



神戸層群における地すべりに関する研究. 第3報 : 地すべり防止C. I. P. クイの水平載荷試験について

石田, 陽博

(Citation)

神戸大学農学部研究報告, 15(2):265-274

(Issue Date)

1983-01-30

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.24546/00227283>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/00227283>



神戸層群における地すべりに関する研究

第3報 地すべり防止 C. I. P. クイの水平載荷試験について

石 田 陽 博*

(昭和57年8月10日受理)

STUDIES ON LANDSLIDES IN KŌBE GROUP

Part 3. On the Lateral Loading Tests of Full-scale Cast-In-Place (C. I. P.) Concrete Piles for the Prevention of Landslides.

Yōhaku ISHIDA

Abstract

This paper deals with the results of lateral loading tests of full-scale C. I. P. concrete piles at the K-section in the Kōbe group of the tertiary system.

The results obtained were as follows :

- 1) The liquid limit and plasticity index of the soil in the test area was high. This soil possessed the deformable properties in the domain of wide moisture ratio. The compressive strength of the soil in the test area was small and reduced to half when this soil once deformed. The soil of four meter depth under the surface in the K-section was in the visco-plastic, deformable domain and became weak. The reference between the cone bearing capacity q_c in the test area and unconfined compressive strength q_u was recognized as follows :
$$q_c = 8.4 q_u + 0.7$$
- 2) The modulus of foundation at the test area decreased in proportion to the depth from the surface. The negative correlation was recognized between the moisture ratio of the soil and the ground reaction.
- 3) The geometrical moment of inertia of the test pile was $I = 10,627 \text{ cm}^4$. The bending moment of destruction was $M = 229.510 \text{ kg-cm}$.
- 4) When the lateral load was given to the test pile, the reinforcement stress and the intensity of strain showed the maximum values at the load point and decreased in the positive and negative domain in proportion to the length from the load point. This, therefore, had influence on the neighboring piles of one meter's interval.

I 緒 言

兵庫県南部の六甲山系北背に位置する北神地域には、第三紀中新世「神戸層群」が広く分布し、ここでは多くの地すべりが発生して農地に大きな災害を与えていること¹⁾、及びこの地域では細かい土地利用区分がなされており、耕地部分は比較的緩傾斜であるが地形的には複雑で既崩壊部はなお再移動の危険性を有していることを前報までで明らかにした^{2)~5)}。

地すべりを発生させる根本的原因の1つは斜面内部に

* 土地利用工学研究室

において重力の均衡が破れることにある。急な斜面ほど摩擦力の均衡も破れやすくすべりやすい⁸⁾。神戸層群においては比較的緩傾斜の土地に地すべりが発生している。この地域においては地すべり抑止工の一環として従来よりクイ打工法が多く実施されている⁶⁾⁷⁾。クイのすべり抑止効果は、土の持つ複雑な要素を無視しても、重なった2枚の傾斜板(基盤とすべり土塊)をクイが貫通して縫合することで理解できる。実際にはクイ周辺の土が弾塑性体としてクイに地盤反力を作用させている。1958年の地すべり等防止法制定以前は被災者負担による木グイ工法が多く採用されていたが、二本子による打込みの際

木グイに先端割れを生じ基盤内貫入が困難で、地中に浮いた状態となり抑止効果が小であった。法制定以後は鉄筋コンクリートクイが多く採用され、先行ボーリングにより確認された岩盤表面よりも深部に根入れされるようになり、抑止効果が増大した。

地すべりに対するクイ打工法の効果については現在のところ抑止効果・クサビ効果・補強効果の3機能が考えられており、地すべり抑止クイに関する研究もすでに多くの成果が報告されている^{9)~16)}。しかし地すべり抑止クイに生ずる曲げモーメント、反力・タワミ曲線等に関してはまだ問題が残されており、地すべり現場における実際のクイ挙動の計測をもとにした設計式は少ない。^{14) 15)}

一般にクイが水平方向の力Hにより変位を生ずる場合3種の型に分類することができる。その1はクイが回転する場合で、クイが短い(短柱)か、またはクイの曲げ剛性が大きい(剛性グイ)場合で、Hにより曲げモーメントMを生じながら変位するが、クイ頭の変位量にはMによる変位量と回転による変位量が含まれる。その2はクイ長の大部分が岩盤中に固定されている場合で、Hによる影響をほとんど受けない。その3はクイが地盤反力の作用を受けて弾性床上的ハリのように変化する場合で、クイが減衰正弦波の形でたわみ、波の振幅が深さの増加に伴ない急速に減少するものである。各種地すべり抑止グイの大部分はこの第3の型式に属するものと考えられる。

Cast-In-Place Concrete Pile (以下 C. I. P. クイとする。工法は文献6に記載)は減衰正弦波を形成する程長くはないが第3の型式に属するものである。地すべりによる横方向荷重が C. I. P. クイに作用すると、C. I. P. クイは水平方向にタワミを生じ、抵抗モーメントを生ずる。クイ背面の土はこのタワミに相当するヒズミを受けて地盤反力を生じこれがクイを支えるように働く。従って抑止グイが地すべり土圧を支えこれに抵抗する力は、クイの抵抗モーメントとクイ周辺の土質に著しい影響をうける。

第3報は地盤支持力と、クイ自身のもつ抵抗力の実態を明らかにする目的で、現地において原寸 C. I. P. クイに水平載荷試験を実施した結果の概要について述べる。

II 試験材料・試験方法

地すべり防止指定地区の一である神戸市北区K地区に、第1図に示す試験井を設置した。試験井は径300 cmのライナープレートで側壁を被覆し、深さ600 cmまで掘削した。深さ450 cm付近で軟質風化凝灰岩に到達した。

カウンターパイルとしては300 mm Hパイルを中央に設

置した。基部は75×40 mmチャンネルで直交2段の固定支持し、厚さ250 cm(1部150 cm)のコンクリートで固定した。さらに地表面下50 cm部分を同寸チャンネルにより四方向から支持し、チャンネルの4基部は支持用 C. I. P. クイの頭部に固結し100×100×100 cmのコンクリートを打設して固定した。

試験井中心から320 cmの距離に水平載荷試験用 C. I. P. クイ No. 1~4 を設置した。No. 1 と No. 2 の両側には間隔を150 cmにとって隣接グイを各2本打設し、No. 3 と No. 4 の隣接グイ間隔は100 cmとした。これら隣接クイは中心クイに水平載荷した際に伝達される応力の影響及び抑止クイ間隔の適否推定の目的で設置した。クイ中の帯鉄筋間隔をNo. 2 では採用抑止クイと同寸の150 cmとし、No. 1・3・4 では50 cmとして補強した。

No. 1~4 試験グイには第1図の断面図右側に示す位置にカールソン型鉄筋計 RF~16C を埋設し、No. 5~9 試験グイには同様にカールソン型歪計 CS-10D を埋設し、24点スイッチボックスを経て、CM-4F 指示計により測定した。

水平荷重載荷装置は図2に示すように容量25 tonの分離式油圧ジャッキを設置した。受圧板として C. I. P. クイに500×100×10 mm鉄板を密着させ、推力伝達には150×75 mm I ビームを使用し、I ビーム下に18 mm φ鉄ローラを置いて摩擦を防止した。水平荷重の測定には容量10 ton 及び20 tonの楕円型ブルーミングリングを使用し、タワミ測定には有効測定長50 mm、精度 $1/100$ mmのダイヤルゲージを使用した。載荷速度は5分に1 tonとし、1 ton 増加毎に15分の間隔を置いた。地盤反力の測定は道路の平板載荷試験方法(JIS-A.1215)に従い実施し、載荷板には23 mm厚、300 mm φのものを使用した。

試験はいずれもクイ打設後91日以上土中養生してから実施した。

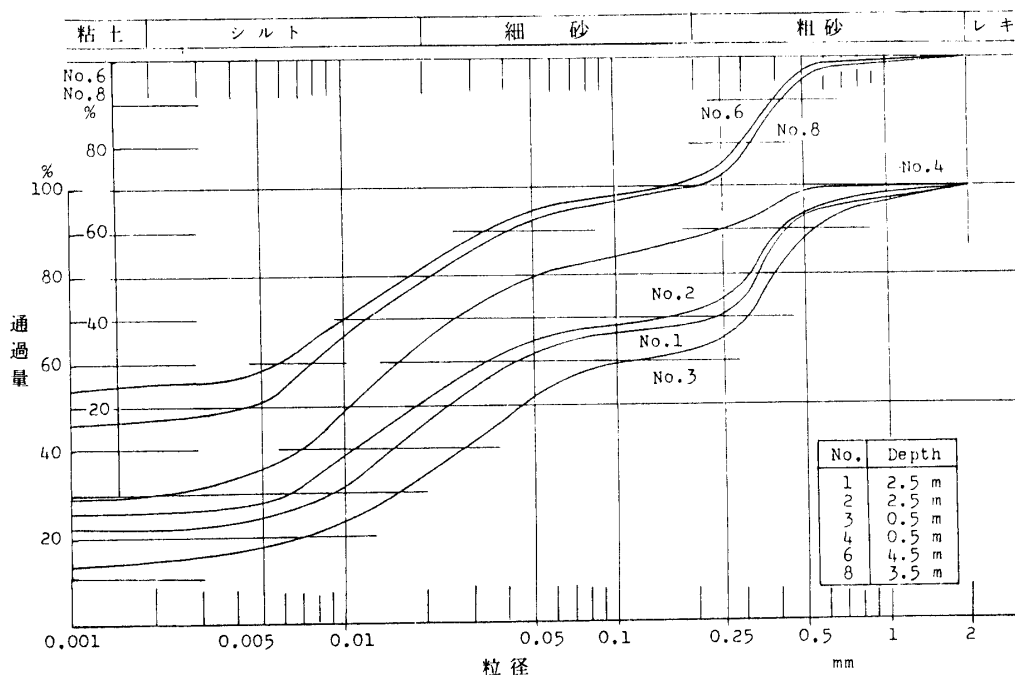
C. I. P. クイ水平載荷試験の状況を写真1~8に示した。

III 試験結果と考察

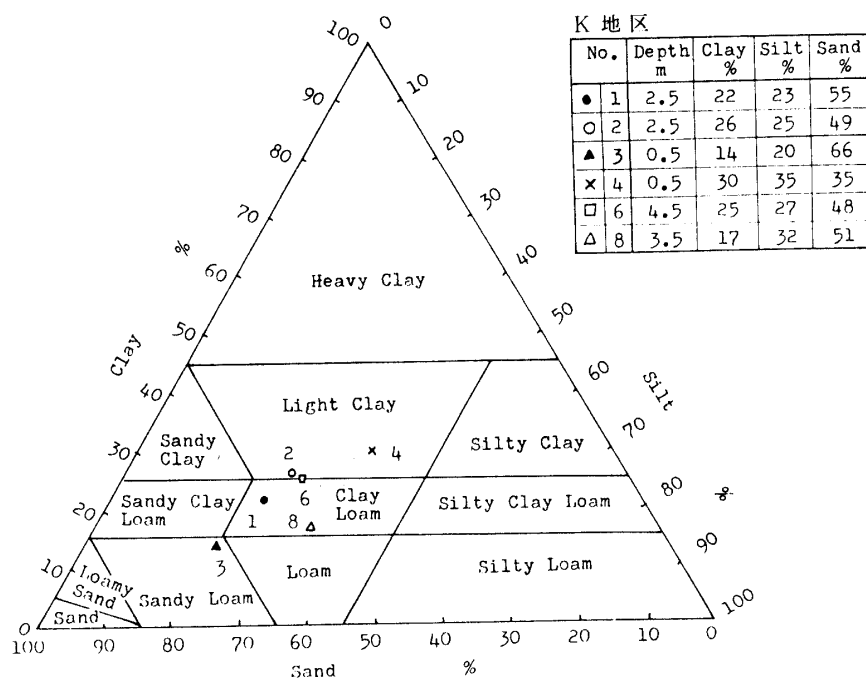
1) 試験地の土質

試験グイ用ボーリングコア及びテストビットより得られた土質試料について、測定可能な範囲で土質試験を実施した。C. I. P. クイ水平載荷試験地はK地区であるが、土質については比較のため、同地質域の予備実験地Z地区の試験値を一部併記した。土質に関する諸測定値は前報と同傾向を示すものが多かった¹⁷⁾。

第1表に土の含水比・真比重等を示した。真比重は、標準値(2.6)に近く、各層における差も比較的小であ



第3図 粒径加積曲線 (Kühn Wagner 法)



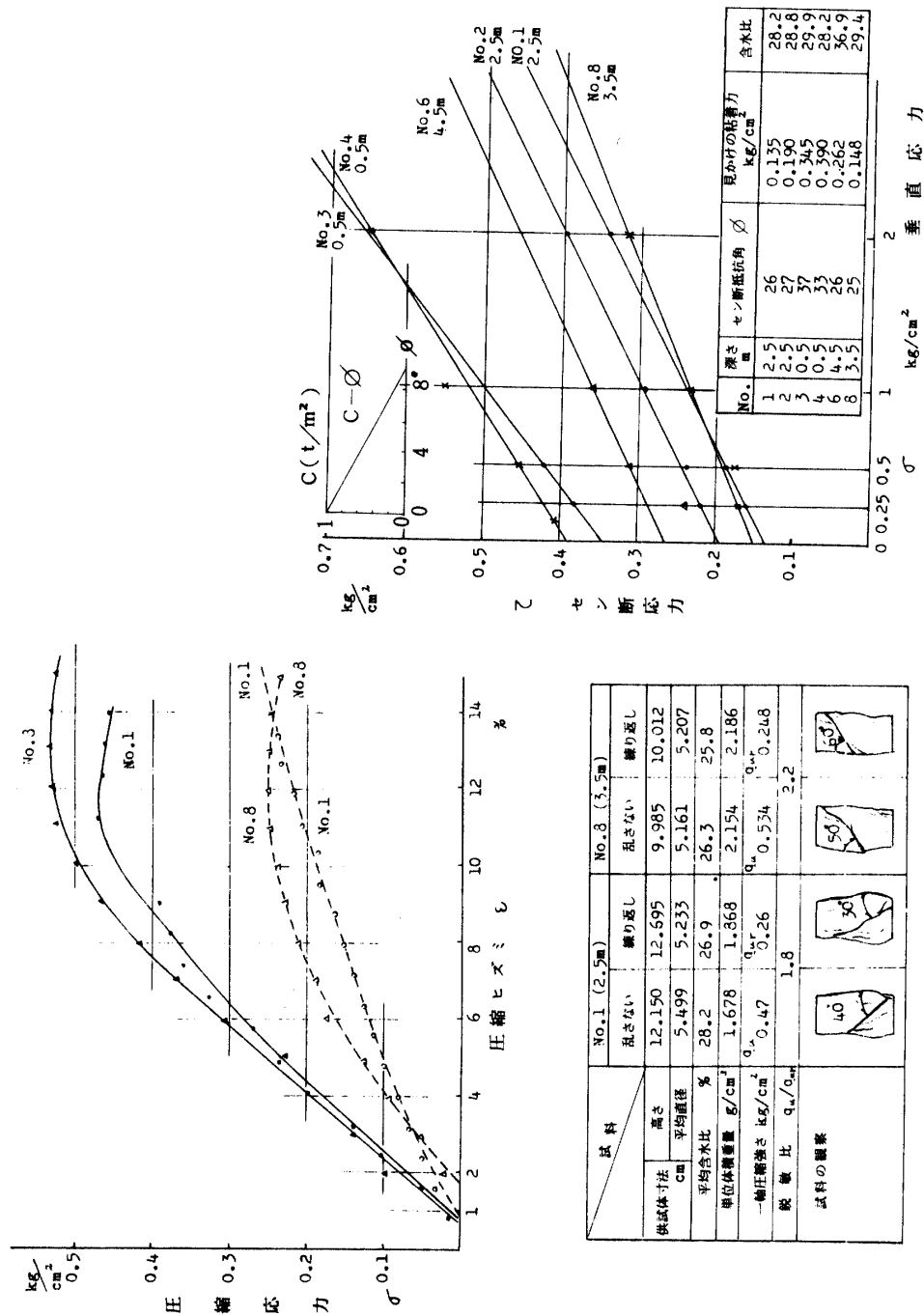
第4図 三角座標による分類 (国際法)

った。しかしこの地域では軽小な値を示すものが多く見られる。貫入抵抗値は一般に小であった。

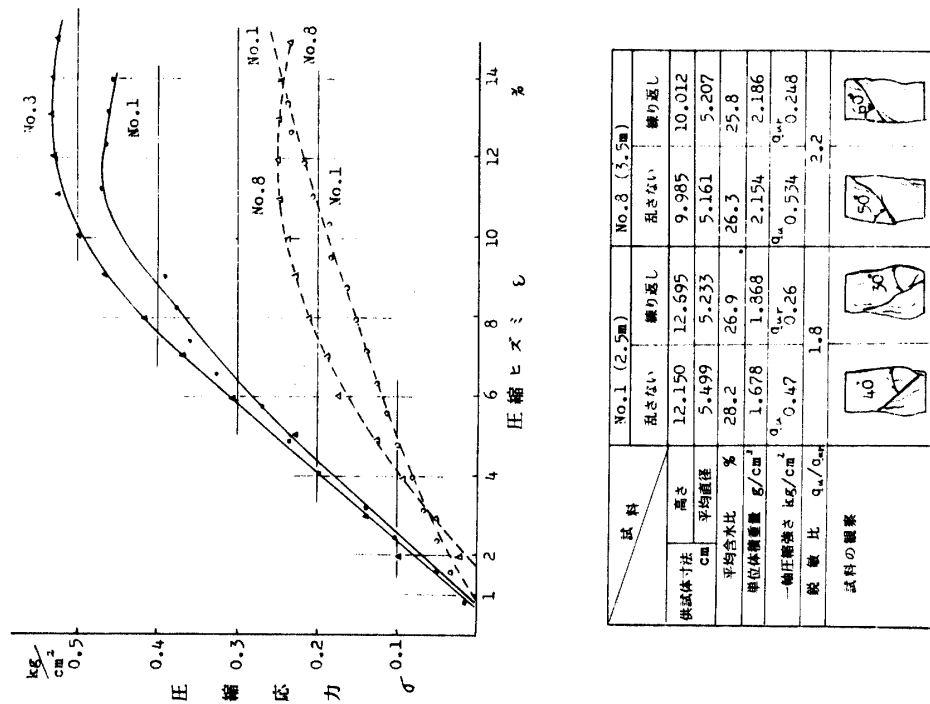
粒径分析はKühn Wagner法によって行ない、その結果を第3図に示した。粘土分より微粒子の含量は30%以下であって、粒度配合が良好で、耕土としての粒度分布状態は良好である。第4図に示す三角座標による分類は

軽粘土・粘土質壤土・砂質壤土であった。

ボーリングコア No. 3, No. 5 について JIS A 1205, 1206 により Atterberg 限界試験を行ない。その結果を第5図に示した。試料採取地は近接しているが測定値は少しばらついている。液性限界は No. 5 の深さ 6 m 付近以外はかなり大きく、この水分の排除には多大のエネルギーを



第6図 土の直接せん断試験（一面せん断）

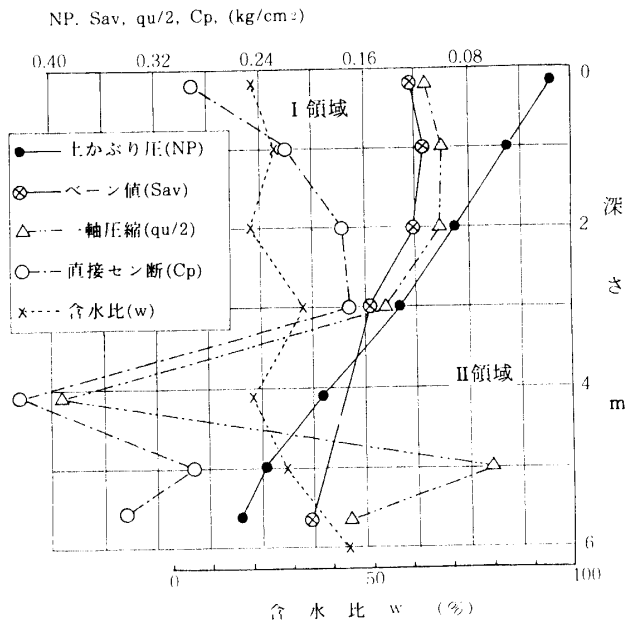


第7図 土の一軸圧縮試験

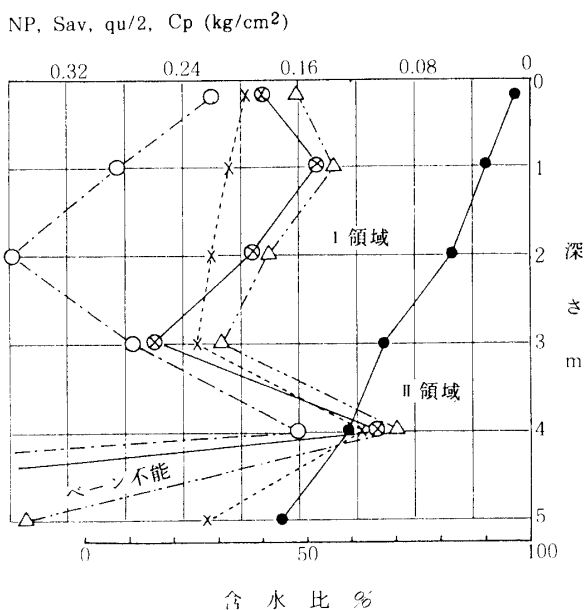
要し、排水困難な性質を示していた。また塑性指数は、外力によって土壌が内部摩擦を生ずることなく変形し得る含水比範囲を示すもので、この指数が大きい事は広い含水比領域で塑性変形可能なことを表わすものである。

土の直接せん断試験結果を第6図に示した。地すべりは外部からのせん断力が土のせん断抵抗より増大する場合に発生し、また長期間の载荷によるクリープ現象と考えられている。本地質域の場合、特にすべり面付近の粘性土の抵抗が問題で、粘土は一次結合・二次結合及び粘

性による抵抗を有している。一方この粘土の受ける外力はすべり面上のある含水量をもった土の重量であるが、この力は降雨により増大する。これに反し土の抵抗力は粘土の吸水軟化に伴って漸減し、ある幅にわたって土のクリープ流動が始まる。含水比30%前後の状態ではせん断抵抗角は大きく滑動には至らない。しかし見かけの粘着力はかなり小さい。含水比が40%前後の塑性限度をこえると塑性変形が始まる。他の16試料について概算したC- ϕ 直線を図中左上に示した。C、 ϕ の値がこの直線下



第8図 Z地区土質試験値

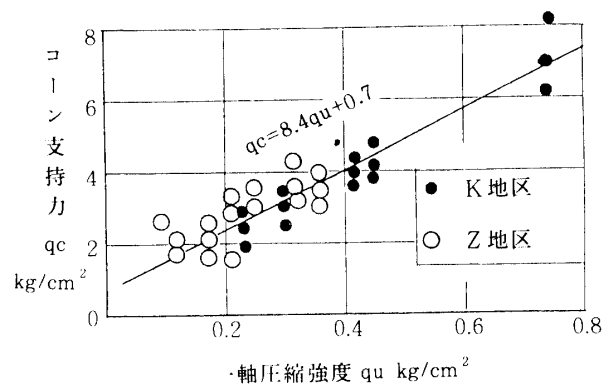


第9図 K地区土質試験値

になるように含水量が増大すると変形が始まる。

土の一軸圧縮試験の2例を第7図に示した。不かく乱試料において含水比26~28%でも圧縮強度はかなり小さく 0.3 kg/cm^2 程度で弾性域をこえる傾向が認められた。さらに一度でも外力を受けて変形を経験すると強度が半減する(鋭敏比が大きい)ことを示している。

土中の応力と対比して土質特性をは握するために、第8図・第9図に2地区における土中の土かぶり圧NPと



第10図 コーン支持力と一軸圧縮強度

3種の現地試験値を示した。両者とも直接せん断試験値 Cp が各層とも3種試験値中最も大きく現われ、さらにベーン試験により求めたせん断強度の平均値 Sav は一軸圧縮試験により求めたせん断強度 $qu/2$ より大きい値を示した。このように各試験値にかなりの差が認められたのはせん断機構に起因するものと考えられるが、なお将来の検討が必要である。この2図によりN・Pより大きい値をとる範囲即ち弾塑性変形領域に入るI領域と、粘塑性変形領域であるII領域を考えることができる。K地区で深さ4mにおいてII領域に $qu/2$ 値, Sav 値が入りNP値より小さい値を示し、この時の含水比は60%をこえている。この層は軟質風化凝灰岩上にある厚さ約50cmのもので、この中に鏡肌状の厚さ2~6mmの面が明確に認められ、かつての第三紀層地すべり痕跡の特徴を示した。

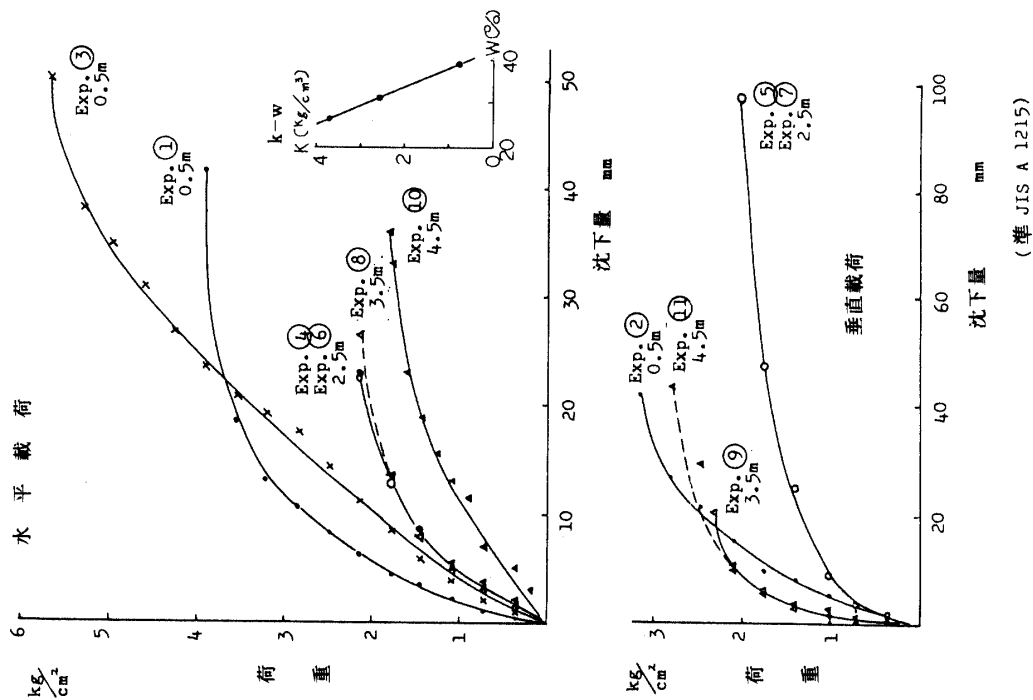
一方Z地区では試験掘削中湧水と降雨による小崩壊に悩まされたが、4m付近で青灰色の泥岩に達し、泥岩層の切れる6m付近で直接せん断強度 Cp を除く $qu/2$ と Sav がII領域に入り、この時の含水比は30%前後であった。この層の上部で湧水が多く、湧水による層の軟弱化が想定された。これより浅い2~3m付近でNP線に接する弱層が認められたが、破壊・かく乱の状態が不鮮明で地すべり面と判定できなかった。

第10図にコーンペネトロメータで求めた両地区のコーン支持力 qc と一軸圧縮強度 qu との関係を示した。32試料による測定結果では両者において次の関係が認められた。

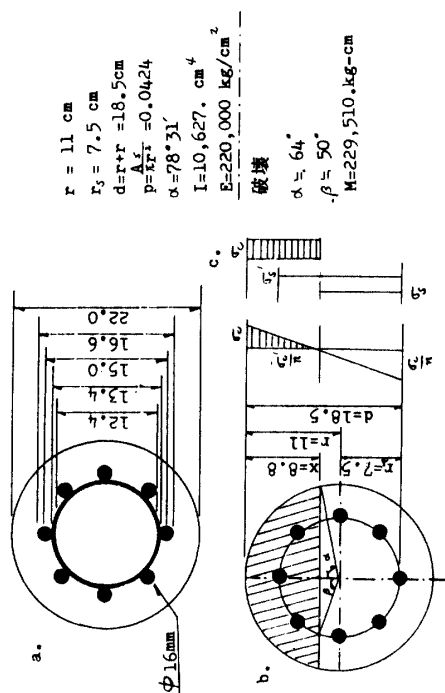
$$qc \approx 8.4 qu + 0.7$$

2) 試験地の地盤反力

試験地の地盤支持力試験結果を第11図に示した。地盤反力係数(k 値)は単位沈下量に対する荷重強度(荷重-沈下量曲線の初期こう配)により求められる。試験の結



第11図 地盤支持力試験



第12図 C.I.P. クイ標準断面図

果 k 値は水平方向より垂直方向の方が大きい値を示した。さらに地表部に比較して、深度が増加するに従い k 値が小さい値を示す傾向が認められた。すなわちクイ頭付近では $k \approx 3 \text{ kg/cm}^2$ で地盤は固いが、深さ 3.5 m 付近になると $k \approx 1.8 \text{ kg/cm}^2$ と減少し、深さ 4.5 m においては $k \approx 0.8 \text{ kg/cm}^2$ となりきわめて軟弱な地盤であることを示している。このことは先述の三種試験値がⅡ領域に入る深さともほぼ一致していて興味深い。

さらに含水比と地盤反力係数の間にはほぼ負の相関が

認められ、これを図中 $k-w$ 直線に示した。この $k-w$ 直線により地盤支持力試験を実施し得なかった点の k 値を推定することにした。

3) 試験クイ断面の中立軸・断面二次モーメント・破壊抵抗モーメント・弾性係数

C. I. P. クイの標準断面図を第12図に示した。 r , r_s , d および p の値は次のとおりである。

$$r = 11 \text{ cm} \quad r_s = 7.5 \text{ cm} \quad d = r + r_s = 18.5 \text{ cm}$$

$$p = A_s / \pi r^2 = 0.0424$$

中立軸の位置を与える α は次式を満足する。故に α は

$$(2 + \cos^2 \alpha) \tan \alpha - 3\alpha - 3\pi np = 0$$

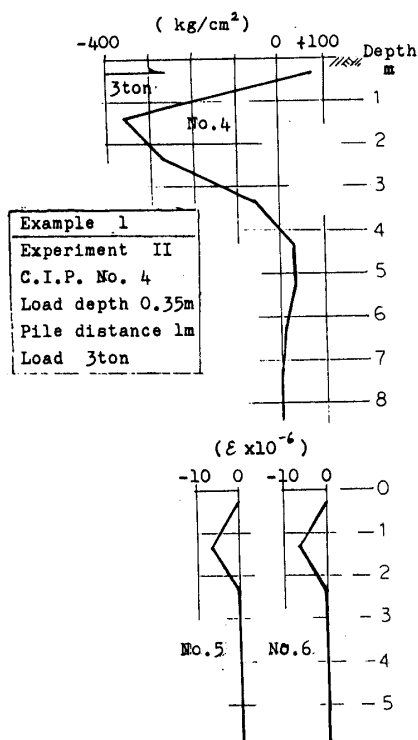
$$\alpha = 78^\circ 31' = 1.37 \text{ radian}$$

断面二次モーメントは次式により求めることができる。

$$I = [3\alpha - \sin \alpha \cos \alpha (5 - 2\cos^2 \alpha) + 6\pi np (\pi/r^2)] r^4 / 12$$

$$= (11^4 / 12) [3 \times 1.37 - 0.9799 \times 0.1993 (5 - 2 \times 0.0397) + 6 \times 3.14 \times 15 \times 0.0424 \times (7.5/11)^2] = 10.627 \text{ cm}^4$$

C. I. P. クイ断面が曲げモーメントを受ける場合、応力が小さい時はコンクリートは引張に抵抗し、中立軸もほぼ中央に位置している。応力が増加するにしたがいコンクリートの引張応力は限界に達し、キ裂が生じ中立軸の位置も圧縮側縁によってくる。このように鉄筋応力が降伏点に近づくコンクリートのキ裂も増加し、中立軸がなお一層圧縮側縁に寄り、これのヒズミ度が破壊ヒズミに達してコンクリートは破壊する。応力が第12図のように分布するものとすれば、C. I. P. クイ断面が曲げモーメントを受けて破壊する場合次式が成立する。



第13図 C.I.P. クイ水平載荷試験例 1

$$(\alpha - \sin \alpha \cdot \cos \alpha) r^2 6\beta' = (A_s \sigma_y / \pi) (\pi - 2\beta)$$

$$\text{ただし } r \cos \alpha = r_s \cos \beta$$

したがって第12図において $\alpha = 64^\circ$ $\beta = 50^\circ$

破壊曲げモーメントは次式により求めることができる。

$$\begin{aligned} M &= \left(\frac{2}{3}\right) r^3 \sin^3 \alpha \cdot \sigma c' + (2 A_s \sigma_s / \pi) r_s \cdot \sin \beta \\ &= \left(\frac{2}{3}\right) \times 1331 \times 0.89879^3 \times 170 + (2 \times 16.08 \times 2300 / 3.1416) \\ &\quad \times 7.5 \times 0.76604 = 229.510 \text{ kg} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

ただし $\sigma c'$: コンクリートの圧縮強度 = 170 kg/cm²

σ_s : 鉄筋の引張降伏点応力 = 2,300 kg/cm²

C. I. P. クイの弾性係数については原型供試体による圧縮強度試験の測定結果を採用した。⁷⁾

$$E = \sigma / \epsilon$$

ただし E: 弾性係数, σ : 応力, ϵ : 全ヒズミ

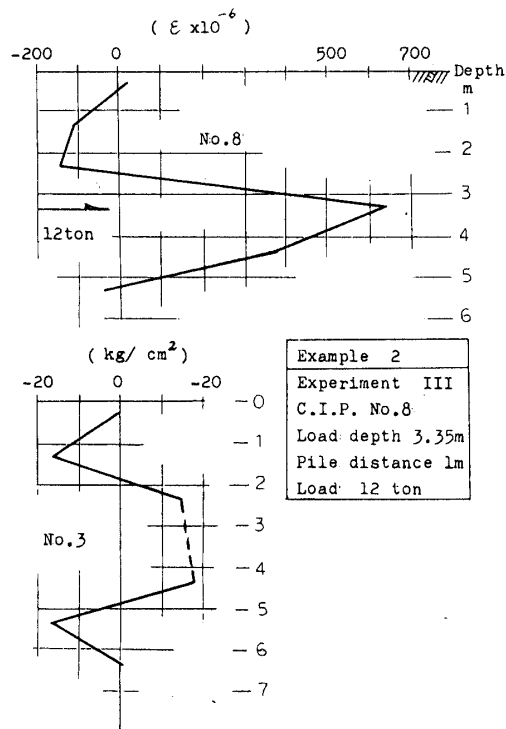
CS-10D: 189,100 kg/cm², S: 251,000 kg/cm²

比例限度内において, 上記2種の計測値の平均をとって $E = 220,000 \text{ kg/cm}^2$ と決定した。

4) 水平載荷時のクイの挙動

第13図にNo. 4 クイの地表部付近に載荷して, 載荷重が 3 ton に達した時のNo. 4 クイ鉄筋応力と, 1 m 間隔の隣接クイ No. 5 と No. 6 のヒズミ度の実測値を図示した。

同様に第14図にはNo. 8 クイの地表下 3.35 m に水平載荷し, 載荷重が 12 ton に達した時のNo. 8 クイヒズミ度と, 1 m 間隔の隣接クイ No. 3 の鉄筋応力の実測値を図示した。



第14図 C.I.P. クイ水平載荷試験例 2

第13図はNo. 4 クイが頭部付近に横荷重を受けると, その鉄筋応力が不規則ではあるが減衰正弦波に似た値を示し, 波の振幅は深さとともに急速に減少していることを示している。さらに 1 m 間隔の隣接クイにもかなりの影響を及ぼしていることが推定できる。

第14図はNo. 8 クイが地中で横荷重を受けた場合に, そのヒズミ度が載荷点で最も大きく, 載荷点から上下に長さとともに正負領域で減少していることを示している。ここでも 1 m 間隔の隣接クイ No. 3 にもかなりの影響を及ぼしていることが推定でき, 抑止クイの間隔を 1 m としたクイ列にする工法が地すべり防止に有効であることが認められた。No. 3 クイの深さ 3 ~ 4 m 間に埋設した鉄筋計は前の実験で破壊し以後欠測となった。

横荷重による C. I. P. クイのタワミと応力の関係・荷重と曲げモーメントの関係等については, 実測値が多いので次報以後に報告の予定である。

IV 摘 要

第三紀層神戸層群域の K 地区において, 原寸模形による C.I.P. クイの水平載荷試験を実施し, 次の結果を得た。

1) 試験地土壌の液性限界・塑性指数は大きく, 広い含水比領域で変形可能な性質をもっていた。

試験地土壌の圧縮強度は小さく, 一度変形すると強度は半減する。K 地区の深さ 4 m の土は粘塑性変形領域に

入り弱かった。

試験地のコーン支持力 q_c と一軸圧縮強度 q_u との間には次の関係が認められた。

$$q_c \approx 8.4 q_u + 0.7$$

2) 試験地の地盤反力は地表からの深度増加にともなうて減少した。土の含水比と地盤反力の間には負の相関が認められた。

3) 試験クイの断面二次モーメントは $I=10.627 \text{ cm}^4$, 破壊曲げモーメントは $M=229.510 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ であった。

4) 試験クイに横荷重を載荷すると、クイの鉄筋応力やヒズミ度は載荷点で最大値を示し、載荷点からの長さとともに正負領域で減少した。試験クイに水平載荷すると 1 m 間隔の隣接クイに影響が表われた。

文 献

- 1) 後藤定年・石田陽博：神大農研報，8(2)，129—135，1968.
- 2) 石田陽博・西浦秀一：地すべり，12(3)，17—23，1975.
- 3) 石田陽博・今村寿夫・安部章正・塔本晋也：地すべり，13(3)，33—39，1976.
- 4) 石田陽博・川原敏宏・榎幸行：地すべり，14(3)，15—21，1977.
- 5) 石田陽博・中谷三男・塔本晋也・福島昭雄：神大農研報，13(1)，93—102，1978.
- 6) 後藤定年・石田陽博：兵農大研報，7(1)，21—24，1965.
- 7) 後藤定年・石田陽博：兵農大研報，7(2)，57—61，1966.
- 8) 曾田範宗：摩擦の話，5—8，岩波，東京，1971.
- 9) 谷口敏雄：地すべり調査と対策，131—141，山海堂，東京，1963.
- 10) 高野秀夫：地すべりと防止工法，第2版，262—267，地球出版，東京，1960.
- 11) 山田剛二・渡正亮・小橋澄治：地すべり・斜面崩壊の実態と対策，167—182，山海堂，東京，1971.
- 12) 中村浩之：土質工学会論文報告集，17(1)，99—109，1977.
- 13) 福岡正己：地すべりと対策に関する研究討論会概要 54—55，地すべり学会，東京，1972.
- 14) 福本安正：地すべり，12(1)，20—24，1975.
- 15) 申潤植：地すべり，15(1)，1—9，1978.
- 16) Broms, B. B.: 地すべりと対策に関する研究討論会概要，115—123，地すべり学会，東京，1972.
- 17) 後藤定年・小林潤・石田陽博：兵農大研報，6(1)，76—82，1963.

写 真 説 明

写真 1, 不連続鏡肌面 (地すべり痕跡)

写真 2, テストピット上部のライナープレート，Hパイ
ル，支持ビーム

写真 3, 試験クイ用鉄筋と計器の埋設

写真 4, 地表における計測器類

写真 5, 試験井掘削中の土質試験

写真 6, 地表部クイたわみ測定用ダイヤルゲージ

写真 7, C. I. P. クイ頭部の水平載荷状況

写真 8, C. I. P. クイ地中部の水平載荷状況

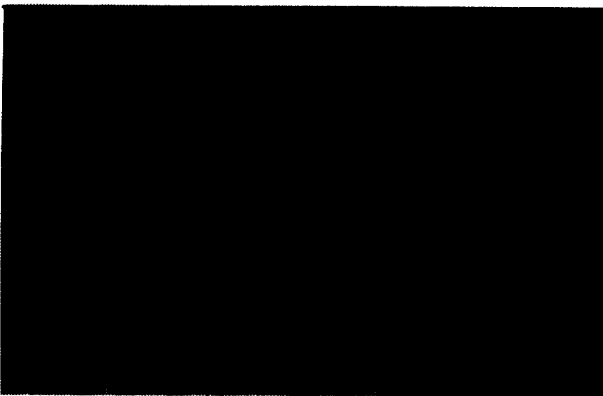


写真 1

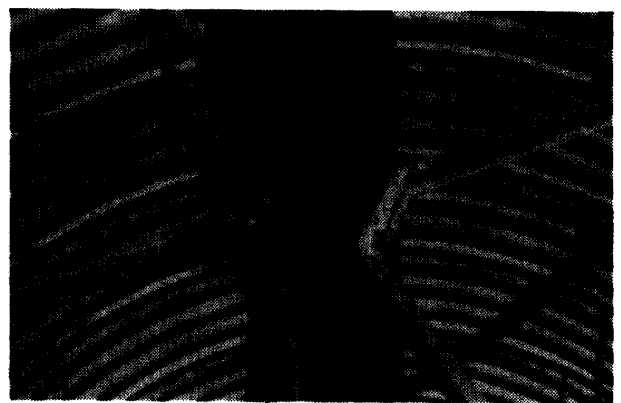


写真 2



写真 3



写真 4

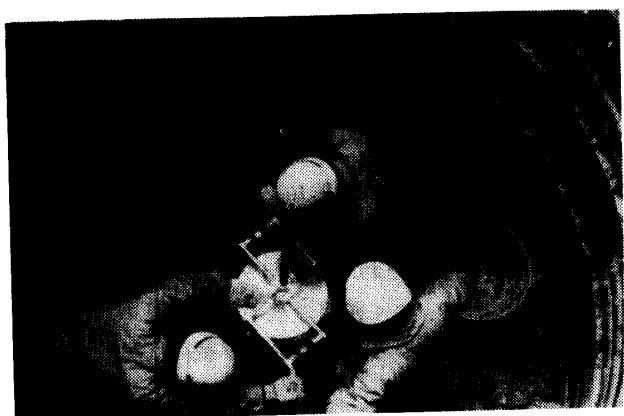


写真 5

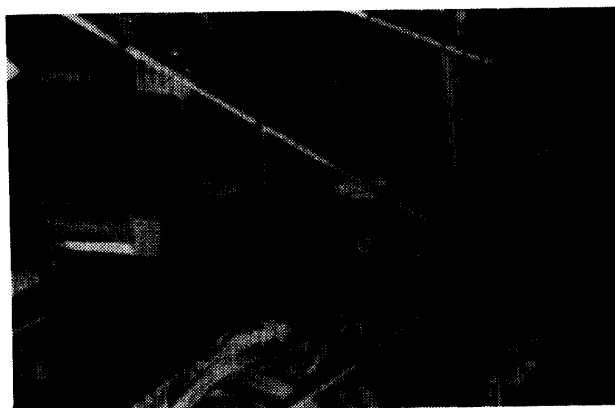


写真 6



写真 7

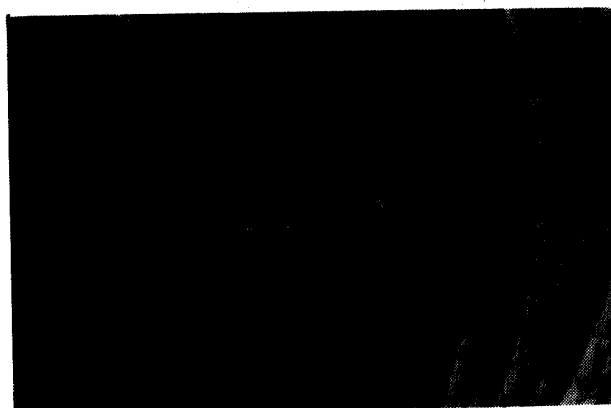


写真 8