

負の摩擦力による建物の不同沈下とその考察

井上 嘉信
小 粥 庸 夫

§ 1. はじめに

臨海軟弱地盤地域で、竣工後2年たらずの鉄筋コンクリート造3階建ての建物が最大約15cmの不同沈下を起こし、柱や梁に大きな亀裂が生じたり、窓や戸が開かなくなったりという被害が発生した。この建物の基礎にはくいのうちでも信頼性の高い鋼管ぐいが使用され、しかもくいは十分に締まった密な砂層に打込まれている。くいの打込みは確実にこなわれ、打止り時のくい支持力は許容耐力以上であることも確認されている。しかし、不同沈下はその後も大きくなる一方で、建物に生じた構造的亀裂は次第に拡大して危険な状態となり、最終的には竣工後約4年にして建物を取壊さざるを得なくなった。

くいで支持された鉄筋コンクリートの建物を、不同沈下のために竣工後数年で取壊したということは、これまでに例もなく通常では非常に考えにくいことである。しかし、この建物にみるような現象は現実には起きているのであり、臨海地や埋立地などの軟弱地盤地帯や内陸部の沖積低地帯などでは、程度を別にすれば決して少なくないといえる。

このような不同沈下や障害の原因は、地盤沈下によってくいに負の摩擦力^{注)}が働き、くいが地盤沈下とともに引込まれるためである。このくいに働く負の摩擦力は、地盤沈下を生じているような軟弱地盤地域に建つ建物の設計や施工において、見過ごすことのできない大きな問題としてクローズアップされてきた。

この建物のように不同沈下によって建物を取壊さざるを得なくなるというのは、極端で特異な例といえるかもしれないが、それだけに負の摩擦力による不同沈下の原因や、それに対する注意点を数多く内包しており、負の

注) くいを支持する方向とは逆向きに働くので負の(周面)摩擦力とか、下向きの摩擦力などといわれ、ネガティブ(スキン)フリクション(negative skin friction)ともいわれる。

摩擦力による不同沈下例としては貴重なものである。

そこで、本報では建物と地盤の状況、不同沈下や障害の経過などを中心に述べ、不同沈下と負の摩擦力について若干の考察を行ない、今後の設計・施工への注意点を指摘する。

§ 2. 建物と基礎の概要

建物の概要は表-1および図-1, 2, 3などに示すとおりであり、これらの表や図から建物上部構の構造的特徴として、次のようないくつかの点を列挙することができる。

①建物全体について

建物は南側に教室や管理関係の室などがあり、北側には片持ち構造の廊下と壁式構造の階段室と便所などがある。全体的には東西に細長い1スパンのラーメン構造である。なお、南側には平屋1スパンの玄関がある。

②桁行方向について

柱間8.5mの均等12スパンで全長は102.0mである。この方向には間仕切壁も含め鉄筋コンクリートの壁はなく、また構造ジョイント(エキスパンションジョイント)のない一体の純ラーメン構造になっている。建物南側全景を写真-1に示す。

構造	鉄筋コンクリート造(ラーメン構造) 3階 地下なし
基礎	鋼管ぐい 独立フーチング基礎
規模	建築面積 1,268 ^m ² 延床面積 3,739 ^m ²
用途	校舎
着工	昭和41年9月
竣工	昭和42年5月
取壊	昭和46年5月

表-1 建物概要

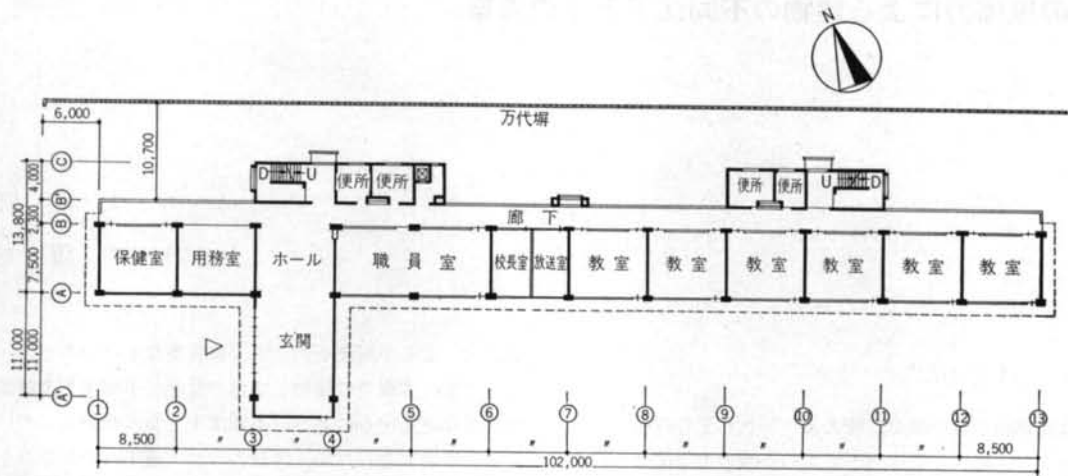


図-1 校舎1階平面図

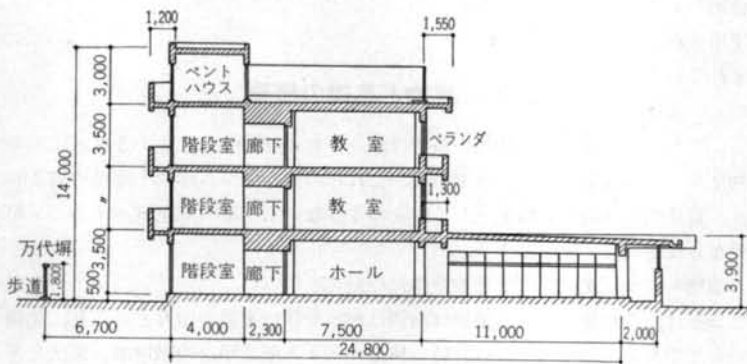


図-2 一般断面図

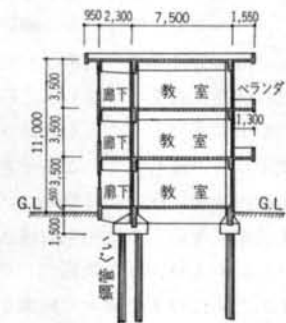


図-3 構造断面図

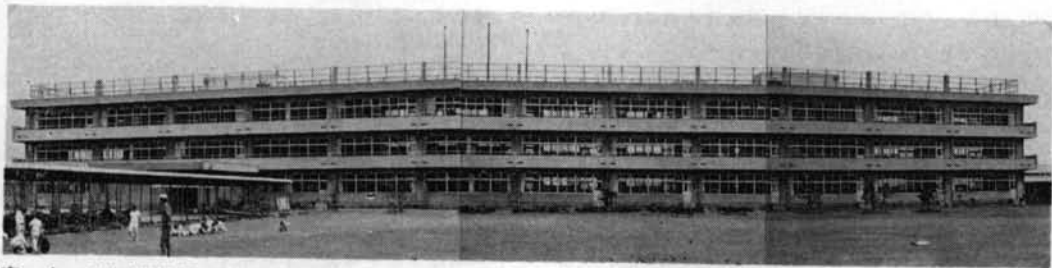


写真-1 建物南側全景 注) 建物が多少歪んで見えるのは、不同沈下ではなく貼合わせ写真のためである

③梁間方向について

柱間7.5mの1スパンラーメン構造で、図-3に示すように北側に廊下を、南側にベランダをそれぞれ片持で張出している。廊下の北側にある2個所の階段室および便所は壁式構造で、1スパンラーメンの校舎本体部分とは構造形式が異なっている。南側の平屋玄関部はラーメン構造で、校舎本体部とは一体になっている(図-2参照)。

④その他

敷地内には、前述の校舎以外に鉄骨平屋の体育館、水泳プール、鉄筋コンクリート造平屋(1部2階)の幼稚園などがあるが、これらについては特に不同沈下や構造的障害は認められなかった。

なお、校舎の北側約10mの敷地境界に校舎と平行に万代堀がある(図-1)。この堀は校舎とほぼ同時に完成していて、基礎は直接地表面に設置されているので、校舎の不同沈下を考える際の地表面の動きを知る上で貴重である。

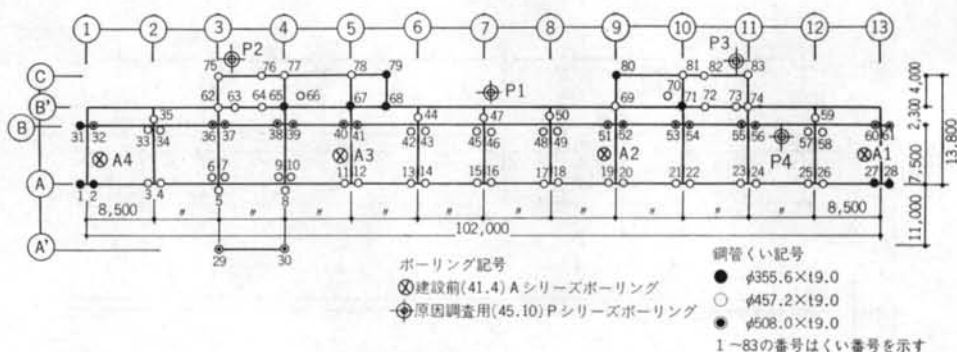


図-4 鋼管ぐいぐい伏図

ぐい径(mm)	校舎本体部	階段室部	計
φ355.6	4本	6本	10本
φ457.2	39本	16本	55本
φ508.0	18本	—	18本
計	61本	22本	83本

- 注) 1. 校舎本体部とは、玄関を含むラーメン構造部分
をいう
2. 階段室部とは、階段室・便所などの壁式構造部
分をいう

表-2 鋼管ぐいの直径と使用本数(肉厚9mm)

ぐいの種類	鋼材断面積(cm ²)		先端支持面積 (m ²)	周長 (m)	長期許容耐 力 (ton)	許容耐 力に 対 する 応 力 度* (kg/ cm ²)	
	外径 (mm)	肉厚 (mm)					外周2mm 実断面積
355.6	9.0	98.0	76.7	0.100	1.11	70.0	913
457.2	9.0	126.7	98.1	0.164	1.42	90.0	917
508.0	9.0	141.1	109.1	0.200	1.58	100.0	916

*許容耐力を外周2mm控除断面積で除した値

表-3 鋼管ぐいの諸元および許容耐力

次に基礎構造についてその概要を以下に述べる。使用されているぐいは全て開端の鋼管ぐいで、その配置は図-4に示すとおりである。鋼管ぐいの肉厚はすべて9mm(深さ方向も)で直径には3種類あり、各ぐいの直径と使用本数は表-2に示すとおりである。校舎本体部(ラーメン構造部分)および階段室部(壁式構造部分)には、いずれもぐい径φ457.2が主に使用されている。

基礎は校舎本体部、階段室部ともに独立フーチング基礎で、フーチングのぐい本数は1本、2本、3本の3種類であり、同一のフーチングには同じ径のぐいが使用されている。図-5にはφ457.2とφ508.0のぐいで、2本と3本の場合のぐい配置およびフーチングの形状を示した

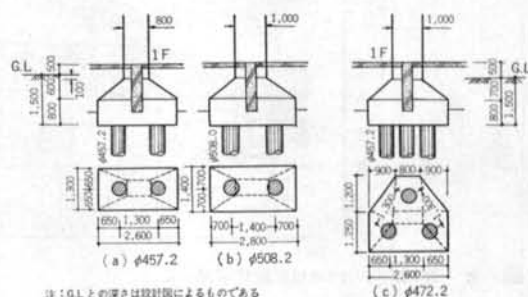


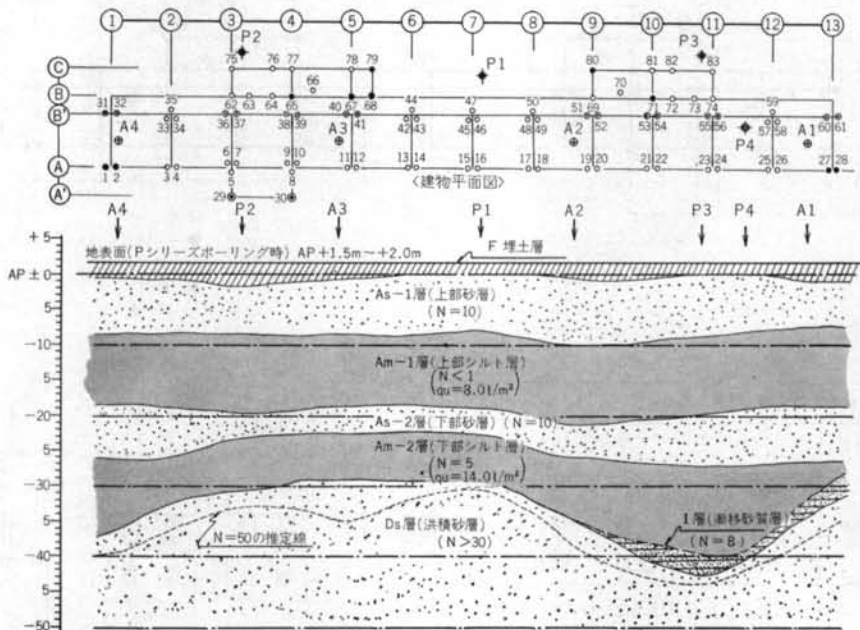
図-5 φ457.2とφ508.0のぐい配置とフーチング形状

が、通常の配置と形状であるといえよう。なお、図に示したフーチングとG.L.との深さ関係は、設計図の表示によるもので、実状は地盤沈下によってG.L.は建物より相対的に数10cm沈下しているため、あくまでも参考である。

鋼管ぐいの諸元と設計用許容耐力などは、表-3に示すとおりである。許容耐力を鋼管ぐい外周から2mm控除した(腐食しろに相当分)断面積で除したぐい体応力度は、各ぐいとも約910kg/cm²でほぼ同じであり、通常の鋼管ぐいの許容耐力における応力度の範囲(大略850~950kg/cm²)にある。

§ 3. 地盤の概要

建物の所在する地区は、江戸川河口に発達した三角州地域の南西に位置し、最近地下水などの汲上げによる地盤沈下の著るしい地域として社会的にも問題になったところである。したがって、全般的には沖積層が厚く堆積し、しかも埋積谷によって洪積層の深さが複雑に変化している。



図一六 建物桁行方向地層断面想定図

3.1 地盤構成

建物付近では図一四に示したように合計8個所で、ボーリングによる地盤調査が行なわれている。この内4箇所(Aシリーズ)は建物建設前(建物着工前5ヵ月)に行なわれ、他の4箇所(Pシリーズ)は不同沈下の原因調査用(竣工後3年5ヵ月)に行なわれたものである。したがって、AシリーズとPシリーズのボーリングでは、調査業者、目的、内容、時期などが違うことや各調査時は地盤沈下の大きな時期であることを考えると、これらを同じように扱うことには問題もあるが、ここでは両シリーズの調査時の各地層標高をそのまま用いることとした。盛土と地下水位低下による地盤沈下を考えると、Aシリーズの地表面標高はPシリーズ実施時には、1m近く低くなっていると推定されるが(図一21)、各地層についてそれぞれ低下量を推定することは極めてむずかしいので、補正は特に行なわない。

前記のように両シリーズの調査結果を扱い、建物桁行方向(縦断面方向)地層断面想定図を作成すると図一六のようになる。この図は柱状図における土層区分と土質名、各土質の粒度分布、コンシステンシー、N値の大きさ、地層の連続性などを基に作成したものである。両ボーリングでは土層区分に精粗があったり土質名の表現が違っていたりするものがあったが、このような場合にはコンシステンシー、N値、粒度分布などを中心に判断し

た。

図一六によると地層の構成としては大略次のような層に分けることができる。

第1層	埋土層 (F層)	} 沖積層
第2層	上部砂層 (As-1層)	
第3層	上部シルト層 (Am-1層)	
第4層	下部砂層 (As-2層)	
第5層	下部シルト層 (Am-2層)	
第6層	漸移砂層 (I層)	
第7層	洪積砂層 (Ds層)	

上部砂層(As-1層)から下部砂層(As-2層)までは、明らかに沖積層と判断されるが、下部シルト層(Am-2層)については、N=2~10が多くAm-1層よりは硬く、また物理的、力学的性質や付近における既往の調査報告などから判断すると、洪積世末期~沖積性初期の堆積物と考えられ、Am-1層とは時代を異にするものであろう。しかし、ここでは諸性状に著しい差が認められないので、一応沖積層として分類した。

各地層の連続性はよく、厚さもほぼ一様で水平に堆積しているといえる。しかし、下部シルト層(Am-2層)の下面は一部大きなおうつをなし、下面の深さは最大10m程度の差がある。したがって、その下部にある洪積砂層(漸移層I層も含め)の上面は、大きくけずり取られた地下谷的(埋積谷)形状を示し、建物の①~②通り、

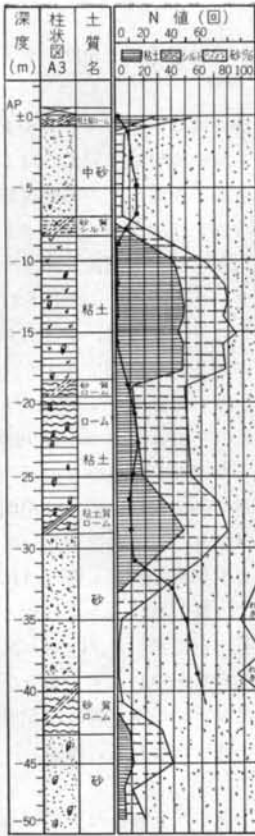


図-7 AシリーズA3柱状図

⑧～⑬通りにこれが認められ、埋積谷の斜面の勾配は $1/2.0 \sim 1/3.0$ という急傾斜になっている。一方、この洪積砂層(D_s層)は鋼管ぐいの支持層となっている。

なお、建物の⑨～⑬通りにかけての埋積谷に、数mの漸移砂層(I層)がある。これはN値8前後と比較的小さいが、砂と砂質シルト層の互層をなしている層が比較的厚く堆積していて、A_m-2層とD_s層の中間的地層と認められる層である。D_s層のその他の上部にもこのI層に相当する層があるが、2～3m以下と比較的薄いので、これらの部分では特に区別しないでD_s層に含めた。

なお、A_s層とA_m層との間には、図-7、8に示した柱状図にもみられるように、中間的地層が1～3m程度あるが、これらの層は比較的砂質分が多く大概是A_s層に含めた。

3.2 各地層の性質

各ボーリングの土質試験結果から、負の摩擦力を考えるうえで主要な性質に関する結果をまとめて示したのが表-4である。また、図-9には各地層の粒度組成を三角座標図によって示した。

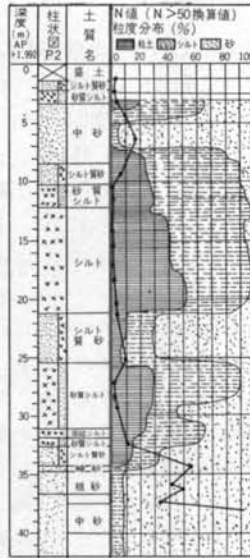


図-8 PシリーズP3柱状図

地層区分	単位体積重量 $\gamma_s(t/m^3)$	自然含水比 w 液性限界 LL 塑性限界 PL 塑性指数 I_p (%)	1軸圧縮強さ $q_u(t/m^2)$	N 値	備考
F	1.60*	—	—	1~3 3	
A _s -1	1.76~1.96 1.85	—	—	3~20 10	
A _m -1	1.48~1.75 1.60	$w=45\sim90$ $LL=56\sim99$ $PL=28\sim58$ $I_p=26\sim50$	5.0~10.0 8.0 ($C_u/p=0.25$)	0~3 <1	$\phi'=37^\circ$ 正規正密
A _s -2	1.76~1.92 1.80	—	—	4~15 10	$\phi'=39^\circ$
A _m -2	1.68~1.83 1.75	$w=33\sim80$ $LL=50\sim89$ $PL=26\sim47$ $I_p=19\sim45$	11.5~17.5 14.0	1~16 5	$\phi'=39^\circ$
I	1.90*	—	—	5~12 8	
D _s	1.90~2.00 1.95	—	—	>30	$\phi'=40^\circ$

*印は推定値。

γ_s , q_u , Nでは上段に値の分布範囲, 下段に平値を示す

表-4 各地層の主な性質

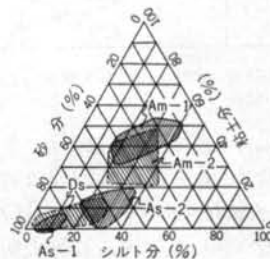


図-9 各地層の粒度組成

A_s-1層とA_s-2層はいずれも砂層であるが、A_s-1層は細、中砂から成りシルト以下の細粒土をほとんど含まないのに対して、A_s-2層はシルト分を含みシルト質砂層である。したがって、N値は上方にあるA_s-1層より小さくなっていて、力学的には粘性土としての扱いの方が適切であるとも考えられるが、シンオールによるサンプリングがむずかしいものも多く、ここでは砂質土として考えた。



図-10 洪積砂層(D_s層)のN値

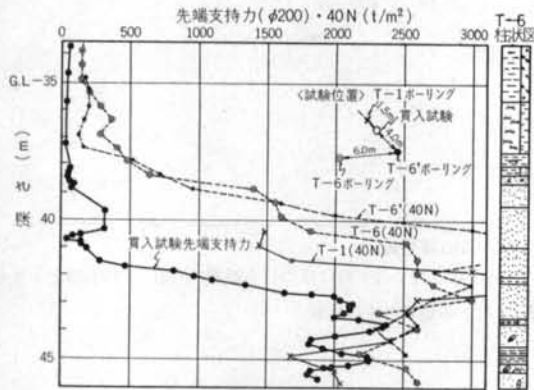


図-11 大型貫入試験(φ200)による先端支持力とN値との関係

A_m-1層とA_m-2層はともに細粒分(シルト, 粘土分)を70~80%含み, 粒度組成上は大きな違いは認められないが, q_u やN値などの力学的性質ではA_m-2層の方が大きな値になっている。A_m-1層は明らかに沖積粘性土層であるが, A_m-2層はN値, q_u あるいは圧密試験の結果などでは, 沖積層といい難い点もあるが, 次に示す間隙水圧の低下を考えた有効土被り圧に対しては特に過圧密状態とはいえず, 通常の過圧密性の洪積層とは考えにくい。A_m-2層の q_u や圧密試験の中には, 試料の乱れが認められるものもあり, 表-4の値は若干低目に出ているといえるが, ここでは先にも述べたように一応沖積層と考える方が妥当であろう。なお, 最近同敷地内の建物近傍で行なっている各地層の沈下測定結果に

よれば, A_m-2層(層厚約10m)は層全体で年間7~8mm圧密沈下(圧縮)している。

D_s層の粒度組成はA_s-1層とほぼ同じものとシルト分が多いものがある。シルト分の比較的多いものはI層に属すと考えられる上部のものである。この層のN値は図-10に示すように, 上部(Aシリーズボーリング)にN≒30の部分が2~3mみられるが, 大概N≧50となっている。AシリーズとPシリーズのボーリングにおけるN値の深さ方向分布には, かなり大きな違いが認められ, Aシリーズの方がPシリーズより全般的に小さく, しかもばらつきも少なく深さとともに漸増している。D_s層は局部的にシルト分が多いところもあり, またN>50は比例換算を行なっていることなどでPシリーズのばらつきは理解できるが, 両シリーズの違いについては不明である。Pシリーズでは貫入試験をトンビ法で行なっているが, Aシリーズではこの点が不明で断定し難いけれども, 違いの原因の1つとしては貫入試験のトンビ法とプリー法による差が考えられる。したがって, D_s層のN値としてはPシリーズのボーリングを中心に考える方が適切であろう。図-6に示したN=50の推定線は前記の違いを特に考えず, 同等に扱い各柱状図を基に推定したものである。

I層は砂質土層とシルト質土層との互層をなしている層で, 複雑に変化している。N値も図-10に一部示したように5~30と粒度組成によって変化している。

なお, 図-11には建物を取壊した後(46.8), 建物C通り⑨付近で行なった直径20cmの平底貫入試験機によるD_s層での先端抵抗(先端支持力)¹⁾を示した。この図には極く近傍でのボーリングの柱状図とN値を40倍した値も併記してある。この結果によると, 各最大値の深さに約3.0mの違いはあるが, N値と先端抵抗との傾向は類似しており, 貫入試験の結果による先端支持力は約2,000 t/m²となっている。なお, この図でも明らかなように, 埋積谷のD_s層上面深度は建物の桁行, 梁間両方向ともかなり複雑に変化していることがわかる。

3.3 各地層の間隙水圧分布

Pシリーズボーリング時に建物北側P2ボーリング近傍において鉄パイプ先端に取り付けた押込み式間隙水圧計(差動トランス型)によって, 各地層の間隙水圧を測定した。この結果は図-12に示すとおりで, A_m-1層までは地下水位AP±0mの静水圧に対してほとんど間隙水圧は低下していない。しかし, A_s-2層以深では約12.0t/m²の低下が認められ, さらにD_s層上部ではそれが約20.0t/m²と大きくなっている。なお, 間隙水圧の分布

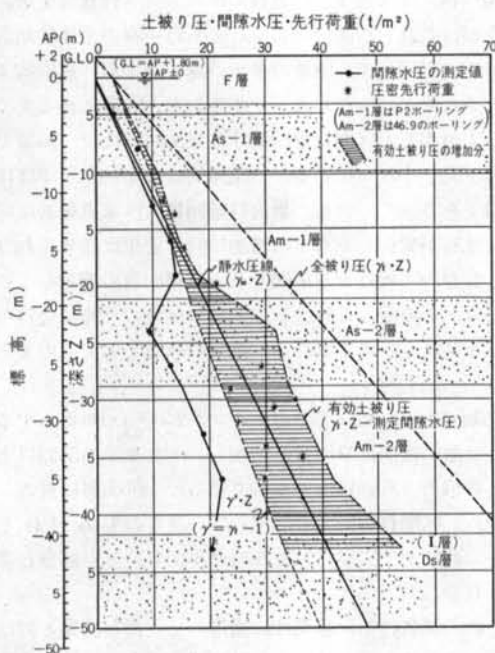


図-12 間隙水圧・土被り圧の分布

がAs-2層とAm-2層では、比較的直線的に連続しているが、Ds層の間隙水圧とは直線的につながらず、Ds層の間隙水圧からみればAm-2層は浅は過剰間隙水圧状態であり、今後も地盤の圧密は継続し、地盤沈下が生じていくと考えられる。

この間隙水圧の分布は、Ds層以深の地下水汲み上げなどによる水位低下によるものであることは明らかであるが、このような状態に至るまでの経過は全く不明である。

§ 4. 敷地の造成とくい打ち

4.1 建物建設のための敷地造成

建物建設前の敷地状況は、この地帯が江戸川三角州の低地であるところから水田として利用されていたらしいが、近年の著しい地盤沈下によって建設数年前から付近



写真-2 Aシリーズボーリング時(S.41.4)敷地状況

は水没状態になり、湿地というよりも沼となっていた。この状況はAシリーズのボーリングが、写真-2に示すように丸太足場を作って水上で行なっていること、あるいは昭和35年頃の地形図によっても明らかである。

このように沼地であったため、建設に当たり敷地全体に山砂による盛土(埋立)を行なって敷地を造成している。この造成はAシリーズボーリング終了後、昭和41年6月から同年9月の着工までの間に行なわれたが、造成期間、順序などは不明である。また、造成面の標高、盛土の厚さなども正確にわからないが、1.5~2.0mは盛土したといわれていること、Aシリーズボーリング報告書でAP+2.50mの盛土に対する圧密沈下の検討が行なわれていること、Pシリーズボーリング時地盤標高が約AP+1.70mで、ボーリングによって確認された盛土厚が約1.70mであることなどから判断すると、造成面はAP+2.00~+2.50mの範囲と考えられる。したがって、盛土量はAシリーズボーリング時標高からみると、約2.0mと考えるべきであろう。

4.2 くい打ち

敷地造成(盛土)終了後直ちに建設工事に着工し、くい打ち工事は昭和41年9月下旬から10月上旬にかけて行なわれた。ハンマはディーゼルパイルハンマ22型(1DH-22型)で、鋼製の専用ヤグラ1台によってすべてのくいを打込んだ。ほとんどのくいは打込み長さ(G.Lからの貫入深さ)より建込み長さの方が数10cmから数m長く、したがってヤットコは数本のくいにしか使用していない。使用ハンマの適切さについては、くい径がφ355~φ508でφ457が最も多いこと、くいはすべて開端で肉厚も9mmであること、当時のディーゼルハンマの普及とくい径によるハンマの大きさの使用状況などから判断するとハンマの大きさとしては妥当なものであるといえる。

打込み順序は、①⑥⑬通りで各2本の試験くいを打込んだ後、④⑧通りを⑬通りから①通りへと打ち、次に⑤⑩通りから⑬通りへと打っている。くいの打込み実績は図-13に示すように、1日当りの施工は大概5~7本で、試験くいの施工時間からみて、1日に十分施工可能な本

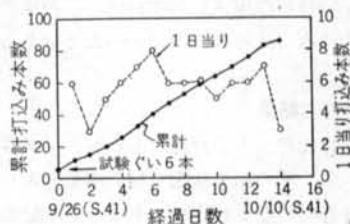


図-13 くいの打込み実績

数であり、特に無理をした施工を行っていたとは考えられない。

くいの打込みについては、くい打ち報告書に次に示す事項の記録がある。

- ・打込み年月日と打込み順序
- ・くいの建込み長さ（単管長さも含む）と打込み深さ
- ・総打撃回数
- ・貫入量とリバウンド量（打止め時約10打撃の平均値で、測定結果が添付されている）
- ・ハンマの落下高さ
- ・くい打ち公式による許容支持力（式(1)による）

ハンマの落下高さは、標準最高位置である1.8mですべてのくいが記録されており、これから判断するとラムのはね上がりの測定は行っていないと考えられる。くいの打込み深さの測定基準面は不明であるが、通常の状態から想定すると、くい打ち位置の地表面すなわち敷地造成面と考えてよいであろう。

くいの打止めは、以上の記録の状況から判断すると、次に示すハイレイ式のくい打ち公式による支持力が、先に示した各くいの許容耐力以上になることを重点に行なわれたと考えられる。

〈打止め時くい支持力判定くい打ち公式〉

$$nRa = \frac{1}{3} \cdot \frac{e_f \cdot F}{s + k/2} \quad (\text{ton}) \quad \dots\dots(1)$$

- nRa : 長期許容支持力 (ton)
- e_f : ハンマエネルギー効率 ($e_f=0.5$)
- F : ハンマ打撃エネルギー (t・m)
 $F=2W \cdot H$ (W: ハンマ重量, H: ハンマ落下高さ)
 $=2 \times 2.2t \times 1.8m = 7.92t \cdot m$
- s : 貫入量 (m/回)
- k : リバウンド量 (m/回)

各くいの区間打撃回数の記録はないが、くい打ち記録としては通常のくい打ち記録に比して特に遜色はなく、これらから判断するとくい打ち管理はおおむね良好であり、くい打ち設備や方法についてもくい打ち結果にとって致命的となるような問題はみられない。むしろ当時の通常のくい打ちの実状を考えれば、この建物のくい打ちは全般的にみて良好なものであったといえる。

4.3 くい打ち結果

くい打ちに先だって、合計6本のくいで試験打ちが行なわれていて、その結果は図-14に示すとおりである。試験ぐいは各くい径それぞれ2本で、その配置はφ457は建物中央部(⑥通り)で2本、φ355とφ508は建物両端

部(①と⑬通り)で各1本である。

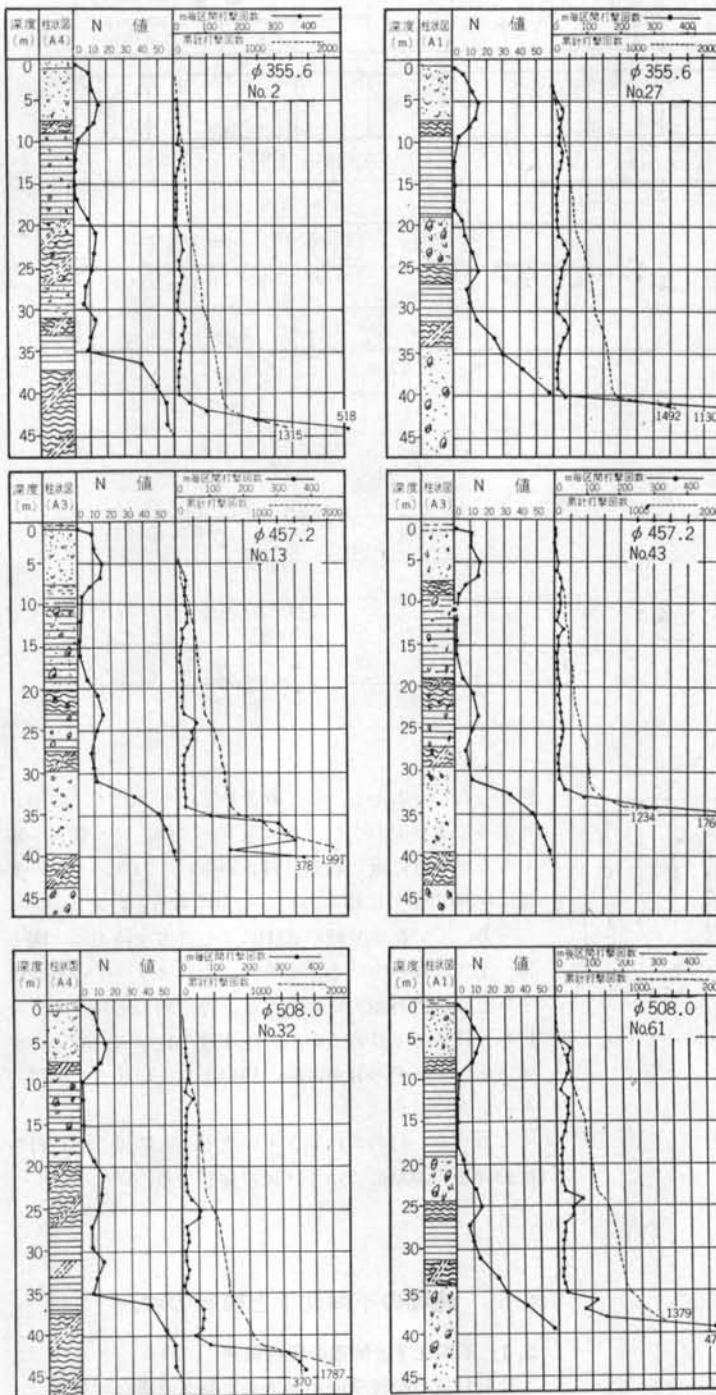
図-14には参考までに近傍のボーリング柱状図を併記したが、これらの図では各くいとも打込みの全体的傾向はほとんど同じで、地盤の多少の違いや地層の違いによる大きな変化はみられない。すなわち、D_s層に至るまでは、1mごとの区間打撃回数は最高50回程度で、A_s層では若干大きくなっているが、全体的には20回以下でほぼ一様である。このため、累計打撃回数もほぼ直線的に増え、地層が変化してもこの増加傾向に変化は認められない。なお、D_s層に至る途中で若干打撃回数の増加している部分があるが、これはくいの溶接接合のためくい打ちを休止したことによる打込み抵抗の回復を示すものである。

D_s層においては、この層にくいが入ると、急激に区間打撃回数は増加し、それまでの50回以下から数倍の300回以上となっている。一部D_s層に貫入してから、区間打撃回数の低下しているものもみられるが、これはすでに述べたようにシルト分の多い部分と考えられる。

これら試験打ちの結果は、通常のくい打ち結果と特に変わることはなく、打止めも打撃回数が急増し、貫入量が急減するところで行なわれている。この傾向は各くいとも非常に明瞭であり、くいの打止め管理上は有利な傾向であるといえよう。なお、累計打撃回数では、D_s層での打撃回数は総打撃回数の50~60%となっていて、大半は支持層であるD_s層への貫入に費やされている。

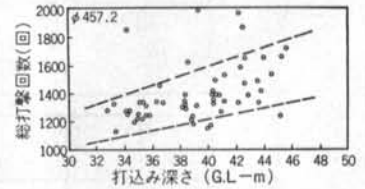
次に全くの打込み結果について述べよう。打込み深さと総打撃回数との関係は図-15のとおりである。この図はφ457について示したもので、ばらつきはあるがおおむね深さに比例して打撃回数は増加している。打止め時の貫入量とリバウンド量との関係は図-16に示すとおりで、各くいとも貫入量は0~3mmと極めて小さく、したがってリバウンド量も12~25mmの範囲でそれぞれのくいはほぼ一定になっている。このように貫入量にほとんど関係なくリバウンド量が一定であるということは、くいの打止め時にはハンマはその能力の限界に近い状態で作動し、打撃エネルギーはくい体と地盤の弾性的な変形にほとんど消費されていたと推定される。なお、リバウンド量にばらつきがあるのは、くいの長さの違い、地盤の不均一性による以外に測定法によるものもあると考えられる。

くいの打込み深さを図-6の地層断面想定図に示すと図-17のようになる。くい打ち記録では貫入深さの測定標高が不明であるが、この図では標高A P + 2.50mの造成地表面として推定される最高の標高を、貫入量測定

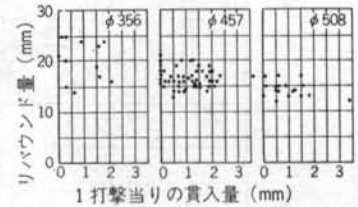


注：柱状図深度の0mはAP+0.5mで、くい打ち時地表面はAP+2.5mであり、したがって上図では柱状図をくい打ち結果図に対して2.0m下げて対応する。

図一四 試験くい打込み結果



図一五 φ457.2の打込み深さと総打撃回数



図一六 各くいの貫入量とリバウンド量との関係

基準標高として描いた。したがって、通常行なわれているくい打ち地表面の状況、貫入量の測定法なども考えると、この図に示した深さよりも1.0m程度は深くなる可能性がある。

くいの先端は、ほとんどD₈層にあり、大半はN=50の推定線を越えているが、⑨～⑫通りで一部I層に先端のあるくいがみられる。この部分はD₈層の起伏が激しく、また建物梁間方向のD₈層の深さも局部的に変化している複雑な支持層の構成が考えられるので、図一七のように一地層断面だけで対応させることは不相当といえる。例えば、①通りでは④通りから③通りに行くにしたがい先端が浅くなっているが、⑨、⑩通りではこれと逆の傾向になっている。また、図一七に示したように④通りではD₈層に深く、③通りでは逆に浅くなっており、D₈層の深さは大略④通りより③通りと北側に行くにしたがって浅くなっているようであるが、②通りでこの傾向と反対である。

これらから推察すると、D₈層の深さは図一六に示すような大きな不同を埋積谷によって示しながら、局部的には数mのおうとつがあり、かなり複雑な形状になっていると考えられる。これ

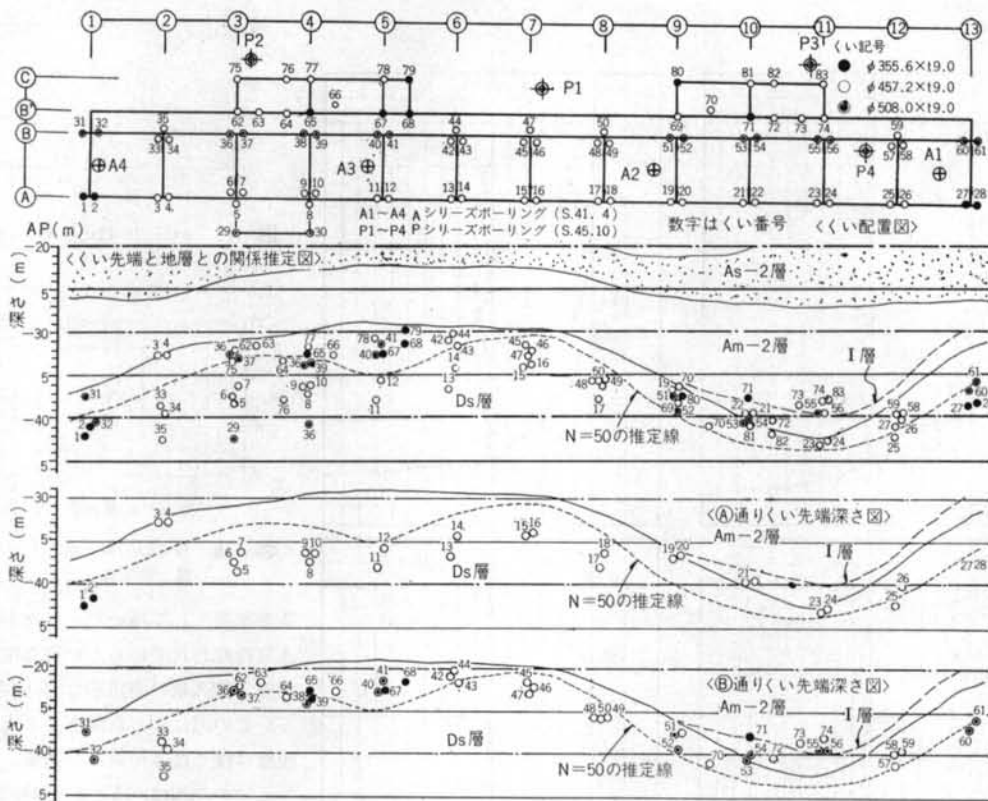


図-17 くいの打込み深さと地層断面想定図との関係

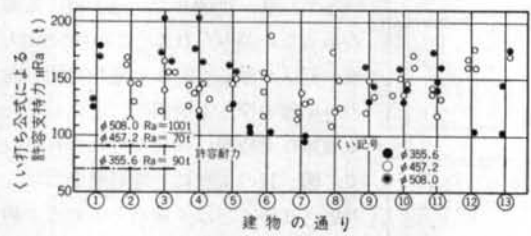


図-18 くい打ち公式(1)による許容支持力分布

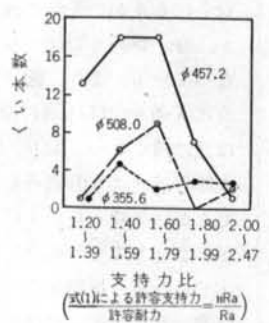


図-19 くい支持力比の分布

はDs層そのものの変化とI層を含めDs層上部にシルト分の多い層を挟在させていることのいずれによるかは判

然としない。しかし、いずれであるにせよ、すでに示したようにすべてのくいは貫入量0~3mmという貫入不能もしくはそれに近い状態で打止められており、くいの先端はDs層の十分に締まったところにあるといえる。

一方、くい打止り時の式(1)による許容支持力は、図-18のようになっている。この図によればすべてのくいはそれぞれの許容耐力以上であり、許容耐力に対するくい打ち公式による許容支持力の比率は、1.21~2.47倍の範囲にあって、その分布は図-19のように1.40~1.80倍のものが多い。

なお、くい打ちの結果と不同沈下との関係、くい打ちにおける問題点については後で検討する。

§ 5. 建物の不同沈下と障害の状況

5.1 不同沈下と障害の経過概要

建物付近で敷地造成用盛土の影響が直接ない位置で、地盤沈下の測定が行なわれており、この結果は図-20に示すとおりである。この図による建物敷地付近の年間地盤沈下量は、12~16cmで敷地造成時以降は約15cmと考え

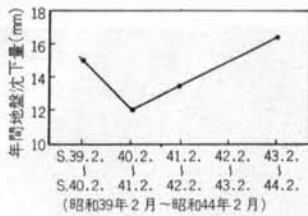


図-20 建物敷地内（盛土外）での地盤沈下推移

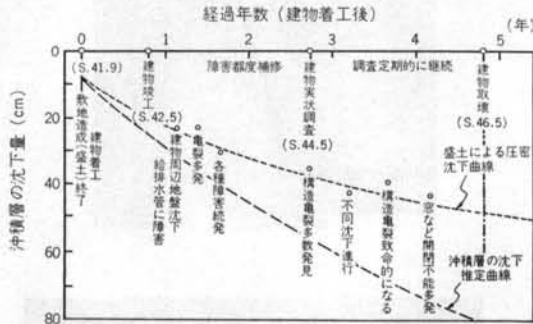
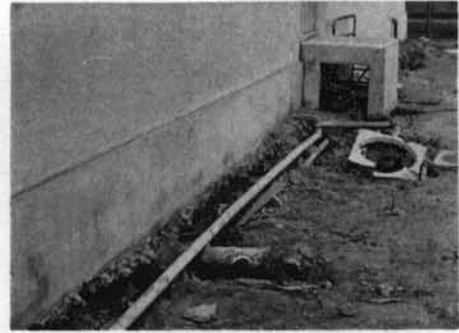


図-21 沖積層の沈下と建物の状況

てよいであろう。これらの沈下がどの地層によるものかは判然としないが、東京下町の沖積層厚が30~40mの所では、地盤沈下の略半分が沖積層の圧縮によるといわれていることから、この敷地でもその比率が変らないとすれば、 D_6 層上部の沖積層の沈下は7~8cmとなる。

一方、敷地造成のための盛土層厚を2.5mとして、 D_6 層の深さAP-30.0m (A1ボーリング地点)の場合について圧密沈下量を求め、これに前記の沖積層部分の地盤沈下量を加え、敷地造成後の沖積層部分の沈下量を推定すると図-21の曲線となる。この図には沖積層の沈下曲線に建物の変形や障害の概略的推移も示した。図によると盛土以後の沖積層の年間沈下量(圧縮量)は、第1年目で20cm、第2年目で15cm、第3年目で13cmと漸減してはいるが、その量はかなり大きく、建物に対して周辺地盤は急激な沈下を生じていたと考えられる。

したがって、建物竣工後約半年で建物に接続している給排水管や外周の階段などが、写真-3に示すような被害を受け、給排水管は露出配管にしなければならなくなった。また、この頃から建物内部(プラスター仕上部)にも亀裂が目立ち始め、竣工1年後には若干の雨もりや窓・戸の開閉不能などの障害が続発するようになってきた。これらの障害は、その都度補修して竣工2年後ぐらいいまでは、なんとか使用してきたが、この頃には柱や梁にも明瞭な構造亀裂が現われ、廊下に立つと建物全体が波をうっているのがはっきりと認められるようになった。



(a) 給排水管の状況



(b) 階段の状況

写真-3 建物外周部の被害状況

この時点で各種の障害、亀裂、廊下の変形などは、建物の構造的問題であると関係者が判断し、建物の本格的実状調査が行なわれた。この時の建物の状況は写真-4, 5, 6に示すように、建物にはゆるやかな波状の変形が認められ、柱と梁の接続部には顕著な構造亀裂が発生し、窓は大きなせん断変形のため上下に隙間ができた、開閉が不能であったり、はめ殺部ではガラスが破損しているなど、不同沈下による変形と障害は予想以上のものであった。以後、建物の変形を中心とした調査が、建物取壊まで実施されたが、その状況には新しい特別の変化はなく、写真に示した状況が次第に顕著になっていくだけで、ついには危険な状態になり、最終的に建物は取壊された。

5.2 不同沈下と障害の状況

不同沈下の状況を測定によって正確に把握したのは、S.44.5の調査が最初であり、それ以前の不同沈下の経過については不明である。また不同沈下の測定はすべて建設時廊下床面は水平であったとして、各柱の床面1.5m上りの点の不同量を①-④柱を基準に行なった。測定はすべて不同沈下だけで、絶対沈下量の測定は基準点



(a) 南面全景（ベランダが大きく波うっている）



(b) 屋上南側④通りから⑬通りへ
（パラベットの笠石が波うっている）

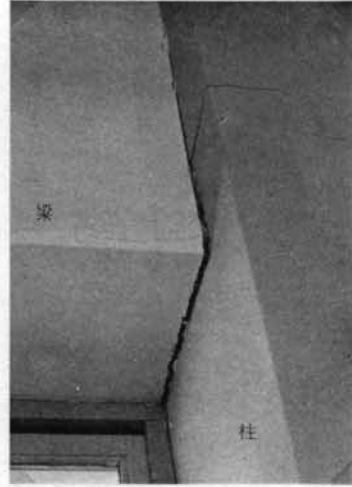
写真一 4 建物全体の変形状況

（不動点）の設置が各種の事情で極めてむずかしかったために行っていない。

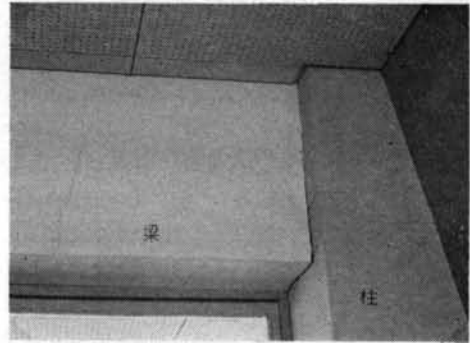
測定の結果は図一22に示すとおりで、建物の不同沈下（相対変形）の状態は、建物中央部が盛上がり両端部が沈下し、大きく波状に湾曲している。この形状は細長い平面形の建物に見られる、中央部が沈下するという通常の不同沈下の形とは大きく異なり、非常に特異な形をしている。

⑩—④柱を基にした最大不同沈下量は、最初の調査時約150mmであり、取壊直前ではそれが約250mmに増大し、2年間で約100mm増加している。不同沈下の形状は大きく変ることなくほぼ相似で、沈下量は次第に大きくなり湾曲が顕著になっていくだけである。この特異な湾曲の形状を地層との対比でみると、D₈層上面の形状とよく類似しており、不同沈下の形は明らかにD₈層の深さに支配されているといえる。

各柱（⑩通り）の不同沈下量の経時変化を示すと、図一23のようになり、不同沈下量は各柱ともほぼ直線的に増加している。増加の割合は不同沈下量の大きいものが大きくなっている。図一23に各柱間の部材角の経時変化も示してあるが、この図によると最初の調査時には最大



(a) ⑦通り付近



(b) ⑨通り付近

写真一 5 柱と梁の亀裂



写真一 6 北側廊下の連続窓の変形状況

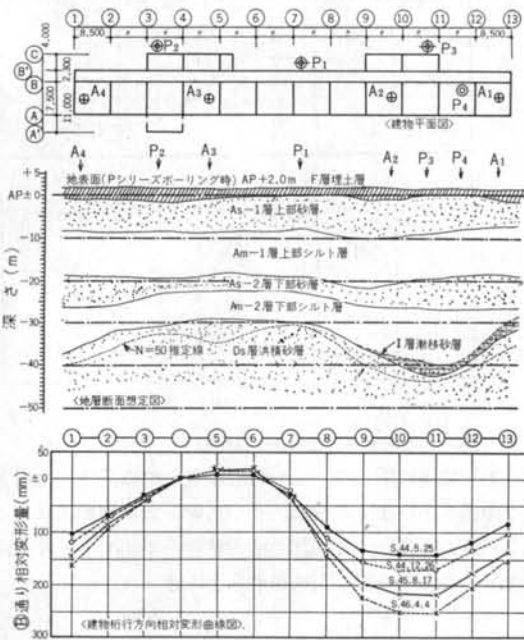


図-22 地層断面と建物の相対変形

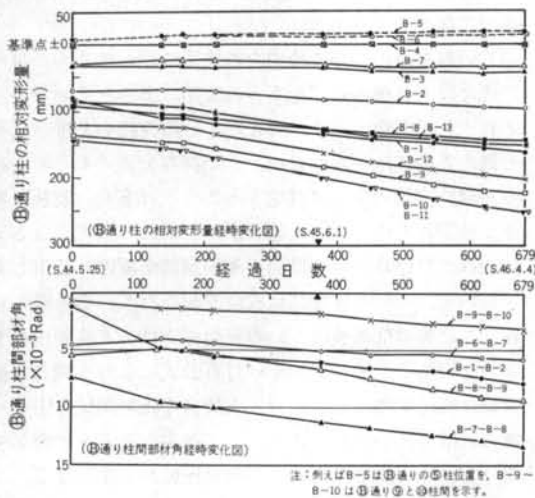


図-23 ⑩通り相対変形量と部材角の経時変化

部材角は⑦～⑧柱間で7/1000, 取壊時にはそれが14/1000 (1.4/100) と通常の不同沈下では見られない大きな値になっている。

次に障害の状況として, ④, ⑩, ⑬通りの窓や戸の開閉に対する支障について見ると, 図-24に示すようになっている。この図に示した支障率とは窓枠や出入口の戸枠が変形し, 引違い戸の開閉が不能なものから開閉に相

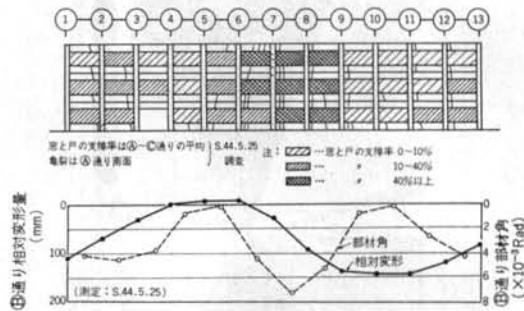


図-24 建物障害状況と相対変形量および部材角

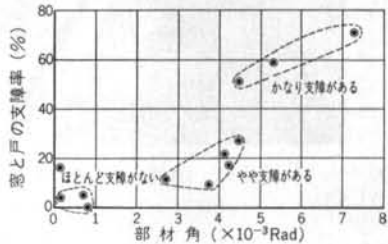


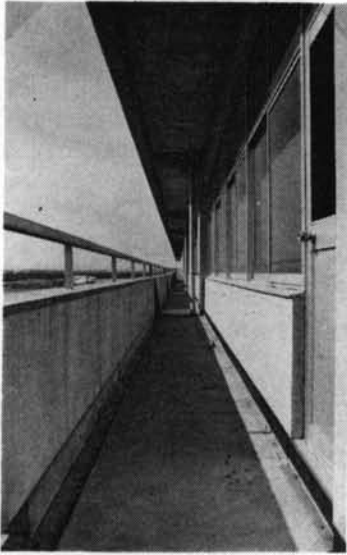
図-25 部材角と窓・戸の支障率

当の力が必要で, なおかつ通常のやり方では開閉がむずかしい窓や戸の1スパンの枚数とそのスパンの全枚数の比率である。支障の状況は⑥～⑨通りに支障が集中し, 次に①～③通りに支障が多く, 不同沈下によって建物の傾斜している部分に支障が多く見られる。支障率と部材角の関係は図-25のとおりで, 支障率は部材角によって大略3つのグループに分けられる。部材角約5/1000以上では支障率50%以上, 部材角3/1000～4.5/1000では支障率10～30%, 部材角1/1000以下では支障率10%以下でほとんど支障は認められない。

なお, 支障率を調べた窓や戸は, それぞれ写真-7に示すようなもので④⑩通りはアルミサッシュ(既製品), ⑬通りは木製(造作間仕切りで木枠)である。

亀裂の状況もほとんど支障率の状況と同じで, 大きな亀裂が多数集中しているのは⑥～⑨通りで, 次に①～③通りである。亀裂(主として柱梁の構造亀裂)の発生と部材角との関係を見ると, 部材角3/1000 (1/300) 以上の部分には亀裂が認められるが, それ以下の部分(部材角1/1000以下)では皆無に近い。

以上は主として⑩通りの建物桁行方向の変形について見てきたが, 建物梁間方向の変形は①～⑥通りまでは南側に沈下し, ⑦～⑬通りは若干南側に沈下している傾向が認められる程度で, ほぼ水平であるといってよく, この傾向は取壊されるまで変わっていない。すなわち, ⑩通りと④通りの変形状況は図-26に示すとおりで, この図



(a) 南側ベランダ(12通りから1通りへ、手すりが湾曲している)

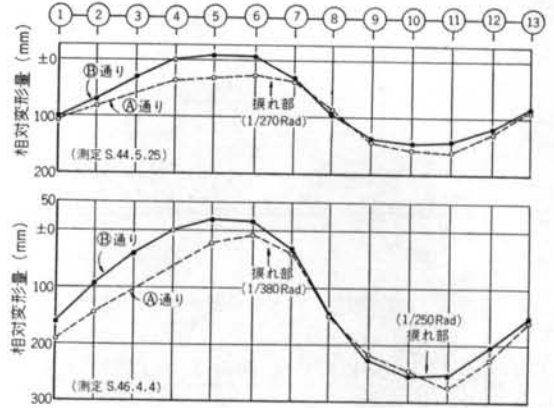


(b) 廊下(6通りから12通りへ、中央部が下がっている)

写真一七 南側ベランダと廊下の窓と戸の状況

によると⑥～⑦通り付近で建物が振れているといえる。最大の振れは⑥～⑦通りで、振れ角は約 $1/270$ であるが、建物の取壊時には多少減少し約 $1/380$ になっている。その他取壊時には⑩～⑪通りに約 $1/250$ の振れが起きているが、これら振れ部の梁側には振れによると考えられる顕著な亀裂は認められなかったが、幅 0.2mm 以下の斜め亀裂は数条⑥通り側梁端部付近に認められた。

§ 6. 不同沈下に関する考察



図一26 ①と⑫通りの相対変形量比較

不同沈下に関して、くい打ち結果との相関性、地層との関係と不同沈下の特徴、くいに働く負の摩擦力によるくい体およびくい先端部の応力状態と不同沈下との関係などについて検討した結果を以下に述べる。

6.1 不同沈下とくい打ち結果

くい打ちの結果についてはすでに前節に述べたが、ここではくい打ち時のくい支持力と不同沈下との相関性について検討してみよう。

くい打ち時のくい支持力を推定するいわゆるくい打ち公式には、各種の式が提案され実用に供されているが、それぞれに問題があり、いまだくいの支持力を推定し得る確たる公式はみられない。くい打ち公式によってくいの長期許容耐力を直接推定することには多くの問題があり、適切な方法とはいえないが、くい打ち公式による支持力は、打込時には中間層の周面摩擦が極端に低下しているため、くいの先端部抵抗に支配されていると考えられ、この先端部抵抗はくいの先端部支持力と相関性が大きいといえる。そこで、くい打ち公式による支持力の絶対値は特に問題にしないで、支持力の相対関係を中心に考えれば、くい打ち公式のもつ不確定な要素の影響を少なくし、くい先端部支持力の相対比較が可能となる。

くい打ち公式としては、貫入量とリバウンド量を考慮した前出の式(1)ハイレイ式と、貫入量のみによる次に示す式(2)基準法施行令式を用い、それぞれによる支持力について検討してみよう。

〈基準法施行令式〉

$$rRa = \frac{0.2F}{s+0.02} \text{ (ton)} \quad \dots\dots(2)$$

Ra : 長期許容支持力 (ton)

F : ハンマ打撃エネルギー (t・m)

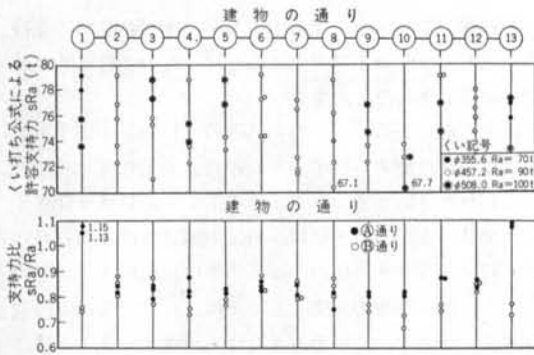


図-27 式(2)による許容支持力と支持力比の分布

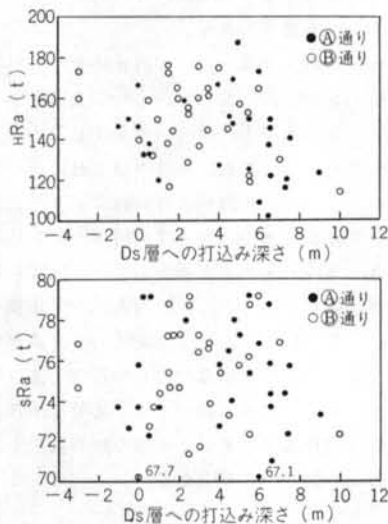


図-28 D_s 層への打込み深さと各くい打ち公式による支持力 ($F=2 \cdot W \cdot H=2 \times 2.2t \times 1.8m=7.92t \cdot m$)
 s : 貫入量 (m/回)

式(1)による各値については図-18に示したが、式(2)による値は図-27のようになる。この図による支持力の大きさは、67~79 ton の範囲で式(1)によるばらつきより小さいが、その大きさは大略許容耐力を下まわっている。図-27には④と⑤通りのくいについて支持力比としてこの関係も示してあるが、許容耐力に対して約70~90%の範囲になっている。ハイレイ式(式(1))ではこの関係は全く逆ですべてのくいは許容耐力以上になっている(図-19参照)。

ハイレイ式は支持力が大き目に、施行令式は小さ目に求められる傾向があるといわれているが、施行令式においては貫入量が極めて小さくなると、ハンマのエネルギーと分母の定数項の大きさによって支持力が決まる。したがって、この定数項が支持力の大きさを決める重要な要素であり、すべての場合に適用性をもつ定数の決定は極

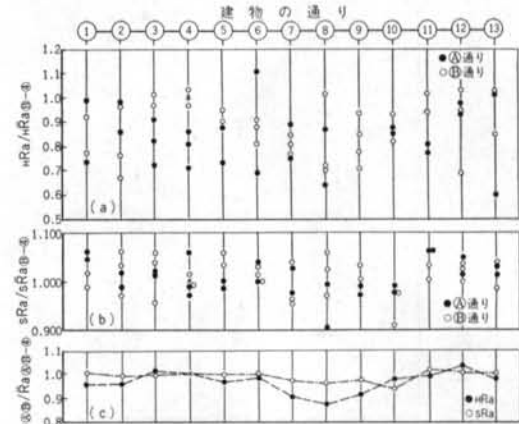


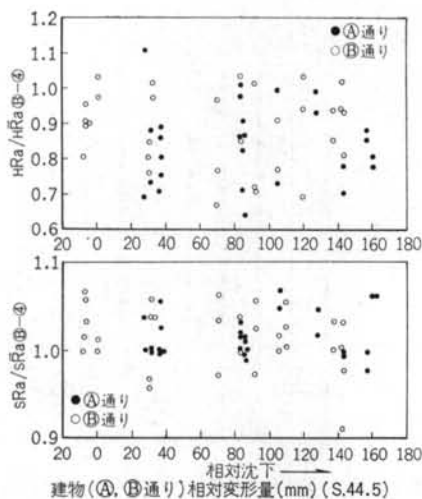
図-29 くい打ち公式による支持力の比

めてむずかしく、この点からみても支持力の絶対値を問題にすることはあまり意味がないといえよう。

まず、各くい打ち公式による④通り、⑤通りの支持力のばらつきをみると、図-18、27に示すように各通りともに全体的に同じようなばらつきが認められ、不同沈下の傾向と対応するようなばらつきは認められない。このことは支持力比の傾向についても同様である。

また、図-17に示したくいの先端深さと D_s 層との関係から、各くいの D_s 層への打込み深さを求め、これと各式による支持力との関係を図示すると図-28のようになり、 D_s 層への打込み深さと支持力との間には明瞭な関係は認められない。図-17においては建物中央部の埋積谷では、くい先端が D_s 層に到達していなかったり打込み深さが浅くなっているが、 D_s 層への打込み深さと支持力との関係がないことから考えると、くいの先端は少なくとも D_s 層には打込まれていたといえよう。このことは以下の検討結果からも十分いえる。

次に、不同沈下の基準点③-④柱のフーチングのくい支持力(2本のくいの平均値)を基準とし、各くいの支持力との比すなわち支持力比を求めると、図-29のようになる。この図で(a)図はハイレイ式による支持力について、(b)図は施行令式による支持力について示したもので、これらの図においても不同沈下と対応する傾向は認められない。このことは支持力の比と不同沈下量との対応を示した図-30においてより明らかである。図-29(c)図はハイレイ式と施行令式によるそれぞれの支持力について、④通りにおける④⑤通りのくいの平均支持力と①~③通りにおける④⑤通りのくいの平均支持力との比を示したもので、この比は全体的にはほぼ1.0に近く、不同沈下の傾向と対応する傾向は認められない。なお、ハイレイ式による支持力では、⑦~⑨通りに若干支持力の



図—30 建物相対変形量とくい打ち公式による支持力の比

相対的低下傾向が認められるが、不同沈下の大きいのは⑨～⑫通りで、この部分ではむしろ他の部分より支持力の比は大きくなっている。

以上の支持力の比について、数式によって若干検討してみよう。

〈ハイレイ式について〉

$$\frac{HR_{a1}}{HR_{a2}} = \frac{e_f F_1}{s_1 + \frac{k_1}{2}} \bigg/ \frac{e_f F_2}{s_2 + \frac{k_2}{2}} = \frac{2e_f F_1}{2s_1 + k_1} \cdot \frac{2s_2 + k_2}{2e_f F_2} \quad \dots\dots(3)$$

$F_1 = F_2$ とすれば、

$$\frac{HR_{a1}}{HR_{a2}} = \frac{2s_2 + k_2}{2s_1 + k_1}$$

ここで、 $s_1, s_2 \ll k_1, k_2$ あるいは $s_1, s_2 \rightarrow 0$ で、くい長に大きな差がなければ $k_1 \doteq k_2$ となり、

$$\frac{HR_{a1}}{HR_{a2}} \doteq 1.0$$

となる。

〈基準法施行令式について〉

$$\frac{sR_{a1}}{sR_{a2}} = \frac{0.2F_1}{s_1 + 0.02} \bigg/ \frac{0.2F_2}{s_2 + 0.02} = \frac{0.2F_1}{s_1 + 0.02} \cdot \frac{s_2 + 0.02}{0.2F_2} \quad \dots\dots(4)$$

$F_1 = F_2$ とし、 $s_1, s_2 \ll 0.02$ m あるいは $s_1, s_2 \rightarrow 0$

であれば、

$$\frac{sR_{a1}}{sR_{a2}} \doteq 1.0$$

となる。

前式において、 $F_1 = F_2$, $s_1, s_2 \rightarrow 0$ の場合というのはハンマが能力一杯に作動し、くいの貫入がほとんどみられ

ない状態であり、平均支持力について求めた(C)図で支持力の比がおおむね1.0であることは、くいの打止めは前記の状態にあったといえよう。

以上の結果から、くいの打込み時支持力と不同沈下とは相関性は認められず、くいの打止めも正常な状態で行なわれたといえる。したがって、くいの打込み深さや打止め時の支持力などには、特に問題点は認められないが、打込み深さや支持力のばらつきは比較的大きいといえよう。負の摩擦力が働くくいでは、くいの先端支持力は非常に重要で、これが大きくなばらつきを示すことは、不同沈下の原因となる可能性が大きく、必要な大きさの先端支持力を確保するとともに、その大きさを可能な限り均等にそろえる必要がある。

このくい打ちのように、くいの打止めをくい打ち公式による支持力を中心に行なうと、くいの支持層への打込み深さやくい先端支持力にばらつきを生じ易い。負の摩擦力が働くくいにおいても、現状ではこれに近いくい打ち公式重点のくい打ち管理が行なわれており、この点は十分に注意が必要である。例えば支持層への打込み深さを確認でき、支持力をそろえるためには、区間打撃回数や累計打撃回数などによるくいの貫入状況を重視した管理を行ない、くい打ち公式による支持力さえ満足すればよいというくい打ち公式偏重の打止め管理方法は避けるべきである。なお、今後においては、必要な大きさと均等な先端支持力を確保できるようくいの設計とくい施工の管理方法の確立が必要である。

6.2 地層と不同沈下

不同沈下の形状が D_8 層上面の形と類似していることは前節で指摘したが、ここでは不同沈下と地層状態との関係について述べる。

建物桁行方向の地盤の沈下は、建物と並行に設けられている北側の万代堀(図—1参照)の沈下を見ることによって知ることができる。この万代堀の相対変形は、図—31に示すように建物の変形と非常によく似ている。万代堀変形の進行状況は、S.45.6～S.45.11までの間では建物の変形の進行度合より若干小さい。この図にはこの万代堀の変形と建物の変形との比較も示したが、この図によると建物の変形より万代堀の変形がゆるやかである。沖積層の深さはくい打ち結果の項で述べたように、建物部より北側すなわち万代堀側に行くに従って全般的には若干浅くなる傾向があるが、その範囲は大略2～4mで、中央部埋積谷の部分では3m以内である。したがって、沖積層の層厚について概ね一様であると考えて、建物と万代堀の変形を比較してよいであろう。このよう

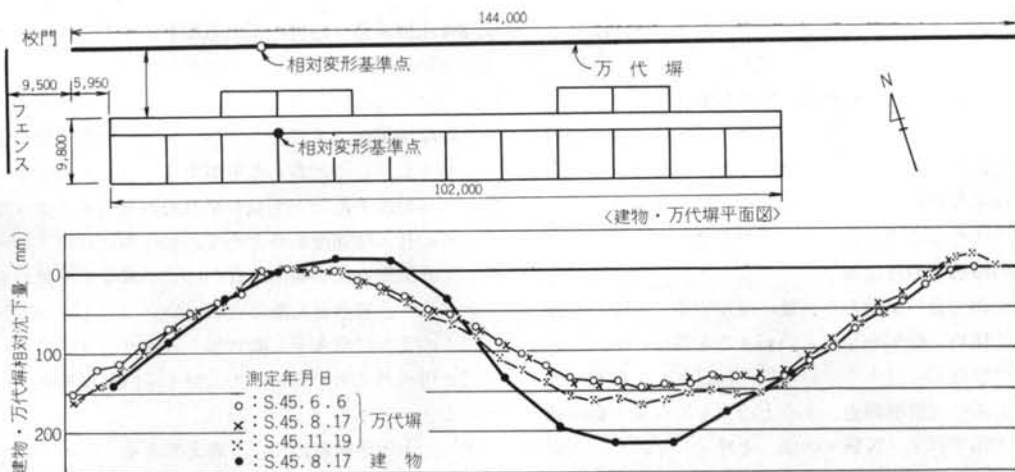


図-31 万代堤と建物の相対変形

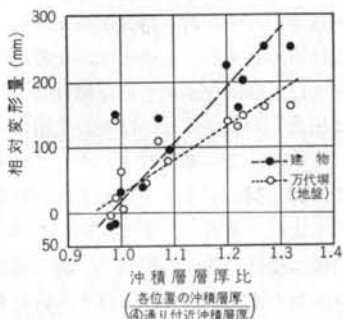


図-32 層厚比と建物・万代堤の相対変形

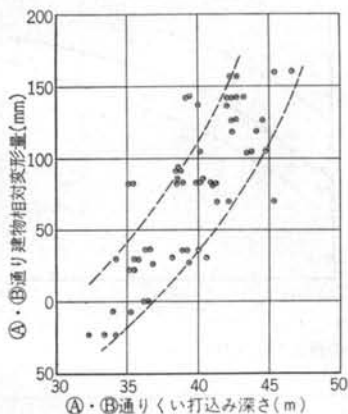


図-33 くい打込み深さと相対変形量

に考えると、建物の変形より万代堤の変形がゆるやかであるということは、通常の不同沈下の状況とは違っているといえる。すなわち、通常は建物の剛性により地盤の不同沈下より建物の方が小さくなるが、この場合には逆の傾向で、建物の不同沈下の方が大きくなっている。

以上の関係は不同沈下（相対変形）についてであり、

絶対沈下については基準点（不動点）の設置が困難なことから測定されていないので、沈下量そのものの大きさを知るには類推以外に方法はない。圧密沈下（盛土による）と地盤沈下の大きさについては、すでに図-21に示したように建物建設後から取壊されるまで約70cmになっている。最初の調査時では建物と地表との沈下による差異は15~20cmあり、取壊時ではこの差異は30~40cmに及んでおり、明らかに地表面は建物より大きく沈下していた。

洪積層（D₈層以深）の沈下が一様であるとすれば、地盤の沈下は沖積層の層厚、特に粘性土層の層厚に比例すると考えてよく、したがって地盤の不同沈下も層厚に比例することになる。一方、直接基礎による建物でも建物の剛性によりその不同沈下は、沖積層厚と地盤の不同沈下の関係より小さくなる筈である（建物による地中応力の集中による沈下を別にすれば）。しかし、この建物は支持ぐいによって支持されており、それが地盤の不同沈下より大きいということは、くいに沖積層の層厚の不同をより強調するような作用が働いたと考えざるを得ない。

沖積層の層厚の比（建物④通り付近の沖積層層厚を基準）と、建物および万代堤の不同沈下との関係を示すと図-32のようになる。また、くいの打込み長さ（くい先端の長さ）と建物相対変形量との関係は図-33のようになる。これらの図から、この建物の不同沈下には沖積層の層厚の不同がより顕著に現われており、しかもくいの長さに対して不同沈下が曲線的に比例して大きくなっている点は注目する必要がある。この原因はくいに働く負の摩擦力にあり、くいに負の摩擦力が働く場合には、沖積層の層厚あるいは支持層の深さの不同が強調されて、顕著に現われる傾向があり、くいの設計には十分な注意

が必要であるといえよう。

6.3 くいおよびくい先端部の応力状態

すでに述べたように、建物と周囲地盤とは数10cmの沈下差があり、くいには当然負の摩擦力が作用したと考えねばならない。ここでは、この負の摩擦力によってくいがどのような応力状態にあったかを検討してみよう。

①負の摩擦力の推定法

くいに働く負の摩擦力を正確に推定することは、現在のところ極めてむずかしいといわざるを得ないが、ここでは負の摩擦力に対するくいの設計指針として提唱されている方法²⁾(地盤調査による土の力学的性質を直接利用する方法で以下「N値・ q_u 法」と呼ぶ)と、くい周面に作用する有効応力をもとに周面摩擦力を推定する方法(以下「有効応力法」と呼ぶ)の2方法によって負の摩擦力を推定する。

(i) N値・ q_u 法

この方法では、地層を砂層と粘土層に分け、それぞれの負の摩擦力の大きさを次のような値とする。

$$\text{砂層} \quad 3 + (N/5) \quad (\text{t/m}^2) \quad \dots\dots(5)$$

$$\text{粘土層} \quad q_u/2 \quad (\text{t/m}^2) \quad \dots\dots(6)$$

ここで、N：標準貫入試験の打撃回数

q_u ：1軸圧縮強さ (t/m^2)

(ii) 有効応力法

この方法では、くい周面摩擦 τ_f はくい周面に働く水平方向の有効応力 σ_h' に周面摩擦係数を乗じたものとして、次式で求められる。

$$\tau_f = \sigma_h' \cdot \tan \phi_f' \quad \dots\dots(7)$$

ここで、 ϕ_f' は有効応力に対するくい周面摩擦角であるが、通常は σ_h' と ϕ_f' の値を求めることはむずかしい。しかし、鉛直方向の有効応力 σ_v' は有効土被り圧に等しいと考えられるので、 σ_h' が σ_v' に比例すると仮定すれば式(8)で求めることができる。

$$\sigma_h' = K \cdot \sigma_v' \quad \dots\dots(8)$$

この式で比例定数 K は土圧係数であり、式(7)と式(8)から τ_f は次のようになる。

$$\tau_f = K \cdot \sigma_v' \cdot \tan \phi_f' \quad \dots\dots(9)$$

式(9)で計算によって求め得るのは σ_v' のみであり、その他の未知量を $K \cdot \tan \phi_f' = \alpha_f$ とすれば、

$$\tau_f = \alpha_f \cdot \sigma_v' \quad \dots\dots(10)$$

となり、 α_f の値が実測例や土質試験の結果などから求めたり推定し得れば、 τ_f は簡単に求めることができることになる。

一方、実際に地中に打込まれたくいを掘出した場合や引抜いた場合に、くい周面の状況を見るとくい周面には

堅硬な土砂が薄く貼付していることが多く、周面摩擦抵抗はくい周表面と周囲土との摩擦抵抗によって決まるとばかりはいえない。むしろ、くい周表面より外側の土と土との摩擦抵抗、すなわちすべり面はくい周近傍の土の中に発生していると考えた方が実状に近いといえよう。また、地盤沈下によって負の摩擦力が発生するような場合、そのせん断速度から考えて、粘性土においてもせん断による間隙水圧が発生し有効応力が減少する程のものであるより、排水せん断に近いといってもよいであろう。このように排水せん断状態とすれば、式(7)の ϕ_f' は前記と併せ考え土の有効応力に対する内部摩擦角 ϕ_D とすることができる。

次に、土圧係数 K について考えてみる。くいの打込みでは通常周囲土を側方(地表部では地表方向)へ押しつける。したがって、くい周面には土被り圧以上の圧力が発生し得る。粘性土ではくい打ち時に間隙水圧が上昇することはしばしばみられるが、その大半が比較的早く消散しているとともに、間隙比が大きく圧縮性であるため、有効応力(圧力)の発生あるいはその残留は小さいと考えられる。したがって、多量にまとまって打込む場合には別として、図-34に示すような K すなわち静止土圧係数を考えてもよいであろう。また、粘土の ϕ_D としては図-34と同様に塑性指数との関係で、図-35が知られている。これらから式(10)の α_f に相当する値を求めると、わが国の沖積粘土ではおおよそ0.25~0.35の範囲

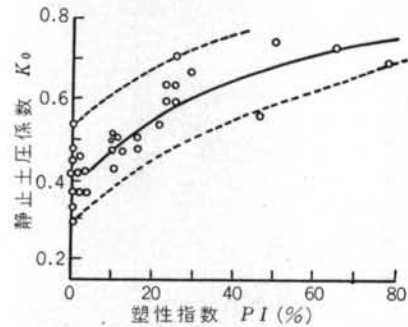


図-34 粘土の静止土圧係数³⁾

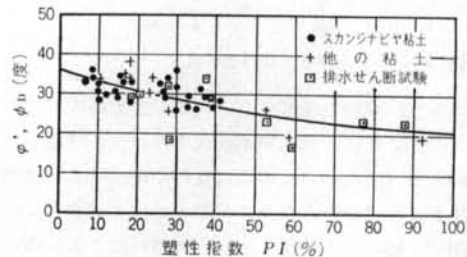
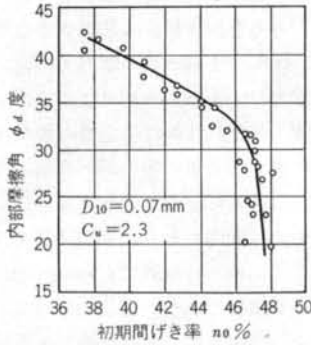


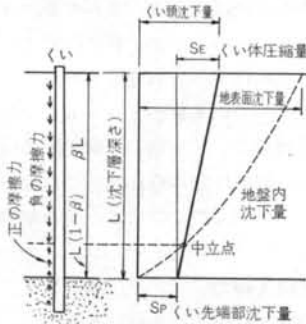
図-35 粘土の排水せん断内部摩擦角⁴⁾

密度	粒形・粒度	
	丸味ある粒子 均等粒径	角ばった粒子 配合がよい
ゆるい	28.5°	34°
密	35°	46°

表一五 乾燥砂の内部摩擦角⁷⁾



図一三六 砂の排水せん断内部摩擦角⁸⁾



図一三七 地盤沈下とくい周面摩擦になる。

一方、砂では先端閉鎖ぐいの打込みにおいては、くい周側土圧の上昇は非常に大きく、受働土圧に相当する側土圧の発生もあり得るし、引抜き試験結果からの推定では K として1.0以上という例^{9), 6)}も多い。しかも、この側土圧の緩和は極めて遅いようで、負の摩擦力を考える場合にはまだ応力緩和による側土圧の減少は期待できないようである。したがって、通常考えられている砂の静止土圧係数0.3~0.5よりは大きな K を考える必要がある。しかし、現在のところくいの形状(主として開端、閉端などによる締り)、施工法(打込み、掘削など)などによって K の値が変ることは知られていても、これらと K の値との関係までは不明であり、 K の具体的値までは決め難いが、 K の最低値として静止土圧係数を考えることはできよう。砂の ϕ_D については、表一五と図一三六かなどから、ゆるい砂で $\phi_D=30^\circ\sim 35^\circ$ 、密な砂で $\phi_D=$

項目	推定条件		
	N値・ q_u 法	有効応力法	
沈下層	A_s-2 層まで	同左	
中立点の深さ	沈下層の80%	同左	
NF部	A_s-1 層 A_m-1 層	$3+\bar{N}/5$ (t/m^2) (\bar{N} :平均N値)	$0.3\sigma_v'$ (t/m^2)
	A_s-2 層 A_m-2 層	$\bar{q}_u/2$ (t/m^2) (\bar{q}_u :平均1軸 圧縮強さ)	$0.25\sigma_v'$ (t/m^2) (σ_v' :図一12の 有効土被り圧)
PF部	A_m-2 層	$\bar{q}_u/2$ (t/m^2)	$0.25\sigma_v'$ (t/m^2)

NF部: 負の摩擦力が働く部分

PF部: 正の摩擦力が働く部分

表一六 負の摩擦力推定条件

40°~45°とすることができる。以上より砂の負の摩擦力を推定するには、少なくとも次のような値を用いる必要があろう。

ゆるい砂 $\alpha_D=0.25\sim 0.30$

密な砂 $\alpha_D=0.40\sim 0.50$

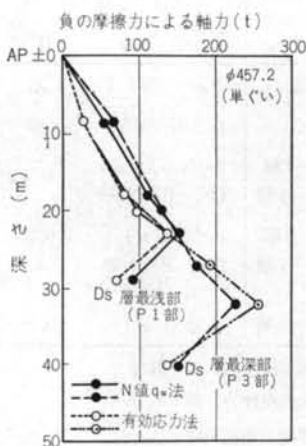
(ii)中立点の深さ

地盤の沈下とくいの沈下が等しくなる点を中立点というが、実測^{9), 9)}によるとくい支持層が浅い沈下層深さの0.70~0.95の範囲で変化している。摩擦ぐいのようにくいの先端抵抗が小さくくいの先端の沈下が大きければ、図一三七から明らかなように中立点は浅くなり、実測では沈下層(この場合はくい長さ)の深さと中立点の深さとの比 β は、約0.7となっている。これに対して支持ぐいでは先端沈下は比較的小さいので、 β は大きくなっている。支持ぐいの中でも開端ぐいのように先端抵抗が小さいものは $\beta=0.80$ 程度であるが、閉端ぐいを硬い支持層に打込んだような場合には $\beta=0.95$ と大きくなり、沈下層のほぼ全深さにわたって負の摩擦力が働くことになる。

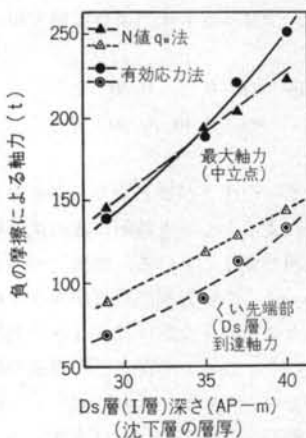
②建物のくいに作用した負の摩擦力の推定

前項で述べた方法を基に、表一六に示す条件で建物のくいに作用した負の摩擦力を推定すると、図一三八、三九に示すようになる。これらの図は使用本数の多い $\phi 457$ の単ぐいについて求めたものである。

図一三八によるとN値・ q_u 法による軸力は深さに対してほぼ直線的に増大しているが、有効応力法では深さとともに急速に増大している。これは A_s-2 層で深さの間隙水圧の低下による有効土被り圧の増加による影響によって、深さとともに急速に増大する傾向が顕著に現れたものと考えられる。一般に σ_v' は深さに比例して大きくなるので、くいに働く単位面積当りの負の摩擦力も深さ



図—38 負の摩擦力による軸力分布



図—39 D_s 層の深さと負の摩擦力による軸力

に比例して大きくなり、これにくい周面とくい長さを乗じて求められる負の摩擦力による軸力は深さの2乗に比例することになる。N値・ q_u 法でも原理的には、N値も q_u も深さ(土被り圧)の増加によって大きくなる傾向があり、有効応力法にみられるような負の摩擦力による軸力が深さに対して曲線的に増加する傾向を示すべきであるが、N値や q_u の値が必ずしも土の原理的性状を表わしていないため、有効応力法のような傾向を示しにくいと考えられる。

図—39は中立点での最大軸力およびくい先端部到達軸力と、 D_s 層の深さとの関係を示したものであるが、 D_s 層の深さに対してN値・ q_u 法による軸力は直線的に増加し、有効応力法ではいずれの軸力も曲線的に増加している。くいの先端支持力は沈下層の深さとはほとんど関係がないので、くいの支持層への根入れ深さが同じであれば、くいの沈下量すなわち建物の相対変形量は、沈下層

の深さに対して曲線的に増大することになる。この傾向が比較的明確にみられるのが、図—33に示したくいの打込み深さと相対変形の曲線的関係であるといえよう。また、この傾向がすでに述べたように、地盤の相対沈下量より建物の相対変形量の方が大きくなった理由であると考えられる。

次に、N値・ q_u 法と有効応力法による負の摩擦力の大きさについてみると、N値・ q_u 法が大きくなっている。この違いは A_s-1 層の負の摩擦力の違いによるものである。現状ではいずれの方法によるのがよいか、また各方法の摩擦力推定式における定数の値などについては今後の研究にまつべき点も多いが、有効応力法での砂層の α_f については、先に述べたように K として静止土圧係数を採ることには問題があり、打込みくいでは $K \geq 1.0$ を考えるべきで、ゆるい砂層でも $\alpha_f = 0.50 \sim 0.70$ を採用しておいた方がよいであろう。したがって、図—38の有効応力法による推定では、負の摩擦力が低目に計算されているといえる。

なお、実際のくいはフーチング当り2、3本使用されており、複数くいは単ぐいより負の摩擦力に対しては有利になると考えられる。この効果を推定する方法⁹⁾も提案されているが、くい本数が2~4本と少ない場合には効果に疑問が残ること、建物の不同沈下にはくい本数の違いによる差が明瞭に認められないことなどから、ここでは複数くいの効果(群ぐいによる負の摩擦力の軽減効果)は考えないこととした。

③くいの先端支持力

くいの支持層(D_s 層)への打込み深さは、くいの位置や支持層の深さなどとは特に関係がなく、ほぼ2~5mの範囲であると考え、支持層中のくい先端部の状態を図—40のように想定して支持力を推定してみよう。

くいは開端ぐいであるので、有効支持断面積を次式²⁾で求めると、 $\phi 457.2$ では $\bar{A}_p = 0.083 \text{ m}^2$ となり、これは閉鎖断面の約50%である。

$$\bar{A}_p = \frac{\pi}{4} (D^2 - D_1^2) \quad \dots\dots(1)$$

$$D_1 = D - \eta \left(1 + \frac{H}{D} \right) t$$

ここで、

\bar{A}_p : 有効支持断面積

D : くいの外径

H : 支持層への根入れ深さ

t : くい先端の肉厚

η : 形状係数(パイプでは2.0とする)

次に、くいの先端地盤の支持力 q_u を $40\bar{N}$ とすると、

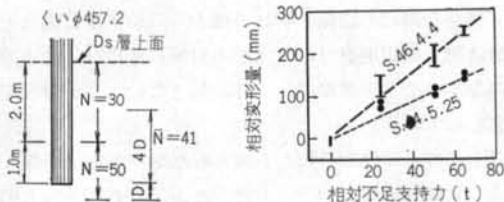


図-40 くい先端の状況 図-41 くいの相対不足支持力と相対変形量

$$q_a = 40\bar{N} = 40 \times 41 = 1640 \text{ t/m}^2$$

となり、くい先端支持力 Q_{PF} は次のようになる。

$$Q_{PF} = q_a \cdot \bar{A}_P = 1640 \times 0.083 = 136 \text{ t}$$

くいの周面抵抗 Q_{PF} を $3+N/5$ (t/m^2) の式によって求めると、 $Q_{PF} = 44 \text{ t}$ となり、くいの先端支持力 Q_P は次のようになる。

$$Q_P = Q_{PF} + Q_{PF} = 136 + 44 = 180 \text{ t}$$

④中立点とくい先端部の応力状態

前項で推定した負の摩擦力による軸力(図-39)と建物荷重(くいの許容耐力)とによる中立点でのくい体応力、くい先端部の支持状況は表-7のようになる。

この表によると、中立点でのくい体応力は相当高応力にあり、この値から推定するにくい体は応力度上危険な状態にあったといえよう。また、くいの先端部での支持力は不十分で、くいの先端支持力をくい先端荷重が超えているものが多いところから、くい先端は容易に沈下し得る状態であったといえる。

表-7のくい先端支持状況で、 D_s 層の深さ $AP=29.0$ mの支持力と作用軸力の差をもとにした、各深さについての相対不足支持力と建物の相対変形量との関係を求めると、図-41のようになり支持力の不足量の大きい部分が相対変形量も大きく、ほぼ直線の関係になっている。

以上の結果から、くい体の破壊が想定され、これによる過大な沈下の発生も考えられるが、この場合にはくい頭の沈下は地盤の沈下と比例すると考えられ、地盤の不同沈下より建物の不同沈下が大きくなることはない。したがって、くい体が中立点付近で高応力のために破壊したとはいえない。

中立点くい応力状況	D_s 層上面深さ (AP-m)				くい先端部支持状況	D_s 層上面深さ (AP-m)			
	29.0	35.0	37.0	40.0		29.0	35.0	37.0	40.0
負の摩擦による最大軸力(t)	139.1	186.6	221.5	251.5	先端到達軸力*(t)	66.7	91.0	117.0	132.0
くい許容耐力(t)	90.0	90.0	90.0	90.0	くい許容耐力(t)	90.0	90.0	90.0	90.0
くい軸力(t)	229.1	276.6	311.5	341.5	くい先端部軸力(t)	156.7	181.0	207.0	222.0
くい体断面積(cm^2)	126.7	126.7	126.7	126.7	くい先端部支持力(t)	180.0	180.0	180.0	180.0
くい体応力(t/cm^2)	1.81	2.18	2.46	2.70	軸力と支持力の比較(t)	+23.3	+1.0	-27.0	-42.0
					相対不足支持力(t)	0	-22.3	-50.3	-65.3

表-7 中立点・くい先端部応力状態

くい先端部の相対不足支持力と相対変形が比例していること、相対変形の状況などから判断すると、負の摩擦力に対して全般的にくいの先端支持力が不十分な状態にあり、しかも支持層の深さ(沈下層の厚さ)の不同によって負の摩擦力に大きな不同が生じ、くいは大きな沈下を起こすとともに、負の摩擦力の不同に応じた不同沈下が生じたと考えることができる。

§ 7. むすび

過大な不同沈下を生じ最終的には取壊さざるを得なくなった、これまでも例のない建物の不同沈下の経過と原因について述べてきたが、それらを要約すると次のようなことがいえる。

- i) 不同沈下の原因は、支持層の深さが深くしかもそれに不同があるため、大きな負の摩擦力が働きこれに対してくいの先端支持力が不十分であるとともに、支持力の不足に大きな不同を生じたことである。
- ii) くいの先端支持力の不足とそれに不同が生じたのは、くいの施工性を上回る大きな負の摩擦が働き、くいは支持層の深さ(沈下層の厚さ)に関係なく配置され、くいの先端支持力もほぼ一様になっていたことによる。
- iii) 大きな負の摩擦力が働き、不同沈下の発生とこれによる障害が早期に現われたのは、地盤沈下が大きく、さらに盛土による強制的地盤沈下を起こさせたことによる。
- iv) くい打ち結果と不同沈下とは相関性は認められないが、負の摩擦力が働くくいでは必要な支持力を確保するとともに均等な支持力を得ることができるようなくい打ち管理が必要で、くい打ち公式のみによる管理は避けるべきである。
- v) 負の摩擦力が働く場合には、沈下層の厚さの不同が強調され、顕著に現われる傾向があり、沖積層の層厚や支持層の深さに不同がある場合には注意が必要であ

* 負の摩擦力によるもの

る。

- v) フーチング当りのくい本数(1~3本)による不同沈下の違いは特に認められない。
- vi) 砂層あるいは砂質土層での打込みぐいにおいては、打込みによる側土圧の上昇が大きく、通常の支持力計算における摩擦力より相当大きな負の摩擦力を考える必要がある。
- vii) 負の摩擦力の大きさとその働く深さをよりの確に推定するために、各地層の間隙水圧の分布を知ることが望ましい。
- ix) 構造物には適切な位置に構造ジョイントを設け、剛性を大きくするとともに、複雑な形状や長大な構造物などは避け、構造的にも意匠上も不同沈下に対する配慮が必要である。

- x) 構造物周辺の設備、特に外部からの給排水設備など構造物と周辺地盤とにまたがる付属設備には、沈下差の生ずることを前提に、支障の起きないよう十分な配慮をしておく。

以上にはこの建物の例から得られた負の摩擦力が働く場合の教訓的事項についても述べたが、この例からも明らかのように、地盤沈下をしていたり、その可能性のある地域に建てられる建物においては、負の摩擦力に対して効果的に対処するために、くいによる支持のみだけでなく、構造計画あるいは建物全体の計画を基礎の計画と一緒に検討し、浮き基礎や長尺摩擦くいなどの可能性も十分検討する必要がある。すなわち、支持ぐい至上主義に走ることなく、また負の摩擦力を基礎の設計だけで処理されるようなことがあってはならない。

<参考文献>

- 1) 井上他2名：「砂層におけるくいの支持力に関する研究」日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和48年10月
- 2) 小泉安則：「地盤沈下地域における基礎ぐいの設計」建築技術 1971.11
- 3) 土質工学会：「土質調査試験結果の解釈と適用例」1968. p.235
- 4) 赤井浩一：「土質力学」朝倉書店 1966. p.110
- 5) 岡部、鬼頭：「武蔵野ヤードにおけるネガティブフリクションの実験」構造物設計資料 No.27
- 6) 井上他2名：「砂層に設置された打込みグイと掘削グイの支持力」第6回土質工学会研究発表会講演集 昭和46年6月
- 7) 赤井浩一：「土質力学」朝倉書店 1966. p.101
- 8) 吉見吉昭：「土質力学」彰国社 1967. p.94
- 9) 遠藤正明：「ネガティブフリクション(鋼グイ-鋼グイ研究委員会報告一)」土質工学会 昭和44年9月