

PIPくいの支持力機構に関する研究 (その1)

— 従来の設計支持力についての検討 —

小 粥 庸 夫

§ 1. 序 論

PIPくいは、所定の深さまでオーガー掘削し、オーガー引上げ時にその引上げ量に相当するプレキャスト・モルタルをオーガーの中空孔を通して圧入し、直ちに籠形鉄筋などを挿入してできる場所打ちくいである。

PIPくいは、山留柱列壁¹⁾や基礎くい¹⁾や合成壁²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾などとしてかなりの施工実績があるにもかかわらず、その支持力機構などに関する資料の公表が少なかつたため、設計支持力決定に際してはいわゆる場所打ちくいとして取扱われ、大口徑の場所打ちくいの設計基準⁷⁾⁸⁾⁹⁾などを準用されて周面摩擦支持力を全く無視し、先端支持力だけしか認められない場合が多かつた。

しかし、PIPくいは、既往の実験資料によればかなりの周面摩擦支持力を期待できることが予想される。また、PIPくいのくい径は、通常φ300からφ700までであり、いわゆる場所打ちくいが通常φ1000前後であるのに比較するとかなり小さい。そのため、全支持力(先端支持力と周面摩擦支持力を加えたもの、以下同様)に対する周面摩擦支持力の割合は、いわゆる場所打ちくいに比較すると大きくなることが予想される。

一方、最近の調査研究⁶⁾¹⁰⁾によれば、PIPくいのくい径施工誤差は通常の場合おおよそ±5%程度であり、くい先端部の施工性(例えば、スライムの問題など)も大口徑の場所打ちくいに比較して良いことなどが明らかになっている。このことによって、従来、PIPくいを基礎くいなどの本構造物として使用する場合に問題となりがちであった施工上の信頼性(特に、くい径の比較的小さな場所打ちくいについての)についての漠然とした不信心は、かなり薄らぐだろうと思われる。

そこで、本論では、従来なにか慣例的に決められてきたPIPくいの設計支持力を再検討するため、おもに最近行なわれた5つの現場の鉛直載荷実験結果を基に、PIPくいの支持力機構のうち、おもに、

1) PIPくいの設計支持力と降伏荷重と極限支持力の

関係

2) PIPくいの先端支持力と周面摩擦支持力

3) PIPくい設置後の地盤回復による周面摩擦支持力の回復

4) PIPくいと打込みくいの支持力の比較

5) PIPくいと掘削・打込併用くいの支持力の比較などについて考察した。

その結果、

1) PIPくいの設計支持力は、通常の場合、降伏荷重と極限支持力に関する安全率がおのおの2と3よりかなり大きくなっていること

2) PIPくいの周面摩擦支持力は、通常の場合、先端支持力に比較してかなり大きいこと

3) PIPくいの周面摩擦支持力は、くい設置後おおよそ1カ月でほぼ回復すること

4) PIPくいの支持力は、打込みくいには劣るが、掘削・打込併用くいよりは優れていること

などが明らかになり、総じてPIPくいの設計支持力が過小評価されている傾向にあることがわかつた。

§ 2. 現場実験資料

従来なにか慣例的に決められてきたPIPくいの設計支持力を再検討するため、その検討資料として5つの現場の鉛直載荷実験の結果を紹介する。

これらの現場実験は、PIPくいの設計支持力を確認する目的、PIPくいの支持力機構を検討する目的、あるいはPCくいやRCくいの設置方法がそれらの支持力機構に及ぼす影響を検討する目的で行なったものである。これらの現場実験の実験計画は、表一1に示すように実験現場の土質はローム、粘土、砂、砂礫および土丹などにわたっており、試験くいはくい径φ300~500、くい長ℓ8100~ℓ12000で、PIPくいが5本、PCくいが2本、RCくいが4本、合計11本である。そして、ほ

とんどの試験くいにくい体歪計（カールソン・ゲージあるいはモールドゲージ）や沈下ロッドを設置し、先端支持力と周面摩擦支持力の分離ができるようにした。

以下に、おのおのの試験計画と試験結果を述べる。

2.1 実験-I

2.1.1 実験計画

実験-Iは、地下鉄道施工時に山留として用いられたPIP柱列くいについて、極限支持力と周面摩擦支持力を求める目的で行なったものである。

実験現場は、東京都大田区南千束町の東急池上線長原駅付近である。

現場の土質は、表-1ならびに図-1に示すように、G.L. ±0 m ~ -0.7 m が盛土であり、G.L. -0.7 m ~ -6.5 m が褐色のいわゆる関東ロームで、N値は3~4で粘着力はおよそ3.3 t/m²であり、G.L. -6.5 m ~ -7.7 m が粗砂で、N値は6であり、G.L. -7.7 m ~ -12.8 m がロームで、N値は3~4で粘着力はおよそ2.7 t/m²であり、G.L. -12.8 m 以深が細砂で、N値は16~18である。

試験くいは、表-1に示すように、PIPくいで、寸法はφ300・L10300で、くい頭とくい先端の深度はおおのG.L. -1.1 m と G.L. -11.4 m である。主鉄筋はφ19-8本で、プレパクト・モルタルの配合はC100kg, F40kg, S150kg, I・A1.2kg, W/(C+F)48.5%, フロー16.8sec, 膨脹率8.4%, プリージング率2.55%で、強度は $\sigma_{28} = 234 \text{ kg/cm}^2$ である。くい体中心部のG.L. -1.4 m, -4.4 m, -8.7 m, -10.9 mにはカールソン歪計を埋設した。以下この試験くいをNo.Aくいとよぶ。

載荷は、表-1に示すように、くい打設後34日に、緩速載荷5サイクル最大68.7 t, 急速載荷1サイクル最大56.6 tで、100 t 分離式油圧ジャッキ（手動式ポンプ）を用いて行なった。そして、おもに、くい頭荷重、くい

体歪度（4断面）、くい頭沈下量などを測定した。

2.1.2 実験結果

くい頭の荷重~時間~沈下の関係は、図-2に示すように、およそ60 tまでは沈下量がほぼ直線的に増大し、最大荷重68.7 tに達した後は沈下量が急増し荷重は徐々に低下する。60.6 tと68.7 tのくい頭沈下量はおおの2.78 mmと10.71 mmである。

くい体の軸力分布は、図-3に示すように、くい先端に到達する荷重はおよそ10%である。

2.2 実験-II

2.2.1 実験計画

実験-IIは、鉄道高架橋基礎くいとして用いられたPIPくいについて行なったものである。すなわち、PIPくいは、その設置方法によって大別すればいわゆる掘削くいであり、これを打込みくいと比較するため、打込んだPCくい1体と途中まで掘削した後打込んだPCくい1体についても同様な試験をし、おもに、掘削くいと打込みくいの支持力と支持力機構の比較、先端支持力と周面摩擦支持力の比率、くい設置後の地盤回復による周面摩擦支持力の増加などについて検討する目的で行なったものである。

実験現場は、東京都世田谷区桜丘の小田急千歳船橋駅

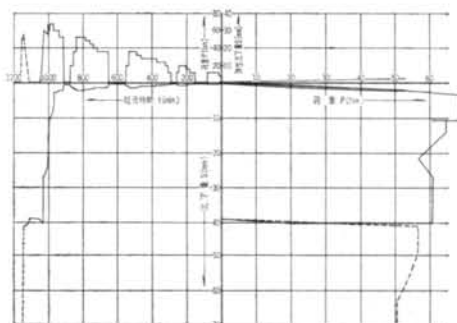


図-2 荷重~時間~沈下曲線 (No.Aくい)

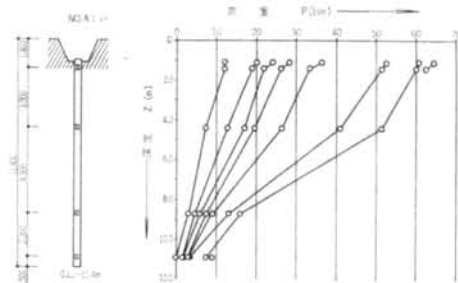


図-3 軸力分布 (No.Aくい)

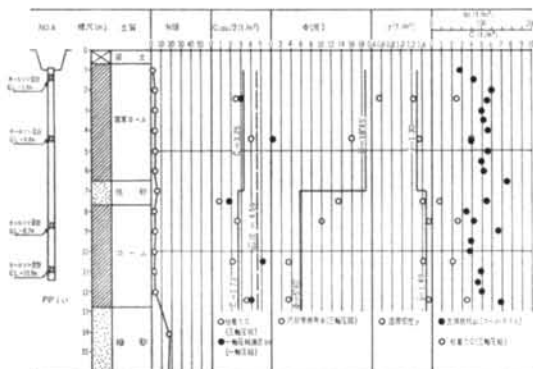


図-1 土質と土質常数 (実験-I)

付近である。

現場の土質は表-1および図-4に示すようにG.L. ±0m~-0.3mが埋土であり、G.L. -0.3m~-1.9mがいわゆる関東ロームであり、G.L. -1.9m~-4.1mが粘土で、N値は1で、粘着力はおよそ $0.8t/m^2$ ($qu/2 \approx 2.9t/m^2$)であり、G.L. -4.1m~-6.3mが凝灰質粘土で、N値は10で、 $qu/2$ はおよそ $3.0t/m^2$ であり、G.L. -6.3m~-7.7mが粘土で、N値は2で、粘着力はおよそ $2.0t/m^2$ ($qu/2 \approx 2.5t/m^2$)であり、G.L. -7.7m~-9.0mが腐蝕土で、N値は2で、粘着力はおよそ $7.0t/m^2$ ($qu/2 \approx 6.8t/m^2$)であり、G.L. -9.9m~-12.7mがN値42~50の砂礫(段丘礫層)であり、G.L. -12.7m以下がN値41~50の砂である。

試験くいは、表-1に示すように、PIPくい1体、打込んだPCくい1体および掘削後打込んだPCくい1体で、おのおのNo.Bくい、No.CくいおよびNo.Dくいとよぶ。いずれのくいも径 $\phi 330 \cdot l 11000$ で、くい頭とくい先端の深度はおのおのG.L. ±0mとG.L. -11.0mである。No.Bくいは主鉄筋が本 $\phi 19$ -8本で、プレパクト・モルタル強度は $\sigma_{19} = 306kg/cm^2$ であり、くい体中心部のG.L. -2.0m, -4.0m, -6.0m, -8.0m, -

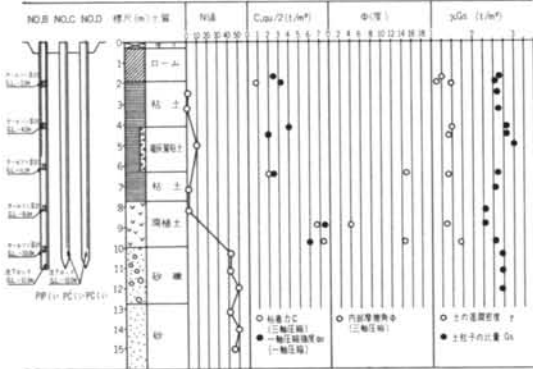


図-4 土質と土質常数(実験-II)

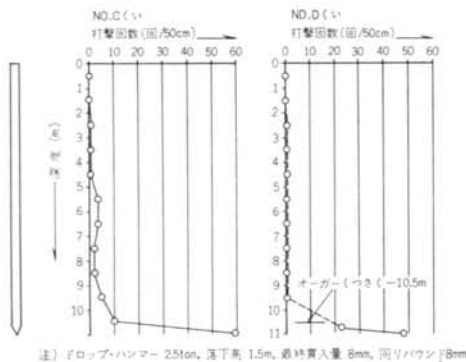


図-5 試験くいのくい打記録(No.Cくい, No.Dくい)

10.0mにはカールソン歪計を埋設し、沈下ロッドをG.L. -5.5mと-11.0mに下した。No.Cくいは、図-5に示すようにドロップ・ハンマーで打込んだもので、沈下ロッドをG.L. -10.0mに下した。No.Dくいは、図-5に示すようにG.L. -10.5mまでオーガー掘削した後ドロップ・ハンマーで打込んだものである。

荷重は、表-1に示すように、No.Bくいはくい打設後19日と49日に、No.Cくいはくい打設後5日、19日および53日に、No.Dくいはくい打設後10日、24日、54日に行なった。荷重は、表-1に示すように、緩速荷重4サイクル最大120t、急速荷重4サイクル最大180tで、200t分離式油圧ジャッキ(手動式ポンプ)を用いた。そしておもに、くい頭荷重、くい体歪度(5断面)、くい頭沈下量、くい中間点ならびに先端沈下量などを測定した。

2.2.2 実験結果

No.Bくい、No.CくいおよびNo.Dくいのくい頭の荷重~時間~沈下の関係は、図-6(No.Bくい-19日目)、図-7(No.Bくい-49日目)、図-8(No.Cくい-5日目)、図-9(No.Cくい-19日目)、図-10(No.Cくい-53日目)、図-11(No.Dくい-10日目)、図-12(No.Dくい-24日目)、図-13(No.Dくい-54日目)に示すとおりである。

くい体の軸力分布は、No.Bくいについてだけ図-14に

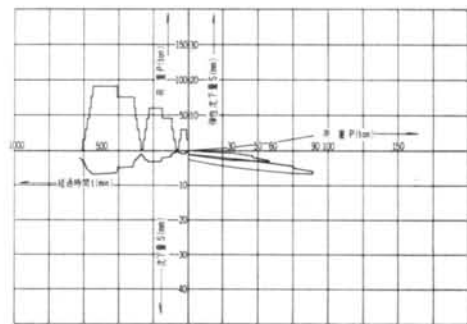


図-6 荷重~時間~沈下曲線(No.Bくい-1)

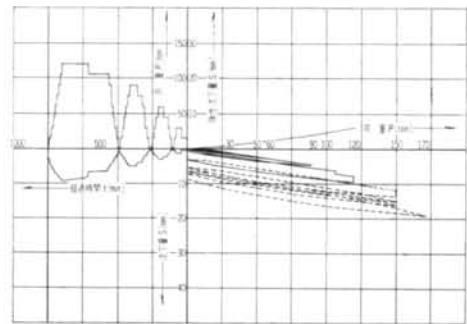


図-7 荷重~時間~沈下曲線(No.Bくい-2)

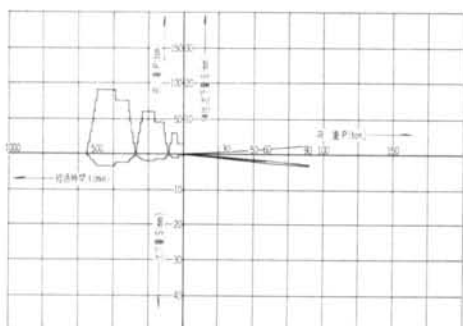


図-8 荷重～時間～沈下曲線 (No.C くい-1)

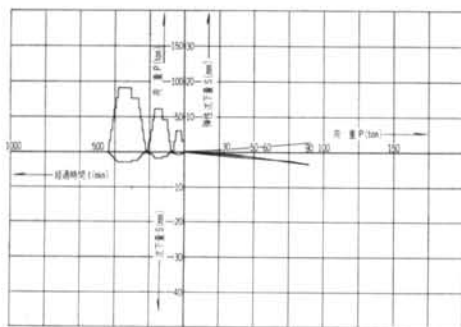


図-9 荷重時～間～沈下曲線 (No.C くい-2)

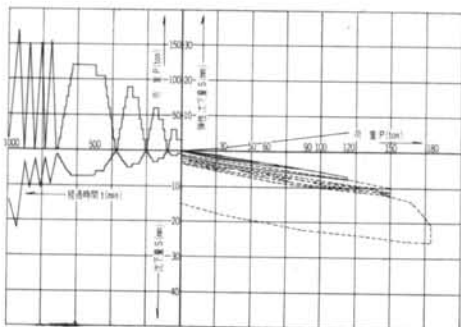


図-10 荷重～時間～沈下曲線 (No.C くい-3)

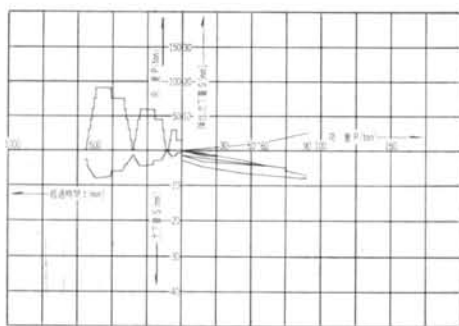


図-11 荷重～時間～沈下曲線 (No.D くい-1)

示すとおりである。

2.3 実験一Ⅲ

2.3.1 実験計画

実験一Ⅲは、鉄道高架橋基礎くいなどに用いられる予定のPIP くいについて、支持力と支持力機構を求める目的で行ったものである。

実験現場は、山口県徳山市住崎町の国鉄山陽本線徳山駅裏である。

現場の土質は、表-1 ならびに図-15 に示すように、G. L. ±0 m ~ -0.5 m が表土であり、G. L. -0.5 m ~ -3.0 m が礫混り粘土質ロームで、N 値は 5 ~ 10 であり G. L. -3.0 m 以深が礫混りロームで、N 値は 22 ~ 45 で

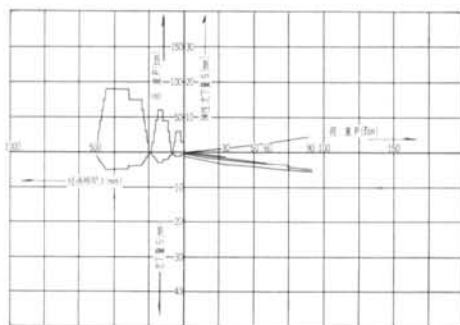


図-12 荷重～時間～沈下曲線 (No.D くい-2)

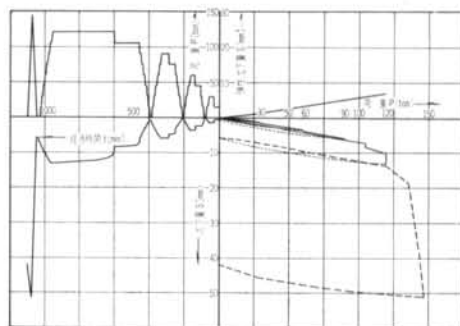


図-13 荷重～時間～沈下曲線 (No.D くい-3)

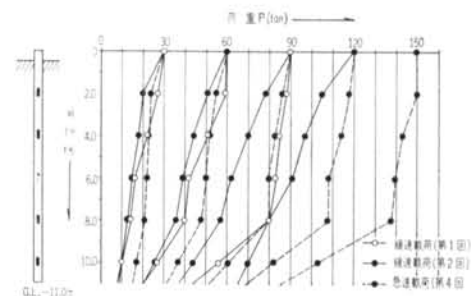


図-14 軸力分布 (No.B くい)

ある。この土質は、小径の礫から大径の礫までが不規則に混入しており、その点から考えるとN値の有意性はかなり少ないと考えられるが、肉眼観察などによると粘着力はかなり高いと考えられる。

試験くいは、表-1ならびに図-15に示すように、P I Pくい径 $\phi 400 \cdot \ell 11500$ （打設長 $\ell 12000$ ）2体で、おのおのNo.Eくい、No.Fくいとよぶ。いずれのくいもくい頭とくい先端の深度はおのおのG.L. -0.5mとG.L. -12.0mで、主鉄筋は $\phi 19-8$ 本で、プレパクト・モルタル強度は $\sigma_{60}=230\text{kg/cm}^2$ である。No.Eくいにはくい体中心部のG.L. -1.5m, -4.5m, -7.5m, -10.5mにカールソン歪計を埋設し沈下ロッドをG.L. -12.0mに下した。

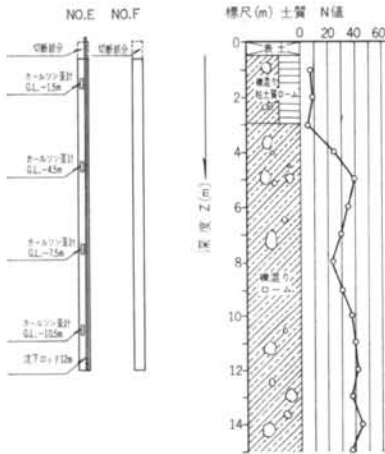


図-15 土質（実験-III）

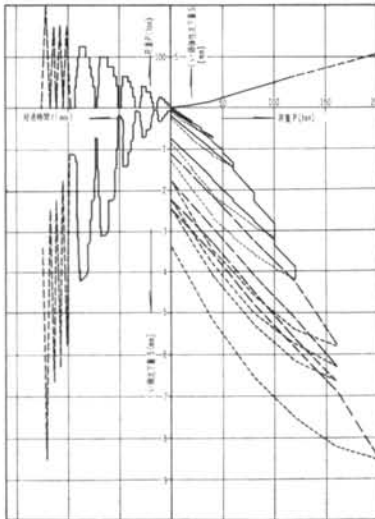


図-16 荷重～時間～沈下曲線（No.Eくい～くい頭）

荷重は、表-1に示すようにNo.Eくいがくい打設後36日、No.Fくいが同38日に、緩速載荷5サイクル最大120t、急速載荷4サイクル最大200tで、200t分離式油圧ジャッキ（手動式ポンプ）を用いて行なった。そしておもにくい頭荷重、くい体歪度（4断面）、くい頭沈下量、くい先端沈下量などを測定した。

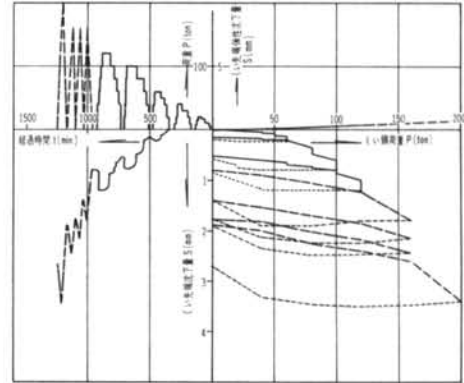


図-17 荷重～時間～沈下曲線（No.Eくい～くい先端）

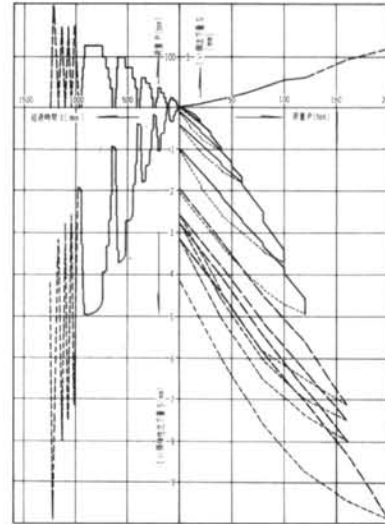


図-18 荷重～時間～沈下曲線（No.Fくい）

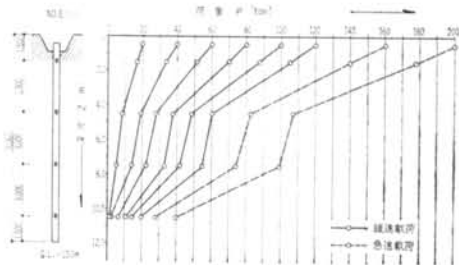


図-19 軸力分布（No.Eくい）

2.3.2 実験結果

No.E くいならびに No.F くいのかい頭ならびにかい先端 (No.E かいのみ) の荷重～時間～沈下の関係は、図-16～図-18 に示すとおりである。

くいの軸力分布は、No.E かいについてだけ、図-19 に示すとおりである。

2.4 実験-IV

2.4.1 実験計画

実験-IV は、実験-III と同様に鉄道高架橋基礎くいなどに用いられる予定の掘削・打込併用 RC くいについて支持力と支持力機構を求める目的で行なったものである。

この RC くいの設置方法としてはあらかじめオーガー掘削し、掘削穴にプレパクト・モルタルを注入し、その中に RC くいを建込み、さらにハンマーで打込む方法の採用が予定された。これは、最近建設公害が云々されている折から、ハンマーによる打込作業を一部オーガー掘削作業にかえることによって騒音や振動を少なくし、掘削穴にプレパクト・モルタルを注入し、さらにハンマーで打込むことによって周面摩擦支持力や先端支持力を通常の打込みくいに近づけようと試みたものである。

本実験では、試験くいとして、オーガーで水掘し、掘削穴にプレパクト・モルタルを注入し、さらにハンマーで打込んだ RC くい (No.G くい, No.H くいとよぶ)、オーガーで空掘し、掘削穴にプレパクト・モルタルを注入し、さらにハンマーで打込んだ RC くい (No.I くいとよぶ)、オーガーで空掘し、掘削穴にプレパクト・モルタルを注入しないで、ハンマーで打込んだ RC くい (No.J くいとよぶ) を選び、おもに、①掘削・打込併用くいと掘削くいならびに打込みくいの支持力と支持力機構の比較、②掘削・打込併用くいについて、オーガー掘削を水掘した場合と空掘した場合の同様の比較、③掘削・打込併用くいについて、掘削穴にプレパクト・モルタルを注入した場合としない場合の同様な比較などについて検討した。

実験現場は、山口県徳山市千代田町の国鉄山陽本線徳山駅裏で、実験-III 現場の近くである。

現場の土質は、表-1 ならびに図-20 に示すように実験-III の土質と同様である。

試験くいは、表-1 に示すように、RC くい 4 体で、いずれのくいも寸法は $\phi 400 \times l 11000$ で、くい頭とくい先端の深度はおおの G.L. +0.3m と G.L. -10.7m である。これらのくいの設置方法は、図-21 に示すとおりである。すなわち、オーガー ($\phi 380$, 以下同様) 水掘

(G.L. -9.0m まで、以下同様) 後、掘削穴にプレパクト・モルタルを 2.0m 厚 (G.L. -9.0m ~ -7.0m) に注入し、くいを建込みさらにハンマー (D-22型) で打込んだ 2 本の RC くいを No.G くいと No.H くいとよぶ。

オーガー空掘後、掘削穴にプレパクト・モルタルを注入し、くいを建込みさらにハンマーで打込んだ RC くい No.I くいとよぶ。オーガー空掘後、掘削穴にプレパクト・モルタルを注入しないでくいを建込みさらにハンマーで打込んだ RC くい No.J くいとよぶ。おのおののくいのくいの G.L. -0.35m, -2.55m, -4.55m,

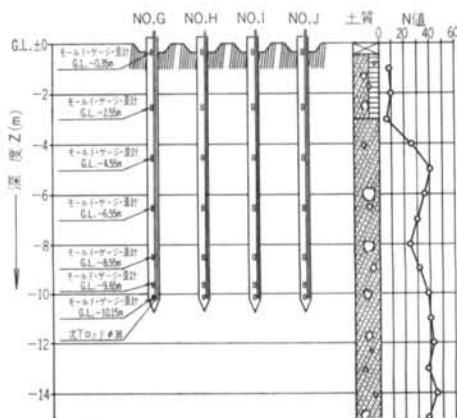


図-20 土質 (実験-IV)

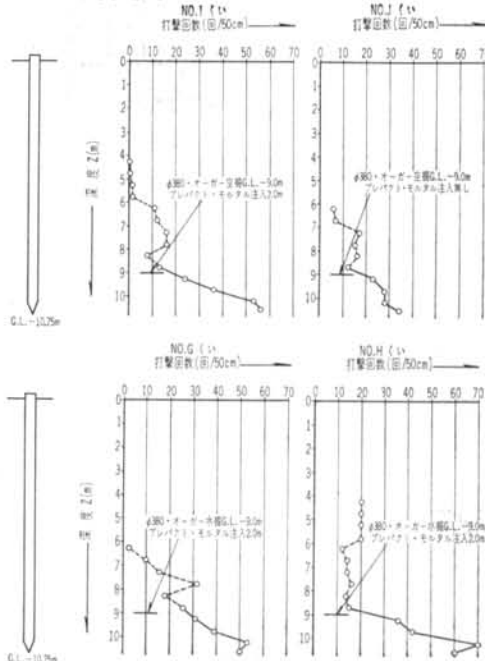


図-21 試験くいのくい打記録 (No.G くい, No.H くい, No.I くい, No.J くい)

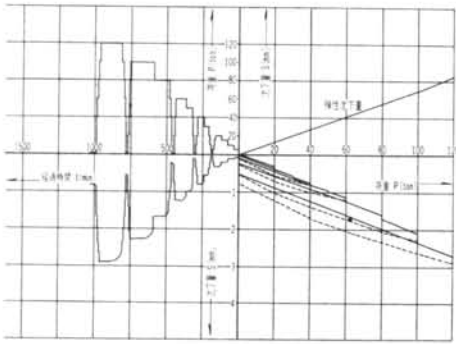


図-22 荷重～時間～沈下曲線 (No.G (い))

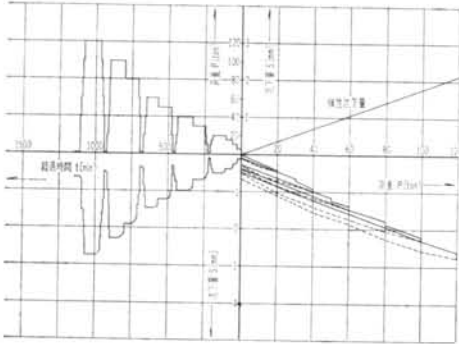


図-23 荷重～時間～沈下曲線 (No.H (い))

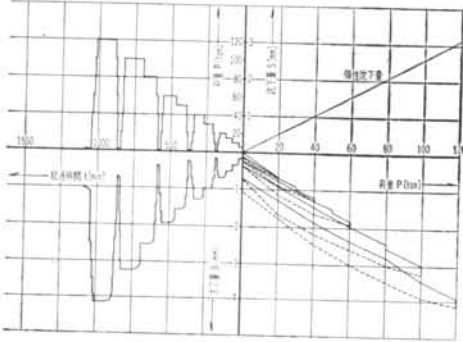


図-24 荷重～時間～沈下曲線 (No.I (い))

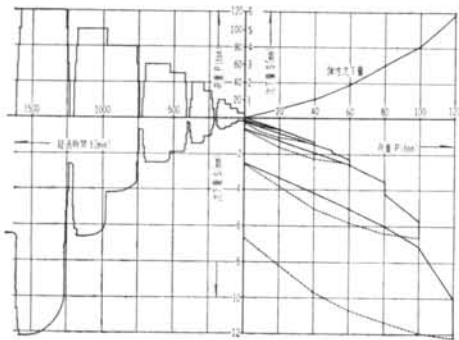


図-25 荷重～時間～沈下曲線 (No.J (い))

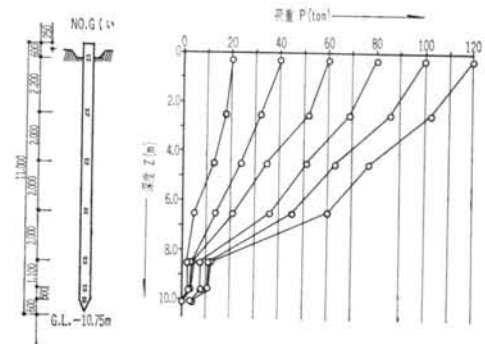


図-26 軸力分布 (No.G (い))

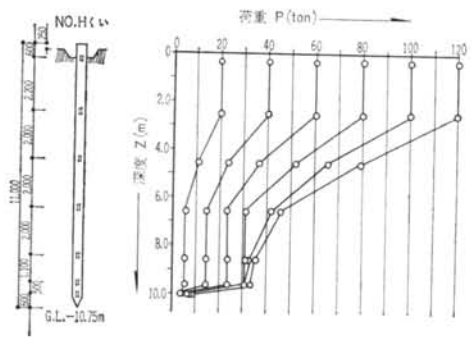


図-27 軸力分布 (No.H (い))

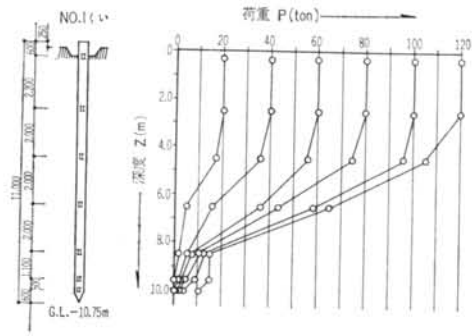


図-28 軸力分布 (No.I (い))

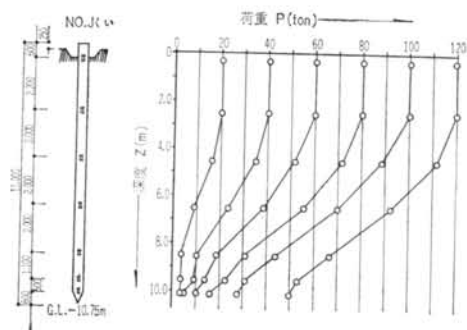


図-29 軸力分布 (No.J (い))

-6.55 m, -8.55 m, -9.65 m, -10.15 m にはくい体製作時にモールド・ゲージ歪計を埋設し, Na.H くいを除く全くいには沈下ロッドを G. L. -10.0 m に下した。

載荷は, 表-1 に示すように, Na.G ぐいがくい打設後 28 日, Na.H ぐいが同 32 日, Na.I ぐいが同 30 日, Na.J ぐいが同 34 日に, 緩速載荷 5 サイクル最大 120 t で, 200 t 分離式油圧ジャッキ (手動式ポンプ) を用いて行なった。そして, おもに, くい頭荷重, くい体歪度 (7 断面), くい頭沈下量, くい先端沈下量などを測定した。

2.4.2 実験結果

Na.G くい, Na.H くい, Na.I くいおよび Na.J ぐいのくい頭の荷重~時間~沈下の関係は, 図-22~図-25 に示すとおりである。

くい体の軸力分布は, 図-26~図-29 に示すとおりである。

2.5 実験-V

2.5.1 実験計画

実験-V は, ドックの基礎くいとして用いられた P I P くいについて, 設計支持力の確認をする目的で行なったものである。

実験現場は, 神奈川県横浜市中区錦町の埋立地である。

現場の土質は, 表-1 ならびに図-30 に示すように, G. L. ±0 m ~ -4.0 m が埋土であり, G. L. -4.0 m ~ -10.0 m が礫混り砂で, N 値は上部が 5 前後で下部が 30 前後であり, G. L. -10.0 m 以深は砂質硬質粘土, いわゆる土丹で N 値は 50 以上である。

試験ぐいは, 表-1 ならびに図-30 に示すように, P I P ぐいで, 寸法は $\phi 500 \cdot \ell 8100$ (打設長 $\ell 9500$) で, くい頭とくい先端の深度はおおの G. L. -3.5 m と G.

L. -11.6 m である。主鉄筋は $D \phi 19-8$ 本で, プレバクト・モルタルの強度は $\sigma_{28} = 258 \text{ kg/cm}^2$ である。くい体中心部の G. L. -4.0 m, -6.2 m, -8.4 m, -10.6 m にはカールソン歪計を埋設し, 沈下ロッドを G. L. -11.6 m に下した。この試験ぐいを Na.K ぐいとよぶ。

載荷は, 表-1 に示すように, くい打設後 34 日に, 緩速載荷 3 サイクル最大 390 t, 急速載荷 1 サイクル最大 480 t で, 300 t 分離式油圧ジャッキを 2 連 (電動式ポンプ) にして行なった。そして, おもに, くい頭荷重, くい体歪度 (4 断面), くい頭沈下量およびくい先端沈下量などを測定した。

2.5.2 実験結果

くい頭の荷重~時間~沈下の関係は, 図-31 に示すとおりである。

くい体の軸力分布は, 図-32 に示すとおりである。

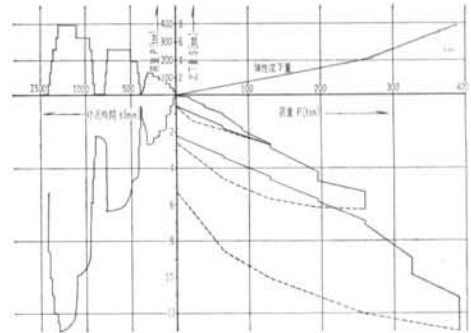


図-31 荷重~時間~沈下曲線 (Na.K くい)

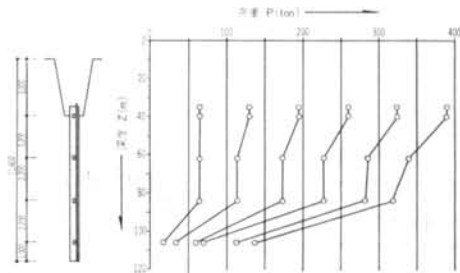


図-32 軸力分布 (Na.K くい)

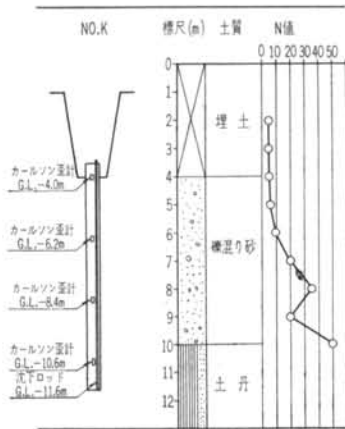


図-30 土質 (Na.K くい)

§ 3. 考察

従来なかば慣例的に決められてきた P I P ぐいの設計支持力を再検討するため, 第 2 章で紹介した 5 つの現場の鉛直載荷実験の結果を基に, P I P ぐいの支持力や支持力機構などについて考察する。

3.1 PIPくいの設計支持力と降伏荷重と極限支持力の関係

全試験くいの設計支持力、降伏荷重および極限支持力を種々の方法で求めて、表-2に示す。

表-2において、設計支持力は、4種類の方法で求めた。すなわち、本実験の載荷実験から降伏荷重と極限支持力を求め、おのおのに対する安全率を2以上かつ3以上とする方法、PIPくいの場合、従来のようにピヤ基礎の場合に準ずる方法、マイヤホッフの静力学的公式を基にした方法、打込みくいの場合、建築基礎構造設計規準式による方法である。

降伏荷重は、本実験の載荷実験の結果から、図-33~図-37に示すように、荷重の対数 $\log P$ とくい頭沈下量の対数 $\log S$ との関係を求め、その屈折点を降伏荷重とした。

極限支持力は、本実験の載荷実験による方法、前述の静力学的公式による方法、前述のくい打公式による方法の3種類の方法で求めた。

全試験くいについての実状に最もよくあった設計支持

力は、本実験の載荷実験より求めた値であって、表-2によればその値は、おのおのNo.Aくいが23 t、No.Bくいが45 t、No.Cくいが50 t、No.Dくいが47 t、No.E~No.Iくいが60~70 t、No.Jくいが35 t、No.Kくいが135 tである。

これらの値は、くい径にはほぼ比例して増えているが、No.AくいとNo.Jくいの値が小さく、No.Kくいの値が大きい。これは、No.Aくいは完全な摩擦くいであること、No.Jくいは周面摩擦支持力がほとんど期待できないこと、No.Kくいは先端付近の地盤が非常によいことなどによる。

表-2のなかで、No.Aくい、No.Bくい、No.Eくい、No.FくいおよびNo.KくいはPI

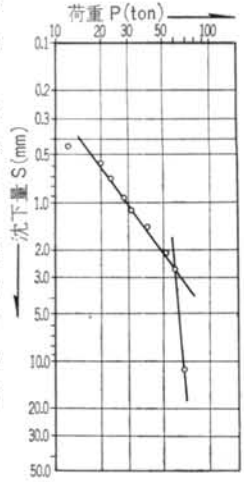


図-33 $\log P \sim \log S$ (No.Aくい)

試験くい	項目	設計支持力				降伏荷重	極限支持力			
		本実験の載荷実験による	従来の方法による 注-1)	静力学的公式による 注-2)	くい打公式による 注-3)		本実験の載荷実験による	本実験の載荷実験による	静力学的公式による 注-2)	くい打公式による 注-3)
実験-I	No.A	23 t	0 t	3 t	—	60 t	69 t	9 t	—	
	No.B	45	31	40	—	90	160 (推定)	120	—	
実験-II	No.C	50	—	40	27	100	170 (推定)	120	81	
	No.D	47	—	40	27	100	140 (推定)	120	81	
実験-III	No.E	60~70	0	50	—	(40) (適用せず)	210 (推定)	150	—	
	No.F	60~70	0	50	—	120以上	210 (推定)	150	—	
実験-IV	No.G	60~70	—	50	63	120以上	210 (推定)	150	190	
	No.H	60~70	—	50	63	120以上	210 (推定)	150	190	
	No.I	60~70	—	50	63	120以上	210 (推定)	150	190	
	No.J	35	—	50	48	70	140 (推定)	150	145	
実験-V	No.K	135	63	131	—	270	500 (推定)	392	—	

注-1) ピヤ基礎の場合に準ずる。φ1000で $Ra=250$ t/本、ただし支持地盤に1.0m以上貫入。

注-2) マイヤホッフの深い基礎の砂地盤の場合の式 $Ra = \frac{1}{3} 40 \cdot N \cdot Ap$ $Ru = 40 \cdot N \cdot Ap$ 、ただしN値はくい先端±4mの平均値

注-3) 建築基礎構造設計規準式 $Ra = \frac{F}{5S+0.1}$ $Ru = 3 \frac{F}{5S+0.1}$

表-2 種々の方法で求めた設計支持力、降伏荷重および極限支持力

P 小さいであるが、これらの小さいの載荷実験より求めた設計支持力は、打込みくいあるいは掘削・打込み併用くいに較べてそれほど大きな差がないことがわかる。

また、P I P 小さいの設計支持力を、従来のようにピヤ

基礎の場合に準じて決めると、表-2 に示すように、No. A 小さいが 0 t、No. B 小さいが 31 t、No. E ~ No. F 小さいが 0 t、No. K 小さいが 63 t となり、いずれの値も載荷実験より求めた値を非常に下回ることになる。これは、P I P 小さいの

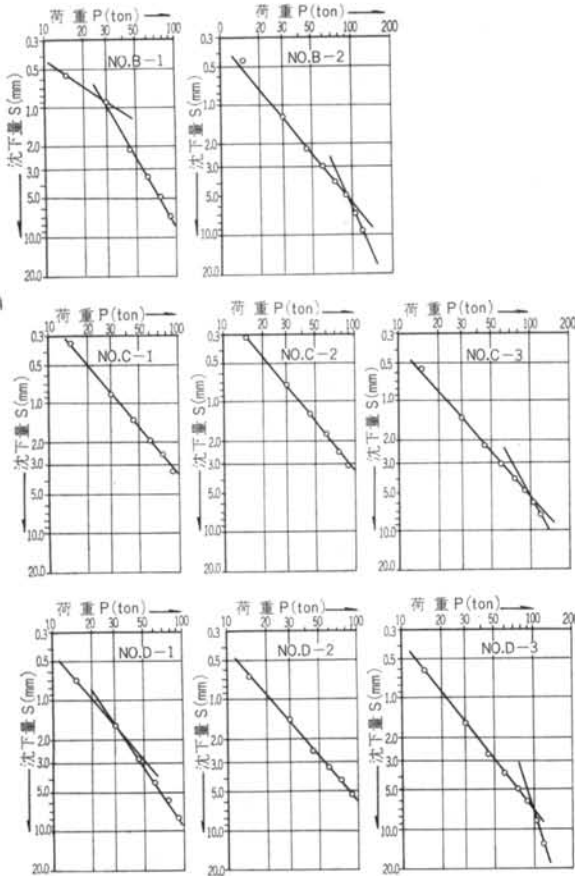


図-34 $\log P \sim \log S$ (No.B 小さい ~ No.D 小さい)

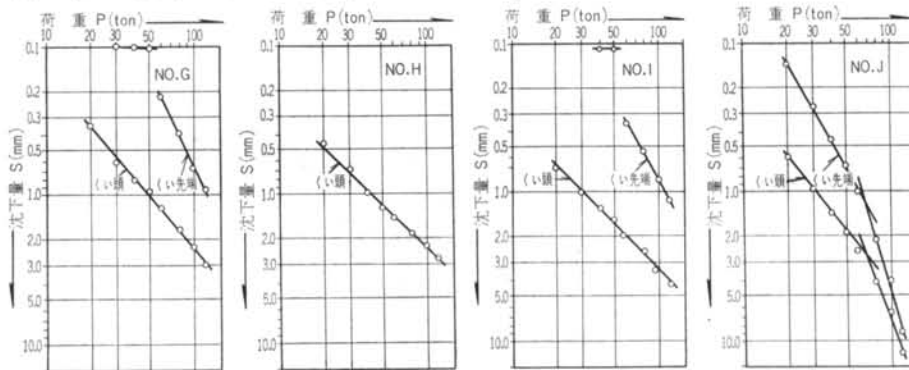


図-36 $\log P \sim \log S$ (No.G 小さい ~ No.J 小さい)

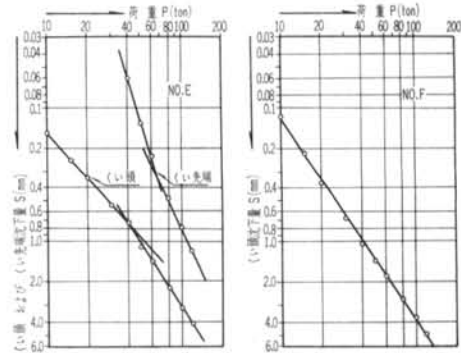


図-35 $\log P \sim \log S$ (No.E 小さい ~ No.F 小さい)

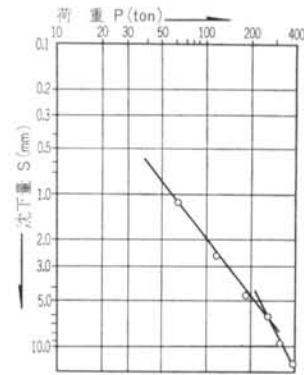


図-37 $\log P \sim \log S$ (No.K 小さい)

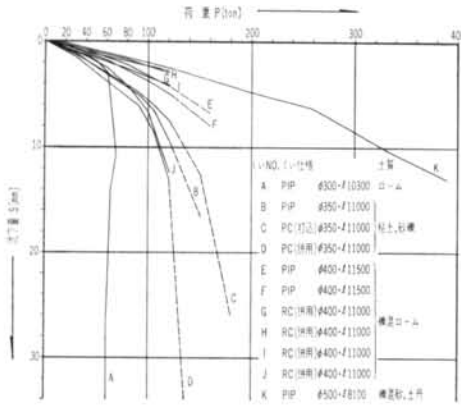
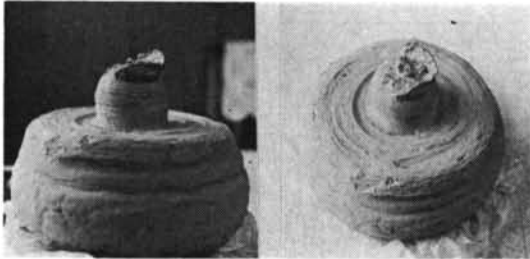


図-38 荷重～沈下曲線 (No.A くい～No.K くい)



この写真は地中に施工したPIPくいを掘出し、くい先端部のみを切断したものである。PIPくいはφ300・ℓ6000で、施工現場は千葉県市川市大和田1丁目、くい先端部の土質は、砂質シルトである。

写真-1 PIPくいのくい先端部⑩

周面摩擦支持力がまったく認められないことによるところが大きく、図-38に示すように、載荷実験より求められた設計荷重時のくい頭沈下量が、いずれのPIPくいもおよそ3mm以下であることを考えあわせるといかにも不合理である。

場所打ちくいは、くい施工時の先端のスライムの問題、くい径の施工誤差あるいはくい体コンクリートの強度の施工誤差などがあるため漠然とした不信感があるが、最近の調査によれば、PIPくいのくい径施工誤差は通常の場合±5%程度であり、くい先端部施工性も写真-1に示すように、大口径くいに比較してよいことがわかっている。

3.2 PIPくいの先端支持力と周面摩擦支持力

図-3、図-14、図-19、図-26～図-29、図-32からNo.A くい、No.B くい、No.E くい、No.G くい～No.J くい、No.K くいの荷重先端到達率を求め、図-39に示す。

図-39によれば、PIPくいは表-2に示すような設計荷重時ではいずれも到達率が30%以下で、荷重の70%

以上を周面摩擦支持力が負担していることがわかる。さらに、設計荷重の3倍程度になっても、荷重の50%以上を周面摩擦支持力が負担している。

図-40は、図-39から求めた平均周面摩擦支持力であるが、これによると、おのおののくいの平均周面摩擦支持力はくい頭荷重とともに増大し、その最大値は5～26t/m²にもなる。

そして、この平均周面摩擦支持力は、一般に言われている摩擦くいの支持力計算式(例えば、大崎博士の説

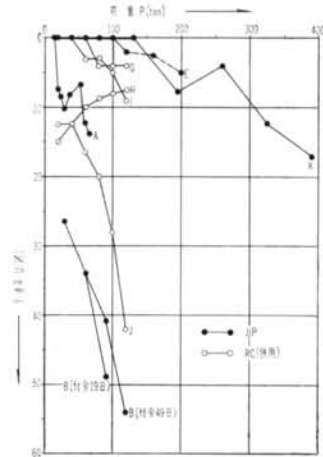


図-39 荷重先端到達率

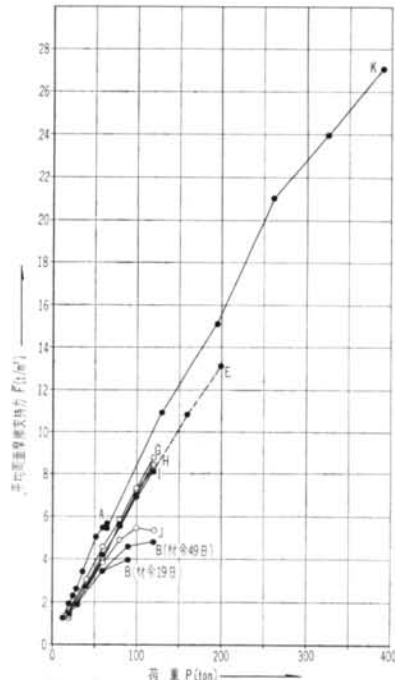


図-40 荷重～平均周面摩擦支持力

$f = N/5t/m^2$ 粘土質, $f = N/2t/m^2$ 砂質) よりかなり大きく, 土質調査結果より求めた $qu/2$ よりも大きな値となる. とくに礫混りの土質や砂質土の場合はこの傾向が大きい. これは, PIPくいのくい周面に適度な凹凸などができて周面地盤とのなじみがよくなり, そのため摩擦抵抗が増えることなどによると考えられる.

図-41~図-44に沈下ロードで測定したくい先端やくい中間点の沈下量をくい頭沈下量とともに示したが, これらの結果と図-39から, くい先端応力度 (単位 t/m^2) とくい先端沈下量の関係を求め図-45に示す.

図-45によれば, N値40以上の砂礫層に支持させたNo.Bくいと, 周面摩擦支持力がほとんど期待できないようにしたNo.Jくいと, N値50以上の土丹層に支持させた

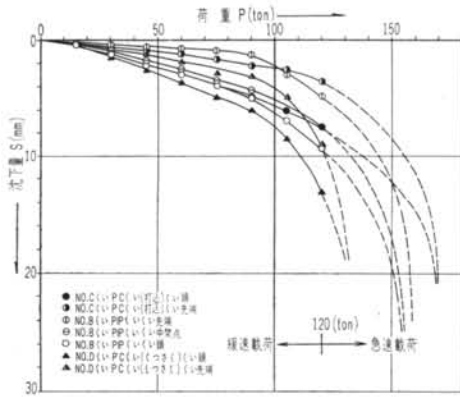


図-41 荷重～沈下曲線 (くい頭, くい中間点, くい先端, No.Bくい～No.Dくい)

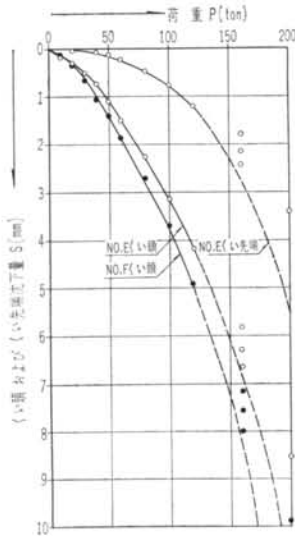


図-42 荷重～沈下曲線 (くい頭, くい先端, No.Eくい～No.Fくい)

No.Kくいはくい先端応力度も比較的大きく, おのおの $680t/m^2$, $340t/m^2$, $400t/m^2$ まででており, 沈下量はおのおの $4.8mm$, $5.1mm$, $8.9mm$ である. それ以外のくいはくい先端到達荷重がごくわずかであるため, くい先端沈下量も小さい.

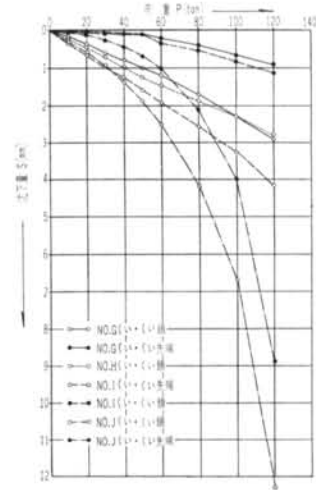


図-43 荷重～沈下曲線 (くい頭, くい先端, No.Gくい～No.Jくい)

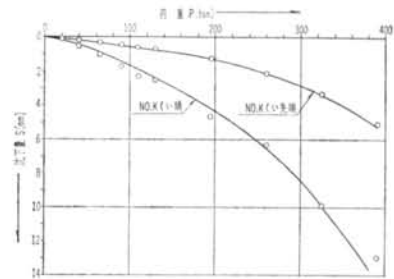


図-44 荷重～沈下曲線 (くい頭, くい先端, No.Kくい)

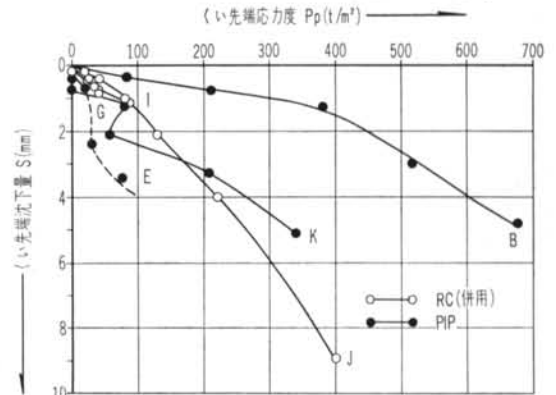


図-45 くい先端応力度～くい先端沈下量

図一45から考えると、PIPくいのくいの先端施工性は、NaEくいあるいはNaKくいに若干の問題（1～2mm厚の沈下増）があるほかは、ほぼ良好である。

3.3 PIPくい設置後の地盤回復による周面摩擦支持力の増加

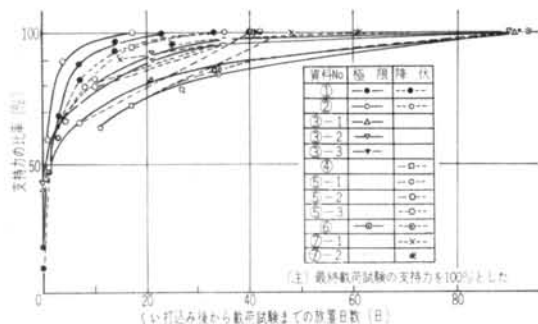
図一39によれば、実験一IIについて、PIPくい（NaBくい）の90tにおけるくいの先端支持力とくいの周面摩擦支持力の割合は、くい設置後およそ20日で50%～50%、くい設置後およそ50日で40%～60%となる。

PCくいについてもG.L.—10.0mのロッドの沈下量から式(1)よりくいの先端支持力とくいの周面摩擦支持力の割合を求めると、くい設置後およそ50日で、打込みPCくい（NaCくい）は40%～60%となり、掘削・打込併用PCくい（NaDくい）は50%～50%となる。

$$S_0 - S_1 = \frac{l}{EA} \left(p - \frac{fl}{2} \right) \quad \dots (1)$$

- ただし、 S_0 ：くいの頭沈下量(m)
- S_1 ：くいの先端ロッド沈下量(m)
- l ：くいの長(11.0m)
- E ：くいのヤング率($4.0 \times 10^8 \text{ ton/m}^2$)
- A ：くいの断面積(0.0583 m^2)
- f ：単位長当りの周面摩擦支持力(t/m)
- P ：載荷重(t)

また、これらの平均周面摩擦支持力（90t時）は、PIPくい（NaBくい）が図一40に示すように、設置後およそ20日で 3.0 t/m^2 、設置後およそ50日で 4.6 t/m^2 であり、打込みPCくい（NaCくい）ならびに掘削・打込併用PCくい（NaDくい）が設置後およそ50日でおおの 4.6 t/m^2 、 3.7 t/m^2 である。これらのことから明らかなように、この場合、PIPくいの平均周面摩擦支持力はくい設置後およそ20日から50日になるとおよそ20%増加する。これはくい設置によるくいの周面地盤の乱れが回復す



図一46 打込みくいの放置日数と支持力の比率

るからであると考えられ、特にくいの上部でこの傾向が著しい。打込みくいについては、図一46(1)に示すように設置後およそ30～50日でほぼ90%以上の支持力を発揮するという資料がある。

3.4 PIPくいと打込みくいの支持力の比較

同一実験現場で、PIPくいと打込みくいの載荷実験をした実験一IIについて、PIPくい（NaBくい）と打込みPCくい（NaCくい）について、支持力の比較をする。

極限支持力について、PIPくいと打込みPCくいの値は、表一2に示すようにおのおの160tと170tである。打込まれたPCくいの方がPIPくいよりおよそ5%大きい。

いわゆる降伏荷重については、PIPくいと打込みPCくいの値は表一2に示すように、おのおの90tと100tである。

沈下については、図一41に示すように、およそ90tまではほぼ同じであるが以後PIPくいの方が徐々に大きくなっていく。これは、周面摩擦支持力が最大に達し、以後先端支持力の割合が増大していく時に、PIPくいの先端支持力が、打込みPCくいの先端支持力に比較して幾分小さいので、PIPくいの先端沈下が打込みPCくいに比較して徐々に大きくなることによっておこると考えられる。また、極限支持力の差はこの先端支持力の差がそのまま表面に出たものと考えられる。

3.5 PIPくいと掘削・打込み併用くいの支持力の比較

同一実験現場で、PIPくいと掘削・打込み併用くいの載荷実験をした実験一IIと、土質的にみて同じ実験一IIIと実験一IVについて、PIPくい（NaBくい、NaEくい、NaFくい）と掘削・打込み併用くい（NaDくい、NaGくい～NaJくい）について支持力の比較をする。

極限支持力について、実験一IIの場合は、PIPくいと併用くいの値は、表一2に示すようにおのおの160tと140tである。併用くいの方がPIPくいよりおよそ15%小さい。実験一IIIと実験一IVの場合は、PIPくいと併用くいの値は、表一2に示すようにNaJくいの他はいずれも210tである。NaJくいは、併用くいで掘削穴にプレパクト・モルタルを注入していないためその分だけ支持力が低下しているものと考えられる。

いわゆる降伏荷重については、実験一IIの場合は、PIPくいと併用くいの値は表一2に示すようにおのおの90tと100tである。実験一IIIと実験一IVの場合は、P

PIPくいと併用くいの値は表-2に示すようにおのおの120t以上で、NaJくいだけが70tである。

沈下については、図-38に示すように、実験-II~実験-IVを通じて、PIPくいの方が併用くいよりいずれも初期荷重の段階からかなり小さい。ただし、掘削穴にプレパクト・モルタルを注入したNaGくい~NaIくいの沈下量はNaEくいやNaFくいとほとんど同じかまたは小さくなっている。プレパクト・モルタルを注入することは極限支持力の増大や沈下量の減少にかなり効果があることがわかる。

§ 4. 結 論

以上5現場、延11本のPIPくい、PCくいおよびRCくいの鉛直載荷実験結果から、PIPくいの支持力機構に関しておよそ次のようなことが明らかになった。

1) 載荷実験結果から、極限支持力に対する安全率を3以上、かつ、降伏荷重に対する安全率を2以上として求めたPIPくいの設計支持力は、同様に求めた打込んだくい、あるいはプレパクト・モルタルを注入した掘削・打込併用くいの設計支持力とそれほど大きなちがいはない。

従来のようにピヤ基礎の場合に準じて求めたPIPくいの設計支持力は、載荷実験結果から求めた設計支持力を非常に下回る。

このことは、従来のようにピヤ基礎の場合に準じて求めたPIPくいの設計支持力が、周面摩擦支持力をまったく認められないことによるところが大きく、載荷実験より求めた設計荷重時のくい頭沈下量が、いずれも3mm以下であること、最近の調査によりくいの施工精度が比較的良いと明らかにされたことなどを考えあわせるといかに不合理である。

2) 一般に、PIPくいの周面摩擦支持力は、設計荷

重時において荷重の70%以上を負担し、設計荷重の3倍程度でも50%以上を負担している。

そして、平均周面摩擦支持力の最大値は、5~26t/m²にも達する。

3) PIPくいの周面摩擦支持力は、くい設置後およそ20日から50日になるとおよそ20%増加する。

一般に、くい設置後およそ1ヵ月以上経過すれば、ほぼ回復すると考えられる。

4) くい先端応力度とくい先端沈下量の関係から考えると、PIPくい先端部の施工性は、ほぼ良好である。

5) PIPくいの支持力は、打込みくいに比較して若干劣る。

これは、PIPくいの先端支持力が打込みくいに比較して劣るためである。

6) PIPくいの支持力は、掘削・打込み併用くいに比較して優れている。

これは、PIPくいの周面摩擦支持力が掘削・打込み併用くいに比較して優れているためである。

しかし、掘削穴にプレパクト・モルタルを注入した併用くいの支持力は、周面摩擦支持力が大きくなるため、PIPくいの支持力とほぼ等しくなる。

§ 5. あとがき

本報によって、PIPくいの支持力機構(鉛直支持力)についておよそ知ることができた。今後は、さらに条件の異なった実験資料を検討することにより、本報の結論をより正確なものにしなければならない。

末筆ながら、本研究に御協力をいただいた現場の方々ならびに市川プレパクト工場津辺俊雄氏にあわせてお礼申し上げます。

〈参考文献〉

- 1) 清水建設株式会社土木技術部編：“PIPくい工法”昭和46年
- 2) 小粥庸夫、岡田武二：“PIP 柱列くいとコンクリートによる合成壁工法の研究(その1)——室内模型実験——”清水建設研究所報 Vol. 13, 1969.4
- 3) 小粥庸夫：“PIP 柱列くいとコンクリートによる合成壁工法の研究・その1——打ち継ぎ面の打ち継ぎ方法とせん断抵抗の関係——”日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)昭和44年8月
- 4) 岡田武二、小粥庸夫：“PIP くいとコンクリートによる合成はり打ち継ぎ面の許容せん断応力度について”土木学会第24回年次学術講演梗概集(東京)昭和44年9月
- 5) 岡田武二、小粥庸夫：“PIP 柱列くいとコンクリートによる合成壁工法の研究(その2)——PIP くいとコンクリートによ

- る合成はりの実物大実験——” 清水建設研究所報 Vol. 14, 1969.10
- 6) 小粥庸夫, 加藤昌次: “PIP 柱列くいとコンクリートによる合成壁工法の研究(その3)——PIP 柱列くいの施工精度——” 清水建設研究所報 Vol. 18, 1971.10
 - 7) 日本建築学会編: “建築基礎構造設計規準・同解説” 昭和40年5月
 - 8) 日本国有鉄道建築局, 場所打ちグイの設計施工に関する委員会編: “場所打ちコンクリートグイの設計施工指針(案)” 昭和44年7月30日
 - 9) “特定行政庁のビヤ基礎に関する漸定的な取扱”(東京都, 神奈川県, 横浜市, 川崎市などの構造担当者の協議による.)
 - 10) 清水建設株式会社, 西松建設株式会社: “PIP 柱列くいとコンクリートによる合成壁工法の研究——PIP くいとコンクリートによる合成はりの実験——報告書” 昭和44年2月
 - 11) 土質工学会編 “クイの鉛直載荷試験基準・同解説” 昭和47年3月15日
 - 12) 小粥庸夫: “PIP タイ(Pakt-In-Place pile)の支持力機構に関する実験的研究” 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州) 昭和47年10月