

こま型基礎工法の支持力と沈下に関する現場載荷試験

FULL-SCALE LOADING TESTS FOR BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF TOP BASE METHOD

李平*, 荒井克彦**, 横倉幹雄***

Ping LI, Katsuhiko ARAI, Mikio YOKOKURA

* 非会員 工修 福井大学大学院 工学研究科 博士後期課程 (〒910-8507 福井県福井市文京3-9-1)

** フェロー会員 工博 福井大学教授 工学部建築建設工学科 (〒910-8507 福井県福井市文京3-9-1)

*** 非会員 全国マイ独楽工業会 技術部会長 (〒299-4504 千葉県夷隅郡御宿町桑田1271)

Two types of loading tests were performed on soft ground subjected to a top base (top-shaped concrete block foundation) method. One type investigates the ultimate bearing capacity by rapid loading. The other test studies the long term settlement by keeping a certain load constant. The results have shown that the foundation method makes the bearing capacity increase by 50 %, and that the method reduces the long term settlement by half, comparing with the cases loaded on natural ground. By monitoring each layer settlement, lateral movement of subsoil, cone index before and after loading, etc., the tests have revealed the mechanical properties of the foundation method.

Key Words: soft ground, bearing capacity, settlement, differential settlement, stress dispersion, lateral deformation

キーワード: 軟弱地盤, 極限支持力, 沈下, 不同沈下, 応力分散, 側方変形

1. まえがき

図-1に示すように、こま型基礎工法は基礎地盤の表面にこまの形をしたコンクリートブロックを敷設して、支持力向上と沈下抑制を図る軟弱地盤での基礎工法である。こま型基礎工法は古来の浮き基礎に属する工法であり、その支持力向上・沈下抑制のメカニズムは力学的に興味深い特徴をもつ。本論文は、現場載荷試験結果に基づいて、こま型基礎工法の効果のメカニズムを実証的に示すことを目的とする。図-2に示すように、こま型ブロックは「円錐部」と「軸脚部」からなる。軸脚部の位置を固定するために「筏マット」と称する組み鉄筋を最初に敷き、軸脚部を挿入する。こま型ブロックの隙間に「間詰碎石」を投入して締め固めた後、こま型ブロック頭部に埋め込んだ鉄筋を「筏ユニオン」と称する井桁状の組み鉄筋で連結する。こま型ブロックには、図-2に示す本来のこまの形状をした「非連結型」と、図-3に示すように、頭部を連結した「連結型」の2種類がある。連結型は施工効率を上げるための工夫である。

過去に行った室内模型実験^{1)~3)}、現場載荷試験⁴⁾、数値解析¹⁾の結果に基づくこま型基礎工法の支持力向上・沈下抑制のメカニズムは次の通りである。①基礎荷重がこま型ブロックを介して間詰碎石を圧縮・拘束するため、こま型ブロックと間詰碎石が一体となった盤構造を形成する。②間詰碎石が

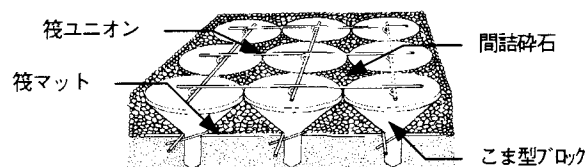


図-1 こま型基礎の設置状況

応力集中を防ぎ、荷重を分散させるので、①の盤構造が形成されるにもかかわらず、応力集中が生じず、地盤内の応力分布を均等化する。こま型基礎下の応力分布は、地表面に碎石を薄く敷設した無処理基礎と同じであることを室内模型実験で確認している³⁾。③間詰碎石とこま型ブロック軸脚部の組み合わせで、軸脚部周辺地盤の側方変形を拘束することにより、軸脚部周辺の沈下が減少する。①と②の特性により、地盤の局所的な破壊や沈下が生じにくくなる。②と③の特性により、図-4に示すように、応力が分散した軸脚部先端を基礎底面として支持力を評価できる。また、この位置までの根入れ深さを考慮できる。②と③の特性により、荷重による地盤内応力の大きい軸脚部先端までの沈下を無視できるので、全体としての沈下も減少する。上述の特性に基づく支持力と沈下の計算法を後述する。この計算法では、実務での利用を考えて、できるだけ従来の一般的な手法でこま型基礎工法の特徴を表現することを試みる。

過去に行った現場載荷試験では、反力不足のために破壊までの載荷ができず、極限支持力の検証が十分ではな

かった。また、こま型ブロックの大きさの影響、こま型ブロックを連結した場合の影響などについても不明確であった。そこで次の目的で現場載荷試験を実施することとした。1)図-2に示す2種類の大きさのこま型ブロックの効果を比較し、こま型ブロックの大きさの影響を調べる。2)上述のこま型基礎工法の特性を検証する。具体的な方法として、a)傾斜計や層別沈下計を設置して、基礎周辺地盤の挙動を調べる。b)長期載荷試験の後で基礎地盤の強度分布を調査し、a)の地盤挙動との対応を調べる。c)筏マットに生じる応力を計測し、筏マットの役割を確認する。3)上述のこま型基礎工法の特性に基づく支持力と沈下の計算方法を載荷試験結果と比較する。4)図-3に示す連結型こま型ブロックの効果を非連結型と比較する。載荷試験は「短期載荷試験」と「長期載荷試験」の2種類とし、1997年6月から1999年8月に実施した。短期載荷試験では約1日間で極限支持力まで載荷した。長期載荷試験では極限支持力の30%程度の一定荷重の下で1年間の沈下を計測した。

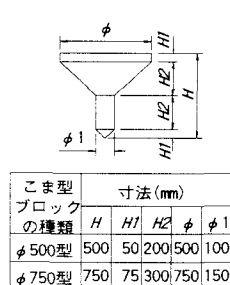


図-2 こま型ブロック
の寸法 (非連結型)

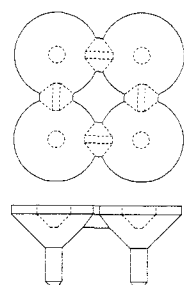


図-3 こま型ブロック
(連結型)

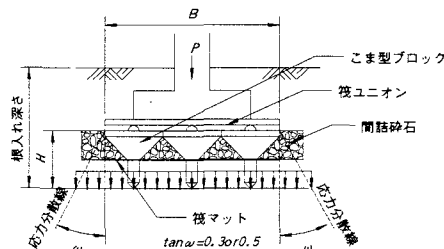
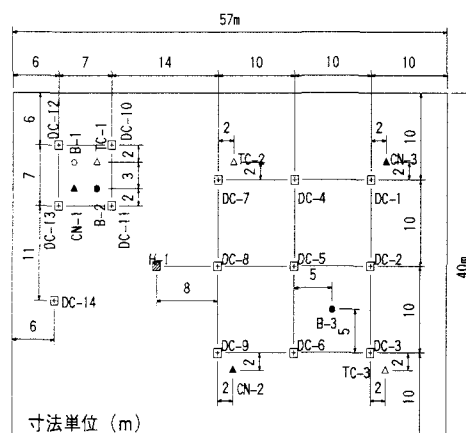


図-4 こま型基礎の断面図

2. 地盤調査

現場載荷試験の場所は千葉県印旛沼北東の根木名川流域であり、洪積層の上に沖積粘土層、腐植土層がかなり厚く堆積している。標準貫入試験、三成分コーン貫入試験、動的コーン貫入試験、静的コーン貫入試験、平板載荷試験の実施位置を図-5に示す。調査結果の一例を図-6に示す。図-5に示す全ての調査地点で、図-6とほぼ同じ結果が得られている。各地層の物性定数を図-7に示す。図-7から分かるように、地表面付近では深さ方向に土質がかなり大きく変化しており、基礎の設置深さに注意す

る必要がある。GL-0.0m、GL-0.56mで行った平板載荷試験(載荷板の直径 30cm)による極限支持力はそれぞれ 122kN/m²と 206kN/m²である。地下水位はGL-0.6mであり、基礎下地盤は飽和状態である。三軸圧縮試験は圧密非排水(CU)条件で行った。後述の極限支持力の計算では一軸圧縮強度を用いる。本論文の計算で利用はしないが、地盤の強度分布の参考として、各地層の試料で三軸圧縮試験を行って求めた c_{cu} 、 ϕ_{cu} を図-7中に示す。GL-1.8mまでは粘性土、砂質土、有機質土、砂質シルトにより構成されたN値が1~3の盛土地盤であり、GL-1.8m~GL-3.9mは自然堆積の有機質シルト層、GL-3.9m~GL-23.3mはシルト質粘土層から構成されたN値が0の非常に軟弱な地盤である(図-7に示すように、自然含水比が液性限界を越えていることにも注意する必要がある)。



○ 標準貫入試験 B-1 ● 機械ボーリングによるサンプリング B-2, B-3
△ 三成分コーン貫入試験 TC-1~TC-3 ▲ 動的コーン貫入試験 CN-1~CN-3
□ 静的コーン貫入試験 DC-1~DC-14 ▢ 平板載荷試験 H-1

図-5 地盤調査位置

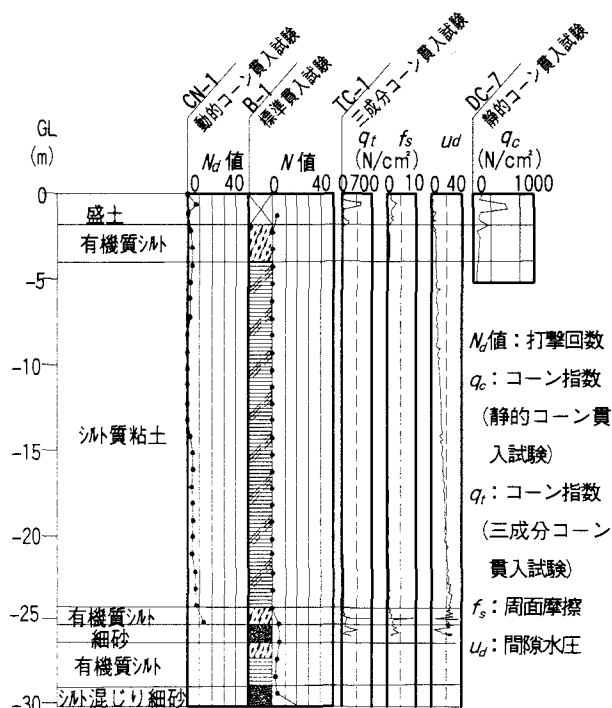


図-6 地盤調査結果の例

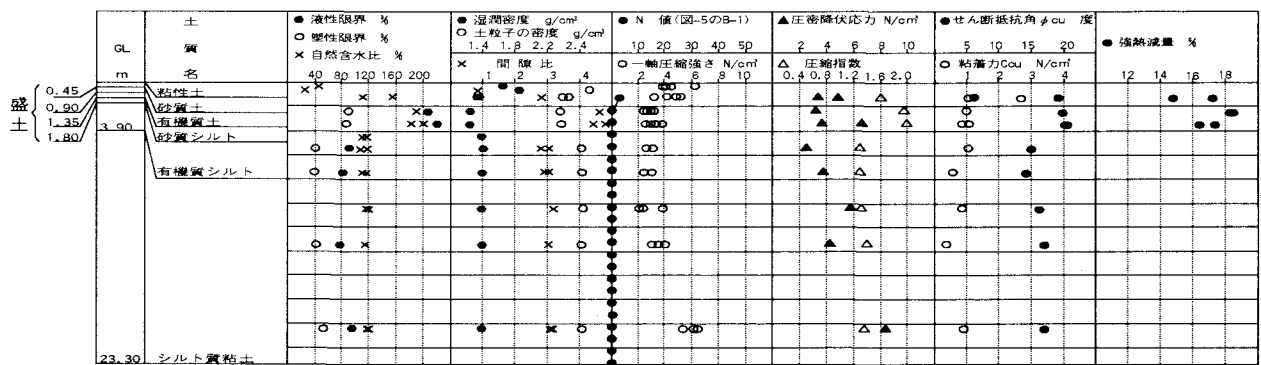


図-7 土性図

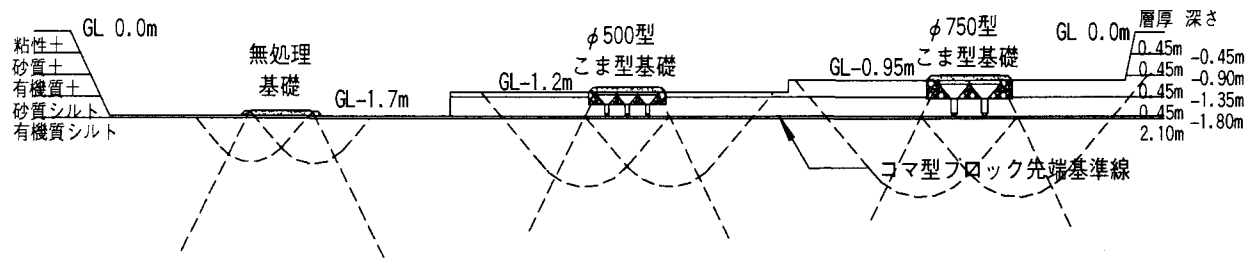


図-8 各基礎の設置高さ

3. 短期載荷試験

3.1 試験方法

軟弱地盤上にこま型ブロックを設置して短期載荷試験を行った。比較した基礎は、図-8に示す無処理基礎、φ500型（連結型）こま型基礎、φ750型（非連結型）こま型基礎の3ケースである。「無処理基礎」はこま型基礎と同じ排水境界条件とするために、地盤表面に厚さ10cmの砂を敷いて載荷板を設置した場合である。図-7に示すように、地表面付近では深さ方向に粘性土・砂質土・有機質土と、土質がかなり大きく変化する。図-7の有機質シルト層とシルト質粘土層が最も軟弱であることから、基礎の最下部位置が有機質シルト層の上部(GL-1.8m)となるように基礎を設置した。こま型ブロックの軸脚部先端までが一体の基礎構造として挙動することが分かっているため、図-8に示すように、地盤内のすべり面の深さ方向の位置がほぼ同じになるように3ケースの基礎の設置高さを決めた。土質が深さ方向にかなり大きく変化するときはこの方法が公平な条件となると考えられる。図-8中に示す各基礎のGLの数値は、各基礎の載荷板の高さを示す。こま型基礎はこま型ブロック円錐部の深さまで掘削し、敷設面を平滑に仕上げた後に、筏マットを所定位置に敷設する。こま型基礎の設置後、厚さ10cmの砂を敷き、載荷板（1.5m×1.5m、厚さ2.2cmの鉄板）を水平に載せる。こま型基礎の敷設面積は載荷板の寸法（1.5m×1.5m）に合わせ、φ500型こま型基礎では3×3=9個、φ750型こま型基礎では2×2=4個のブロックを敷設した。各基礎の沈下量は、図-9に示す載荷板上で変位計

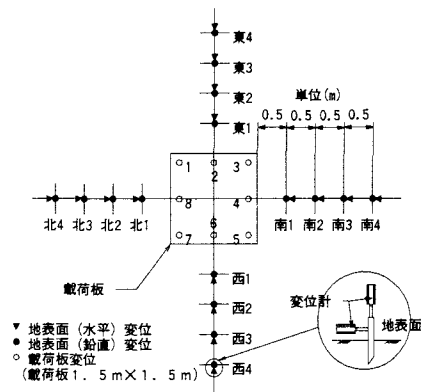


図-9 地表面と載荷板上における変位計の設置位置
(φ750型こま型基礎)

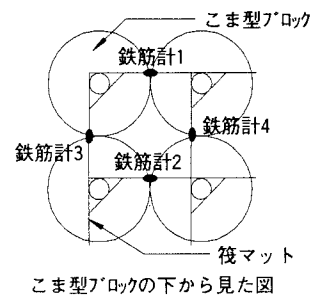


図-10 鉄筋ひずみ計の設置位置
(φ750型こま型基礎)

により測定する。図-9に示すように、φ750型こま型基礎の周辺に地表面変位計を設置した。φ750型こま型基礎の筏マット鉄筋の図-10に示す位置にひずみ計を取付けた。載荷試験は地盤工学会基準⁵⁾に基づき、1段階当

り 30 分間荷重を保持する単サイクル急速載荷方法とした。荷重増分は原地盤の平板載荷試験結果を参考にして 10kN/m^2 とした。

3.2 試験結果

(1) 極限支持力

図-11 に荷重-沈下量関係を示す。軟弱な粘性土地盤では、荷重-沈下量関係から明確な破壊点を得られない場合が多い。このため、載荷板幅の 10%~15% の沈下量に対応する載荷重を極限支持力とすることが多いが、ここでは、できる限り極限支持力に近い状態を把握するため、図-11 に示すように、載荷板幅の 20% の沈下量 (30cm) に対応する荷重を極限支持力とした。無処理基礎に対して、 $\phi 500$ 型こま型基礎で 1.5 倍、 $\phi 750$ 型こま型基礎で 1.7 倍以上の極限支持力が得られている。こま型基礎は無処理基礎より沈下量が少ない。 $\phi 750$ 型こま型基礎の沈下量は、荷重 90kN/m^2 まで $\phi 500$ 型こま型基礎とほぼ同じであるが、極限支持力は $\phi 500$ 型より大きい。

(2) 極限支持力の計算

こま型基礎の極限支持力 q_f の計算式として次式を用いる。

$$q_f = K (\alpha c N_c + \beta \gamma_1 B N_\gamma / 2) + p_0 N_q \quad (1)$$

$$K = (B + 2H \tan \omega)^2 / B^2 \quad (2)$$

ここで、 c : 粘着力、 N_c 、 N_γ 、 N_q : 支持力係数、 α 、 β : 形状係数、 p_0 : 根入れによる抑え荷重、 B : こま型基礎の幅 (図-4)、 γ_1 : こま型ブロック軸脚部先端より下の地盤の単位体積重量、 H : こま型ブロックの高さ、 ω : 応力分散角 (図-4) である。支持力係数と形状係数として、ここでは建築基礎構造設計指針⁶⁾における数値を用いる。設計の実務では、偏心荷重などを考慮した一般的な支持力式を用いる必要があるが⁷⁾、本論文では今回の現場載荷試験を対象として、中心載荷で基礎幅の狭い場合の基本式を用いる。係数 K の意味を以下に示す。図-4 に示すように、間詰碎石とこま型ブロック軸脚部の拘束により、軸脚部先端までの地盤を含めた一体の構造として挙動することが分かっている。こま型ブロックの軸脚部先端を基礎底面とみなせる。一方、間詰碎石の応力分散効果により、軸脚部先端では基礎荷重が図-4 に近似的に示すように減少し、みかけ上の基礎幅が拡大する (鉛直応力は近似的に均等分布を仮定する)。係数 K は、この効果を表現する係数であり、正方形基礎の場合は 2 方向の分散を考え、式(2)に示すように、こま型ブロック軸脚部先端でのみかけの基礎面積 $(B + 2H \tan \omega)^2$ と基礎表面の面積 B^2 の比で応力分散効果を表す。この応力分散効果と基礎底面が変わることの組み合わせが、剛なフーチング

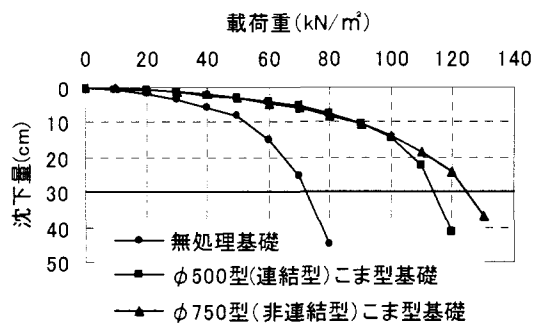


図-11 短期載荷試験結果

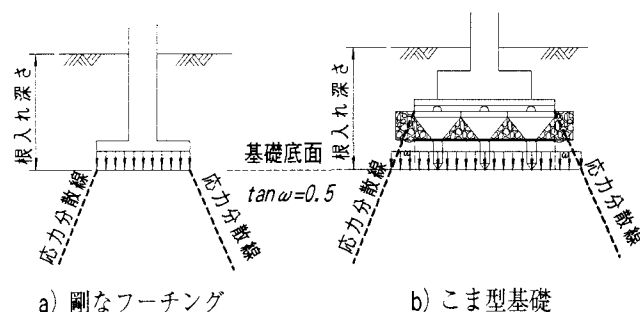


図-12 こま型基礎と剛なフーチングの違い

を根入れした場合との違いである。剛なフーチングでは、図-12a) に示すようにフーチング底面から応力が地盤に分散するので、こま型基礎のような効果は生じない。また、式(1)の支持力式でこま型ブロック軸脚部先端までの根入れ効果も考慮できる。根入れ項についても応力分散効果を考慮することは妥当な意味をもたないので、式(1)におけるように、根入れ項には係数 K を乗じない。地盤のせん断強度としては、図-7 中に示す GL-2m 付近の一軸圧縮強度の 1/2 として求めた粘着力 c_u の最小値を用い、せん断抵抗角 $\phi_u = 0^\circ$ とした。 c_u の最小値を用いることは、従来の支持力式による無処理基礎の支持力が、表-1 に示すように、実測値とほぼ一致することから妥当と判断した。従来の経験的な値として $\tan \omega = 0.5$ とした場合と $\tan \omega = 0.3$ とした場合の式(1)の各項ごとの計算結果を表-1 に示すが、式(1)における根入れ項 $p_0 N_q$ の効果は小さく、係数 K の効果が大きい。式(1)による計算結果と現場載荷試験結果の比較も表-1 に示す。 $\tan \omega = 0.3$ とした場合に、こま型基礎の計算値が実測値に近くなる。図-11 と表-1 の結果から、連結型と非連結型こま型ブロックの効果に大きな差はないといえる。連結型は初めに述べた、基礎荷重がこま型ブロックを介して間詰碎石を圧縮・拘束する効果は薄れるが、間詰碎石を十分に締め固めた場合は両者の差が小さくなると推定される。

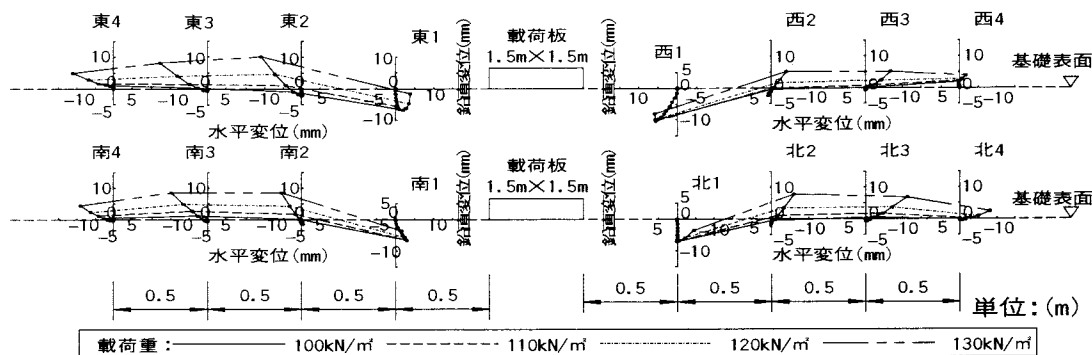


図-13 地表面の変形状況 (φ750 型こま型基礎)

表-1 極限支持力の計算

パラメーター	無処理基礎	φ500 型こま型基礎	φ750 型こま型基礎
c_u (kN/m ²)	12.20	12.20	12.20
γ_i (kN/m ³)	2.34(水中)	2.34(水中)	2.34(水中)
B (m)	1.50	1.50	1.50
H (m)	0.0	0.50	0.75
p_0 (kN/m ²)	0.00	1.17	1.76
$p_0 N_q$ (kN/m ²)	0.00	1.17	1.76
K	$\tan \omega = 0.5$	1.0	1.78
	$\tan \omega = 0.3$	1.44	1.69
q_r の計算値(kN/m ²)	$\tan \omega = 0.5$	133.91	169.75
	$\tan \omega = 0.3$	108.69	127.94
q_r の実測値(kN/m ²)	72.6	114.0	124.2

(3) 周辺地盤の挙動

φ750 型こま型基礎について、基礎周辺の地表面変位を計測した結果を図-13に示す。図-13の測点東1などは図-9と対応している。図-13では、図-9に示した4方向がほぼ同じ挙動であり、荷重の増大に伴い、載荷板に最も近い計測点では沈下し、残りの3つの計測点では隆起している。載荷板に最も近い計測点を除いて、荷重100kN/m²までの水平変位量は小さいので省略した。地盤の最終的な破壊段階で、地盤が外側へ大きく側方変形し地表面が上昇している。最終的な破壊段階の前まで水平変位が小さいのは、上述の応力分散効果と、間詰碎石と軸脚部の組み合わせによるこま型基礎の側方変形の拘束効果によると考えられる。

(4) 筏マットの役割

φ750 型こま型基礎の筏マットの設置した鉄筋ひずみ計から換算した応力を図-14に示す。引張り応力は最大でも21400kN/m²であり、大きい応力は作用していない。載荷重が約90kN/m²までは引張応力が增大するが、極限支持力状態に近づく地盤の最終的な破壊段階で減少している。この結果から、筏マットの役割はこま型ブロックの位置決めであり、基礎荷重を分担するものではないといえる。

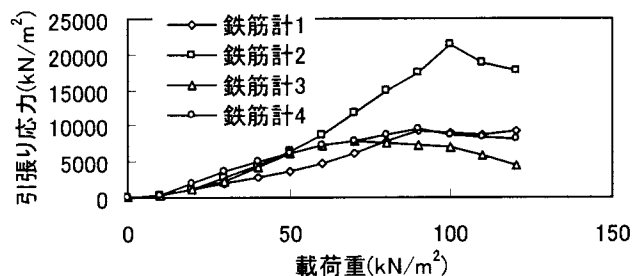


図-14 φ750 型こま型基礎の筏マットに生じる引張り応力

4. 長期載荷試験

4.1 試験方法

長期載荷試験では無処理基礎、φ500 型(非連結型)こま型基礎、φ500 型(連結型)こま型基礎、φ750 型(非連結型)こま型基礎の沈下量を比較した。無処理基礎の意味、こま型基礎の設置方法は短期載荷試験と同じである。こま型基礎を設置した上に厚さ10cmの砂を敷き、載荷板(1.5m×1.5m、厚さ2.2cmの鉄板)を水平に載せた。この載荷板上に鉄板を載せて所定の荷重を与えた。短期載荷試験と同じように、こま型基礎の敷設面積は載荷板

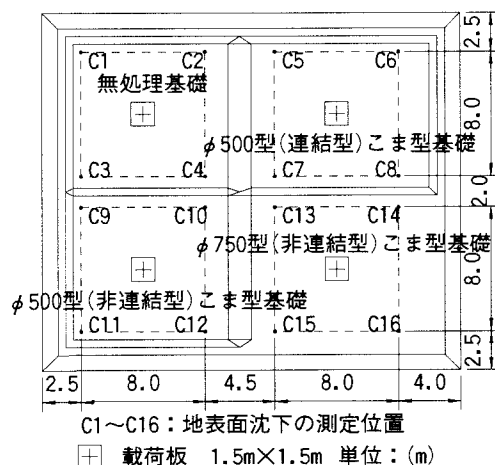


図-15 各基礎の配置と地表面沈下量の測定位置

の寸法 (1.5m×1.5m) に合わせ、 $\phi 500$ 型こま型基礎では3×3=9個、 $\phi 750$ 型こま型基礎では2×2=4個のブロックを敷設した。深さ方向の設置位置は、図-8に示した短期載荷試験と同じである。図-15に示すように、平面的には各基礎を相互の干渉がない位置に配置した。 $\phi 500$ 型 (連結型) こま型基礎と $\phi 750$ 型こま型基礎で、図-16に示す傾斜計と層別沈下計を設置した。層別沈下計は1つのボーリング孔で所定の深さごとに周辺地盤と固定する装置を用いた。層別沈下計と傾斜計の設置深さは基礎幅の4倍 (6m) とし、図-16に示すように基礎表面からの深さ6mまで埋設した。層別沈下計による沈下量の計測位置は、基礎表面からの深さ1m、2m、3m、4m、6mである。長期載荷試験の荷重は短期載荷試験による極限支持力の30%程度とし、30kN/m²の一定荷重を与えて一年間の計測を行った。各基礎の表面沈下量は載荷板の4隅の測点でレベルにより計測した。周辺地盤の表面沈下量は図-15に示す測点C1～C16でレベルにより計測した。

4.2 試験結果

(1) 時間一沈下量関係

図-17に沈下量の計測結果を示す。図-17の沈下量は、載荷板の4隅で計測した沈下量の平均であり、載荷による即時沈下量を取り除いた数値である。即時沈下は基礎のゆるみや施工状況の影響を受けるので客観的な評価をしにくいことと、圧密沈下における無処理基礎とこま型基礎の比較を明確にするために取り除いた。1年間経過後の沈下量は無処理基礎4.6cm、 $\phi 500$ 型 (連結型) こま型基礎2.4cm、 $\phi 500$ 型 (非連結型) こま型基礎2.5cm、 $\phi 750$ 型 (非連結型) こま型基礎2.9cmである。こま型基礎の沈下量はいずれも、無処理基礎の半分程度である。連結型と非連結型こま型基礎の沈下量の差はほとんどない。 $\phi 750$ 型と $\phi 500$ 型こま型基礎の沈下量の差は小さく、こま型ブロックのサイズが大きいほど、沈下が抑制される傾向は見られない。載荷板の4隅の測点で測定した個別の沈下量を図-18に示す。こま型基礎ではいずれも不同沈下は無処理基礎と比較して小さい。

(2) 層別沈下量

$\phi 500$ 型 (連結型) と $\phi 750$ 型 (非連結型) こま型基礎の層別沈下量を図-19に示す。傾向はほぼ同じであり、基礎表面からの深さ2m以深では3ヶ月間の沈下がほとんど見られない。3ヶ月後以降では、基礎表面からの深さ6mにおける沈下が、基礎表面からの深さ1mまでの沈下のかかなりの部分を占めている。

(3) 周辺地盤の挙動

図-15の測点C1～C16での地表面沈下はほとんどなかったため、各基礎の相互の影響はなかったといえる。傾斜計の測定結果を図-20に示す。側方変形は載荷板の外側へ最大で6mmであり、こま型ブロック軸脚部と間詰砕石により側方変形を抑制する特性を確認できた。長期載荷試験後、基礎を撤去してコーン指数 q_c を計測した結果

を図-21に示す。無処理基礎の下部と周辺地盤のコーン指数は長期載荷試験前と同じか低下しているが、側方変形により強度が上昇しなかったと推定される。図-17に示すように、無処理基礎では大きな圧密沈下が生じているが、圧密に伴うコーン指数の増加は認められない。この理由については今後さらに検討する必要がある。これに対して、こま型基礎の下部と周辺地盤のコーン指数は長期載荷試験前より3～4倍増大した部分がある。こま型基礎は地盤の側方変形を抑制して地盤の圧密を促進することで地盤の強度が増加したと考えられる。

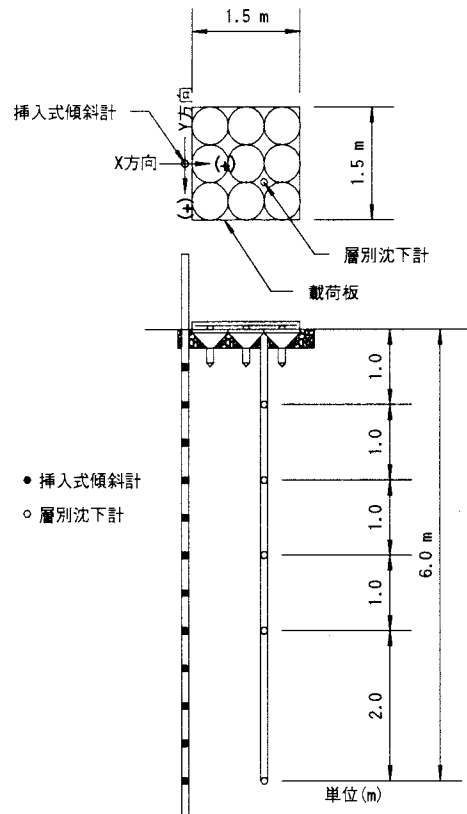


図-16 挿入式傾斜計、層別沈下計の設置位置

(4) 沈下量の計算方法

載荷板が1.5m×1.5mの正方形であり、基礎地盤内での応力分散効果も大きいので、従来の1次元圧密理論では圧密度を十分には表現しにくい。そこで、間隙水圧分布や圧密度の推定を目的とし、 $\phi 500$ 型こま型ブロック9個敷設を想定して、図-22に示すような軸対象モデルで簡便な2次元弾性圧密解析を行った。数値解析には赤井・田村の手法⁸⁾を用いた。こま型基礎の特性を連続体モデルでは表現しにくいので、図-4に示すこま型ブロック軸脚部先端より下の地盤のみを考え、この仮想的な地盤表面に、こま型基礎で分散された荷重が図-4に示すように等分布で作用するとした。載荷幅は実際の載荷面積と同じ円形とした。図-7に従って、GL-3.9mまでを有機質シルト層、それ以深をシルト質粘土層とし、標準圧密試験で求めた各層の体積圧縮係数 m_v から、ポアソン比を

0.3 と仮定して弾性係数 E を、圧密係数 c_v から透水係数 k を求めた。これらの数値と変位・排水境界条件を図-22中に示す。長期載荷試験の荷重を与えて計算した間隙水圧分布、即時沈下量を除く圧密沈下量の時間変化を図-23、24に示す。間隙水圧分布は基礎中心での深さ方向の分布であり、圧密沈下量も基礎中心での値である。図-23 から、過剰間隙水圧が発生する1次圧密の深さは5m程度であり、図-24から1次圧密による沈下は基礎表面から5m以深ではほとんど生じないことが分かる。したがって、図-19に示す深い部分の沈下は2次圧密による可能性が高い。

以上の結果に基づく圧密沈下量の簡便な計算方法を示す。基礎地盤がやや過圧密状態となるため、圧密沈下量 S_c の計算方法として体積圧縮係数 m_v による次式を用いる⁶⁾。

$$S_c = m_v \cdot \Delta p \cdot Z \quad (3)$$

ここで、 Δp ：載荷後の増加鉛直応力、 Z ：圧密される層の厚さである。 m_v は標準圧密試験における、載荷重に対応する値を用いる。図-25に示すように、極限支持力の計算で用いた仮定(図-4)と同じように、こま型基礎表面からの応力分散を考える(鉛直応力は近似的に均等分布を仮定する)。塑性状態となる支持力計算では $\tan \omega = 0.3$ とした場合が実測値に近い結果を与えたが、弾性的な沈下計算では $\tan \omega = 0.3$ とすると過大な沈下を与えるため、従来の一般的な値である $\tan \omega = 0.5$ を用いた。無処理基礎の場合も、地表面からの応力分散を考えて同じ計算を行う。図-25で、こま型ブロックの高さで分割した地層ごとに計算した沈下量を合計して基礎表面沈下量

とする。こま型ブロック、間詰碎石、軸脚部周辺地盤が一体となる構造で、応力が大きい基礎表面からこま型ブロック軸脚部先端までの沈下を無視できる。軸脚部間の地盤は間詰碎石と軸脚部に拘束されるため、こま型ブロックと一体となり、側方変形も沈下も生じない³⁾。こま型基礎で分散して、応力が小さくなったこま型ブロック軸脚部先端より下の地盤の沈下のみを考慮すればよい。この点が無処理基礎との大きな違いである。従来の考え方⁹⁾に従って、基礎表面から載荷幅の3倍の深さ(4.5m)までの沈下を考える。以上の方法で計算した結果を最終沈下量として表-2に示すが、どの基礎でも計算値と実測値はかなりの程度一致している。図-19に示した層別沈下量の計測結果から、2次圧密による沈下量を別に計算して加える方法も考えられるが、 m_v を標準圧密試験から求める際に、2次圧密による沈下量も含めて算出されているので、上述の計算方法で、載荷幅の3倍の深さまでの2次圧密沈下量も含まれていると考える。表-2で、基礎幅の3倍の深さまでの沈下を考える場合、こま型基礎の沈下の計算値は実測値より大きい。図-19の層別沈下

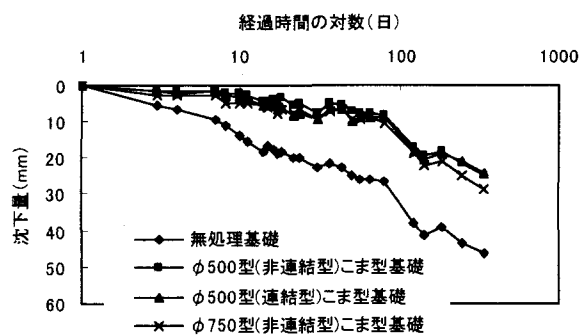


図-17 時間－沈下量関係

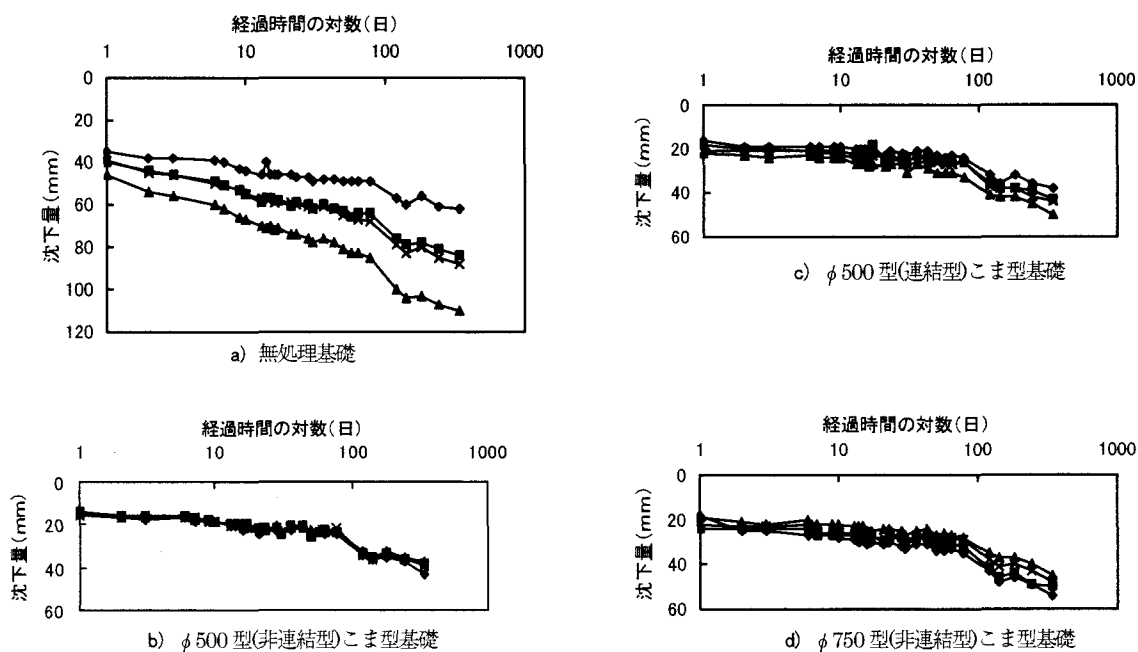


図-18 載荷板上の4隅の測点における時間－沈下量関係

量の計測結果から、基礎表面からの深さ 2m 以深では 2 次圧密と推定される沈下を除いて、ほとんど沈下が生じていないことから、こま型基礎については、載荷幅の 2 倍 (3m) 程度の深さまでの沈下を考える方が実際に近いようである (表-2)。こま型ブロック軸脚部先端より下の地盤にも側方変形拘束効果が及ぶ可能性などが、このような沈下抑制効果をもたらしていると推定される。上述の実務的な簡便な計算法で、載荷幅の 3 倍の深さまでの沈下

を考慮する方法は、こま型基礎工法の沈下を安全側に大きめに推定することになる。ここで示した計算方法は、こま型基礎の特性を示すための簡便法である。例えば、弾性の応力分布を考慮すればより深い地層まで沈下が生じることになり、過大な沈下を与えることになる。ここで示した計算法により実測値に近い計算結果を得ており、この結果に基づいて、こま型基礎の沈下抑制メカニズムをさらに検討する必要がある。

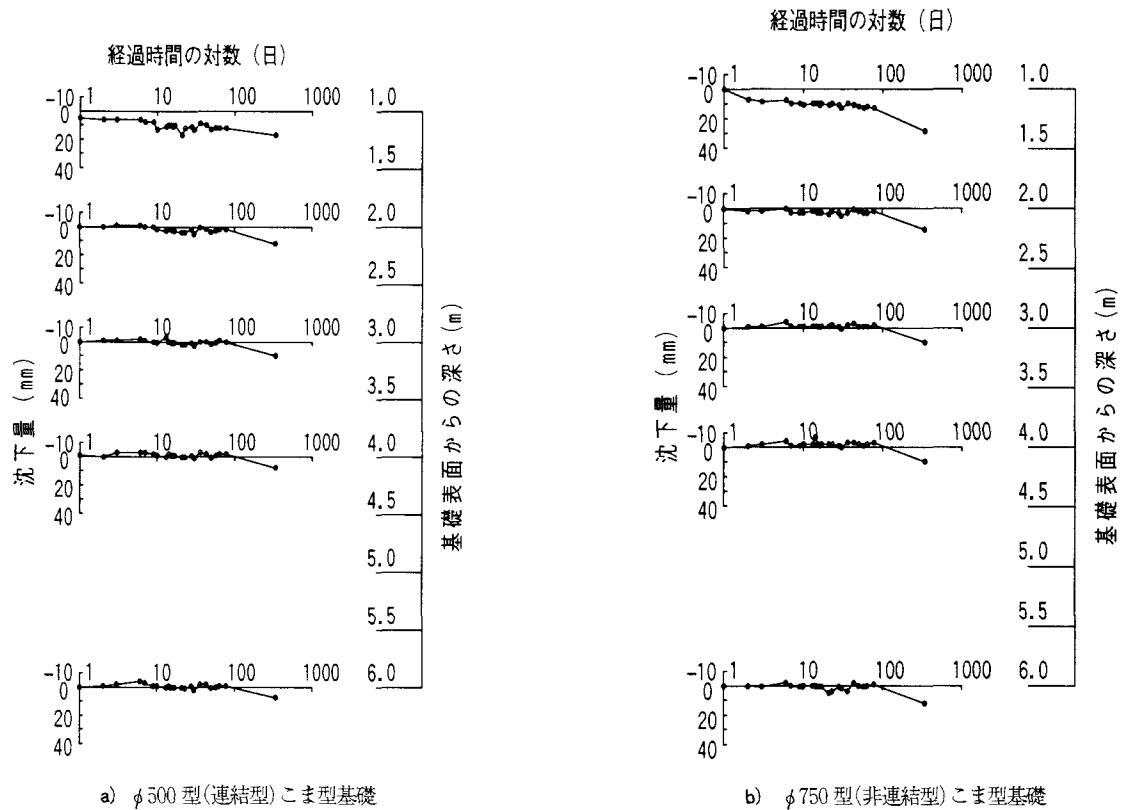


図-19 時間一層別沈下量関係

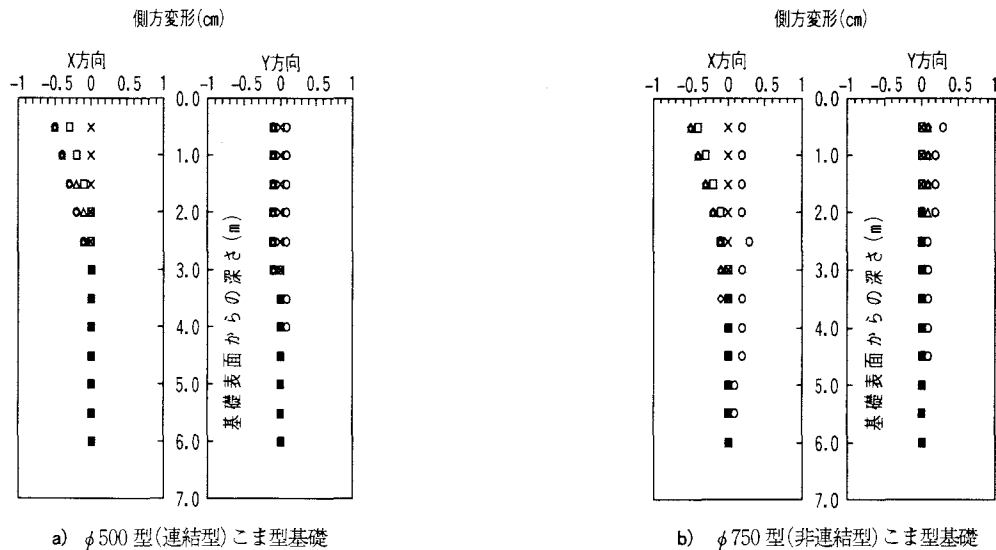


図-20 こま型基礎下部地盤の側方変形

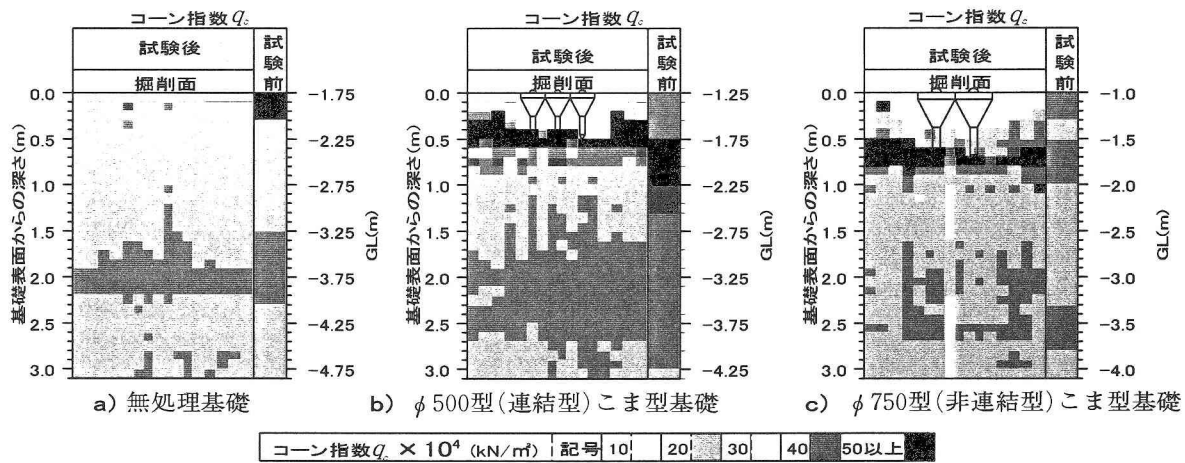


図-21 長期載荷試験後における地盤の強度分布

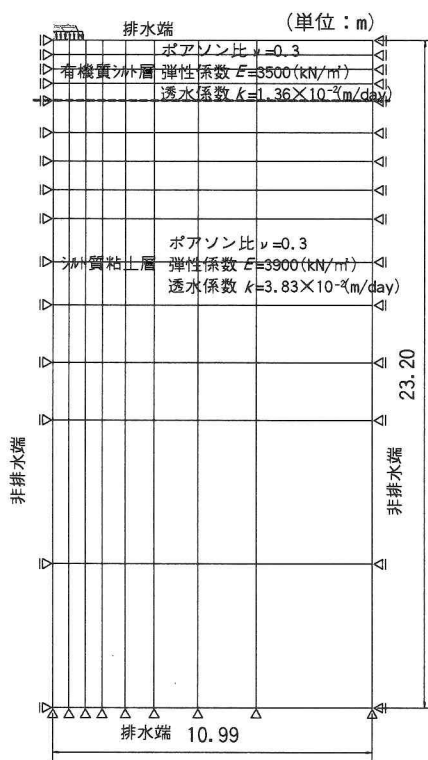


図-22 有限要素分割図

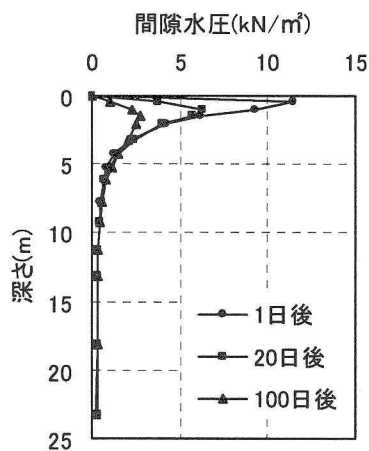


図-23 計算された間隙水圧分布

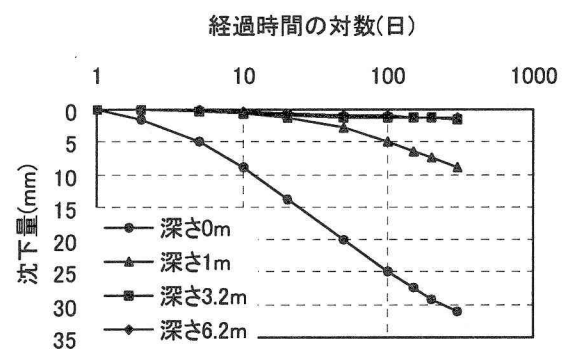


図-24 計算された圧密沈下量

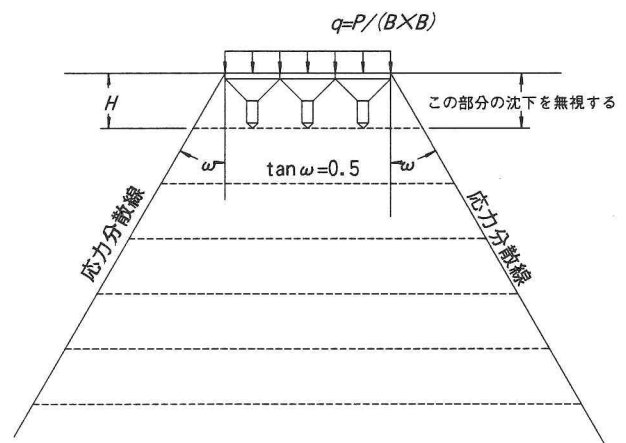


図-25 最終沈下量の計算法

表-2 最終沈下量の計算値と実測値の比較

基礎の種類	無処理基礎	ϕ 500型こま型基礎		ϕ 750型こま型基礎
		非連結型	連結型	
計算値	基礎幅の2倍層厚	4.7	2.9	2.8
(cm)	基礎幅の3倍層厚	4.9	3.5	3.4
実測値 (cm)		4.6	2.5	2.4
			2.4	2.9

5. 結論

- (1) こま型基礎工法は、基礎表面から荷重を分散するとともに、こま型ブロック軸脚部先端を基礎底面とする応力分散効果で極限支持力を増加させる。この効果により、こま型基礎の極限支持力が無処理基礎より大きくなることを現場載荷試験結果で確認した。
- (2) (1)の応力分散効果を考慮した計算式で、こま型基礎による極限支持力の向上を現場載荷試験結果に近く評価できることを示した。こま型基礎では、支持力式における根入れ項の効果はそれほど大きくはない。
- (3) こま型ブロック、間詰碎石、軸脚部周辺地盤が一体となる構造で、応力が大きい基礎表面からこま型ブロック軸脚部先端までの沈下を無視でき、分散により応力が小さくなったこま型ブロック軸脚部先端より下の地盤の沈下を考慮すればよいことから全体の沈下を抑制できる。この効果により、こま型基礎の圧密沈下量は無処理基礎より小さいことを長期の現場載荷試験で確認した。 $\phi 500$ 型と $\phi 750$ 型こま型基礎の沈下抑制効果はほぼ同じであり、こま型ブロックのサイズ増大に伴う沈下抑制効果の向上は認められない。
- (4) (3)の効果を考慮した計算法により、長期の載荷試験における沈下量を現場載荷試験結果に近く評価できることを確認した。
- (5) 応力集中を防ぐ効果により、こま型基礎は無処理基礎と比較して不同沈下が小さいことを長期載荷試験で示した。
- (6) 間詰碎石を十分に締め固めれば、連結型と非連結型こま型ブロックの支持力向上効果と沈下抑制効果はほぼ同じであることを確認した。本論文で示した程度の連結では、沈下抑制や支持力向上に対する影響は小さい。
- (7) こま型基礎工法のメカニズムとして、こま型基礎が軸脚部周辺と下部の地盤を拘束することによって、基礎周辺地盤の側方変形を抑制することを傾斜計による計測で示した。筏マットに、載荷による大きな応力は発生せず、筏マットの役割はこま型ブロックの位置決めであることを確認した。 $\phi 750$ 型と $\phi 500$ 型こま型基礎ともに、圧密沈下が生じる深さは載荷幅の2倍程度であることを層別沈下計による計測で示した。長期載荷試験の後で基礎地盤の強度分布をコーン貫入試験で調査し、こま型基礎では基礎周辺地盤の強度が載荷試験前よりも増加していることを示した。こま型基礎が地盤の側方変形を抑制して地盤の圧密を促進することで地盤の強度が増加したと考えられる。

6. あとがき

こま型基礎工法は、基礎表面から荷重を分散すると

ともに、こま型ブロック軸脚部先端を基礎底面とする応力分散効果で極限支持力を増加させる。また、こま型ブロック、間詰碎石、軸脚部周辺地盤が一体となる構造で、応力が大きい基礎表面からこま型ブロック軸脚部先端までの沈下を無視でき、分散により応力が小さくなったこま型ブロック軸脚部先端より下の地盤の沈下を考慮すればよいことから沈下を抑制できる。間詰碎石の応力分散効果とこま型ブロック軸脚部の変形拘束効果を組み合わせた浮き基礎とみなせる。本論文では、こま型基礎工法の支持力向上・沈下抑制効果を、実務で使いやすい一般的方法で表現する式を示し、現場載荷試験結果との比較により、工法の実証的に示すことができた。

参考文献

- 1) K. Arai, Y. Ohnishi, M. Horita, I. Yasukawa, and S. Nakaya : Interpretation of concrete top base foundation behaviour on soft ground by coupled stress flow finite element analysis, Proc. of 6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, pp.625~630, A. A. BALKEMA Vol. 1, 1988
- 2) K. Arai, Y. Ohnishi, M. Horita, and I. Yasukawa : Measurement and interpretation of loading tests of concrete top blocks on soft ground, Field Measurements in Geomechanics, Vol. 2, pp.1177~1184, A. A. BALKEMA, 1987
- 3) 荒井克彦、町原秀夫、大西有三、小久保晴康、堀田政国、安川郁夫：軟弱地盤上こま型コンクリートブロック基礎の沈下抑制効果、地盤の側方流動に関するシンポジウム発表論文集、土質工学会、pp.111~114、1986
- 4) 山田清臣、安川郁夫、大西有三、齊藤実：軟弱地盤におけるこま型基礎の支持特性、第32回土質工学シンポジウム－支持杭に頼らない基礎工法－発表論文集、土質工学会、pp.49~54、1987
- 5) 地盤工学会：「土質調査法」、pp.381~393、1982
- 6) 日本建築学会：「建築基礎構造設計指針」、pp.93~171、2001
- 7) 日本材料学会土質安定材料委員会編：「地盤改良工法便覧」、pp.205~221、1991
- 8) 赤井浩一・田村武：弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析、土木学会論文報告集、No.269、pp.95~104、1978
- 9) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」pp.258、2002

(2004年4月16日 受付)