

衝撃を受けた砂質地盤の塑性変形に関する一考察

最上 幸夫*・田村 洋一*

A Study on the Plastic Deformations of the Sandy Ground under Impulsive Load

Sachio MOGAMI and Yōichi TAMURA

Abstract

The rigid plate under vertical impulse produces homogenous plastic depressions. But we could hardly see such studies. So we carried out some experiments which were held in order to certain the relations between the amount of impulse and the plastic deformations of the rigid plates and tried to enlarge the theoretical method applied to the plastic deformations of steel beams under vertical impulse. At the same time we newly defined the impulsive ground coefficients and examined the relations between the amount of impulse and the impulsive reaction forces of the ground and the impulsive ground coefficients. More details are described in the following articles.

1. 緒言

地盤上の構造物が地震力を受けた場合の耐震工学的な研究は従来からきわめて数多く発表されているが、地震作用を一種の衝撃作用とみなした場合、この衝撃作用に対する地盤の応答特性については、衝撃が比較的小さく、地盤が弾性的応答をするものと近似的に仮定しうる場合には、ある程度明らかにされているが、衝撃量が大きく地盤や構造物にかなりの塑性変形を生ずるような状態においては、地盤の応答特性はほとんど未知の状態にあるといっても過言ではないといえよう。そこでこのような問題解明への第一歩として、まず地盤が衝撃を受けた場合の衝撃量と塑性変形との関連性、あるいは衝撃をうけた地盤の衝撃反力やここで新しく定義した衝撃地盤係数などについて考察し、若干の実験的ならびに理論的研究を行った。実験としてはモデル地盤上の剛性載荷板に鉛直方向の衝撃（落重）が作用した場合の塑性沈下量を測定して、衝撃量と塑性沈下との相関をしらべ、またこのような場合の理論的取扱について、従来著者らが鋼材ばりの衝撃をうけた場合の塑性変形に適用した方法を地盤に対しても拡張することとした。従来のこのような問題についてはほとんど取扱われた例はないようであり、その内容においても一部疑問な点もあるが、これらの詳

細な検討は今後に俟つこととし、ここでは一応著者の行った研究結果について報告する。

2. 実験の概要

実験に用いた地盤は内容積 $35 \times 145 \times 45\text{cm}$ のコンクリート容器の中に細碎石（比重2.63, 均等係数2.35）を底部10cm厚さに突き固め、その上に木綿布を敷き、さらにその上部に自然乾燥状態の砂を一定の突き固め方法によって35cm（20cmと15cmに分けて実施）厚さに突き固めた。すなわちこのモデル地盤の層厚は45cmである。なお砂層の比重は2.65, 均等係数2.05であった。このモデル地盤上に円形載荷板（面積100, 200, 300および400cm²の4種のものを使用）を置き、衝撃荷重としては直径10cmの鋼製円柱で重量4.65, 9.75, 14.70および20.40kgの4種を用い、それぞれのおもりについて落高は10~60cm（10cmごとに変化）として実験を行った。塑性沈下量は1/100mmのダイヤルゲージを装置して測定した。実験に要する時間と労力の点を考慮して一応同一状態の実験は3回行って、その平均値によって実験結果を整理することとし、特に異常なバラツキを生じたときのみ、もう3回同一実験を繰返し、異常値は除外して平均値を求めた。

* 土木工学科

3. 本実験に対する考察

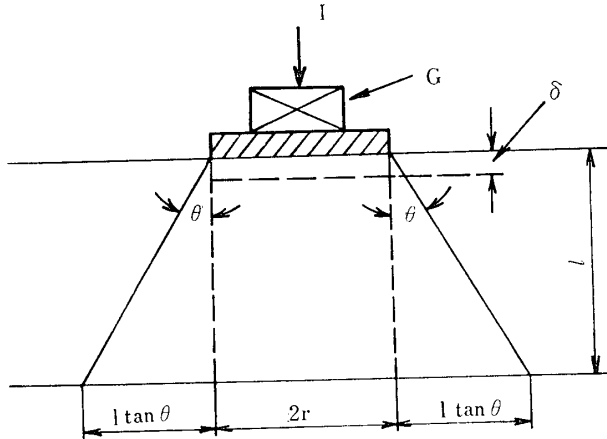


Fig. 1 Ground model under impulsive load

Fig. 1 に示すごとく、半径 r の円形載荷板を砂質地盤上におき、これに鉛直方向の衝撃 I を加えると、剛性載荷板は地中にめり込んで δ だけの塑性沈下を生ずる。このような場合の地盤の衝撃に対する抵抗度を表わすものとして衝撃地盤係数が考えられる。これは地盤に静的外力もしくは動的外力が作用した場合の変形を考えるとときに用いられる静的もしくは動的な地盤係数に対応するものといえよう。しかしここでいうような衝撃地盤係数については、従来取扱われた例はほとんど見られないようである。しかしながら実際に地震などが作用する場合には多分に衝撃的であり、力×時間（すなわち運動量の次元をもつ）の大きさで作用すると考えるのが妥当のように思われる。従来の研究の多くは時間的に変動する外力が作用するものとして、構造物の安定性が論ぜられていたが、力積量と時間的な変動外力とではある構造物（たとえば地盤）におよぼす影響は異なるものと考えられる必要がある。かかる意味から運動量もしくは力積に対する地盤の応答特性を究明することはきわめて重要な課題の一つであるといえる。著者らが本研究を行ったのもかかる意味からにはほかならない。前節に述べたごとく、実験そのものはきわめて単純なものであるが、このような実験結果に対して、若干の理論的考察を行うと以下のとおりである。

まず Fig. 1 の状態について考察する。従来動的問題を取扱う場合に土の仮想質量をどう採るかについては、いまだに決定的な方法はないようであるが、よく用いられる便宜的な方法として、Fig. 1 に示す $\theta = 45^\circ$ とした範囲の土が振動に 関与するものとして取扱われることが多い。そこで本研究の衝撃の場合においても不十分ではあるが、一応図の実線で示した台形部

分の土が主として衝撃に抵抗し、 δ なる塑性変形を生じたものと仮定する。なお実際の自然土の場合には図に示す l の値をどのように採るかが問題となり、これについても種々の議論があるものと思われるが、今後の検討に俟つこととし、本研究ではコンクリート容器に砂層を作成したので、 $l = 45\text{cm}$ として取扱えばよい。そこで、このような円錐状土層に対し、従来著者らが鋼材の衝撃による塑性変形を取扱ってきた近似解析法を適用すれば、Fig. 1 の状態に対しては一般に次式が成立する。

$$I - \int_0^t R dt = [G + \pi r l / 24g (3r^2 + 8rl \tan \theta + 2l^2 \tan^2 \theta)] v \quad (1)$$

ここに、 I : 作用衝撃量、 R : 載荷板と地盤の接面で発生する抵抗力、 G : 落体と載荷板との質量、 r : 円形載荷板の半径、 γ : 土の単位体積重量、 g : 重力の加速度、 l : 土プリズムの長さ、 θ : 衝撃に対する土の影響範囲を規定する角、 v : 土柱プリズム先端の衝撃を受けた瞬間からの任意時刻における鉛直下方への移動速度。

ここで R について考えると、ある衝撃量 I が地盤に作用して、その結果ある塑性変形 δ を生じたものとする、地盤はそれだけ強く圧縮されたことになる。そこで衝撃作用前の初期地盤抵抗力を R_0 とし、衝撃が作用して塑性変形を生じた後の状態のそれを R_1 、その間の任意時刻の段階では近似的に直線的に変化するものと仮定すれば、

$$R = R_0 + (R_1 - R_0)t/t_f, \quad 0 \leq t \leq t_f \quad (2)$$

ここに、 t_f : 衝撃瞬間から塑性変形が完了するまでの時間（以下では衝撃作用時間という）、 t : 衝撃瞬間からの任意時間。

また v は従来の考え方によって近似的に次式を仮定する。

$$v = v_0(1 - t/t_f) \quad (3)$$

ここに、 v_0 : 衝撃瞬間における土プリズム先端の鉛直下方への初速度。

式(2)、(3)を式(1)に代入すれば、次式を得る。

$$I - \{R_0 + (R_1 - R_0)t/2t_f\}t = [G + \pi r l / 24g (3r^2 + 8rl \tan \theta + 2l^2 \tan^2 \theta)] v_0(1 - t/t_f) \quad (4)$$

式(4)より次式が得られる。

$$v_0 = I / \{G + \pi r l / 24g (3r^2 + 8rl \tan \theta + 2l^2 \tan^2 \theta)\} \quad (5)$$

$$t_f = 2I / (R_0 + R_1) \quad (6)$$

以上により求める鉛直塑性たわみ δ は次式で与えられる。

$$\delta = 1/2v_0t_f = I^2 / [(R_0 + R_1) \{G + \pi r l / 24g(3r^2 + 8rl \tan \theta + 2l^2 \tan^2 \theta)\}] \quad (7)$$

ところで式(7)における R_0 , R_1 などの値がどのようになるかは、いまのところ不明であるが、これらと上述の衝撃地盤係数などとの関係について考察してみる。衝撃地盤係数について説明を加えると、与えられた地盤に種々の大きさの衝撃 I を加え、そのとき生じた載荷板の塑性沈下量 δ を測定し、 $I-\delta$ の関係を Fig. 2 に示すごとく、グラフに表わしたものとす。

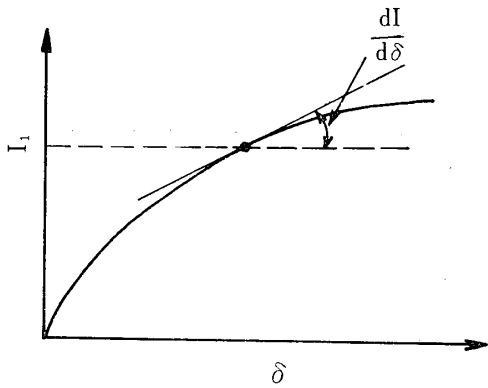


Fig. 2 $I-\delta$ curve

このとき、 $I-\delta$ 曲線において、

$$K = dI/d\delta \quad (8)$$

と表わされた K の値を衝撃地盤係数と定義する。したがって $I=I_1$ における K 値は I_1 に相当する曲線上の点における曲線の接線が水平軸となす角の正切に等しい。次に式(6)と(8)より、

$$(R_0 + R_1)/2 = 1/t_f \int_0^\delta K(\delta) d\delta \quad (9)$$

ここで、 $(R_0 + R_1)/2$ は地盤の塑性変形中における平均抵抗力を表わすから、これを R_m と書くと、

$$R_m = 1/t_f \int_0^\delta K(\delta) d\delta \quad (10)$$

で表わされる。式(10)は地盤の衝撃抵抗力と衝撃地盤係数の関係を示すから、実験結果が得られると、上式を利用してこれらの関連性を検討することができる。しかし上式の R_m はあくまで平均値であるから、 R_0 と R_1 の値を求めることはできないが、Fig. 3 のごとく、 I と R_m との関係を検討することによって近似的に R_0 の値 ($I=0$ のときの R_m の値) を推定でき、これより R_1 の近似値も推定できる。

以上の考察に従って実験結果について種々の検討を行って見た。以下その概要を述べると、次のとおりである。

さきに 2. で述べた実験要領に従って行った実験結果の一例を示すと、 $I-\delta$ の関係は Fig. 4~5 のごとく

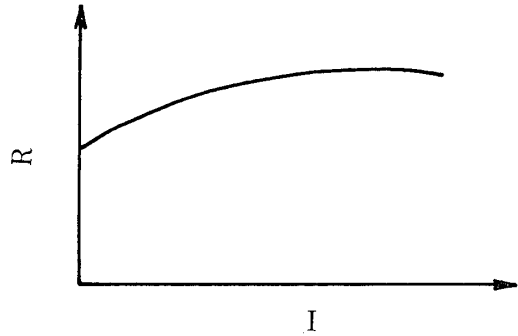


Fig. 3 $R-I$ Curve

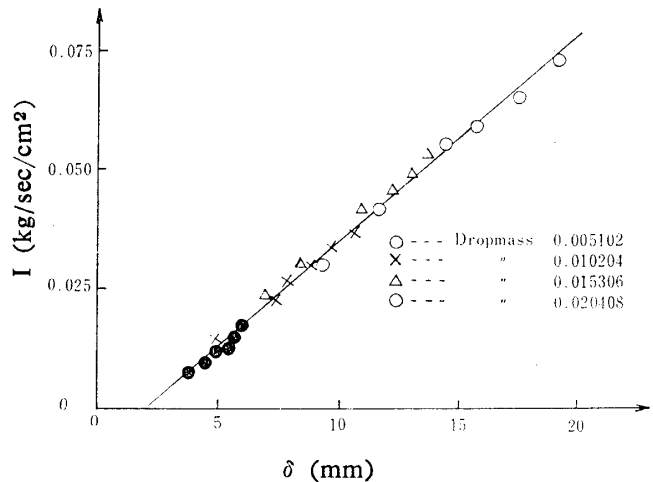


Fig. 4 Relationship between I and δ ($A=100 \text{ cm}^2$)

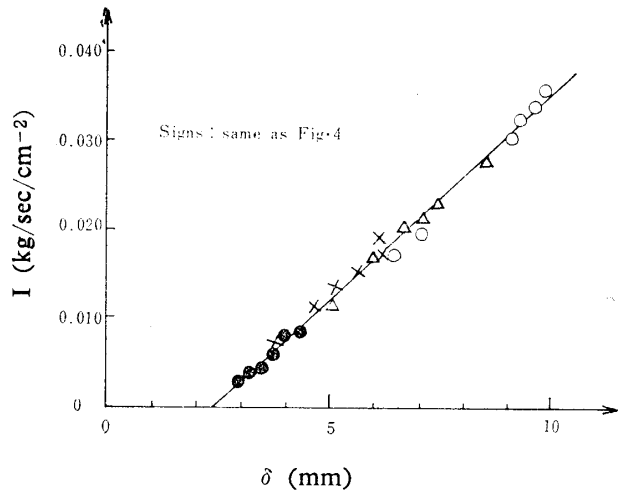


Fig. 5 Relationship between I and δ ($A=200 \text{ cm}^2$)

くなり、本実験の場合は $I-\delta$ の関係は巨視的に見ると、ほぼ直線関係とみなして差支えない。

これらの図で $I=0$ のとき δ の値が 0 とならないのは不合理であるが、この δ の値は一般に小さく、載荷

板を載せたとき生じた沈下と考えればよいであろう。いずれにしても $I-\delta$ が本実験の場合には直線関係で、近似できるから、衝撃地盤係数 K 値は一定で、この直線勾配によって求められる。そこで実験から各載荷板面積に対応する K 値を求め、 K 値と載荷板面積 A との関係をプロットしてみると、Fig. 6のごとくなる。ただし、横軸の面積 A の単位は 100cm^2 としている。

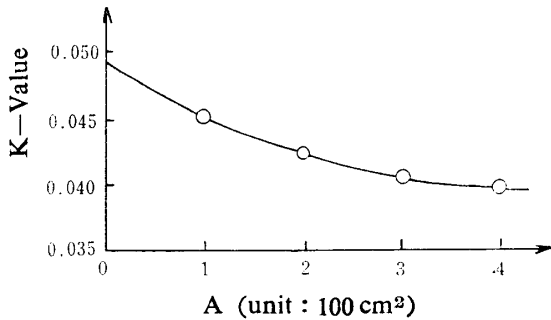


Fig. 6 Relationship between K and A

Fig. 6 をみれば、 K 値は面積が増大するにつれて減少し、次第に一定値に近づいていく傾向が認められる。

この $K-A$ 曲線を実験値より最小 2 乗法によって求めてみると、次式のように表わされる。

$$K = 0.18194 e^{-A} + 0.38947 \quad (11)$$

ここに、 A : 剛性載荷板の底面積 (単位 100cm^2)。つぎに式(5)によって v_0 の値を求め、式(7)によって実測値 δ を用いると、 t_f が求まるから、この t_f を用いると、式(6)より $R_m = I/t_f$ となるから、 R_m の値が求められる。そこで各実験の場合について R_m の値を求め、 R_m を横軸に採り、衝撃量 I を縦軸にして計算値をプロットしてみると、Fig. 7 および Fig. 8 のごとく

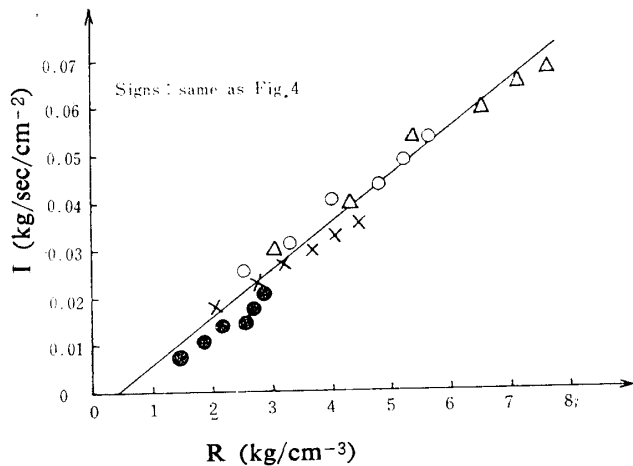


Fig. 7 Relationship between I and R ($A = 100 \text{ cm}^2$)

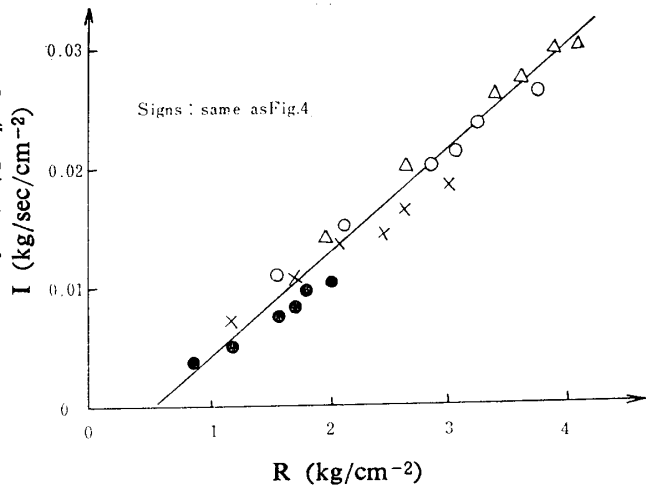


Fig. 8 Relationship between I and R ($A = 200 \text{ cm}^2$)

なり、この場合も巨視的には直線関係によって表わすのが簡便であるから、 $I = aR_m + b$ とおき、 a, b を最小 2 乗法によって求めてみた。もちろん a, b なる係数は載荷板面積 A によって変化してくるから、さらに a, b なる係数をそれぞれ載荷板面積 A の関数として表わすのが好都合であるから、このような考え方に従って計算値を整理してみると、結局衝撃量 I と地盤の衝撃抵抗力 R_m との関係は本実験結果の場合、近似的に次式で表わしうることになった。

$$I = (a_1 e^{-A} + b_1) R_m - (a_2 e^{-A} + b_2), \quad I \geq 0 \quad (12)$$

ここに、 a_1, b_1, a_2 および b_2 なる定数は実験結果から最小 2 乗法によって求まり、本実験の場合には、それぞれつぎのような値となった。

$$a_1 = 0.006705, \quad b_1 = 0.007425, \\ a_2 = 0.003053, \quad b_2 = 0.004185.$$

実験を主体として行った今回の研究においては、ほぼ以上のようなことが判明した。

4. 結 言

本研究においては砂質地盤上に種々の大きさの剛性載荷板をおき、これに種々の大きさの衝撃(落重)を加え、そのとき生じた載荷板の塑性沈下を測定し、このような現象に対して種々の考察と検討を行ったのであるが、今回行なった研究の主な結果をまとめてみると、以下のとおりである。

(1) 衝撃を受けた地盤の塑性変形の現象に対して、従来著者らが鋼製材料に対して適用してきた解析法を地盤にも拡張適用することを試み、簡単な算式を提案した。また一方このような土の衝撃沈下現象に対して、新しく衝撃地盤係数なるものを定義し、衝撃量 I と衝撃地盤係数 K との関連性を検討した結果、本実

験に用いた砂質地盤に対しては、 $I-K$ 関係はほぼ線形関係で表わしうることがわかった。

(2) 衝撃地盤係数 K と載荷板面積 A との関連性を検討した結果はほぼ式(11)の形で表わしうることが明らかになり、 K 値は面積 A が増大するにつれて漸減し、次第に一定値に近づく傾向が認められた。

(3) 衝撃時地盤の発揮しうる衝撃抵抗力 $R_m(t=0 \sim t_f$ の間の平均値) を上記の提案式ならびに実験結果を用いて求め、この R_m と衝撃量 I との関係は載荷板面積の影響をも含めて、ほぼ式(12)のような形で表わしうることが明らかにされた。

(4) 上述の R_m と I の関係は載荷板面積の影響を除

外すれば、本実験の場合ほぼ比例関係にあると考えて差支えない。

以上が本研究から得られた主な結論といえるが、実験に用いたモデル地盤はただ一種の砂質地盤にすぎないので、今後さらに地盤状態を種々変化させて実験を繰返さないで明確な結論をくだすわけにはいかないものと考えられ、引き続き実験的研究を継続してゆく予定である。

参 考 文 献

- 1) 最上幸夫, 呉誠雄: 山口大学工学部研究報告 21, 123 (1970)

(昭和48年8月31日受理)