

表層地盤改良を併用したフローティング基礎の事例

—設計ガイドラインを活用したフローティング基礎の実施例—

小川 敦* 今渕寿之** 濱田弘行*** 渡辺則雄*

性能設計への傾向が強まる昨今、軟弱地盤に建つ低層建物を対象とした一つの合理的な基礎形式としてフローティング基礎が見直されつつある。そこで、当社を含む建設会社 10 社によりフローティング基礎の設計手法の確立を目的として設計ガイドラインをとりまとめた。

本報告では、ガイドラインが提案する設計の概要について説明し、それを基にフローティング基礎を適用した事例について、沈下応力解析、地盤改良の施工、建物竣工までの沈下計測結果等を含め報告する。

キーワード：フローティング基礎、設計ガイドライン、表層地盤改良、沈下

1. はじめに

性能設計への傾向が強まる昨今、軟弱地盤に建つ中・低層建物を対象とした一つの合理的な基礎形式としてフローティング基礎が採用される機会が増えつつある。フローティング基礎は、建物重量と掘削による排土重量とをバランスさせることから、理論的には地盤には応力増加が生じない。建物荷重が小さく、地下階が深いほど有利な条件となり、圧密未了の粘性土が厚く堆積し支持地盤までが非常に深い場所などで有意な基礎形式である。また、1995年に発生した兵庫県南部地震では、埋立人工島である神戸ポートアイランドや六甲アイランドに建設されたフローティング基礎や摩擦杭の建物では、地盤改良技術の進歩もあり、構造的な被害が無く¹⁾、耐震性に関しても見直されている。

フローティング基礎の設計は、これまでに検討内容・設計手順等が示された指針の類は見当たらず、設計者の判断に任されているのが現状であった。そこで、当社を含む建設会社 10 社によりフローティング基礎の適用範囲の明確化、そして、沈下予測および液状化地盤における検討を含めた設計手法の確立を目的として「フローティング基礎設計ガイドライン」²⁾（以降、ガイドラインとする。）を取りまとめた。

本報では、ガイドラインの設計手法を基に低層医療施設へ表層地盤改良を併用したセミフローティング基礎を適用した例について、設計の概要と表層地盤改良の施工、建物の沈下予測と計測値の比較を中心に報告する。

2. フローティング基礎の設計

フローティング基礎の設計は、基本的には直接基礎の

- * 技術研究所 建設技術研究部 地盤基礎研究グループ
- ** 首都圏支店 建築事業部建築部第1工事部（北関東）
- *** 首都圏支店 建築部 設計部構造設計グループ

設計の流れと同様であるが、ガイドラインでは、重要な検討項目として、特に適用可否の判断と沈下量の精査および液状化に対する検討に焦点を当てている。以下にその概要を示す。

(1) 適用可否の判断

適用可否の判断は、フローティング基礎の性質上、様々な制約条件があることから通常の直接基礎よりも慎重な検討が必要である。ガイドラインでは、その条件をまとめ、Fig. 1 のようなフローティング基礎の適用性フローチャート²⁾を示している。Fig. 1 では、フローティング基礎の適用可否条件を、次の4項目に分けている。

- (A) 成立の前提となる絶対的な条件
- (B) フローティング基礎とした方が有利になる条件
- (C) フローティング基礎とするに当たっての絶対条件であるが、地盤・周辺状況の詳細な検討または計画の変更を加えることにより成立可能とできる条件
- (D) 建物自体の詳細な検討または計画の変更を加えることにより成立可能とできる条件

フローにしたがって検討を行うことで成立可否の判断が可能となる。さらに、設計と条件、施工と条件および概算コストなどを検討し、施工性、経済性、安全性などを他の基礎工法と比較し採用可否の判断を行う。

(2) 沈下量の検討

設計において、沈下量の検討はフローティング基礎が適用条件として軟弱地盤上に建設されるケースが多いことから重要視される。前述した通り、基本的には建物荷重により地盤に応力増加は生じないため、沈下の検討は不要であるとも考えられるが、Fig. 2²⁾に示すような応力履歴を考慮して沈下検討を行うことを推奨している。すなわち、掘削底面直下の地盤は、掘削に伴って除荷時の剛性でリバウンドし、リバウンドしたところから建物施工による躯体重量の载荷に伴って処女载荷時とは異なる剛性で沈下するためである。

沈下の検討の際には、建物と地盤の剛性を適切に評価

する必要があり、沈下解析のモデルとしては、解析精度や利便性を考えて、建築基礎構造設計指針³⁾(以降、基

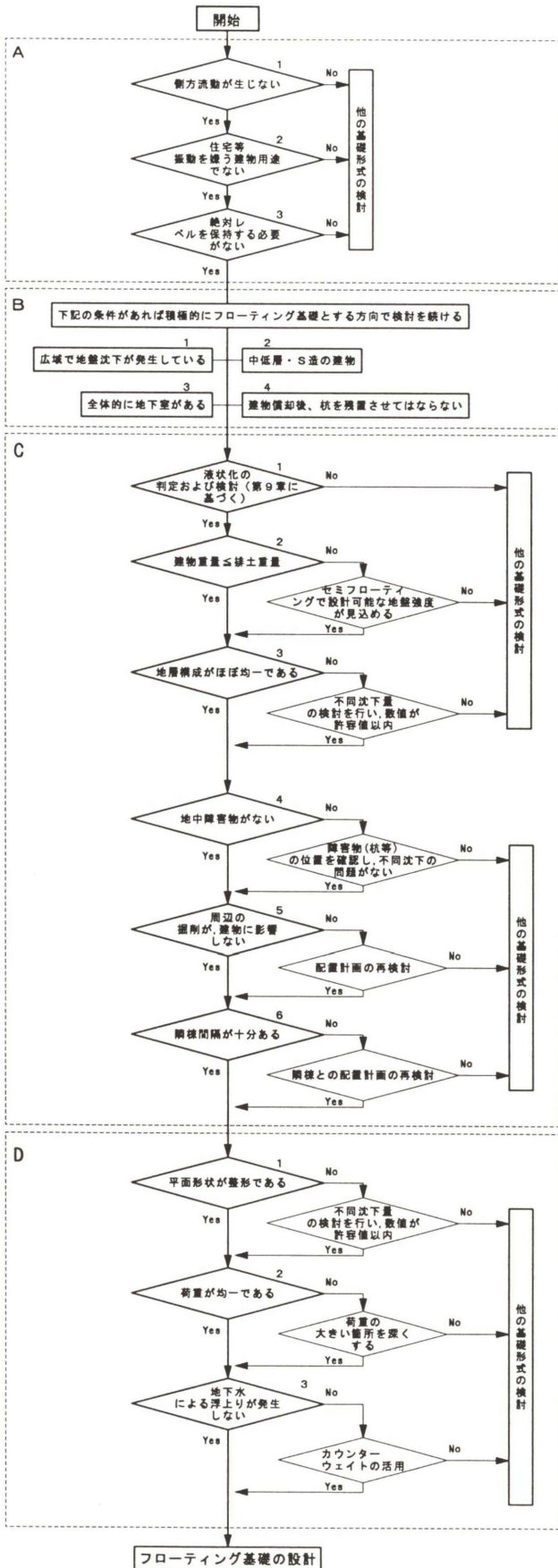


Fig.1 フローティング基礎の適用性の検討フローチャート

礎指針とする。)の直接基礎の沈下検討でも記述されている基礎部材の剛性による荷重の再配分効果を考慮できる格子梁+ばねモデルを推奨している。また、地盤の剛性は、前述したフローティング基礎特有の地盤の応力履歴を考慮して、沖積粘性土の即時沈下を評価する場合に限り、Fig.3に示す沖積シルト層の一軸圧縮試験の E_{50} と繰り返し試験の E_{50} との関係⁴⁾を参考に、変形係数を一軸圧縮試験の E_{50} の2倍として評価できるとしている。

(3)液状化に対する検討

ガイドラインでは、液状化の可能性のある地盤では地盤改良することを原則として、液状化を許容した設計も可能であるとしている。液状化を許容する場合には、液状化時の浮き上がりや液状後の沈下およびその時の基礎部材の応力等について検討する必要がある。

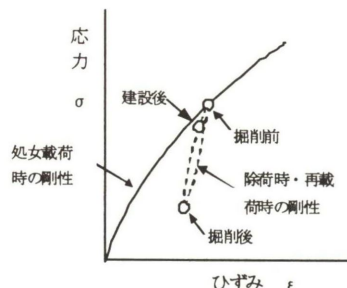


Fig.2 フローティング基礎における地盤の応力-ひずみ履歴

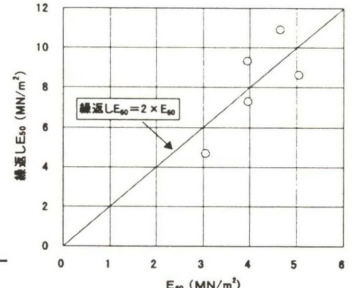


Fig.3 沖積シルト層の一軸圧縮試験による剛性比較

3. 適用事例

3.1 設計概要

Fig.4に建物配置図および建物概要を示す。当建物は埼玉県さいたま市にある地上3階建ての医療ビルである。Fig.4中には建物概要と標準貫入試験の実施位置、Bor.1とBor.2を示している。Fig.4中で分かるように、隣接して2棟の平屋建ての建物があるが荷重が小さいため特に影響は考慮していない。

2ヶ所で行った標準貫入試験の内、条件が厳しいBor.1の地盤の柱状図をFig.5に示す。対象建物周辺は、荒川低地と称される沖積低地域にあり、概ね平坦な地形面をなす。2ヶ所のボーリングから判断した調査地域内の地盤構成は、GL-0.5~-1.0mまでが盛土層で、沖積層がGL-29.3m前後まで堆積する。沖積層は、粘性土層が主体で、GL-2.0~-2.5m付近間およびGL-6.5~-11.0m付近の間に砂質土層を挟む。それ以深は洪積層で、最上部が砂礫層、GL-32.8m付近以深は粘性土と砂質土層の互層からなる。Fig.5からBor.1のGL-2.35~-6.20mおよびGL-10.76m以深の粘性土はN値が0~1程度で非常に軟弱である。地下水位はBor.1でGL-0.85mであった。

計画建物の地盤は、軟弱な粘性土が厚く堆積するような悪条件であり、杭基礎とした場合、支持層まで30m程度の杭を打つ必要があるため、建物の規模に対して不経済な設計となる。そこで、設計条件として建物重量が小

さく、基礎梁せい程度の根入れが期待できること、また、通常の直接基礎の設計を行った場合には沈下の問題が懸念されることの2点を考慮し、フローティング基礎としての考え方を取り入れ、沈下に対する詳細な解析を行うことで、経済的な基礎の計画が可能か検討を行った。

フローティング基礎として成立し得るか、建物重量と排土重量の比較を行うと、対象建物をほぼ基礎梁せいと同等の1.9m分根入れさせた場合、排土重量30.9(kN/m²)に対して建物荷重が43.7(kN/m²)であるため、基礎底直下の地盤には、建物構築前から12.8(kN/m²)の増加荷重が働くことになる。ガイドラインを基に支持力について検討を行うと、フローティング基礎であっても直接基礎としての支持力を確保することとなっているため、GL-2.35m以深の下部粘性土で支持力が不足することになり、GL-6.2mまでの地盤改良が必要となった。地盤改良を行った場合、粘性土の沈下対象層はGL-10.76m以深となるため、後述する圧密試験結果から建物構築による増加荷重に比べて圧密沈下対象層の圧密降伏荷重が十分に小さく、荷重のバランスだけで考えた場合、粘性土の圧密沈下量は十分に小さいものであると想定された。そこで、GL-6.2mまでの地盤改良を行うことを前提に、建物荷重が排土重量をやや上回るが建物の機能上および構造性能上有害な沈下が発生しないことを確認すること

でセミフローティング基礎として設計が可能であると判断した。

その他の条件についても、前述した適用性の検討を行い、最終的に、他の基礎工法と比較しても、地盤改良を併用したセミフローティング基礎が、品質・コスト・工期・安全性・環境を含めて総合的に優れていると判断し採用にいたっている。なお、検討の結果、今回の敷地では液状化の可能性は少ない。

沈下の目標性能は、基礎指針を参考に建物の用途等も併せて考慮し、変形角1/500以下、絶対沈下量5cm以下とした。これは、指針における圧密沈下が生じる場合のべた基礎形式で鉄筋コンクリート造である建物の限界変形角の範囲内であり、絶対沈下量については同様の条件で建物剛性を無視した計算値として与えられた限界値の1/2以下の値である。

3.2 表層地盤改良の施工と品質

3.2.1 施工概要

表層地盤改良の深度は基礎底下の軟弱な粘性土の支持力確保を目的として、細砂層への根入れを含めGL-6.4mまでとした。平面的には建物直下の地盤全域に余幅を加え実際に改良を行った面積は524m²となった。本適用例では、改良深度および平面規模から作業効率を考え、深層混合処理工法ほど大規模でなく、スタビライザおよびバックホウ攪拌などの表層混合処理工法より深い深度(10m程度)まで施工が可能であるパワーブレンダー工法を採用した。パワーブレンダー工法は、セメント系の改良材をスラリー状にして軟弱地盤を機械攪拌する固結工法である。当該工法は、1.2m²クラスの改造型バックホウをベースマシンにトレンチャー型攪拌混合機を装備した地盤改良専用機で、トレンチャーに装着された攪拌羽で軟弱土をきめ細かに切削し、改良材と攪拌混合した均一な改良地盤を造成する。標準施工設備としては、改良材をスラリー上に混練し、グラウトポンプと圧送用ホースでパワーブレンダーへ圧送するスラリープラントが必要となる。スラリープラントは、4.6m×2.5m程度の大きさであり、その他の水槽、グラウトポンプ、発動発電機および改良材サイロを含めると6.0m×10.5mのスペースが必要となる。使用機械の一覧をTable1に示す。

地盤改良の手順は、施工機械の搬入・組立後、改良材添加量ならびに使用量を管理するため、改良対象地盤を平面的に一定の面積に小分けする(区画割り)。区画割りは事前に区画番号並びに計画改良深さを明示し、現場にプロットする。次にスラリーミキシングプラントでは、改良材と混練水をミキシングし、アジテータに蓄えておき、パワーブレンダー先端から噴射し、軟弱土と混合攪拌する。日常の改良深さ確認方法は、機械側面にマーキングを行い、それをオペレーターと作業指揮者が確認しながら攪拌機を貫入する。また、マーキングから地盤面

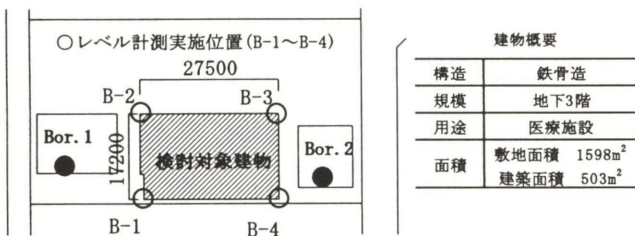


Fig. 4 建物配置図および建物概要

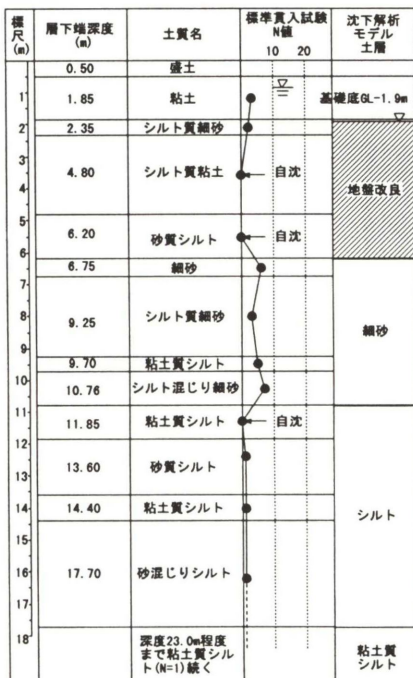


Fig. 5 地盤の柱状図 (Bor. 1)

までの高さ（残尺）を定期的に測定する。改良後はバックホウで不陸整正を行い、改良地盤に雨水などが溜まらないようにした上で、過度な衝撃を避け、固結の障害を与えないようにする。Fig. 6 に地盤改良機の概観および改良深さの確認方法について示す。

改良対象層は、N 値=0、含水比が $w=77.6\%$ と非常に軟弱な有機質混じりシルト層である。対象層は層厚の違いがあり、下部の細砂層との層境界が軟弱であるため、改良層厚を確保するだけでなく、改良体の下端が下部細砂層に 200mm 根入れしていることを確認しながら作業を行った。区画割りは、改良機の作業能力と作業半径を考慮して 1 区画 10~20m² の範囲で 45 区画に分割している。各区画の改良順序を偏りがないようにし、区画内だけでなく平面的にも改良土の品質がばらつかないように注意を払った。Fig. 7 に日数別の改良土量の実績を示す。パワーブレンダー 1 台で全改良面積 524m²（全改良土量 2264m³）を 11 日間で改良することができた。また、一日の最大改良土量は 258m³ と効率よく施工ができた。

3.2.2 品質管理

改良体に要求する基本性能は、改良体の強度および連続性であるため、一般的にはランダムサンプリングされた供試体による一軸圧縮強さを指標として品質管理を行う。固化材の配合は室内強度試験結果から現場強度を推定し決定する。目標強度は、当該建物の荷重に対して改良地盤が使用限界および損傷限界に対する支持力を満足するように、現場強度で 500kN/m² とした。現場強度の推定の際には既往の試験結果^{5),6)}を参考に設計上安全側の数値をとり、現場強度と室内強度の比を 0.5、また、7 日強度（以降、 σ_7 ）から 28 日強度（以降、 σ_{28} ）の強度の伸び率を 1.5 と想定し室内強度試験の σ_7 が目標強度を満足するように固化材の添加量を決定した。固化材は、地盤が軟弱な有機質混じりシルト層であることを考慮し、高炉セメント B 種と特殊土用のセメント系固化材について、添加量を 50, 100, 150kg/m³ の 3 ケースで比較した。高炉セメント B 種は目標強度に未達であったため、配合を Table2 のように決定した。

改良体の品質管理は、多角的な視点で評価するために、また、今後の参考となるべく各サンプリング方法の特性や適正のデータ収集の意味も含めて、Table3 に示す 3 種類のサンプリング方法による供試体の一軸圧縮強度試験によった。ここで言う井筒による試料採取とは、L 形鋼と塩ビ管で構成した採取器をバックホウで改良体に挿入し、試料を採取する方法である。ボーリング（機械式ボーリング採取（スラリー））におけるサンプリング箇所は建物の隅 3 ヶ所で行った。それぞれ強度確認を行う材齢は 7 日と 28 日である。

Fig. 8 には井筒により採取した供試体の一軸圧縮強度、Fig. 9 にはボーリング採取した供試体の一軸圧縮強度を

Table1 使用機器一覧

名称	規格	台数	概要
パワーブレンダー	SPB (1.2m ³ 級)	1台	改良機
バックホウ	0.7m ³ クレーン仕様	1台	補助
改良材サイロ	30t貯蔵型	1台	プラント
スラリープラント	20m ³ /h仕様	1台	プラント
グラウトポンプ	70~360ℓ/分	1台	プラント
流量計	0~400ℓ/分	1台	プラント
発動発電機	200kva	1台	プラント
水中ポンプ	2in・4in	各1台	プラント
水槽	20、5m ³	各1台	プラント
その他仮設材	敷鉄板1.5m×6.0m	18枚	改良機、プラント部

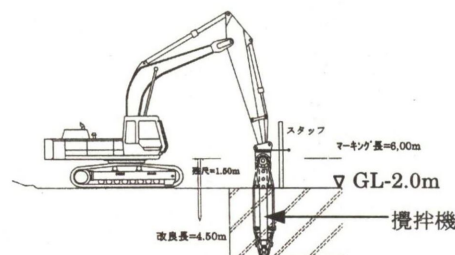


Fig. 6 地盤改良機の概観および改良深さの確認方法

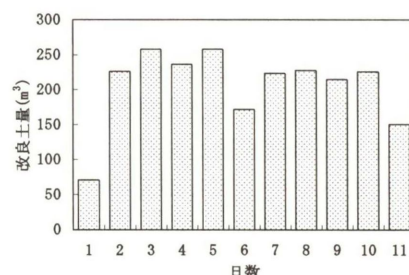


Fig. 7 日数別の改良土量の実績

Table2 固化材の添加量

目標強度 (kN/m ²)	添加形態	改良材種類	添加量 (kg/m ³)
500	スラリー	特殊土用セメント系固化材 GS200 (太平洋セメント㈱)	130

Table3 改良体のサンプリング方法

管理内容	目標強度	規格値	供試体本数	サンプリング頻度
一軸圧縮強度試験	500 (kN/m ²)	3供試体の平均値が、設計値以上	1回/1,000m ² ×3箇所	1回/1,000m ²
			3箇所×3深度×3体	当該箇所施工日毎
			施工日数×3深度×1本	施工日毎

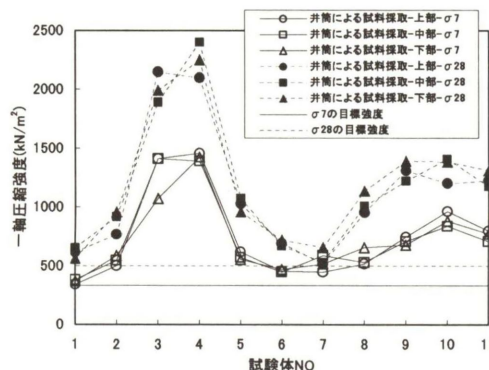


Fig. 8 井筒により採取した供試体の一軸圧縮強度

示す。井筒により採取した供試体はすべて平面的に異なる位置にある。ボーリング採取した供試体は、12~14, 15~17, 18~20 が同一の位置にある。井筒により採取した供試体については、同一地点の各深度のばらつきは少なく、各供試体ごとのばらつきが大きい。ボーリング採

取したものについては全体的にばらつきが少ない。井筒により採取した供試体は、サンプリング後、改良土をモールドに詰め直すため、供試体の作製状態の差が平面方向および深度方向のばらつきを顕著にした要因になっていると考えられる。平面的な改良体の均質性を検討する場合には、ボーリング採取によるサンプリングを行ったほうが実状に近いと判断される。ボーリング採取した供試体 12~14 の上部では、 σ_7 の目標強度を下回った。これは部分的な軟弱層に当たり初期強度の発現が遅れたと考えられるが、管理の対象となる σ_{28} は全ての供試体で目標強度を上回っており、改良地盤としては要求される強度を十分に満足していることが確認できた。

Fig. 10 に全供試体の一軸圧縮強度試験の結果について横軸を σ_7 、縦軸を σ_{28} として示す。 σ_7 と σ_{28} の関係は、直線近似すると $\sigma_{28}=1.64 \times \sigma_7$ の関係が成り立つ。固化材の添加量決定時に想定した σ_7 から σ_{28} の強度の伸び率 1.5 が安全側の評価であったことを確認できた。また、他の品質管理項目としては、土壌環境保全の意味合いで六価クロムの試験も実施している。配合試験時に、一軸圧縮強度試験後の供試体で溶出試験を行い、環境庁の告示で示されている規定値（検液 1 リットルにつき 0.05mg）以下であることを確認している。

3.3 建物の沈下予測と計測結果

3.3.1 沈下解析

沈下量の算定は、ガイドラインでは格子梁+ばねモデルを推奨しているが、ここではさらなる詳細解析の意味合いで、有限要素法による直接基礎と地盤の連成解析プログラム⁷⁾を用いた。地中梁を梁要素、耐圧スラブを平板要素としてモデル化し、直接基礎と地盤との相互作用を考慮している。Fig. 11 に基礎伏図を基礎構造の部材サイズと併せて示す。建物の長期荷重は耐圧スラブの自重を等分布荷重とし、それ以外を各柱位置での集中荷重として考慮した。Table4 に解析に用いた地盤の物性値を示す。Table5 には粘性土の圧密沈下に関わる地盤物性を示す。それぞれの物性値は基本的に土質試験結果を基に設定しており、地盤の層序については条件が厳しい Bor. 1 をもとにしている。

沈下計算において、表層地盤改良した粘性土層および砂質土層については、即時沈下を検討対象とし、地盤改良体の E_{50} は文献⁹⁾を参考に $E_{50}=200q_u$ とした。粘性土については、Table5 に示した圧密試験結果を基に、粘性土層の応力がすべての層において建物構築後も圧密降伏応力を超えておらず、十分な余裕があることに留意して、基礎指針で示されている再圧縮指数を用いて圧密沈下を算定した。また、Bor. 1 から GL-23.0m 以深では、それ以浅の粘性土よりも地盤の N 値が増加し、ここでは示していないが含水量が少なくなることから、若干固くなることが予測される。荷重の到達深度も含め考えると、GL

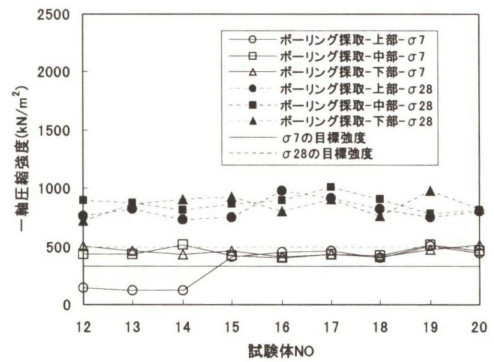


Fig. 9 ボーリング採取した供試体の一軸圧縮強度

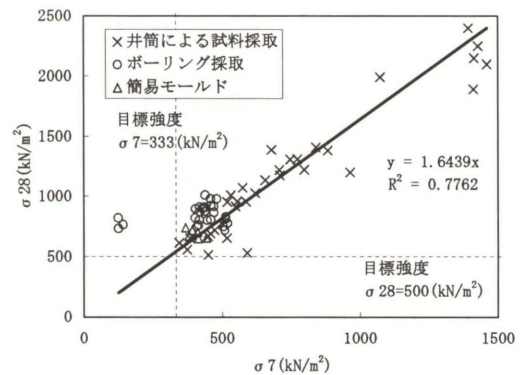


Fig. 10 一軸圧縮強度試験結果

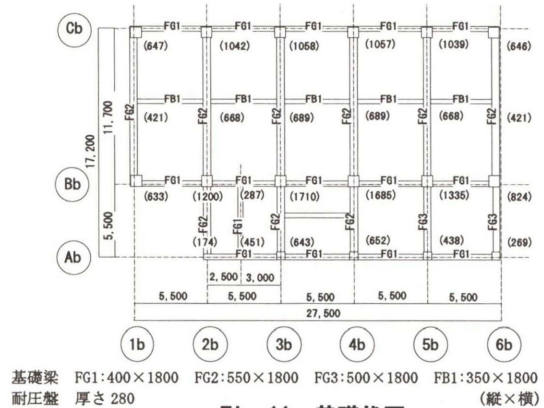


Fig. 11 基礎伏図

Table4 地盤物性一覧

層	層下端深度 (m)	層厚 (m)	湿潤単位体積重量 (kN/m³)	平均 N 値	一軸圧縮強度 q_u (kN/m²)	変形係数 $E_{50}^{\#1}$ (kN/m²)	粘着力 $c^{\#2}$ (kN/m²)
地盤改良	6.20	6.20	15.50	-	500.0	100000	250.0
細砂	10.75	4.55	16.66	5	-	3500	-
シルト	17.70	6.95	16.95	1	77.9	4410	39.0
粘土質シルト	23.00	5.30	15.29	1	104.4	9100	52.2

*1 細砂層の E_{50} は7Nによる。細砂層以外は土質試験結果の E_{50} による。
*2 地盤の粘着力 c は土質試験の一軸圧縮強度から、 $c=q_u/2$ により算出。

Table5 粘性土の圧密沈下に関わる地盤物性

土質名	層下端深度 (m)	層厚 (m)	圧縮指数 Cc	再圧縮指数 Cr #1	圧密降伏応力 (kN/m²)	初期間隙比	圧密係数 (m²/day)
シルト	17.70	6.95	0.38	0.0433	248.5	1.19	0.12
粘土質シルト	23.00	5.30	1.01	0.1151	210.2	1.87	0.04

*1 $Cr=0.1114Cc$
Cr: 再圧縮指数, Cc: 圧縮指数

-23.0m 以深の地盤の沈下量は非常に小さいものであると推測できるため、沈下計算の対象層は GL-23.0m までとした。

Fig. 12 に解析による沈下量のコンターを示す。Fig12

中の A 点で最大沈下量 4.03cm, 区間 B および C で最大傾斜角 1/530 程度となった。絶対沈下量, 相対沈下量および傾斜角の最大値は前述した目標性能を満足しており, 構造上問題となるような沈下は生じないと判断した。

3.3.2 沈下計測

施工時から竣工までの沈下挙動を把握するために, Fig. 4 中で示した位置においてトランシットによるレベル計測を行った。Table6 には各計測位置でのレベルの計測値を示す。初期値は建物 1 階完成時であり, その後の経過を竣工時まで追っている。

レベルの計測値は初期値から計測終了時までで変動量が最大 2.5mm となっており, トランシットによるレベル計測の精度を考えるとほとんど沈下が生じてないと判断しても良い。Table5 の沈下対象とした粘性土の圧密指数から判断すると, 建物構築後約 1 年経過している最終計測日ではほぼ圧密沈下は終了している。解析値は建物隅角部で 2.0cm 程度である。計測値と計算値の差の要因は, 計測の初期値が既に建物 1 階が完成した状態であるため, 全荷重に対する計算値と外力が異なることも関係しているが, それ以上に建物直下全面にある地盤改良体と外周地盤との摩擦の効果により, GL-6.2m 以深の地盤に到達する荷重が計算よりも著しく小さくなっている可能性が考えられる。沈下量の予測値としては実挙動に対して十分安全側の評価が出来たといえるが, 合理的な設計を行うためには地盤改良体の効果の評価等について課題が残る。

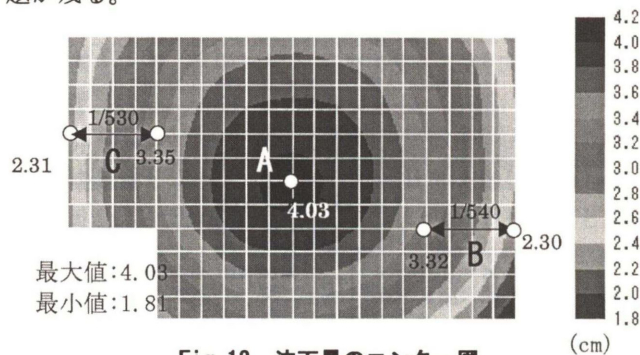


Fig. 12 沈下量のコンター図

Table6 レベル計測結果

計測位置	レベル(ベンチマーク+1100を基準にした下がり量) 単位:mm		
	2004/1/9 (初期値)	2004/9/9	2004/12/17
B-1	-2	-3	-4
B-2	-2	-1	-1
B-3	-2	-3.5	-4.5
B-4	-2	-2.5	-3.5

4. まとめ

フローティング基礎の設計について, その考え方を, ガイドラインを基に紹介し, 低層医療ビルに, 合理的な基礎形式として, 表層地盤改良を併用したセミフローティング基礎を適用した事例について報告した。

表層地盤改良の施工について, その概要を説明し, 実際の施工能率および改良体の強度管理も良好であったことを示した。

沈下応力解析において, 地盤定数をセミフローティング基礎としての特徴を考慮して評価し, 直接基礎と地盤の連成解析を行うことで実挙動に対して安全側に評価できた。しかし, 実際に生じた沈下量は小さく, 設計の合理化の意味では, 地盤改良体の評価等の実測値との差の要因について今後検討が必要である。

参考文献

- 1) 日本建築学会他: 阪神大震災調査報告 建築 4 木造建築物 建築基礎構造, pp. 331~367, 1987 年 11 月
- 2) フローティング基礎研究会 (㈱青木建設 (現・青木あすなろ建設 ㈱), ㈱熊谷組, ㈱銭高組, 戸田建設㈱, 飛鳥建設㈱, 日産建設 ㈱ (現・りんかい日産建設㈱), 西松建設㈱, ㈱間組, ㈱ピーエス三菱, 三井住友建設㈱): フローティング基礎設計ガイドライン, 2003 年 6 月
- 3) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 2001 年 10 月
- 4) 伊勢本昇昭他: フローティング基礎の沈下予測手法に関する研究 (その 1), 日本建築学会学術講演梗概集 (B-1), pp685~686, 2002 年 9 月
- 5) 日本建築センター: 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針, 1997 年 6 月
- 6) 社団法人セメント協会: セメント系固化材による地盤改良マニュアル, 1994 年 8 月
- 7) 藤木広一他: 軟弱地盤上に建設した直接基礎建物の沈下予測と計測結果 (その 1), 第 36 回地盤工学研究発表会, 2001 年

Case with Floating Foundation Supported by Shallow Soil Stabilization

- Example of Floating Foundation is Designed Based on the Guideline -
Atsushi OGAWA, Hisayuki IMABUCHI, Hiroyuki Hamada, Norio WATANABE

Abstract,

Recently, the tendency to the Performance-Based-Design becomes strong, and the floating foundation is being reviewed as a reasonable basic form in low layer building on soft ground. Then, to establish the design technique of the floating foundation, ten construction companies arranged the design guideline.

This report presents the outline of the guideline and the case with the floating foundation that contains Settlements Analysis, construction and monitoring on site.

Keywords: floating foundation, design guideline, shallow soil stabilization, settlement