'$  の  $t$  の値に 応ずる変化を 図-15 に示した。この場合に  $t = 0.5$  以上では  $t$  が変化しても、 $P$  は一定値をとる。 $r'/r = 1.0 \sim 1.2$  程度では  $t$  を変化させても、 $t = 0$  の場合と大差がない。このことは前述したように三角形堆積が最も経済的な粗石堆積であることを示す。

図-14 埋立土砂の内部摩擦角  $\varphi$  の変化に 応ずる  $2P/rH^2$  の値

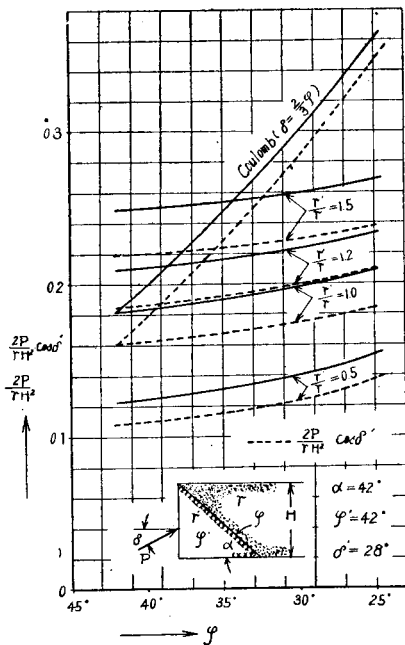
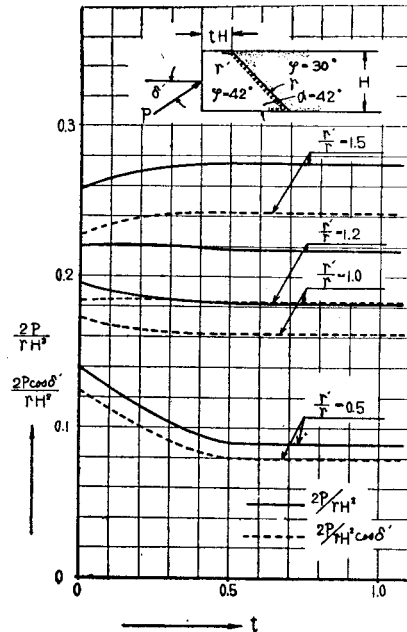


図-15 梯形堆積  $t$  の変化に 応ずる  $2P/rH^2$ 、 $2P \cos \delta' / rH^2$  の値



5. 結 語

特殊な土圧計並びに装置によつて、壁の背後に粗石を挿入した場合の各種の土圧測定を行い、簡単な土圧式によつて、土圧減少を説明し、現在経済的理由のみのために海上より三角形の形状に投入している粗石は土圧軽減上の理由からしても、もつと多量に粗石を投入した場合と大体同じ程度に効果的であることを確認した。

(1) 碎石を三角形に堆積し、埋立てに砂を用いた場合、 $r'/r = 0.9$ 、 $\varphi = 35^\circ \sim 37^\circ$  で横方向土圧を 70% に、コークスと砂の場合、 $r'/r = 0.3$ 、 $\varphi = 35^\circ$  で  $\alpha$  の値により異なるが平均 30% 程度に、浸水した碎石と砂の場合は



$r'/r=1.0$ ,  $\varphi=30^\circ$  で60%にまで土圧を減少させた。横方向土圧は  $r'/r$  の値が小なるほど小になる。

(2) 粗石がある場合の土圧は埋立土砂の内部摩擦角  $\varphi$  の値によつて、あまり変化しない。従つて横方向土圧の比  $P \cos \delta' / P_0 \cos \delta$  は  $\varphi$  が小さいほど小となり、粗石挿入の効果は増大する。

(3) 粗石を三角形に海側より投入した場合に、岸壁では  $\varphi'=42^\circ$ ,  $\varphi=30^\circ$ ,  $r'/r=1.0\sim 1.2$  とみなすと、粗石挿入区間の横方向土圧は粗石のない場合の0.62~0.70に減少する。従つて粗石によつて普通70%に減少するとみてよい。

(4) 粗石面の目つぶしを十分に行えば、岸壁建造時の液状粘土による土圧を30%にまで減少させることができる。

(5) 梯形堆積の場合、 $t$  を増大させても、 $r'/r \geq 1$  では土圧はあまり変化しない。従つて三角形に粗石を堆積することが経済的である。

(6) 三角形に粗石を堆積した場合、普通の土砂で、 $r'/r \geq 1$  では  $\alpha$  の値によつて土圧の変化はあまりない。従つて自然傾斜角度で粗石を投入することが一番経済的である。

(7) 陸上より粗石を投入することは、上記海面より投入した場合と比較して、土圧に大差がないから、材料を多量に要して不経済である(ただし  $r'/r \geq 1$ )。

最後に、筆者はこの研究に多大の御指導をいただいた学習院大学教授近藤正夫博士、京大教授村山朔郎博士に深謝するとともに、一緒に実験をした丹羽 新、大津留 喬久の両技官に感謝する次第である。

#### 参 考 文 献

- 1) 松尾春雄：擁壁裏込の土圧軽減の効果に関する試験，土木試験所報告，第31号(昭和10年)
- 2) 近藤・長谷川・市原：「土圧計3種」運研報告3巻4号，pp15，(昭和28年4月)
- 3) H. Jansson, A. Wickert and A. Rinkert: Earth Pressure against Retaining Walls, Proc. 2nd I.C.S.M., Vol. II.
- 4) K. Terzaghi and R.B. Peck: Soil Mechanics in Engineering Practice, 1948, pp 154, L型壁に作用する土圧の考察を参照
- 5) H. Krey: Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes (1936)
- 6) J. Jaky: Minimum value of earth pressure, Proc. 2nd I.C.S.M. Vol III, pp 61~65
- 7) K. Terzaghi: Large retaining wall tests, II. Pressure of saturated sand, Eng. News.Record, February 22, 1934, pp 259-262
- 8) Harris Epstein: Reduction of lateral cohesive soil pressure on quaywalls by use of sand dikes, Proc. 2nd I.C.S.M. Vol III pp. 291

(昭.30.6.4)

昭和30年12月10日印刷  
昭和30年12月15日発行

土木学会論文集  
第 29 号

定価 150 円 (〒 20 円)

編集兼発行者	東京都千代田区大手町2丁目4番地	中 川 一 美
印刷者	東京都港区赤坂溜池5番地	大 沼 正 吉
印刷所	東京都港区赤坂溜池5番地	株式会社 技 報 堂

東京中央郵便局区内 千代田区大手町2丁目4番地

発行所 社 団 土 木 学 会 電話(20) 3945・4078  
法 人 振替東京16828





TRANSACTIONS  
OF THE  
JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS

No. 29

---

C O N T E N T S

**papers**

Studies on the Effects of Some Institutes of a Dam to the Stress Distribution in Dam Body	<b>page</b>
By Dr. Eng., Yoshiji Niwa, C.E. Member, Toshikazu Hayashiguchi, C.E. Assoc. Member.....	1
On the Load Distributions by Sway Bracings and Slab of Composite Girders	
By Yasuji Tahara, C.E. Member, Tetsuo Kutsukake, C.E. Assoc. Member.....	9
Design of a Three-Span Continuous Beam Bridge with Gradually Varied Cross Sections	
By Toshiaki Fukaya, C.E. Member.....	18
Solutions of the Creep of the Statically Indeterminate Reinforced Concrete Structures by the Distribution Method	
By Kiyoshi Okada, C.E. Member.....	27
On the Stresses and Workable Design of Double Reinforced Concrete Members Subjected to Eccentric Axial Compression	
By Hifumi Kagami, C.E. Member.....	33
Some Theoretical Solutions on the Vibrational Property of Railway Track	
By Yutaka Satō, C.E. Member.....	39
On the Propagation of Vibrations and the Consolidation of a Soil Layer	
By Shōji Gotō, C.E. Member.....	47
Formula for Stress of Curved Beam with I-Section and its Application	
By Isamu Ōno, C.E. Member.....	53
The Calculation of Prestressed Concrete Rigid Frame in Consideration of Secondary Effect of Prestressing Wires	
By Yasuji Tahara, C.E. Member, Tetsuo Kunihiro, C.E. Assoc. Member.....	66
On the Run-Off Analysis by the Method of Characteristics	
By Tomitarō Sueishi, C.E. Assoc. Member.....	74
On the Effect of Shearing Force on the Elastic and Rocking Vibration of Bridge Piers and Well Constructions	
By Hisao Gotō, C.E. Member.....	88
On the Application of Variation Principles Seepage Problems Underneath Dams	
By Sukeyuki Shima, C.E. Member.....	98
Reduction of Lateral Earth Pressure on Quay Walls by use of Stone Backfill	
By Matsuhei Ichihara, C.E. Member.....	112

---

December 1955

DOBOKU-GAKKAI

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS

No. 4 2-CHOME OTE-MACHI CHIYODA-KU TOKYO, JAPAN