

## 研究展望

海上埋立て地盤および立地建物の  
長期沈下挙動について

AN EVALUATION OF THE LONGTERM SETTLEMENT OF OFFSHORE MAN-MADE ISLANDS

軽部大蔵<sup>1</sup>・深川義隆<sup>2</sup>・本田周二<sup>3</sup>・河井克之<sup>4</sup>  
 Daizo KARUBE, Yoshitaka FUKAGAWA, Shuji HONDA  
 and Katsuyuki KAWAI

<sup>1</sup>正会員 工博 神戸大学大学院教授 自然科学研究科  
 (〒657-8501神戸市灘区六甲台町1-1)

<sup>2</sup>神戸市港湾整備局 新都市整備本部 工務課長  
 (〒657-8570神戸市中央区加納町6-5-1)

<sup>3</sup>正会員 工博 (株)日建ソイルリサーチ 技術部部长  
 (〒541-0045大阪市中央区道修町4-5-22)

<sup>4</sup>正会員 工修 神戸大学助手 工学部建設学科  
 (〒657-8501神戸市灘区六甲台町1-1)

**Key Words:** large scale reclaimed land, soil improvement, long-term settlement, differential settlement, diluvial clay layer

大水深の海域に大規模な埋立地を造成すると、大きな荷重増加が海底地盤の深所にまで及ぶことになる。このことが造成地の沈下挙動の予測に幾多の問題を引き起こしている。本論文は、神戸ポートアイランドおよび六甲アイランドの多くの地点や構造物について続けられている長期沈下測定記録の一部を埋立経歴とともに整理したものである。それによれば、プレローディングは、その撤去後の地表面沈下の軽減に有効であり、このことは、地震時沈下にも当てはまる。また、双曲線法の長期沈下予測への適用性も詳しく検討され、その限界が示された。

## 1. まえがき

地球環境の保全という現代の最優先課題を前にして、海上埋立は安易に行われてはならない。しかし、廃棄物の最終処分場や空港等、内陸部への設置が困難な施設については、海上も候補地となり得るであろう。

最近の海上埋立地は、大水深海域に立地し、広大な面積を持つ人工島とされる場合が多い。これらの建設条件は、在来の海底地盤に大きな荷重増加を深所にまで及ぼすという結果を生み、地盤工学にとって経験が蓄積されていない世界に踏み込まざるを得ない事態が生じている。

海底面から軟らかい粘土層が数十m続く場合、サンドドレーン工法や深層混合処理工法など、早急で確実な地盤改良工法が適用できる。しかし、軟らかい粘土層の下に砂礫層などが存在すると、これを打ち抜いて深層の粘土層を改良することは、工期工費ともに現実的でなくなる。この点、幸いにも深層の粘性土は、既往の上載荷重より大きな圧密降伏応力を持つことが室内試験の結果から知られていた。そして事実、水深10mライン程度までの埋立てによっては、深層の粘性土層が新たに圧密を起こしたという証拠はなかった。ところが、先述の大水深大規模埋立がこのような幸運を反故としてしまい、今や

地盤改良の手が及ばない深所での圧密圧縮問題に直面することとなったのである。

埋立地盤およびそれに立地する構造物の沈下挙動を予測することの重要性はいうまでもない。ここで、地盤沈下が収束値を持つか(終了するか)という問題を別とすれば、沈下挙動を予測する理論は確立している。地層の3次元的な分布と各層の密度、土粒子密度、圧密降伏応力、圧縮・膨潤指数、圧密係数、透水係数がわかれば、埋立地盤上の任意地点の沈下曲線を出力してくれるプログラムがいくつか供用されている。しかし、現行の地盤調査技術が地下数百mの深度までの上記の地盤情報を正確に与えてくれている保障はない。特に圧密降伏応力は重要な土質パラメータでありながら、試料の取扱い方法や試験方法によって変化するといわれている。したがって、当該地盤および立地構造物の沈下挙動については、現在は未だ理論的に予測する段階ではなく、観測成果の蓄積に努めるべき時代であると考え。この間に地盤情報の抽出技術を発展させ、然る後に観測成果を理論解析して地盤パラメータの同定に進むのが正道と考える。

本論文は、わが国において最も早期に実施された大水深海域への大規模埋立の1つである神戸ポートアイランドおよびそれに続く六甲アイランドの地盤と立地構造物

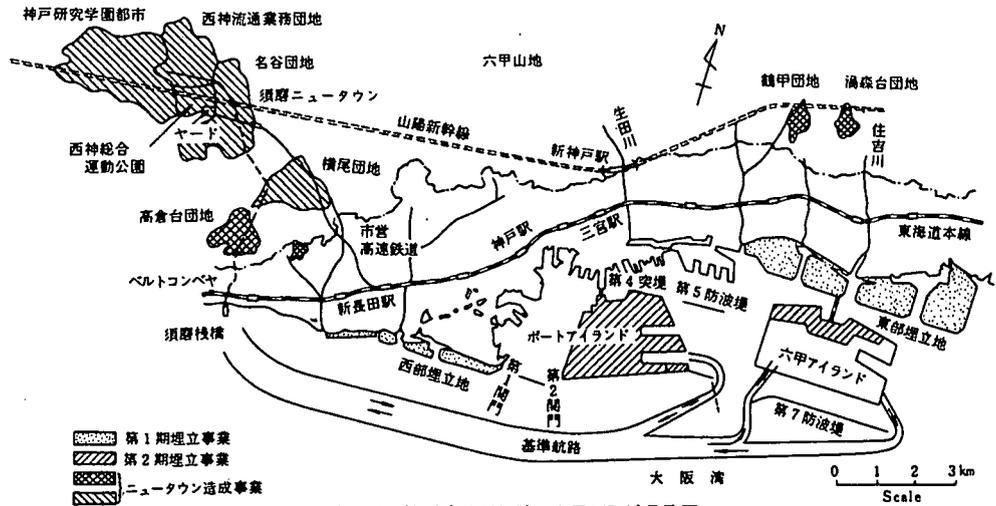


図-1 神戸ポートアイランド・六甲アイランド見取図  
(神戸港における埋立地と土取場の位置図<sup>1)</sup>)

の沈下記録を、地盤改良を含む埋立経歴とともに検討したものである。また、両島とも兵庫県南部地震を経験しているため、その影響についても言及した。

## 2. 神戸港東部地域の地盤構成と埋立事業

神戸港は、1868年（慶応3年）の開港以来、我が国を代表する国際貿易港として発展してきた。地形的に六甲山系の南麓に東西に細長く広がる神戸市街地とともに築港されてきた神戸港は、急峻な六甲山に近接する地形から、水深の深い天然の良港としての特徴を有している。この大水深域に六甲山系の裏山を切り取り、その土砂により埋立てられた人工島が神戸ポートアイランドと六甲アイランドである。神戸ポートアイランドは、神戸市の中心市街地である三宮の臨海部に位置している。これに対して六甲アイランドは、神戸ポートアイランドの東方に約3km隔て、東部埋立地のさらに沖合いに造成された人工島である。

神戸ポートアイランドは昭和41年から埋立てが始まり、同56年に完成した面積436ha（第1期分のみ）の人工島である。埋立土層の厚さは約20mであり、埋立土量にして約8000万<sup>3</sup>mを要している。また、六甲アイランドは昭和47年度に埋立てが開始され、平成4年度に完成した総面積580haの人工島である。埋立層厚は、神戸ポートアイランドと同様に20m前後である。埋立事業の概要として、神戸港における埋立地と土取り場の位置図を図-1<sup>1)</sup>に示す。

埋立てに使われた土砂は、神戸ポートアイランドが花

表-1 神戸地域の地質年代表<sup>3)</sup>

年代	地質時代	地質種別	おもなできごと	
0.01 0.02	新 四	更新世 前期	沖積層 (2万年前以降)	縄文海進 (約6000年前) アカネヤ (約5300年前) AT火山灰 (約24000年)
		更新世 後期	低位段丘 (7-2万) 中位段丘 (13万ころ) 高位段丘 (15-20万?)	
	1.77	生 紀	大原層群 中部層群 (60-130万) 下部層群 (130-300万)	第二瀬戸内海時代 人類の誕生
		新 第三紀	神戸層群 (3500万年前後)	第一瀬戸内海時代 (約1500万年前) 古神戸湾の時代
23.3	古 第三紀	?		
65.0	中生代	白亜紀	六甲花崗岩 有島層群 約7000万年 布引花崗閃緑岩	基礎地盤 花崗岩、火山岩の生成
		白亜紀	丹波層群 (2-3億年)	
146 (127年)	先白亜紀			

崗岩の風化土である『マサ土』主体であるのに対して、六甲アイランドは一部にマサ土が使われているが、主要な埋立材料は第三紀の神戸層群である。神戸ポートアイランドを埋立てた風化花崗岩は、採取にあたり深層部のみ発破が用いられ、クラッシャーをかける硬岩は約3%と少なく、用土の粒度は細粒分が10%以下とされている。これに対して六甲アイランドに用いられた神戸層群は、特に凝灰岩・砂岩では発破を用いることが多く、さらに硬岩処理用クラッシャーにて埋立土とされた<sup>2)</sup>。

埋立土はプッシュャーバージ船により運搬し、船の底盤を開けて直接海底に土砂を投入する方式である。埋立ての進捗とともにバージ船の進入が困難となった後は、バケット式アンローダーで陸揚げし、埋立地内から撤き出す方法が採られた。

埋立て前の海底地質は、巨視的には表-1<sup>3)</sup>にみられる



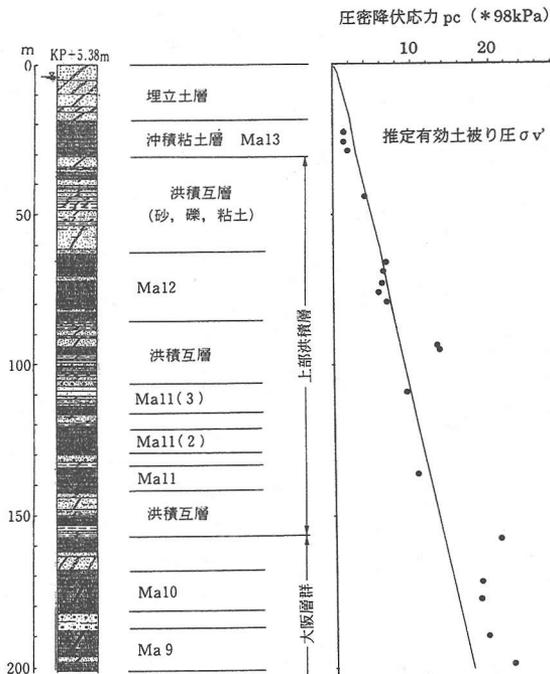


図-4 神戸ポートアイランド 200mボーリング<sup>9)</sup>

トアイランドでは厚さが約12mであるのに対して、六甲アイランドではやや厚く、島中央の平均的な層厚は15m程度である。沖積粘土層以深は、上部洪積層から大阪層群へと続いている。昭和50年に神戸ポートアイランドの中央やや西寄りの位置で実施した深度200mのボーリングデータを図-4<sup>9)</sup>に示す。このボーリングは地盤がおよそ KP+5.4mに達した時点のデータである。埋立土層は KP-13.5mまで続き、厚さは約19mである。マサ土を主体とするが、一部に市中残土・鈹滓等が混在している。埋立土層下は、旧海底面を形成していた沖積粘土層 (Ma13) が KP-25m付近まで一様に分布しており、層厚としては約12mである。この時点で沖積粘土層の圧密降伏応力  $p_c$  は88~206kPa(0.9~2.1kgf/cm<sup>2</sup>)で、有効土被り圧  $\sigma'_{v0}$ =206~284kPa(2.1~2.9kgf/cm<sup>2</sup>)より小さく圧密未了である。

沖積粘土層以深は KP-152mまで上部洪積層に分類され、以下大阪層群となる地層構成である。上部洪積層は、顕著な海成粘土層Ma12とMa11 (3枚確認されている) の沖積粘土層の下位に沖積下部層が砂と粘土の互層で堆積他は砂、レキ、粘土が互層を成す地層が主体である。特に沖積粘土層直下の KP-25mから KP-57mまで続く洪積互層は、前述したように高層建物の基礎杭の支持層となっている。

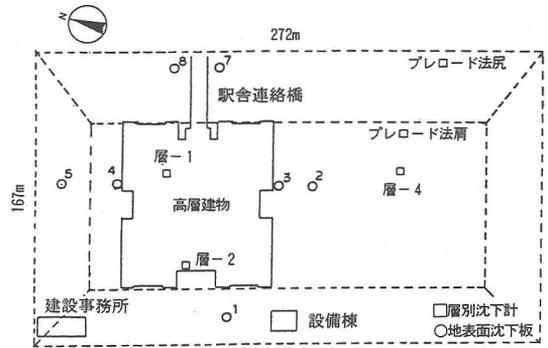


図-5 プレロードと建物および測点位置 (サイトA)<sup>9)</sup>

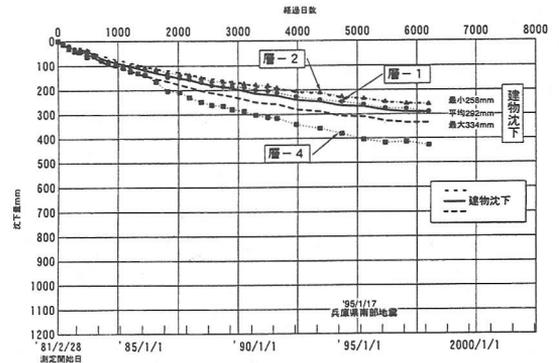


図-6 高層建物と洪積層の沈下記録 (サイトA)

Ma12とMa11の圧密降伏応力は451~794kPa(4.6~8.1kgf/cm<sup>2</sup>)および902~1029kPa(9.2~10.5kgf/cm<sup>2</sup>)であり、KP+5.4mの埋立荷重に対しては圧密未了となる。KP-150mから分布する大阪層群は、Ma10とMa9の2枚の海成粘土層を確認している。圧密降伏応力は1800~2200kPa(18.5~22.5kgf/cm<sup>2</sup>)を有し、いずれも有効土被り圧に比べて大きく、過圧密粘土となっている。阪神地区では一般的に沖積粘土層の下位に沖積下部層が砂と粘土の互層で堆積するが、このデータではこれを明瞭に分類することができない。

### 3. 建物基礎の挙動と地盤条件の関係

#### (1) プレロード域の荷重変化と各土層の圧縮挙動

神戸ポートアイランドでは地盤と構造物の沈下測定が数多く行われているが、この中からプレロード荷重が異なる2つのサイトの洪積層の長期沈下記録について考察する。

サイトAは、神戸ポートアイランドの中央やや西寄りに位置する。地上12階、地下1階の高層建物の建設に先立ち、沖積粘土層の圧密を促進する目的で高さ10m (平

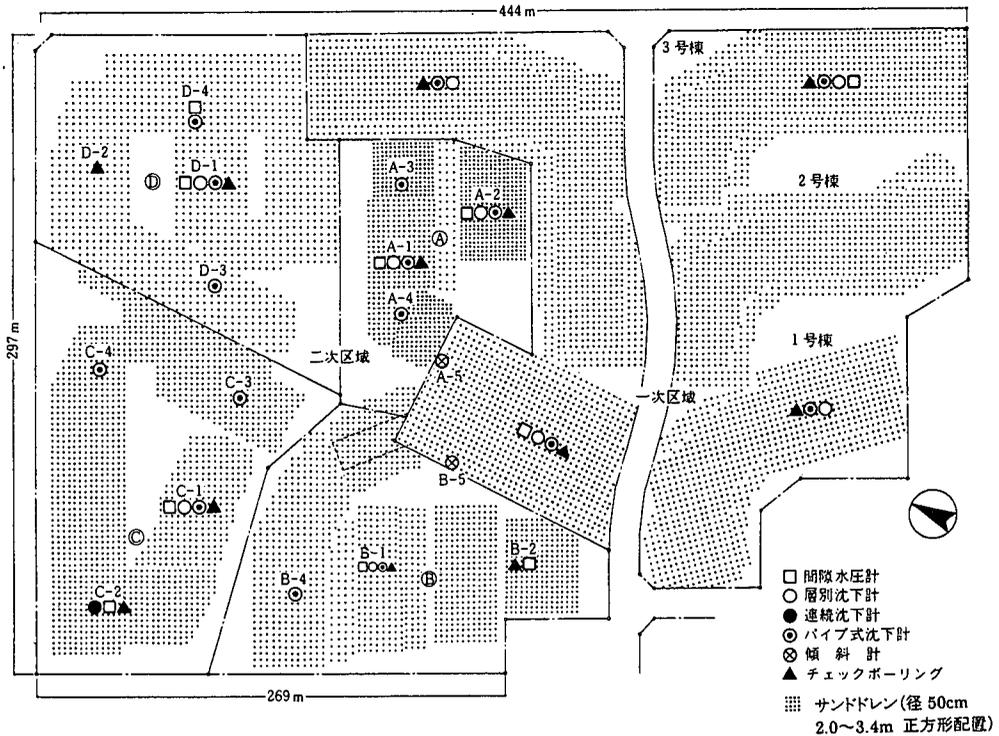


図-7 計測計器配置 (サイトB)<sup>7)</sup>

面形272m×167m)の大規模なプレロードが施工され、1976年から1978年まで約2年間にわたって載荷された。サイトBは、サイトAの東側に隣接しており、神戸ポートアイランドの中央に位置している。集合住宅の建設にあたり、沖積粘土層の圧密促進を目的としてサンドドレーンが施工され、高さ6mのプレロードが約6ヶ月間載荷された。

サイトAの計測点の配置をプレロードと重ね合せ図-5<sup>6)</sup>に示す。高層建物は、外周に40個の沈下測点を設置し、水準測量を行っている。層別沈下計は、高層建物内に2ヶ所(層-1および層-2)、建物から離れて1ヶ所(層-4)設置されている。高層建物は、沖積粘土層を貫通し洪積互層に届く杭に支持させているが、建物重量と排土重量をバランスさせることを目的として、地下10mの掘削を行い地下階を構築している。設計の上では地下水位を見込まない状態で建物重量と排土重量をバランスさせていたが、長期的な水位観測の結果、地下水位はGL-4m付近で一定していることから、排土重量が建物重量より荷重度にして約60kPa(6tf/m<sup>2</sup>)多くなっている。したがって、高層建物ならびに層-1・層-2は、層-4に比べ埋立荷重が60kPa、即ち埋立土層厚さにして約3m少ない荷重条件となっている。沈下測定結果を図-6に示す。同図は、高層建物の重量が一定となった1981年2月を初

期日としている。約17年間で高層建物の平均沈下量(40測点の平均値)は292mmであり、北西側では最小値258mmを示し、この位置にある層別沈下計・層-2の洪積層の沈下量と同じである。ここでいう洪積層の沈下は、沖積粘土層の下端、即ち洪積互層の上端に設置した沈下素子の沈下量をいう。層別沈下計・層-1は建物の中央寄りに位置しており、建物の平均沈下量とほぼ等しい。一方、掘削排土の行われていない層-4は、他に比べ明らかに洪積層の沈下量が大きくなっている。

サイトBでは、建物の規模と配置に合わせ2.0mから3.4mの正方形配置でサンドドレーンが打設され、図-7<sup>7)</sup>に示すように数多くの沈下観測が行われた。この中から標準的なプレロード(高さ6m載荷期間6ヶ月)が為された敷地南西部の1号棟の沈下記録を図-8<sup>8)</sup>に示す。同図は洪積互層に杭支持された8階建集合住宅と、層別沈下計で計測された洪積層の沈下を図示している。洪積層の沈下は、洪積互層中の基礎杭先端と同深度に設置した沈下素子ならびに洪積粘土層Ma12の上端に設置した沈下素子の沈下データである。建物は約1年遅れで沈下計測が開始されているが洪積互層に杭支持させた建物と洪積層の沈下はほぼ等しいことが判る。

埋立経歴を比較すると、サイトBはサイトAより約2

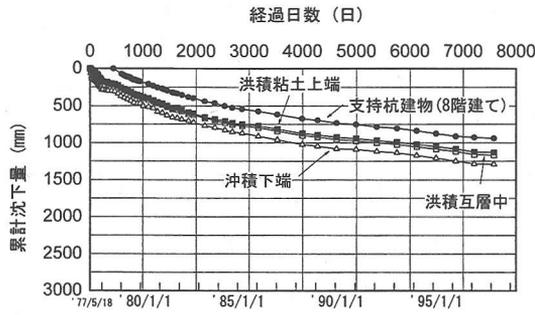


図-8 建物と洪積層の沈下記録 (サイトB)<sup>9)</sup>

表-2 サイトA, Bの洪積層の沈下比較

	サイトA 測定期間1981年2月～1996年2月		サイトB 測定期間1983年4月～1998年2月
建物沈下	高層建物 (12F) 28.3cm	—	A棟(8F) 50.2cm
層別沈下	層-1 27.6cm 層-2 24.7cm	層-4 41.8cm	層1 51.9cm
荷重条件	プレロード高さ10m 深さ10mまで排土	載荷期間2年 排土なし	プレロード高さ6m 載荷期間0.5年 排土なし
種別	CASE 1	CASE 2	CASE 3

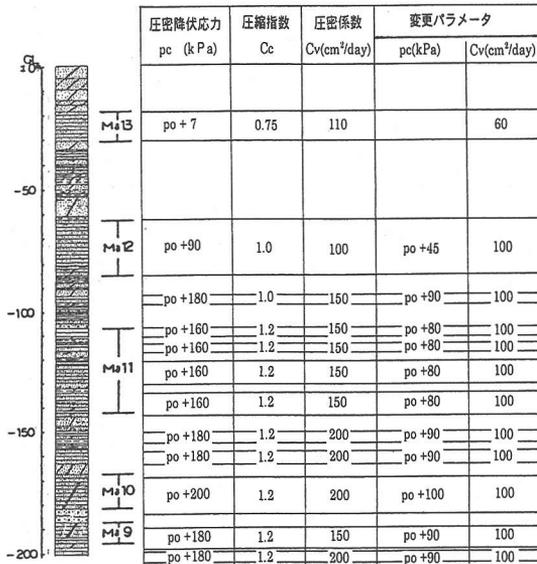


図-9 圧密沈下計算用パラメータ

年遅れて埋立てられている。図-6と図-8を比較する上でこの点を考慮し、沈下記録をサイトAでは1981年2月から1996年2月まで、サイトBでは1983年4月から1998年2月までの沈下記録をとりまとめて表-2に示す。表-2では荷重条件を3つのCASEに分けて建物と層別沈下計から得られる洪積層の沈下をまとめている。CASE1は高さ10mのプレロードを2年間載荷したサイトAのうち、深さ10mの掘削排土を行った高層建物エリアの沈下量である。CASE2は同じくサイトAのうち地下掘削を行っていない層別沈下計(層-4)の沈下量である。CASE3は

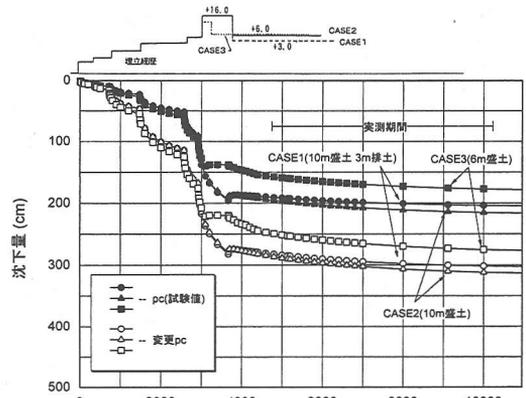


図-10 荷重条件の違いと洪積層の沈下

表-3 洪積層の実測沈下量と解析値の比較

		CASE1 10m盛土+掘削	CASE2 10m盛土	CASE3 6m盛土
解析値	①	13.0cm (64%)	19.6cm (97%)	20.3cm (100%)
	②	19.4cm (74%)	25.9cm (99%)	26.2cm (100%)
実測値		26.9cm (53%)	41.8cm (82%)	51.1cm (100%)

注1: 解析値①は $P_c$ を土質試験に基づいて設定したものの、同②は $P_c$ を小さく設定したものである(図-10参照)

注2: ( )の数値はCASE3の沈下量を100としたときの割合を示す。

高さ6mのプレロードが6ヶ月載荷されたサイトBの建物と層別沈下計から得られた洪積層の沈下量である。表-2より大規模なプレロードを施工したCASE2では、CASE3に比べ洪積層の沈下は約8割に低減している。さらに、地下掘削を行ったCASE1ではCASE3のおよそ半分の沈下量となっている。CASE1は60kPaの水圧分だけ排土重量が建物重量を上回り、これは前述したように土量にして約3mの埋立荷重が低減していたことに相当しており、この効果により沈下量が少ないものと考えられる。

表-2に示された荷重条件の違いが洪積層の沈下に与える影響を定量的に評価するために圧密沈下解析を行った。解析はCc法を用い、上載荷重はBoussinesqにより応力分散させている。地盤はサイトAで実施された深度200mのボーリング調査結果ならびにポートアイランドようにモデル化した。地盤のモデル化に際して、特に埋立前の原地盤での圧密降伏応力 $p_c$ の設定が重要となる。第2期で行われた250mボーリング結果<sup>9)</sup>から図-9に示す図-9では前述したようにボーリングで採取した粘土試料の圧密試験から求めた $p_c$ を基準としているが、圧密試験の特性、特に載荷速度を考慮すると、得られる $p_c$ は原位置の圧密降伏応力を過大に評価する傾向にあること

が考えられるため、試験で求められた  $\rho_c$  より若干低い  $\rho_c$  もモデルとして設定した。解析結果を図-10および表-3に示す。表-3より実測で得られた洪積層の沈下量に対して、解析値はいずれのケースもこれを下回っており、実測値を十分にシミュレートしていないが、CASE3の沈下量を100としたときのCASE1および2の沈下量の割合は、比較的整合しており、プレロードなどの荷重条件の違いがその後の長期的な洪積層の沈下に影響を与えることを定性的に裏付けているといえる。本解析は一次圧密のみを対象としているが、解析値が実測値のおよそ半分であることは、解析深度の制限（今回は200mまで）もさることながら実際の沈下に占める二次圧密の割合が大きいことを示唆するものであろう。

## (2) プレロード端部に立地する建物基礎の挙動

前述したようにサイトAでは272m×167mの広範囲にわたるプレロードが施工された。このプレロードに対して図-5に示されるように3つの構造物が盛土法面の跡地に立地している。これらの諸元を表-4に示す。また、沈下記録を図-11～図-13に示す。建設事務所ならびに設備棟は直接基礎であることから、兵庫県南部地震の影響が大きかったため、その直前までの記録を示した。

設備棟は、プレロード法面のほぼ中央部に位置している。図-11よりプレロードの法尻に近い測点1および3は、法尻側の測点2,4に比べ明らかに沈下が少なくなっている。建設事務所はプレロードの隅角部に位置しており、図-12よりプレロード法尻の測点4,5で若干沈下量が大きく、法尻に近い測点3で最も沈下が少ない傾向がみられる。駅舎連絡橋は、プレロードの法尻から法尻にまたがって建設されている。建設事務所・設備棟と異なり、沖積粘土層下の洪積互層に杭支持させているが、図-13に示すように場所毎に沈下差が認められる。プレロードの法尻に位置する測点5および6では最も沈下が少なく（約28cm）、法尻に位置する測点1および2で大きな沈下（約38cm）が発生している。支持杭はスリップレイヤー（SL）処理されていることから、ネガティブフリクションにより杭が支持地盤にめり込んでいることは考えられない。したがって、この沈下差は支持地盤以深の沈下差、即ち洪積層の沈下差とみることができる。

各建物・構造物の沈下量を表-5にまとめる。直接基礎の建設事務所と設備棟を比較すると、沈下量は測定期間の長い建設事務所で大きい。沈下量（各測点の平均沈下量）を測定期間で除したみかけの沈下速度は両者ともに約6cm/年で同じである。しかしながら不同沈下量に

表-4 構造物諸元

構造物	構造	地盤条件
建設事務所	鉄骨造2階建て 平面形11m×35m 直接基礎	プレロードの隅角部法尻に位置する
設備棟	RC造地下2階地上1階 12m×15m 直接基礎	プレロードの西側中央部の法面に位置する
駅舎連絡橋	鉄骨造2階建て 杭基礎（PHC杭長さ40m SL処理）	プレロードの東側中央部の法面に位置する

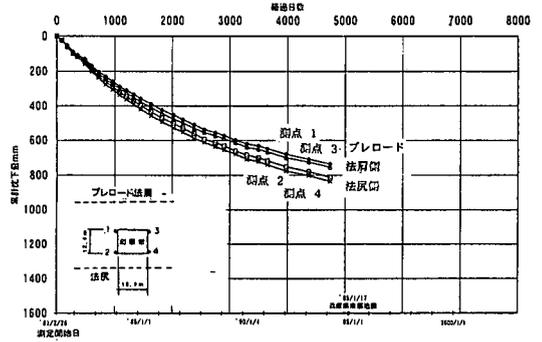


図-11 サイトA 設備棟の沈下記録

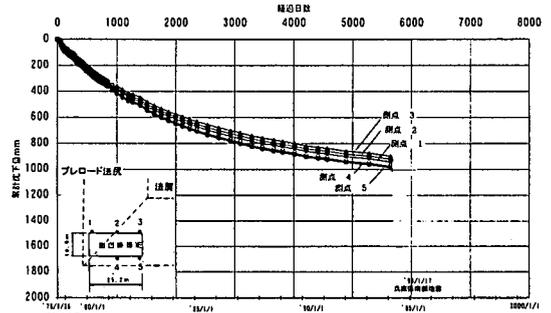


図-12 サイトA 建設事務所の沈下記録

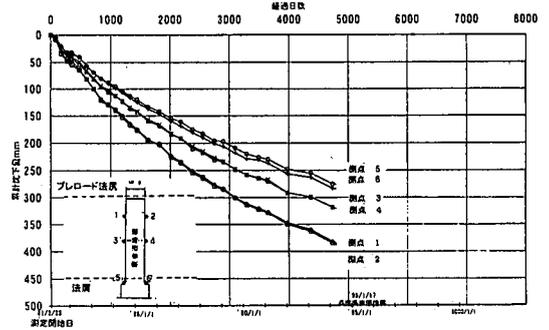


図-13 サイトA 駅舎連絡橋沈下記録

表-5 構造物の沈下比較（サイトA）

構造物	平均沈下量 S	測定期間 S	沈下速度 S/測定期間(年)	不同沈下量 (最大沈下量-最小沈下量)	
				測定期間(年)	測定期間(年)
建設事務所	94.6cm	5,654日 (15.48年)	6.1cm/年	8.9cm	0.57cm/年
設備棟	78.4cm	4,739日 (12.97年)	6.0cm/年	10.0cm	0.77cm/年
駅舎連絡橋	32.7cm	4,737日 (12.97年)	2.5cm/年	11.0cm	0.85cm/年

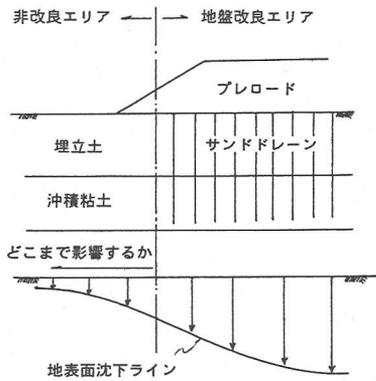


図-14 改良エリアの沈下が非改良エリアに及ぼす影響

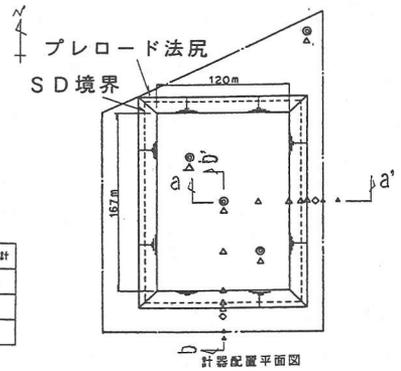


図-16 プレロードと計測計器の配置<sup>10)</sup>

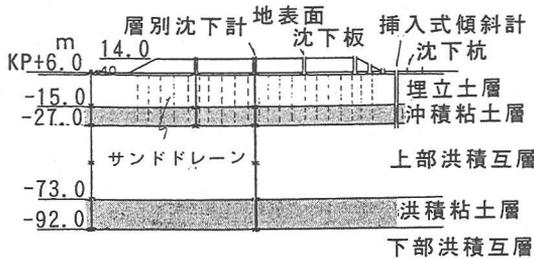


図-15 地盤および計器配置断面<sup>10)</sup>

ついてみると、測定期間の短い設備棟の方が大きく、不同沈下差を測定期間で除したみかけの沈下速度は、建設事務所の方が小さくなっている。これより、プレロード隅角部では、プレロード法面中央部に比べプレロードの効果が偏在しにくく、不同沈下の発生がある程度抑制されたものと考えられる。杭基礎の駅舎連絡橋は、直接基礎の建設事務所・設備棟に比べ明らかに沈下量は少ない。しかしながら不同沈下量は大きく、特に不同沈下量を測定期間で除したみかけの沈下速度は他の2棟より大きくなっている。これはプレロードの法肩から法尻にまたがって建設されたことによるものと考えられ、プレロードが洪積層の沈下に与える影響が大きいことが判る。

### (3) サンドドレーン工周辺部に立地する建物基礎の挙動

海上埋立地では、旧海底に厚く分布する沖積粘土層の圧密を促進する目的でサンドドレーンが施工される。この場合に埋立前にサンドドレーンを施工する海上ドレーン施工と、埋立が完了した後に施工する陸上ドレーン施工が選択肢となる。埋立段階で用途計画が具体的に定まっていなかった場合は埋立を先行させ、建築などの規模や配置などの基本計画が明らかになった段階で陸上ドレーンを施工する場合が多い。このような陸化した後の地盤改

良では、改良エリアとその外側の非改良エリアとで時間～沈下関係が大きく異なることから、種々の問題が発生する。このようなサンドドレーン工周辺部に建設される構造物基礎の沈下挙動について実測データに基づいて考察する。

まず、地盤改良境界付近の地表面の沈下挙動を検討する。図-14は、境界部の代表的な問題として、サンドドレーン打設エリアにプレロードを载荷した際、非改良エリアに起こるいわゆる“つれこみ沈下”を模式的に表したものである。実測事例として六甲アイランドの計測結果を紹介する。計測場所は六甲アイランドの北西部に位置し、地盤は図-15<sup>10)</sup>に示されるように厚さ約20mの埋立土層の下に層厚12mの旧海底粘土層が一様に分布している。この粘土層は自然含水比  $w_n=70\sim 100\%$ 。塑性指数  $I_p=$  約80の沖積粘土層である。沖積粘土層の圧密を促進する目的で直径50cmのサンドドレーンが3.2mの正方形配置で打設され、図-16<sup>10)</sup>に示されるプレロードが施工された。図-16に示す a-a'断面ならびに b-b'断面で沈下計測が行われた。サンドドレーンが打設されてから測定が開始され、約31ヶ月後の沈下計測結果を図-17<sup>10)</sup>に示す。図よりサンドドレーン打設境界から沈下差が暫時減少していく様子が判る。プレロードを载荷したエリアでは3mから1.6mの沈下量であるが打設境界から20～30m程度離れた位置では76cmの沈下量であり、さらに46m～50m程度離れたと50cmの沈下量となっている。敷地の北東隅にプレロードから十分離れた位置に設置した地表面沈下板の沈下量が50cmであったことから、サンドドレーン打設境界から46～50m離れた位置では地盤改良の影響を受けていないものと判断される。埋立土層(約20m)と沖積粘土層(約12m)の合計厚さの1.5倍程度離れると地盤改良の影響を受けない結果となっている。

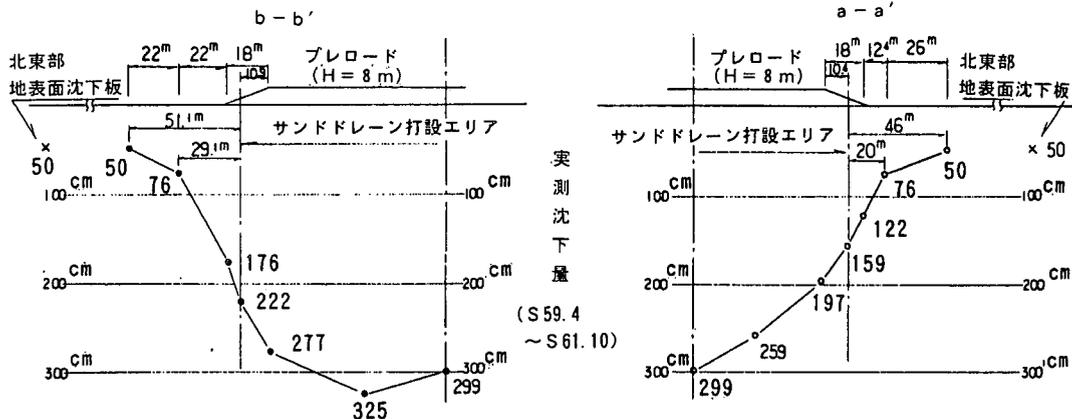


図-17 地表面沈下測定結果<sup>10)</sup>

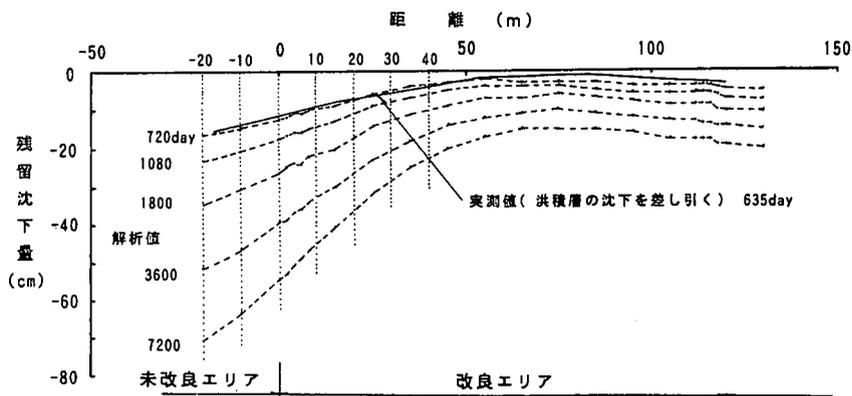


図-18 地盤改良境界の地表面沈下<sup>10)</sup>

次に上記とは逆に、地盤改良されたエリアが、隣地の非改良エリアの長期にわたる沈下に影響される事例についてみる。六甲アイランドの中央部のやや西寄りですサンドドレーン（径50cm, 3mの正方形配置）とプレロード（高さ4m~6m）の地盤改良が施工されたサイトにおいて、隣接する非改良エリアから敷地にかけて沈下計測が行われた。プレロードを撤去してから635日後（1年9ヶ月）の実測データを図-18<sup>10)</sup>に示す。同図は、改良境界から外側へ約20m, 内側に約120m入った位置までの地表面沈下データを示しているが、敷地内に設置した層別沈下計で計測された洪積層の沈下を差し引いた地表面の沈下量のみを示している。これによると、未改良エリアの沈下に引きずり込まれる形で改良エリアにも影響が及んでおり、およそ地盤改良境界から50m程度がその影響範囲とみることができる。図-18では二次圧密をとり入れた弾塑性FEM (DACSAR<sup>11)</sup>)により、解析的にこの影響範囲をシミュレーションした結果を併記している。解析は2年後（720日）から20年後（7200日）まで計

算している。解析値（720日後）と実測値（635日後）は、ほぼ一致しており、解析からも境界からおおよそ50mが影響範囲となる。

本サイトでは埋立土層（厚さ約23.5m）と沖積粘土層（厚さ約14.5m）を合わせた厚さが約38mであることから、50mの離隔はこの合計厚さの約1.3倍となる。

前記の事例と合わせ、六甲アイランドでは地盤改良の有無による相互の影響—つれ込み沈下—は、改良境界から埋立土層と沖積粘土層の合計厚さの1.3~1.5倍程度までおよぶことが判る。

次に、このような地盤改良域と非改良域の沈下差が相互に影響を及ぼす境界付近に建設された構造物の沈下挙動について実測沈下記録を示す。計測サイトは六甲アイランドの西端に位置する。本サイトは埋立前にサンドドレーンが海上から施工され、昭和58年6月に埋立てが完了している。埋立土層は厚さが約21mであり凝灰岩、砂岩、泥岩が混入したマサ土である。プレロードは載荷されておらずボーリング調査の結果、建物建設時点におい

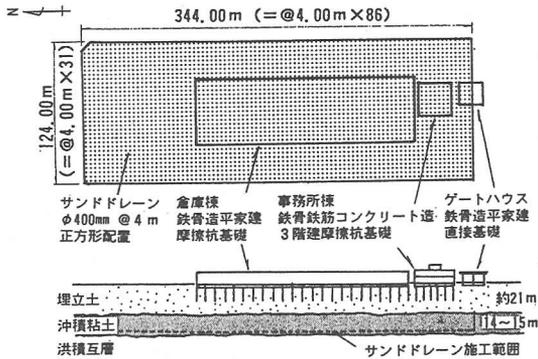


図-19 地盤条件と建物配置<sup>12)</sup>

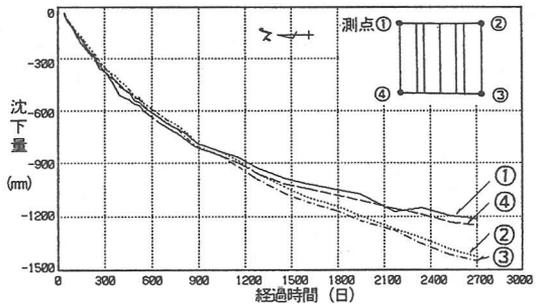


図-22 ゲートハウス沈下記録<sup>12)</sup>

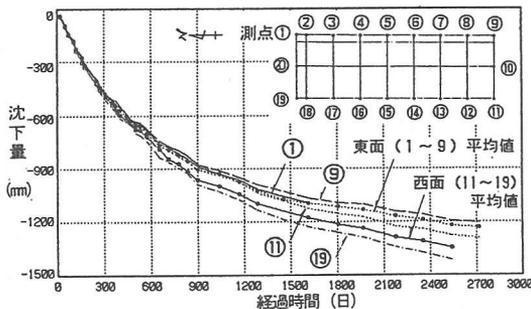


図-20 倉庫棟沈下記録<sup>12)</sup>

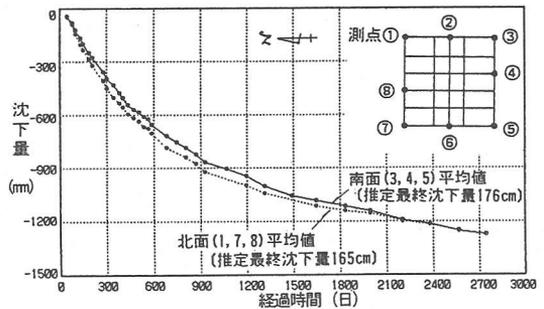


図-23 事務所棟南北面平均沈下記録<sup>12)</sup>

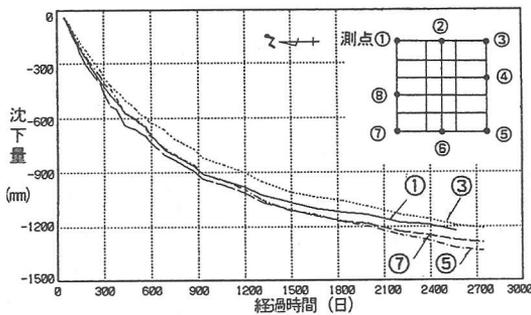


図-21 事務所棟沈下記録<sup>12)</sup>

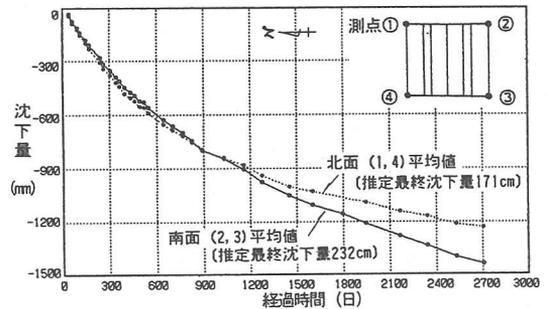


図-24 ゲートハウス南北面平均沈下記録<sup>12)</sup>

でも地盤改良部で169cm, 非改良部では266cm の沈下が残っていた。用途の都合により建設計画が変更されたため、建物の一部がサンドドレーンの打設エリアからはみ出すこととなった。建物配置と地層構成を図-19<sup>12)</sup>に示す。倉庫棟は梁間方向49m, 桁行方向140.7mの南北に長い鉄骨造の平家であり、長さ12mの遠心力プレストレスト節付コンクリート杭(本体部400mm, 節部500mm, 杭本数197)で支持されている。事務所棟は30m×30mの平面形を有する鉄骨鉄筋コンクリート造の3階建てである。倉庫棟と同じ基礎杭(本数181本)にて支持されている。ゲートハウスは17m×22mの平面形を有するトラックスケール施設(鉄骨造平家)であり、直接基礎構造

である。図-19に示されるように、ゲートハウスはサンドドレーン打設エリアと非改良エリアにまたがって建設されている。

倉庫棟の沈下記録を図-20<sup>12)</sup>に示す。図-20は、倉庫棟の外周に設置した20ヶの沈下測点のうち、四隅の測点1, 9, 11, 19の沈下データに加え桁行方向の東面および西面の平均値を併記している。2542日の計測期間で建物北西隅が最も沈下量が大きく(141.8cm), 南東部で最小沈下量(119.5cm)であった。図-19にみられるように倉庫棟の南側ほど非改良域に近接しているが沈下データにはこの影響は表れていない。東西面を比較すると、非改良域までの離隔は両面に差はないが、西面の方がやや

表-6 双曲線法の予測精度分析データ

サイト	分析対象	基礎形式	測定開始時	分析初期日	備考
A	本館	支持杭	1979年4月	同左	—
	層別沈下計 層-4	—	1976年3月	1981年5月	本館掘削土の仮置撤去後に初期日設定
B	A棟	支持杭	1978年8月	同左	—
	C棟	摩擦杭	1980年7月	”	—
	E構造物	直接基礎	1979年10月	”	—
	地表面沈下板 地1 層別沈下計 層1	—	1977年4月	1978年10月	プレロード撤去後に初期日設定
	地表面沈下板 地2 層別沈下計 層2	—	1979年6月	1980年7月	同上

注：層別沈下計のデータは4.4.3項で分析する。

大きい沈下量となっている。倉庫棟よりも非改良エリアに近接している事務所棟は、その南面において非改良エリアからの離隔が約17mとなっている。事務所棟の沈下記録を図-21<sup>12)</sup>に示す。図-21は事務所棟の外周に設置した8ヶ所の測点のうち、建物四隅の沈下データを示す。2745日の測定期間で8測点のうち最大沈下は南西隅（測点5、133.2cm）、最小沈下は南東隅（測点3、120.7cm）であり、いずれも非改良域に近い建物南面側であった。ゲートハウスは、図-19に示すように建物の北半分はサンドドレーン打設エリアに、南半分は非改良域に立地している。その沈下記録である図-22<sup>12)</sup>によれば北側（測点1および4）より南側（測点2および3）の沈下が顕著となっている。2707日の測定期間で最大沈下量は南西隅（測点3）の144.9cm、最小沈下量は北東隅（測点1）の121.2cmであった。事務所棟とゲートハウスについて、改良境界域の影響をみるために、各棟毎に建物の北面と南面の平均沈下量を取り、加えて双曲線法による将来予測値を併記して図-23<sup>12)</sup>ならびに図-24<sup>12)</sup>にまとめた。

事務所棟（図-23）は、沈下測定初期の段階では非改良域に近い建物南面の沈下が若干小さい傾向がみられるが、2000日を経過したあたりからは両者の沈下量は等しくなり、最終沈下量は南面が約10cm 大きい程度である。これに対し改良境界にまたがっているゲートハウス（図-24）は、南北両面で沈下差が進行して行き、最終的には約60cm の不同沈下が予測され、明らかに地盤条件の違いによる沈下差が認められる。事務所棟は、基礎構造上、基礎の梁成を約2mと大きくとり、加えて1階の床を二重床として基礎部分の排土重量を大きくするなどの配慮が為されている。もともと事務所棟は非改良域からの離隔が17mと近接しており、改良境界付近における先の2事

例からすると不同沈下が予想されるが、建物の基礎構造に十分な吟味と配慮を施すことにより、機能的な障害を避けて建物を維持することができた事例である。

#### 4. 双曲線法による沈下の将来予測

臨海部の大規模な埋立地では、埋立土の重量により軟弱な沖積粘土層に大きな沈下が発生するが、沖積粘土層に対しては種々の地盤改良工法により、沈下速度あるいは沈下量そのものを調節することが可能である。しかしながら、深部に厚く堆積する洪積粘土層に対しては、有効な地盤改良工法がないのが現状である。したがって、埋立地に建設した構造物の将来的な健全性の評価において、沈下予測は設計上重要な技術課題となる。特に洪積層にまで沈下が発生させる大規模臨海埋立地では、沈下の将来予測という観点から、長期にわたる沈下実測データは極めて貴重であるといえる。

一般的な沈下予測としては、埋立経歴を遡り圧密沈下計算により沈下～時間関係を推定することが行われる。この作業には多大な労力を伴う上に、層厚などの初期条件や土質定数の設定に曖昧な部分が残されることも多い。一方、埋立地では、実構造物に対して施工時から沈下測定を行うことは一般的であるから、施工後もある程度の期間にわたって沈下測定を続け、この実測データにより沈下の将来予測を手軽に、ある程度の精度で行うことができれば、構造物の健全性評価に有効であるといえる。

本項ではいくつかの構造物と地盤の実測データを基に、沈下の実挙動を分析するものである。特に、手軽に行える沈下予測法として双曲線法を取り上げ、神戸ポートアイランドの実測値に対する双曲線法の近似度を検討した。

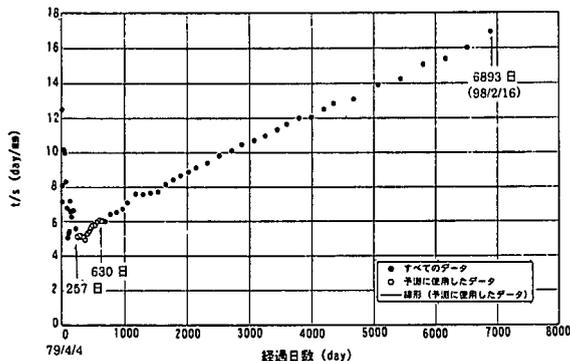


図-25 サイトA 本館基準図

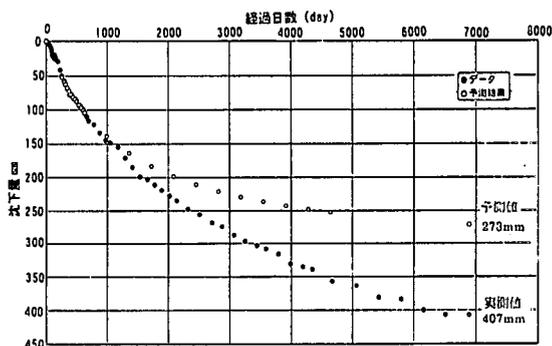


図-26 サイトA 本館沈下記録

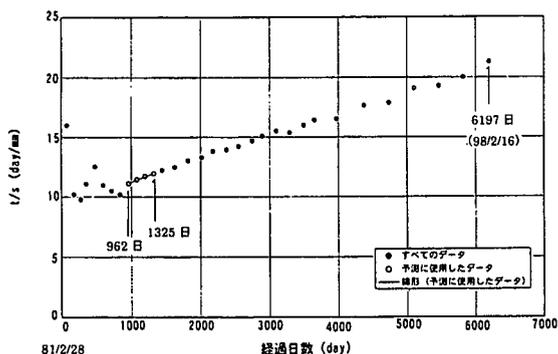


図-27 サイトA 本館基準図 (81年2月初期日)

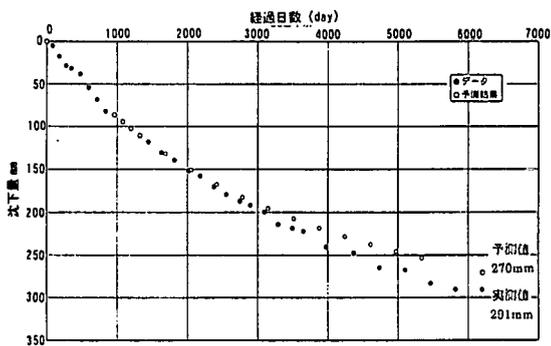


図-28 サイトA 本館沈下記録 (81年2月初期日)

### (1) 双曲線の設定と実測値との比較

本項では、沈下測定開始時の初期の実測データを用いた双曲線近似の予測値を実測値と比較することにより、その予測精度を調べる。実測データは、長期間の記録が得られているサイトAとサイトBのものを用いる。両サイトの中から構造物の基礎形式を考慮して表-6に掲げる測定記録を分析対象とした。分析要領、手順を以下に列記する。

- ・ 地表面および層別沈下データは、プレロードが撤去されてからのデータを分析する。
- ・ 建物沈下データは、建設時からの測定データを用いる。建物荷重は一定ではないが、埋立荷重に比べると沈下に与える影響は小さいと思われる。
- ・ 地盤・建物ともに分析に用いる全データを(時間  $t$  / 沈下量  $s$ ) ~ (時間  $t$ ) 関係に表し、図上で直線とみなせる区間を選び出す。
- ・ 上記の直線部分の始まりから約1年間の実測値を双曲線に近似し、沈下予測線を作り出す。
- ・ 沈下予測線から実測最終日(兵庫県南部地震の影響を除くため、1994年2月時点のデータとなる)の沈下量を

計算し、予測値とする。

・ (予測値/実測値) を求め、予測精度とする。

#### a) サイトA 本館(大規模支持杭建物)

時間  $t$  / 沈下量  $s$  ~ 時間  $t$  関係(以下、基準図とする)を図-25に示す。測定開始の1979年(昭和54年)4月4日は建設最盛期であり、荷重は一定になっていない。測定開始から257日経過すると概ね直線に近似できるようになる。257日から約1年経た630日までの実測データを双曲線に近似し、6893日経過(約18.9年後)の沈下予測値273mmを得た。これに対し実測値は407mmであり、予測精度は67%となる(図-26)。因みに、サイトA本館は兵庫県南部地震の影響は少なかったことから、1998年2月時点予測している。

予測値は実測値より100mm以上小さく、誤差が大きい。予測精度を上げるために、建物重量がほぼ一定になったと考えられる1981年2月を初期日とした基準図を図-27に掲げる。この図より直線近似が可能となる962日経過後から約1年経過時の1325日までのデータで1998年2月時点予測すると270mmとなり(図-28)、実測値291mmに対して93%の精度となる。しかしながら、直線に近似できる962日経過時は計測開始時の1979年4月4日からは

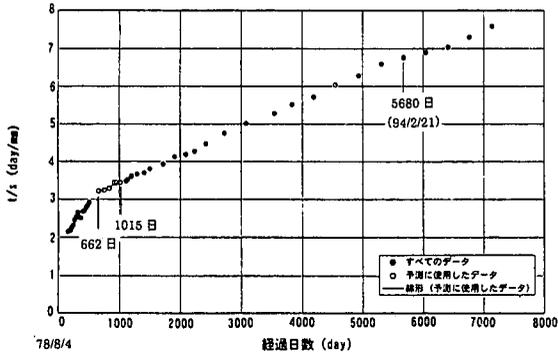


図-29 サイトB A棟基準図

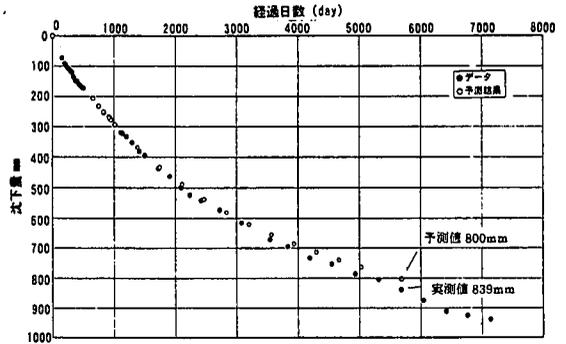


図-30 サイトB A棟沈下記録

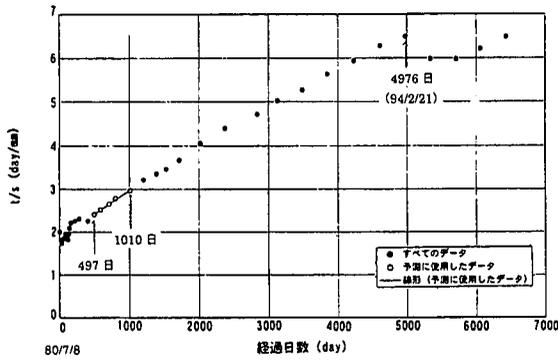


図-31 サイトB C棟基準図

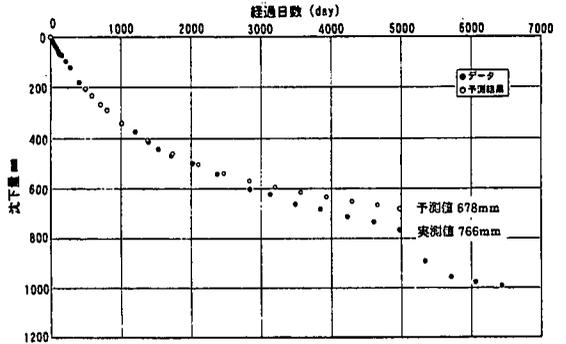


図-32 サイトB C棟沈下記録

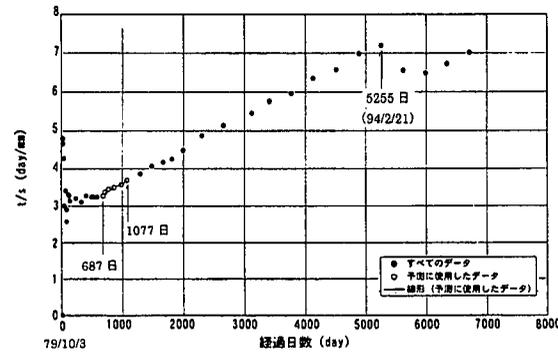


図-33 サイトB E構造物基準図

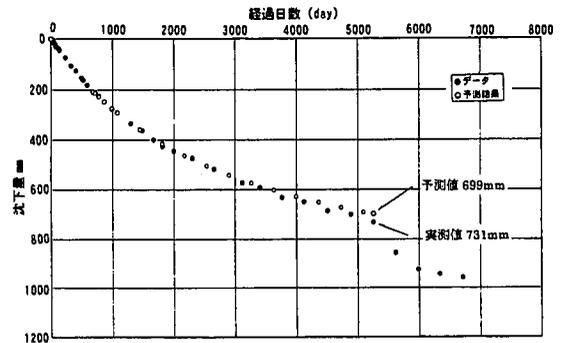


図-34 サイトB E構造物沈下記録

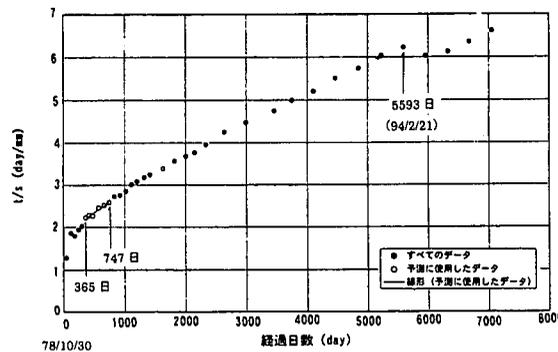


図-35 サイトB 地表面沈下板・地1基準図

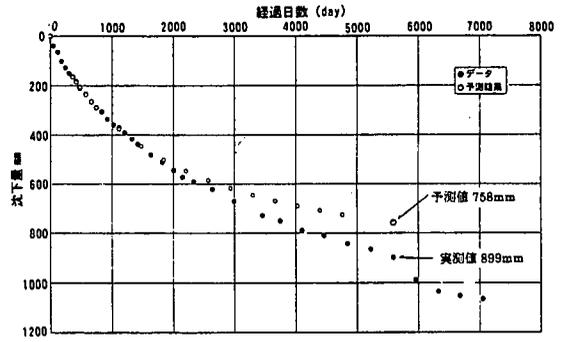


図-36 サイトB 地表面沈下板・地1沈下記録

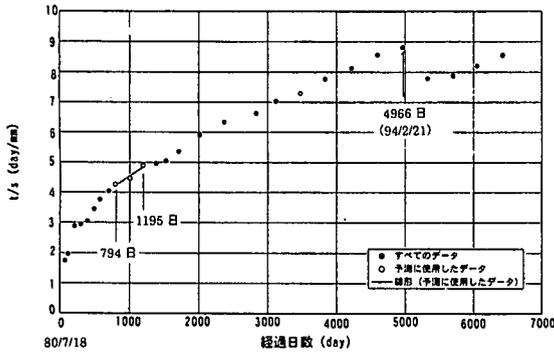


図-37 サイトB 地表面沈下板・地2基準図

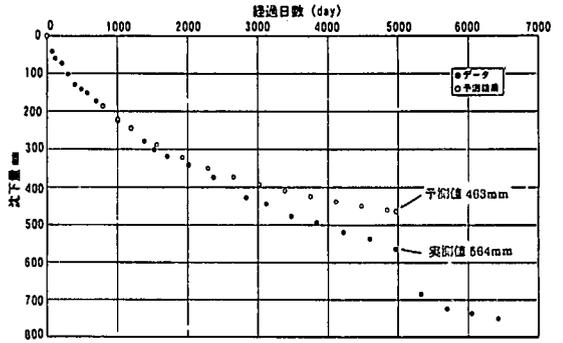


図-38 サイトB 地表面沈下板・地2沈下記録

表-7 沈下予測値と実測値の対比

サイト	分析対象	経過時間 <sup>※1</sup>	予測時間	予測値	実測値	予測値 実測値
A	本館 (支持杭基礎)	257日	18.9年後	273mm	407mm	67%
		962日	— <sup>※2</sup>	270mm <sup>※2</sup>	291mm <sup>※2</sup>	93% <sup>※2</sup>
B	A棟 (支持杭基礎)	662日	15.6年後	800mm	839mm	95%
	C棟 (摩擦杭基礎)	497日	13.6年後	678mm	766mm	89%
	E構造物 (直接基礎)	687日	14.4年後	699mm	731mm	96%
	地1 (地表面沈下板)	365日	15.3年後	758mm	899mm	84%
	地2 (地表面沈下板)	794日	13.6年後	463mm	564mm	82%

\*1 時間/沈下量～時間関係で直線近似が可能となる経過時間

\*2 建物荷重が一定となった測定開始から約2年後に初期日を設定したときの分析結果

4年半を経過しており、予測に必要な期間としては実務上長すぎよう。

b) サイトB A棟(支持杭建物)

基準図を図-29に示す。測定データは建物外周の6測点の平均沈下量としてまとめている。測定開始時の1978年(昭和53年)8月4日時点は、建物の建設初期段階である。図-29より662日経過後より直線に近似可能となる。それから約1年間(662日～1015日)のデータで近似した予測沈下曲線より1994年2月時点(5680日、約15.6年後)の沈下量を算出すると800mmとなり、実測値839mmの95%の精度となる(図-30)。

c) サイトB C棟(摩擦杭建物)

基準図を図-31に示す。A棟同様に建物外周6測点の平均沈下量であり、測定開始時の1980年(昭和55年)7月8日は建設初期段階である。図-31より497日経過後から直線に近似可能であり、約1年強(497日～1010日)のデータによる4976日(約13.6年後)の予測値は678mmであり、実測値766mmの89%となる(図-32)。

d) サイトB E構造物(直接基礎)

基準図を図-33に示す。構造物外周6測点の平均沈下

量を表す。図-33より687日経過後から直線近似が可能となる。約1年間(687日～1077日)のデータで近似した5255日(約14.4年後)の予測値は699mmであり、実測値731mmの96%となる(図-34)。

e) サイトB 地表面沈下板・地1

地1は地盤改良の効果判定を目的とした測定点である。1977年(昭和52年)7月より測定しているが、プレロードが撤去された1978年(昭和53年)10月30日を初期日として分析している。基準図を図-35に示す。365日経過後より直線近似が可能となる。約1年弱(365日～747日)のデータで近似した5593日(約15.3年後)の予測値758mmに対して、実測値は899mmであり、84%の精度である(図-36)。

f) サイトB 地表面沈下板・地2

1979年6月から測定しているが、地1と同様にプレロードが撤去された1980年(昭和55年)7月18日を初期日としている。基準図を図-37に示す。794日経過後から直線近似可能となり、約1年強(794日～1195日)のデータで近似した4966日(約13.6年後)の予測値463mmに対して、実測値は564mmであり、82%の精度となる(図-38)。

(2) 双曲線法の特徴

以上の結果をとりまとめると表-7のようである。

表-7からわかるようにサイトA本館が他に比べ予測精度が極端に低くなった。本館は、測定開始の1979年4月に先立ち前年9月から10mにおよぶ大規模な掘削が行われており、複雑な荷重履歴を有している。加えて他の建物に比べて非常に大規模な建築物であることから、最終の荷重に至っていない建設初期からの沈下データでは、誤差が大きくなったものと考えられる。したがって、荷重が一定となった建物竣工後からの分析では、良好な予測精度となっている。

地盤改良等により圧密が進行した段階で建設した構造物の長期実測データと双曲線による予測値を対比した結果、以下のことが判明した。

- ① 沈下測定データを(時間  $t$ /沈下量  $s$ ) ~ (時間  $t$ ) 関係に表し、直線近似が可能となる時点は、測定開始後およそ1~2年である。
- ② 直線近似が可能となってからおよそ1年の実測データで約15年後を予測したところ、構造物では90~95%程度の精度が得られた。同様に地表面沈下は、80~85%程度の精度であった。

すべての予測を通じて、双曲線法は実測値より小さい予測値を示している。これは、既往の二次圧密理論(例えば、関口・鳥井原<sup>13)</sup>)によれば、二次圧密は対数時間に対して比例的に進行し、収束値を持たないのに対して、双曲線は収束値を持つことと関係があると思われる。大阪平野に配置された水準点が長年月にわたって年間1mm程度の沈下を示しているものがあることからみて、二次圧密は容易には収束しないと考えるべきであろう。

5. 地震が埋立土層と建物基礎に与えた影響

神戸ポートアイランドにおいて、兵庫県南部地震以前から地盤と建物の沈下測定を長期的に継続していたサイトとして第3章で述べた2つのサイト(AおよびB)は、地震後の比較的早い時期に沈下測定が実施された。本章ではこの沈下記録に基づき、地震による地盤と建物の沈下について考察する。サイトAでは地震の32日後に沈下測定が行われた。サイトAで得られた高層建物と地表面沈下板の沈下記録を図-39<sup>14)</sup>に示す。また、層別沈下計の沈下記録を図-40<sup>14)</sup>に示す。いずれも平面配置は図-5に示されている。図-39および図-40より、高層建物ならびに層別沈下計の測定データからは地震による顕著な沈下は認められない。高層建物は洪積互層に杭支持さ

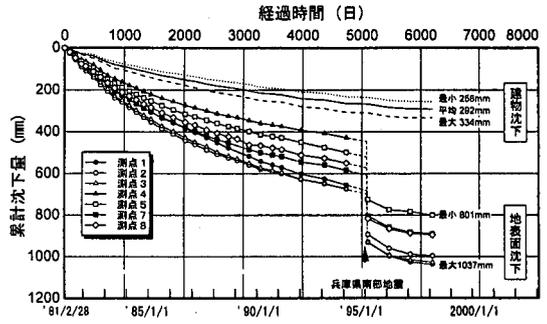


図-39 高層建物および地表面沈下記録<sup>14)</sup>

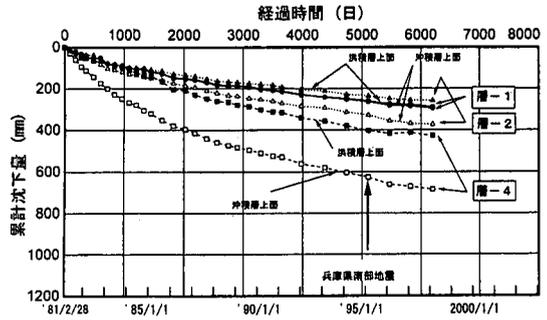


図-40 サイトA 層別沈下記録<sup>14)</sup>

表-8 地震前後の年間沈下量(サイトA地表面沈下)

地点 No	年間沈下量				
	92.1.17測定	93.2.16測定	94.2.17測定	95.2.18測定	地震前3ヶ年の平均沈下量
1	30mm	23mm	30mm	27mm	28mm
2	28mm	20mm	25mm	22mm	24mm
3	32mm	21mm	26mm	25mm	26mm
4	19mm	14mm	21mm	38mm	18mm
5	21mm	25mm	23mm	22mm	23mm
7	27mm	14mm	25mm	22mm	22mm
8	26mm	15mm	24mm	28mm	22mm

表-9 地震前後の年間沈下量(サイトA高層建物)

測点	年間沈下量				
	92.1.17測定	93.2.16測定	94.2.17測定	95.2.18測定	地震前3ヶ年の平均沈下量
1~5	19mm	6mm	17mm	3mm	14mm
6~10	20mm	7mm	18mm	5mm	17mm
11~15	22mm	9mm	19mm	3mm	17mm
16~20	22mm	7mm	21mm	1mm	17mm
21~25	19mm	7mm	17mm	3mm	14mm
26~30	15mm	8mm	15mm	2mm	13mm
31~35	16mm	6mm	17mm	4mm	13mm
36~40	14mm	7mm	16mm	1mm	12mm

表-10 地震前後の年間沈下量(サイトA駅舎連絡橋)

測点	年間沈下量				
	92.1.17測定	93.2.16測定	94.2.17測定	95.2.18測定	地震前3ヶ年の平均沈下量
No.1	20mm	13mm	22mm	16mm	18mm
No.2	21mm	13mm	22mm	18mm	19mm
No.3	21mm	8mm	19mm	12mm	16mm
No.4	24mm	8mm	19mm	16mm	17mm
No.5	18mm	7mm	20mm	6mm	15mm
No.6	19mm	7mm	20mm	4mm	15mm

れており、層別沈下計は沖積粘土層より下位の沈下を記録している。これに対して図-39の地表面沈下板は、地震直後の測定データから極めて大きな沈下が発生していることが判る。地表面沈下データから、地震前後の沈下量を表-8にまとめる。表-8は1年ピッチの測定データにより1年間の沈下量として地震前の3ヶ年のデータと地震後のデータを取りまとめている。測点番号4の地表面沈下板が最大の沈下量(385mm)を示しているが、建設時の施工記録より、4ならびに3の沈下板は地下階構築時のオープン掘削を行ったエリアに位置していることから、転圧不足など埋戻しに伴う不確定な要素が入り込んでいることが考えられる。したがって沈下板3, 4のデータを削除すると、サイトAの地震直後の沈下実測値は、22~28cmとみることができる。この値から表-8の右欄に示した地震前の通年の年間沈下量2~3cm-これは主に洪積層の沈下である-を差し引くと、地震により発生した地表面沈下量はおよそ20~25cmである。サイトAにおける支持杭建物として高層建物と駅舎連絡橋の地震前後の年間沈下量の推移を表-9ならびに表-10に示す。駅舎連絡橋の沈下記録は図-13を参照されたい。表-9は40個の沈下測点を5個ずつのグループに分け、平均沈下量として表したものである。表-9から高層建物は、地震前の年間沈下量約15mmに対して地震直後は5mm以下の沈下であり、地震により通年以下の沈下量に収まっていたこととなる。これに対して駅舎連絡橋は場所毎に沈下量に差が現れた。地震前の年間沈下量は15~19mmと高層建物と同等もしくは若干大きい程度であり、高層建物から離れた測点1および2では通年の年間沈下量と変わらず、地震の影響は認められない。しかしながら高層建物に近づくにつれて沈下量が減少し、隣接する測点5および6では高層建物と同じ地震後の沈下量である。地震による沈下の影響-増大-は、洪積層あるいは洪積層に杭支持した建物では認められず、高層建物や駅舎連絡橋の一部ではむしろ沈下が通年より減少していることは、地下階構築のための大規模な掘削排土が影響していることが考えられる。

サイトBでは、第3章で述べた建物と層別沈下計も含めて5つの建物ならびに構造物と、2ヶ所の層別沈下計(地表面沈下板を含む)により沈下データが採取されている。地震の35日後に沈下測定が行われた。地表面沈下板と層別沈下計の沈下記録を図-41<sup>8)</sup>にまとめて示す。また、建物ならびに構造物の沈下記録を図-42にまとめる。図-41において地-1と層-1、地-2と層-2は同じ場所に設置してある。図-42において、A棟とB棟は洪積互層

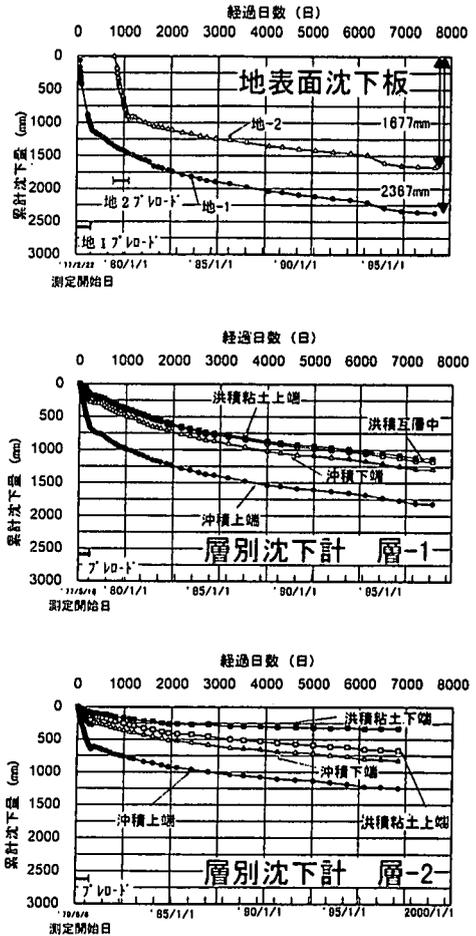


図-41 サイトB 地盤の沈下記録<sup>8)</sup>

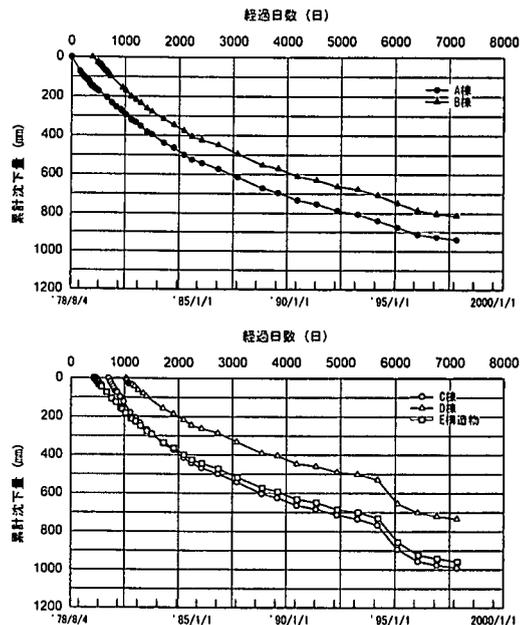


図-42 サイトB 構造物の沈下記録

表-11 地震前後の年間沈下量 (サイトB 地表面)<sup>15)</sup>

地点No.	年間沈下量				
	92.2.7測定	93.2.18測定	94.2.21測定	95.2.21測定	地震前3ヶ年の平均沈下量
地 1	33mm	22mm	33mm	89mm	29mm
地 2	25mm	18mm	27mm	121mm	23mm

表-12 地震前後の年間沈下量 (サイトB 建物沈下)<sup>16)</sup>

測定対象	年間沈下量				
	92.2.7測定	93.2.18測定	94.2.21測定	95.2.21測定	地震前3ヶ年の平均沈下量
A棟(支持杭)	33mm	20mm	34mm	37mm	29mm
B棟(支持杭)	33mm	15mm	30mm	41mm	26mm
C棟(摩擦杭)	30mm	21mm	32mm	127mm	28mm
D棟(摩擦杭)	30mm	13mm	29mm	124mm	24mm
E(直接基礎)	35mm	16mm	30mm	125mm	27mm

に杭支持させているが、C棟とD棟は埋立土層中に摩擦杭を用いて支持させた建物である。また、E構造物は埋立土層上に直接基礎で構築された設備施設である。図-41より、兵庫県南部地震直後に地表面沈下板は大きく沈下しているものの、沖積粘土層以深の層別沈下計では地震による顕著な沈下は認められない。図-42より、洪積互層に杭支持させたA、B棟は地震による沈下は認められないが、埋立土層中に摩擦杭あるいは直接基礎で建設されたC、D棟ならびにE構造物では、地震によると考えられる顕著な沈下が現われている。地震前後の地表面沈下板の年間沈下量を表-11<sup>15)</sup>にまとめる。地1と地2ではばらつきはあるものの地震直後は明らかに大きな沈下が発生しており、地震前の平均的な年間沈下量—これは洪積層の沈下である—を差し引くと、サイトBの地震による地表面沈下は6~10cmとみることができる。層別沈下計測から沖積粘土層以深で地震による顕著な沈下は認められない。建物・構造物の地震前後の年間沈下量を表-12<sup>15)</sup>にまとめる。支持杭建物(A、B棟)は、B棟で地震直後の沈下量がそれまでの通年の沈下量より若干大きめの数値となっているが、顕著な沈下は認められない。これに対して摩擦杭建物(C、D棟)ならびに直接基礎のE構造物の地震直後の沈下量は大きく、地震前の平均的な年間沈下量を差し引くとおよそ10cmの沈下が地震で発生したことになる。この値は、前述した地表面沈下板(地1、地2)で得られた地表面沈下と同量といえる。

神戸ポートアイランドのほぼ中央に立地する2つのサイトの沈下記録より、プレロードのみの地盤改良を行ったサイトAは地震により20~25cmの地表面沈下が発生した。一方、サンドドレーンとプレロードによる地盤改良を行ったサイトBの地震による沈下は6~10cmと少なかった。層別沈下計測データからこれらの地表面沈下は、ほとんどが埋立土層の圧縮により発生したものである。

建物の沈下に着目すると、洪積互層に杭支持させた場合には、地震による顕著な沈下は認められないが、埋立土層に摩擦杭あるいは直接基礎で支持させた建物は、地表面と同じ沈下(≒10cm)が発生した。また、地下階構築のために埋立土を大規模に掘削排土した高層建物では、地震後の沈下量は地震前の通年の年間沈下量を下回るものであった。

## 6. 結論

大水深海域に大規模な人工島を造成したわが国における先例の1つとして、神戸ポートアイランドとそれに続く六甲アイランドの地盤と立地構造物の長期沈下挙動および地震時沈下挙動を長期測定記録を整理することにより検討した。得られた主な結論は次のようである。

(1)プレローディングが、沖積粘土層の改良のために施工されたが、これによる改良効果はその下位の洪積粘土層にも及んだ。盛土撤去・構造物施工後13年に及ぶ沈下記録によれば、プレロードが大きかった程、また盛土撤去後の上載応力が小さい程、沖積層・洪積層とも沈下量が小さい。このため、プレローディング盛土の端部に当る地点に建設された直接基礎を持つ構造物は、大きな不同沈下をひき起こしている。

(2)埋立完了後に、一部の地域にサンドドレーンが施工された。施工の境界線から未改良地域へのサンドドレーンによる地表面沈下の影響範囲は、改良深度の1.5倍程度であった。一方、未改良地盤における自然圧密の進行に伴う地盤沈下がサンドドレーン区域内に影響する範囲は改良深度の1.3倍程度であった。埋立土層に直接基礎で支持された構造物は、これらの影響を受けて不同沈下を起こした。

(3)双曲線法による長期沈下の予測精度が地表面および洪積粘土層上面において検討された。土工事が完了して、沈下曲線が双曲線形になってから約1年間の記録から約15年後の沈下量を予測したところ、予測値は実測値の95~82%となった。しかし、プレロード撤去後掘削が行われた地点では、沈下曲線が双曲線形になるまで4年以上かかった。また、すべての地点において予測値が実測値を下廻った。これは、双曲線が収束値(最終沈下量)を持つことに由来すると思われ、したがってもっとも長期の予測をすれば予測精度は低下するものと考えられる。

(4)兵庫県南部地震による各土層の圧縮量は、プレロードだけが行われた地域においても小さかった。立地構造物の沈下量は、基礎が置かれた土層の沈下量を正確に反

映している。地震前後における沈下速度には特筆すべき変化は見られない。

本論文で示した沈下記録は兩人工島において得られた記録のごく一部である。多くの記録を埋立経歴とその後の施工履歴とともに整理すれば、理論解析の精度向上に資することができ、ひいては同様の埋立事業における沈下予測を確実なものとするであろう。

#### 参考文献

- 1) 渡辺嘉道, 浮田義伸: 土木・建築技術者のための最新軟弱地盤ハンドブック, 第2編, 第II章, 建設産業調査会, 1981.
- 2) 藤田和夫, 前田保夫: 地質調査所5万分の1図幅, 須磨地域の地質, 1984.3.
- 3) 神戸市, (財)建設工学研究所: 阪神・淡路大震災と神戸の地盤, 1999.3.
- 4) 建設省近畿地方建設局: 大阪・兵庫地域の地質構造特性調査業務概要版, 1997.
- 5) Tanimoto, K., Miyanaga, S., Fukui, M. and Honda, S.: Settlement of Reclaimed Land Due to Consolidation of Sea-Bed, GEO-COAST'91, pp.263-266, 1991.
- 6) 堯天義久, 谷本喜一, 福井實, 本田周二: 埋立地盤に建設した支持杭基礎をもつ高層建物の長期沈下観測, 第28回土質工学研究発表会, pp.225-228, 1993.
- 7) 小堀隆治, 田中幹夫, 伊東公, 福井實, 本田周二: 神戸ポートアイランドにおける建物の長期沈下挙動(その1 地盤・建物および沈下測定概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp.811-812, 1998.
- 8) 福井實, 小堀隆治, 田中幹夫, 伊東公, 本田周二: 神戸ポートアイランドにおける建物の長期沈下挙動(その2 沈下測定結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp.813-814, 1998.
- 9) 谷本喜一, 竹山征治: 『ポートアイランド』(第2期)の地質構成, 関西地盤の地質構造と土質特性に関する最近の知見シンポジウム, 土質工学会関西支部, pp.113-118, 1993.
- 10) 本田周二, 福井實: 地盤改良境界付近の地盤および建物の沈下挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.973-974, 1995.
- 11) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameter in elasto-viscoplastic finite element analysis., Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp. 71-87, 1987.
- 12) 福井實, 本田周二: 地盤改良境界付近の建物の長期沈下観測, 第29回土質工学研究発表会, pp.2111-2112, 1994.
- 13) Sekiguchi, H. and Toriihara, M.: Theory of one-dimensional consolidation of clays with consideration of their rheological properties., Soils and Foundations, Vol.16, No.1, pp. 27-44, 1976.
- 14) 堯天義久, 谷本喜一, 福井實, 本田周二: 埋立地盤に建設した支持杭基礎をもつ高層建物の長期沈下観測(その2), 第34回地盤工学研究発表会, pp.1345-1396, 1999.
- 15) 本田周二, 小堀隆治, 岡本昌和, 吉田博充, 幸繁宜弘: 神戸ポートアイランドにおける建物の長期沈下挙動(その4 兵庫県南部地震における沈下と地盤改良について), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp.817-818, 1998.

(2000.10.6受付)