

若齢埋立地における構造物設計

計 画 部	特定計画調整室	水 元 義 久
神 戸 建 設 部	設 計 課	三 浦 龍 太 郎
工 務 部	設 計 課	浜 田 信 彦
大阪第二建設部	池田工事事務所	杉 江 功

要 約

今日、深刻な土地不足と地価高騰が続くなか、大阪湾では新たな土地を求めて埋立造成工事が盛んである。若齢という言葉の是非はともかく、このような埋立地に構造物を建設する際の問題点が、土質工学においてクローズアップされてきた。問題はすべて「地盤が動く」ことに端を発する。これに対する解決法は、地盤改良によって動かない地盤を造るか、動いても大丈夫な構造物を創るかである。

本稿は後者の考えにたち、西宮浜における構造物の設計方針を紹介したものである。また、実設計に至るまでには、ボーリング調査に始まり、現場での計測調査および弾・粘塑性有限要素法をはじめ各種解析を重ねてきた。これらの研究により得られた知見についても概説する。

まえがき

阪神高速道路湾岸線は、大阪湾臨海部に造成された埋立地を結んで建設されている。これら埋立地は造成後、比較的日の浅いいわゆる若材齢のものが多く、中には湾岸線建設後に埋立・盛土の行われる場合もある。湾岸線 6 期区間は、基礎の支持地盤として堅固な砂礫層を有するものの、その上下に10~20mの沖積および洪積粘土が堆積した典型的な軟弱地盤である。これらの粘土層が、埋立による荷重増加により圧密が進行するとき、その上に建設された構造物は種々の影響を受ける。道路橋示方書（以下、道示と略記）では、地盤変動による影響を「死荷重に相当する特殊荷重」と位置付けながら、その算定法や取扱いが明確な根拠をもって定義されているとは言難い。また、構

造物に対して有害な変位についても、具体的な対処法は明記されていない。

本稿では沖積層の圧密に伴うネガティブ・フリクション（以下、NFと略記）と側方流動、および洪積層の圧密沈下を取上げ、ここから派生する基礎の付加軸方向力（NF）、基礎の付加曲げ応力（側方流動）および建築・航路限界への抵触や連続桁・ラーメン橋脚の付加応力（洪積層の（不等）沈下）について検討している。

まず、軟弱地盤上の構造物がもつ問題点を過去の事例、ボーリング調査ならびに甲子園埋立地で継続中の現場計測から明らかにした。次に、同埋立地の施工工程を例に弾・粘塑性有限要素解析を行い、地盤の挙動を推定し、実測値と比較検討し

た。さらに、これらの結果をもとに、以下のような方針で設計を実施した。

- ①地盤変動の影響による付加荷重（NF、側方流動圧）を基礎の設計に反映させた
- ②埋立地縁部における基礎の不等沈下を考慮した単純桁採用の判断基準を設けた
- ③支持層以深の沈下量を設定し、航路部の路面計画高をかさ上げすることとした
- ④鉛直・水平方向の変位に対して補修・追従できる支承形式を採用した

1 埋立地と地盤の概要

1-1 地盤特性

芦屋浜沖から鳴尾に至る湾岸線6期区間（図-1）のボーリング調査の結果を図-2に示す。各層序は、上から沖積粘土層（10～15m）、薄い沖積砂層、洪積砂礫層（15～20m）、洪積粘土層M₁₂（10～20m）と続き、その下には砂礫層と粘土層が交互に現れて、甲子園埋立地における200mの長尺ボーリングによってM₉層までが確認されている。

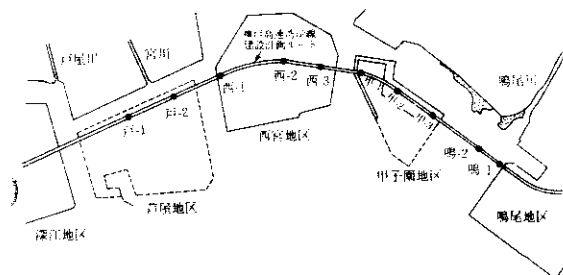


図-1 埋立地状況（昭和62年度末）とボーリング位置

設計上重要な地層の地質特性を以下に示す。

①沖積粘土層

ほぼ粘土とシルトのみから構成され、自然含水比は70～100%に最も多く分布（平均85%）している。これに対して液性限界は100%前後に多く分布しており、液性指数は0.8～0.9とかなり圧縮性の大きい状態である。圧密降状応力は有効土被り圧にはほぼ等しく正規圧密

状態にある。圧縮指数は平均0.86と小さく、埋立によってかなりの圧密沈下が進行することは容易に推測できる。

②洪積砂礫層（支持層）

ほぼ全層にわたりN値が30以上、一部で50以上が続き、支持層として十分期待できる層である。芦屋浜沖では礫分より砂分の方が多く、時折シルト分を挟む互層構造となっている。さらにこれより西の深江浜では、粘土、シルトとの互層状態がより複雑になり、地盤の支持力もかなり低くなっている。西宮浜から鳴尾浜にかけては、明確な砂礫層が存在し、長径30cm程度の玉石も確認された。

西宮浜では、実杭（φ1500）による載荷試験を行っているが、その最大荷重は3,000tonと深江浜での1,900tonを大きく上回っている。

③洪積粘土層（M₁₂）

沖積層と同様、80%近くを粘土が占める塑性指数の大きい粘性土である。自然含水比は沖積層よりやや低く（平均77%）、液性限界が10～20%高い（120～140%）ため、液性指数すなわち圧縮性は沖積層よりかなり小さい。圧密降状応力は有効土被り圧よりかなり大きく、過圧密比（O. C. R）は埋立前で1.2～2.7（平均1.93）、OP+5.0mまでの埋立（層厚約13m）を想定しても平均1.24と過圧密状態にある。この原因については、海退による水位低下との説もあるが、現在では年代効果による疑似過圧密状態であるとの説が有力である¹⁾。

2 若齢埋立地における問題点

2-1 概説

海岸線6期区間の砂礫層は支持層として非常に堅固であり、本来当地区における設計はさほど問題ないと考えられた。ところが若材齢埋立地について、深江浜のように埋立後20年近く経過した地盤と同じ条件で設計するには、あまりに危険であると考えたのは以下の理由による。

- ①各粘土層がかなり厚く、埋立高および埋立面

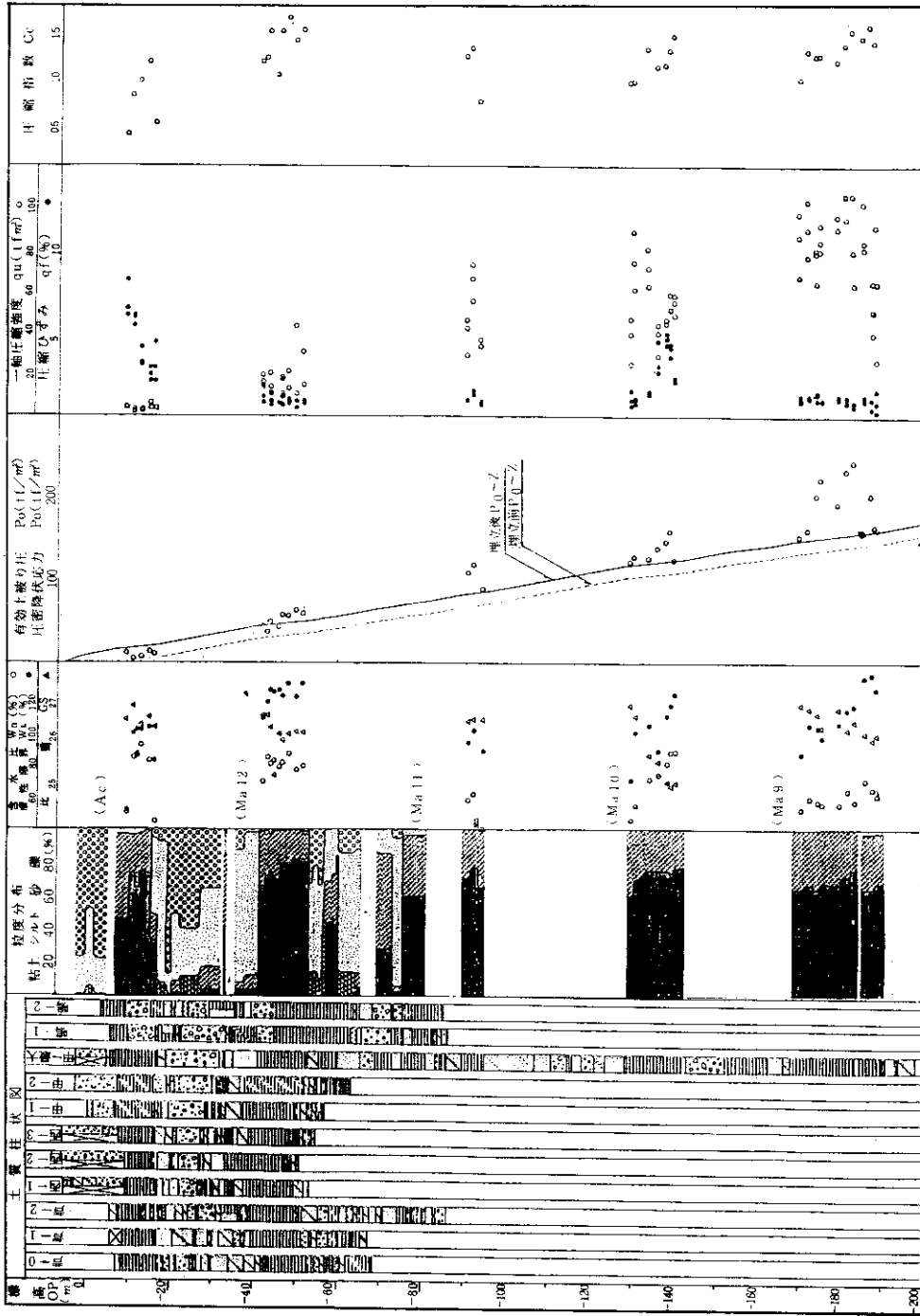


図-2 ボーリング調査結果

積も大規模で沈下等の影響が大きい。

②ただ単に若材齢というだけでなく、構造物の建設も後埋立、載荷盛土、掘削（下水処理池）等の工事が高速道路近傍で行われ、影響を受ける。

③埋立地の大規模化に伴い、これまで過圧密で沈下しないと考えられていた洪積粘土層の沈下が多数報告され、問題となっている。

従来、高架道路をはじめ土木構造物で軟弱地盤が問題となるのは、河口に広がるデルタや内陸部の低湿地帯が多く、埋立地で大きな問題となってきたのは比較的最近である。そこでまず、構造物が受ける影響を、ボーリング調査、報告事例および甲子園における現場計測から明らかにする。

2-2 沖積粘土層の沈下

甲子園の長尺ボーリング柱状図で、杭（φ1500）に作用するNFを道示より試算すると、場所打ち杭で327ton/本、鋼管杭で237ton/本となる。場所打ち杭において先端の極限支持力を $q_u=500\text{ton}/\text{m}^2$ 、杭の根入れを1Dとすれば、常時の許容支持力は435ton/本となり、NFがかなり大きな値（75%）であることが分かる。

2-3 側方流動

表-1はこれまで報告されている側方流動の事例(2)、(3)について、その最大変位と自然含水比、軟弱層厚および盛土高の関係をまとめたものである。湾岸線では、自然含水比が100~1000%に至

表-1 側方流動の実測例

	自然含水比 (%)	軟弱層厚 (m)	盛土高 (m)	最大側方変移 (m)	備考
江別 (石狩)	1000	6	4.5	90.0	試験盛土
岩見沢	200~720	11	6.0	55.0	
神田	80~100	15.5	10.0	14.5	試験盛土、SD
〃	〃	〃	〃	7.2	〃無改良
甲子園	80~90	10	3.2	7.0	埋立地

るような超軟弱層はみられず、考えられる盛土高も通常の載荷盛土で5m程度であるので、最大変位が1m近くになるような側方流動は考えられない。しかし、逢坂らの実験によれば、泥炭土とシルトの互層地盤で高さ3.6mの盛土によって最大側方変位16cm、この時鋼管の単杭（φ600, $l=24\text{m}$ ）の曲げ応力が $800\text{kg}/\text{cm}^2$ に達している。これは、SS41の許容応力（圧縮、座屈無視）の57%になり、設計上大きな影響を及ぼす可能性は十分考えられる。

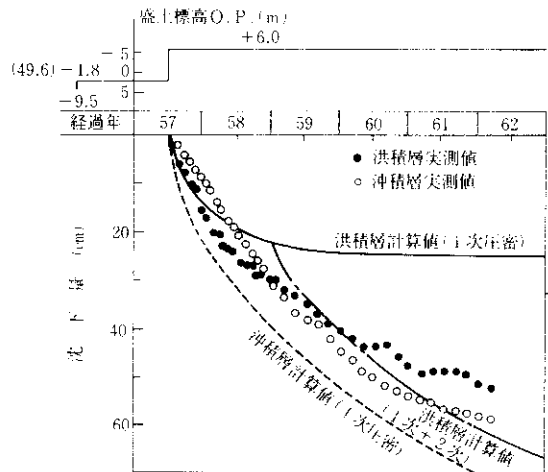


図-3 実測と計算の比較例（西宮浜）

2-4 洪積層の二次圧密沈下

図-3は西宮浜における沈下計測結果である。大阪湾臨海のM₁₂粘土は、圧密降伏応力が土被り圧より1~5kg/cm²大きく、これは海面上で

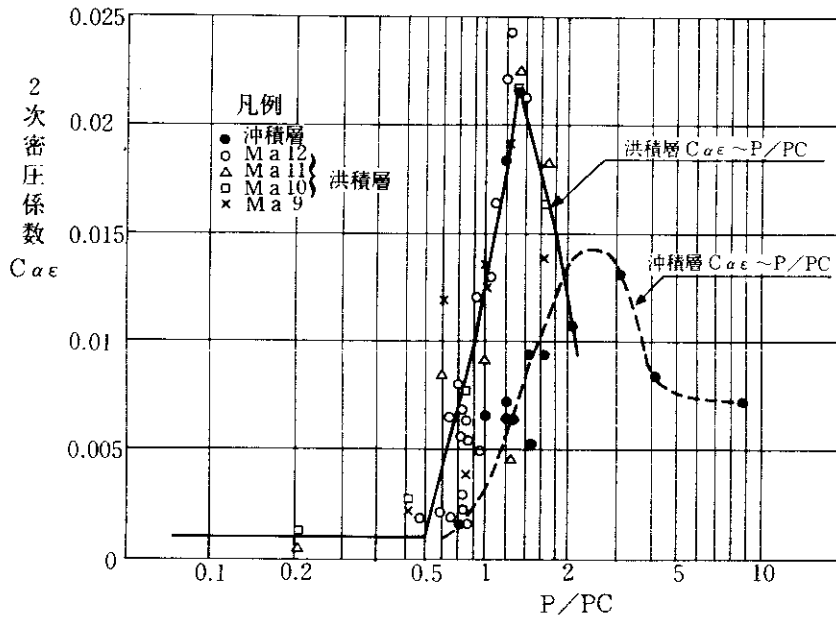


図-4 載荷圧比 (P/P_c) と二次圧密係数 ($C_{\alpha\epsilon}$) の関係

t_f : 沈下量を求める最終時間

$C_{\alpha\epsilon}$: 二次圧密係数

一方、図-4 は長期圧密試験から得られた二次圧密係数と長期圧密圧力比 (P/P_c) との関係を示したものである。図では、 P/P_c が $0.6 \sim 0.8$ (O. C. R = $1.0 \sim 1.7$) で $C_{\alpha\epsilon}$ が急激に増加し、 $1.2 \sim 1.4$ (O. C. R = $0.7 \sim 0.8$) で最大値となる。西宮浜の沈下量を計算すると、図-3 のように沖積層では一次圧密のみで実測値とよく一致するのに対し、洪積層では二次圧密を考慮しなければ実測値よりかなり計算値が小さくなっている。

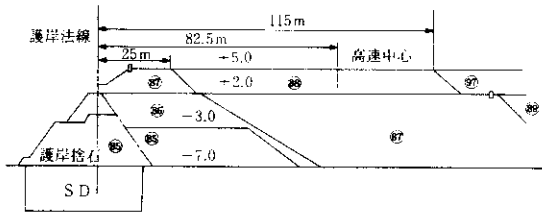


図-5 護岸及び埋立地の施工過程 (南北断面)
(○内数字は施行年度 (西暦) を示す)

の盛土高 $6 \sim 30\text{m}$ に相当する。湾岸線 6 期区間に造成される埋立は海面上 $3 \sim 4\text{m}$ であり、海面下の埋立土を考慮してもその一次圧密量は、沖積層をかなり下回ると考えられる。しかし、実際の沈下量は 1m 近くに達し、しかも沖積層よりはるかに長く沈下現象が継続することが分かっている。

二次圧密による沈下は式 (1) で求められる。

$$S = C_{\alpha\epsilon} \cdot H \cdot \log(t_f/t_0) \quad (1)$$

ここに、 t_0 : 二次圧密開始時間

2-5 甲子園埋立地における現場計測

甲子園の埋立は図-5 に示すように昭和60年に開始され、現在も施工途中で、北護岸より 80m ほどを護岸と平行に湾岸中心線が通る。昭和63年4月には、湾岸線予定域を $OP+2.0\text{m}$ から $OP+5.0\text{m}$ まで約 3m の盛土が行われた。この工事以前に各種の計測機器を設置し、工事による地盤の挙動とそれ以後の経年変化を計測している。主な計測の

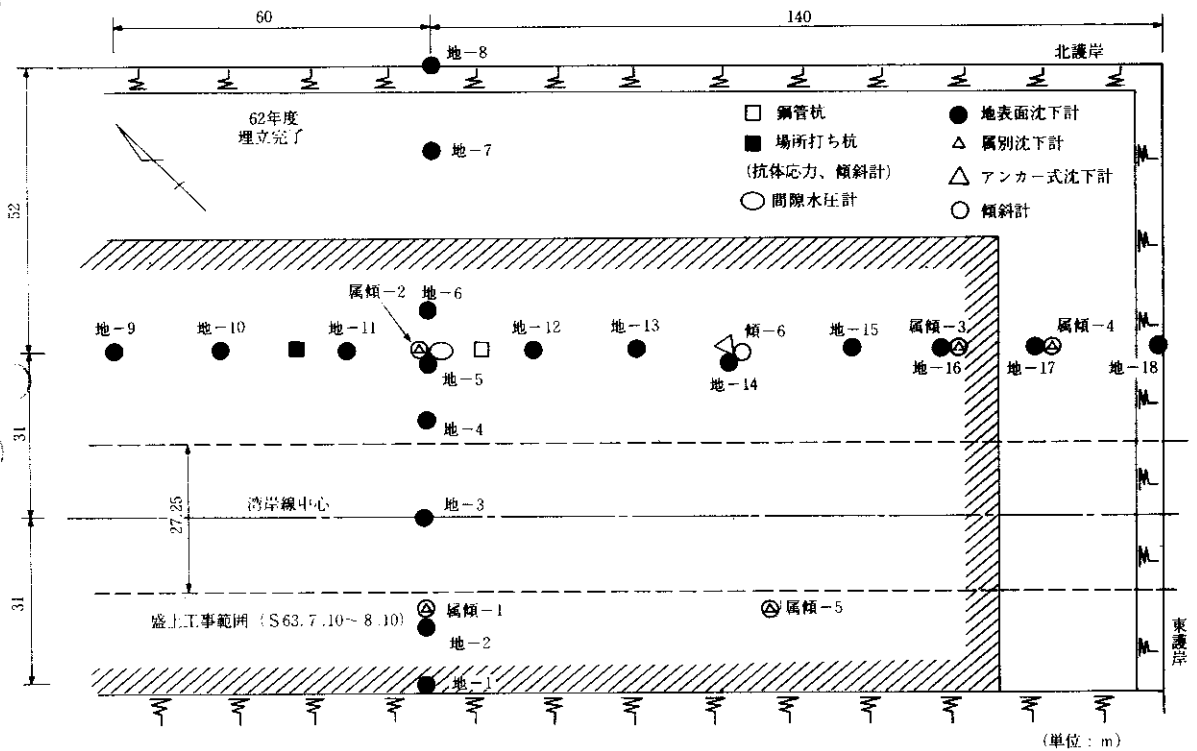


図-6 甲子園埋立地計測器機設置状況

内容は図-6に示すとおりである。

平成元年7月現在の主な計測結果をまとめると以下のとおりである。

(1) 地表面沈下

東西、南北に連続して設置した地表面沈下計の

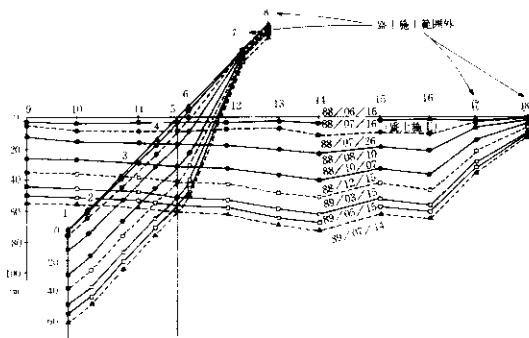


図-7 地表面沈下分布

計測より、図-7のようにこの1年間に80cm近い沈下がみられた。盛土施工範囲外のしかもサンドドレーンで改良された護岸上でも10cm以上の沈下が計測されている。

(2) 層別沈下

図-8に典型的な層別沈下計による時間沈下曲線を示す。全沈下量の80%程度が埋立地および沖積粘土層で生じているが、洪積粘土層以下でも10cm程度の沈下が起こっている。これは、他の地点においても同様であった。

(3) 間隙水圧

盛土前の間隙水圧は、沖積粘土層で0.2~1.0kg/cm²、洪積粘土層で0.3~0.5kg/cm²ほど静水圧より大きく未圧密状態であった。これが盛土によって、各々最大0.6、0.4kg/cm²の水圧増加があり、これは盛土荷重(0.0018×320=0.58kg/cm²)にほぼ等しい。その後の間隙水圧は沖積層で0.3減、洪積粘土層では変化が認められない。

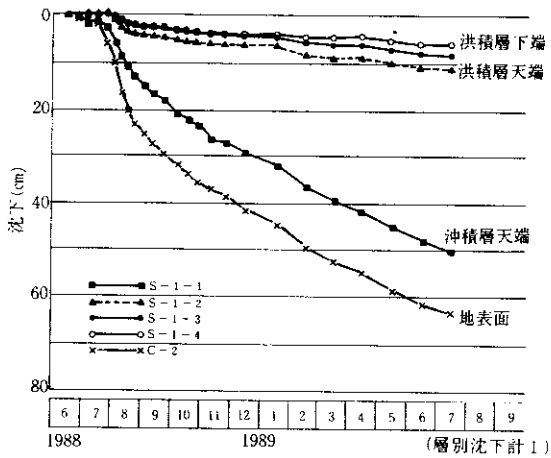


図-8 各層の沈下(層別沈下計1)

(4) NF

1断面に4ヶ設置した杭体応力計の平均から求めたNFの経時変化を図-9に示す。深さ方向での最大軸力は、盛土施工時に急激に増加し、施工後は漸増して、鋼管杭で290ton、場所打ち杭で

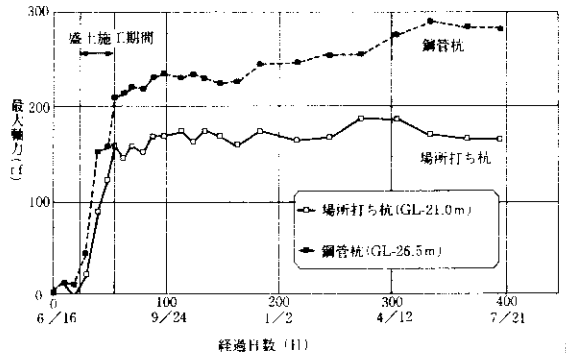


図-9 最大軸力の経時変化図

180tonに達している。ただし、場所打ち杭ではコンクリートのヤング係数について不明な点があり、上記の値の信頼性には疑問が残る。

(5) 側方流動

図-10に傾斜計より得られた地盤の側方流動を東西方向について示す。東側が盛土されなかった

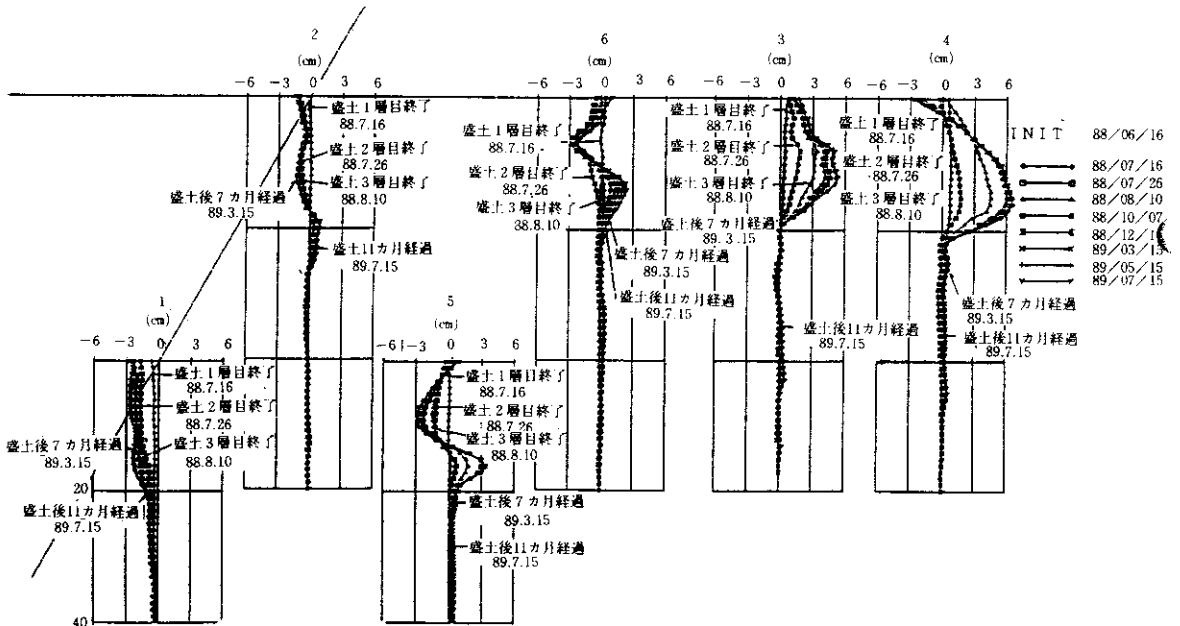


図-10 地盤の側方変位分布図(東西方向)

傾斜計3,4において、沖積粘土が盛土されていない方向に流動しており、最大変位は7cm程度に達している。しかし、埋立土層内ではこの方向への変位は小さく、反対に傾斜計4では盛土された方向へ流動している。これは盛土中央部が沈下するのに引込まれたものと推測される。経時変化は盛土後に大きく変位するが、それ以後の動きは非常に小さいことが分かる。また、傾斜計5,6のように沖積層の上部と下部で逆方向に変位している例もある。これには、施工方法(盛土する方向)等が関係するものと考えられるが、明確な原因は分かっていない。

これら側方流動による杭の最大曲げモーメントは場所打ち杭で130tm、鋼管杭で120tm程度で、緑応力コンクリート:37kg/cm²、鉄筋:400kg/cm²、鋼管:320kg/cm²であり、鋼材では許容応力度(1400kg/cm²)の2~3割に値する。

3 地盤変形解析

甲子園埋立地での計測に対し、護岸建設、埋立といった施工過程を忠実に取り込んだ二次元弾・粘塑性有限要素解析を行うことにより、埋立地建設による地盤の応力・変形挙動を解析的に追跡することとした。そして現場計測結果と本解析結果との比較検討を行い、用いた手法の妥当性を調べ

ることとした。

3-1 解析手法⁵⁾

一般に地盤の力学挙動を特性づけるには、粘土の構造骨格に対する構成式と間隙水の流れに関する構成式が必要である。ここでは、粘土の弾塑性的な性質とクリープなどの時間依存性が特に重要であるとの立場から、これら二つの特性を同時に説明しうる弾・粘塑性モデルを採用した。また、間隙水の流れに関する法則としてはダルシー則を用いた。モデルの主要パラメータを表-2に示す。

ここでは、埋立地盤の平面ひずみ挙動を解析す

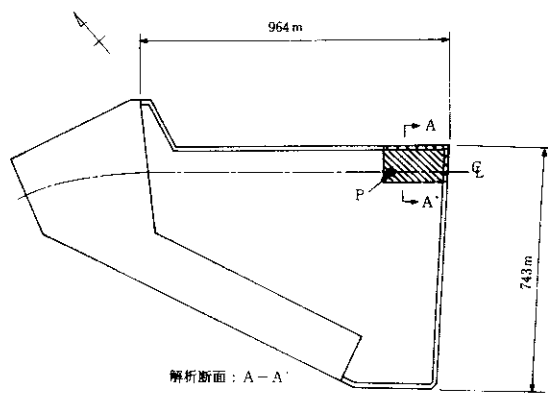


図-11 解析位置

表-2 断・粘塑性モデルの主要パラメーター

	記号	名 称	決 定 方 法	関 連 す る 現 象 な ど
1	λ	圧縮指数	標準圧密, 等方圧密試験	圧密沈下
2	κ	膨張指数	標準圧密, 等方圧密試験	圧密沈下
3	α	二次圧縮指数	標準圧密, 等方圧密試験	クリープ(二次圧密)
4	M	限界状態指数	三軸CU試験	破 壊
5	Go	初期剛性率	三軸CU試験	弾性変形
6	v_0	初期体積ひずみ速度	標準圧密, 等方圧密試験	クリープ(二次圧密)
7	λk	透水性変化指数	圧密試験, 透水試験	一次元圧密速度

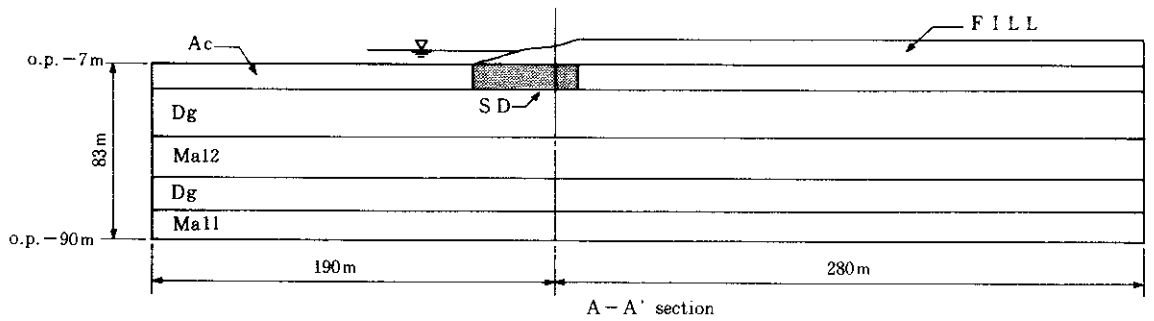


図-12 解析断面

るのに必要な有限要素方程式を誘導し、増分法により逐次、解を求めた。

解析断面を図-11, 12に模式的に示す。ここでは、湾岸線中心を直角に切ったA-A'断面を対象として解析を行った。埋立～基礎地盤モデルは200m長尺ボーリング結果(図-11のP点)を用いて設定した。

解析メッシュは、海底地盤部分を23層/34列/計782個の長方形要素に分割した(総要素数: 909個、総節点数: 968個)。

護岸および埋立の工程は、図-5に示す施工過程を忠実に反映するため、145ステップに分割した。

3-2 結果と考察

3-2-1 沈下プロフィール

護岸建設、埋立による海底面の沈下プロフィールを図-13に示す。全体的に、初期に完成する護岸付近で沈下量が大きくなっている。これは護岸部分の沖積層に施工されているSD(サンドドレイン: $\phi 50\text{cm}$, 2mピッチ, 四角形配置)の効果によって圧密が早く進行することに加え、当該地盤が護岸建設時にかなり大きな局所載荷重を受けるためである。背面埋立が比較的広範囲にかつ均一的に施工されるため、海底面は一樣に沈下し、初期に発生した海底地盤表面の不均一がそのまま持続していることがわかる。また最大沈下については、1998年末(T=4830)の時点で護岸法線から40~50m付近で発生しており、その絶対値は約3.3m

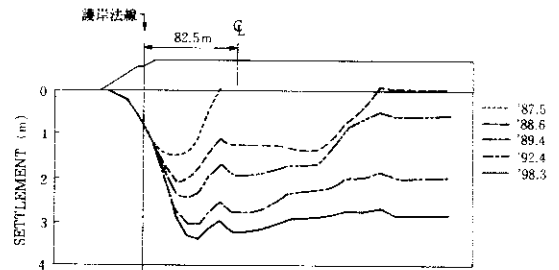


図-13 海底面の沈下プロフィール

である。

次に洪積層天端の沈下プロフィールを図-14に示す。同図より載荷工程の影響は浅い部分に存在する沖積層において顕著であるが、深部洪積層においては応力の分散により上部構造物の形状を反映した滑らかなものとなっていることがわかる。

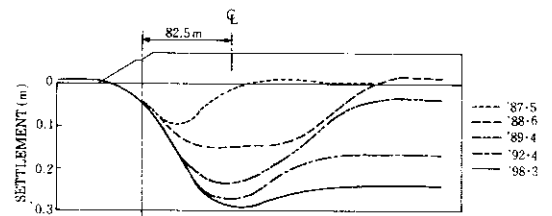


図-14 洪積粘土層天端(Ma12)の沈下プロフィール

3-2-2 側方変位プロフィール

護岸法線における側方変位プロフィールを図-15に示す。1985年から1987年にかけて行われ

た護岸建設時に、沖積粘土層で最大25cmの側方変位が発生している。これは、非常に低強度の海底地盤に急激に局部荷重が行われたことが主な原因である。また、護岸法線よりも海側は護岸法勾配と水没による荷重の軽減があるため、護岸法線の背面側の荷重の割合が相対的に大きくなったことも要因の一つである。これに連動して、護岸法線天端付近は埋立側へ引込まれるような形で変位している。その後、引続いて行われる埋立による護岸法線付近の沖積層の変形はさほど大きくない。一方、洪積層では埋立荷重による影響が深部に及んでくることもあり、1987年以降の埋立時にも側方変位が発生している。しかし、全体としては沖積層において側方変位の大部分が発生しており、洪積層の動きは厚い砂礫層による拘束効果もあってあまり深刻なものにはならない。

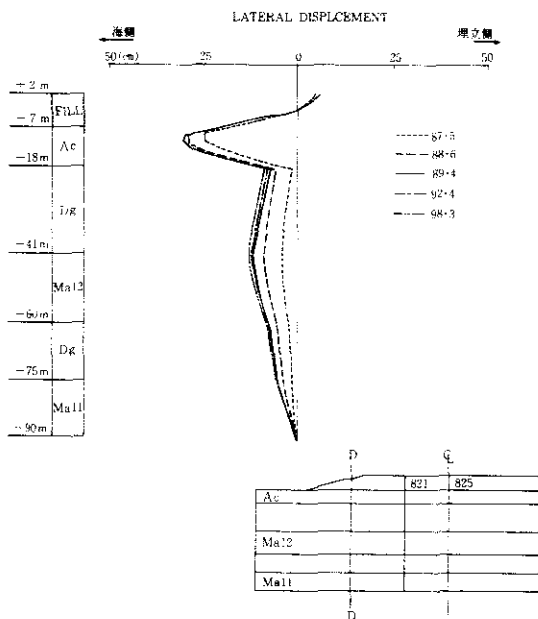


図-15 護岸法線における側方変位プロフィール

高速道路中心における側方変位プロフィールを図-16に示す。護岸建設時には逆に埋立側への側方変位が発生している（1987年5月）が、その後の埋立にしたがって海側への変位へと転じている。

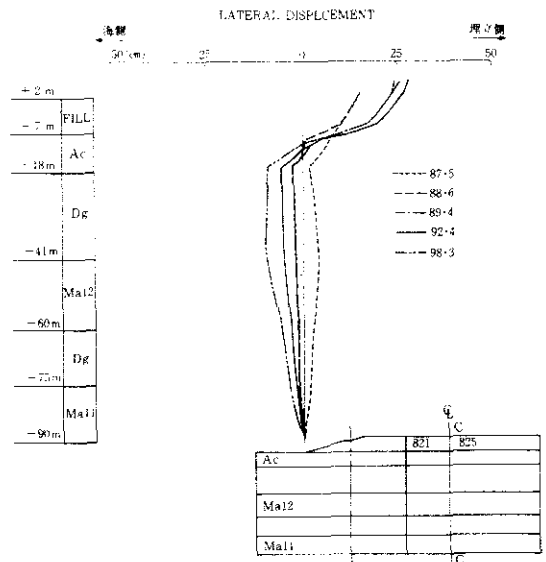


図-16 高速道路中心地点における側方変位プロフィール

また、護岸法線での側方変位プロフィールと比較して顕著なピークがなく、海底地盤内では比較的一様に変形している。これは、この地点が護岸建設部分の端部に当たっていないことに加え、埋立が比較的均一に施工されたためである。その結果、図-17、18より、先にも述べたように、当埋立地では、沈下量全体の中に占める沖積層の沈下量の寄与が極めて大きく、ここで発生している沈下も大部分が沖積粘土層の圧縮によるものであることがわかる。

次に、高速道路中心地点における側方変位の深

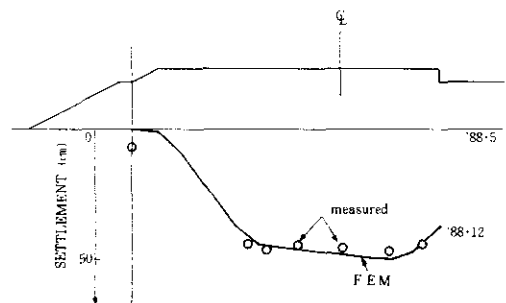


図-17 地表面沈下の実測結果と解析結果の比較

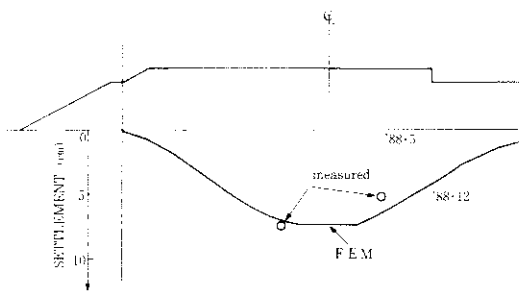


図-18 洪積粘土層沈下の実測結果と解析結果の比較

度方向分布について、実測値と解析結果との比較を図-19に示す。FILL部において、実測値がやや護岸側に戻っているのに対し、解析結果はそのまま埋立側に引込まれている。この部分を除いては、両者は比較的良好に一致している。

護岸法線から埋立側へ45mの地点における高速道路中心地点の地盤は安定的な側方変位性状を示している。一方、FILL部分では埋立による圧密沈下に伴い、埋立側への引込み型の側方変位パターンを示す。

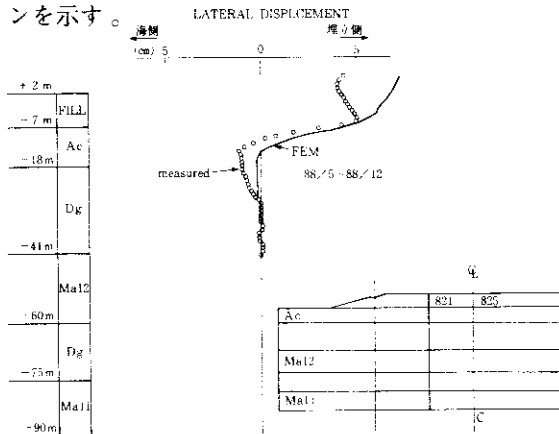


図-19 高速道路中心地点における側方変位分布の実測結果と解析結果の比較

3-2-3 現場計測結果との比較

まず、A-A'断面の地表面沈下の結果を図-17に示す。護岸部の一点を除いて解析結果は実測値を非常に精度よく予測していることがわかる。

一方、層別沈下計によるM.12天端の沈下量と

解析結果との比較を図-18に示す。計測データが二点と少ないものの、両者は良好な一致を示している。

水圧の深度分布の実測値と解析結果を図-20に示す。沖積層については、上下端の砂層との境界でやや解析結果の方が過大となっているものの、全体的に水圧の発生、消散過程を精度よく予測している。一方、M.12については埋立による水圧上昇時、時間経過後の消散時とも実測値の方が大きくなっている。しかしながら、沈下の考察の節でも述べたように、埋立の変形は沖積層におけるものが支配的であり、洪積層の降伏の度合いも比較的小さい。また、図-20のM.12層における水圧のオーダーも問題となるようなものではないと考えられる。したがって、解析によって沖積粘土層の挙動が正しく捉えられていることから、本解析は当埋土地の実挙動予測として精度の高いものであると結論づけられる。

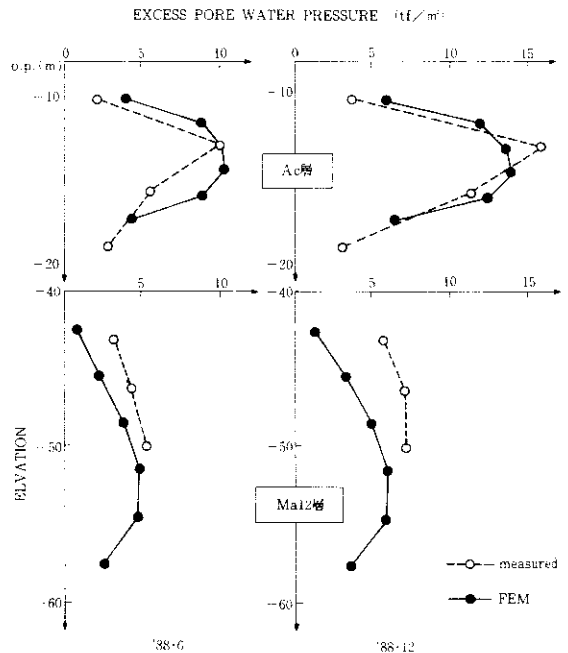


図-20 護岸法線から島内側45m地点における間隙水圧分布の実測結果と解析結果の比較

3-2-4 残留変形が構造物に及ぼす影響

高速道路供用後に地盤の遅れ圧密、遅れ側方流動が発生することが予測され、この程度によっては基礎や上部構造物が深刻な被害を受けることも十分考えられる。

ここでは、高速道路供用開始時点（1993年を想定）から最終埋立の完了する1998年にかけて発生する側方変位について、高速道路構造物への影響を調べてみた。1992年を基準状態として、1998年4月までの間に高速道路中心地点において発生する側方変位量の深度分布を図-21に示す。この変位は、埋立により以前から継続している長期変形と1997年に行われる埋立のかさ上げ（2.0m→5.0m）によるものである。同図において、高速道路付近の地盤は供用後どの深さにおいても護岸方向に変位しており、地上部において約4cmの側方変位量である。この程度の変位であれば、供用後の高速道路およびその基礎構造物に対して、特に深刻な影響はないものと考えられる。

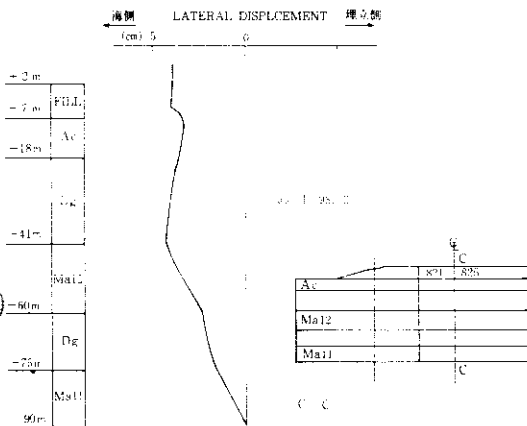


図-21 高速道路供用開始後に発生する側方変位

今後の課題として、圧密降伏応力を越えない領域における粘土層の長期変形特性の把握が残されている。特に降伏近傍での変形係数、二次圧縮指数の正確な評価が必要となる。今回の解析では、粘土は圧密降伏に至るまでは完全な弾性挙動をすると仮定しているため、過圧密領域に留まる洪積層の長期沈下の実例も報告されており、洪積粘土

層の長期変形の把握については今後の現場計測結果が貴重な指標となろう。

4 若齢埋立地における構造物設計

4-1 概説

これまでの調査・解析によって、湾岸線6期区間における地盤の挙動ならびに構造物への影響について、定性的ながらその実状を把握できた。しかしながら、現場計測において説明し難い現象が生じたり、解析においても地盤定数やモデルの設定によって解析値が変る可能性がある等、定量的にその実態を把握したわけではない。これは地盤を構成する材料が、非常に複雑な特性をもつこと、対象とする現象が非常に塑性的、クリープ的であることに起因する。

西宮浜での実設計を例に、特別配慮した点について述べることにする。

4-2 基礎工の設計におけるNF

現行の道示によれば、NFに対してまず式(2)により杭体応力の検討を行うことになっている。

$$\text{MIN}(1.2 \times (R_0 + R_{NF}), 1.2 \times R_u) \leq \sigma_y A_0 \quad (2)$$

ここに、

- R_0 : 死荷重による杭頭荷重 (ton)
- R_{NF} : 負の周面摩擦力 (ton)
- R_u : 杭の極限支持力 (ton)
- σ_y : 杭材料の降伏応力度 (ton/m²)
- A_0 : 杭の純断面積 (m²)

さらに杭頭沈下量に対して、「構造物全体に有害な影響を与えないような処置を講じなければならない」としている。しかし、「主荷重に相当する特殊荷重」であるNFと他の荷重の組合わせに関する規定はない。これはNF算定時のバラツキが大きく、安全率でカバーされるべきものとの考えがあるようである。しかし、図-9は実際のNFはかなり大きな力が長期間作用する可能性を示しており、今後さらに研究を進める必要がある。

なお、実設計では現行の道示に従う限り、支持地盤が堅固であるため、特別問題とはならなかった。

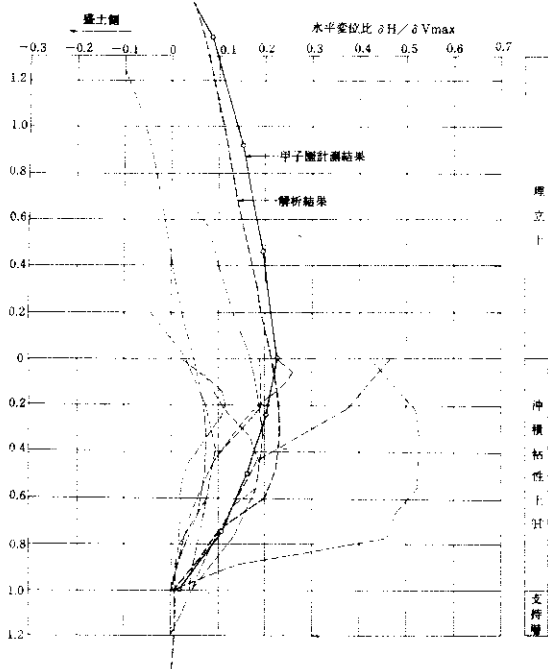


図-22 地盤変形解析結果と既圧データの比較

4-3 基礎工の設計における側方流動圧

西宮浜では湾岸線建設後、その横に高さ5m程度の載荷盛土の計画があり、これによる側方流動圧を二次元弾性有限要素解析を用いて設定した。

まず、解析に用いる土質定数とモデルの妥当性を検証するため、地盤のみのモデルに高さ5mの盛土分の荷重を作用させた。この結果、地盤の沈下量は93cm、盛土法尻における最大水平変位は沖積粘土層天端で現れ、21cmであった。図-22は既往データとの比較であるが、埋立地ではこの解析結果は安全側で、しかもほぼ同じ地盤である甲子園の計測結果とよく一致している。なお、図-22は深さ、水平変位を正規化している。

次に、この地盤の所定の位置にケーソン(φ7m, 2基並列)と杭(φ1.5m, 6列)を入れた結果を図-23に示す。最大曲げモーメントは、ケーソンで192tm、杭で79tmであり、これは各々地震時の約3%、50%に相当する。変位は両形式とも水平方向に約4cm、鉛直方向に約1cmの不等沈下を起

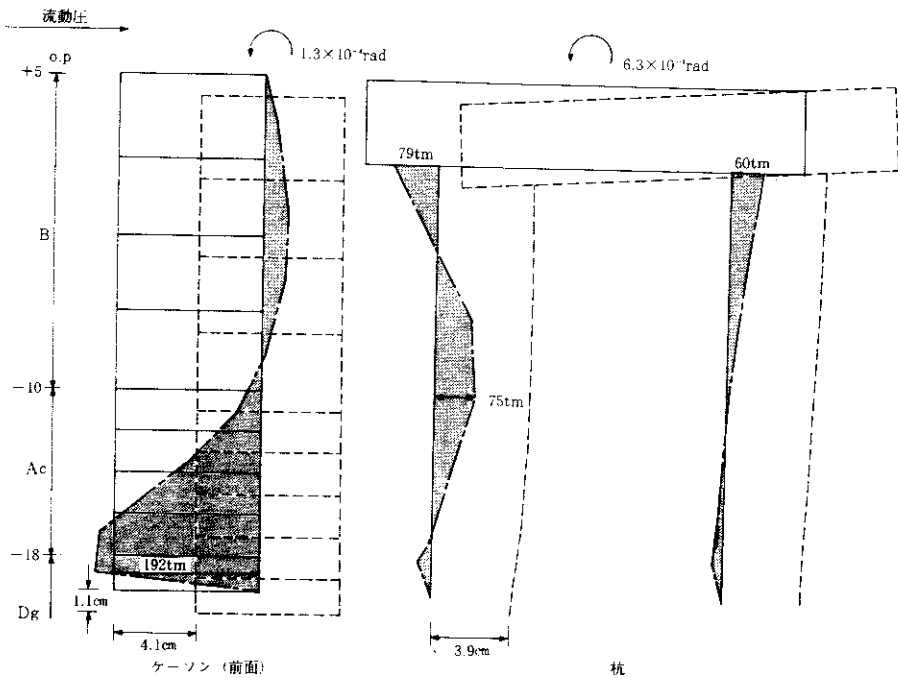


図-23 ケーソン及び枕基礎のFEM解析結果

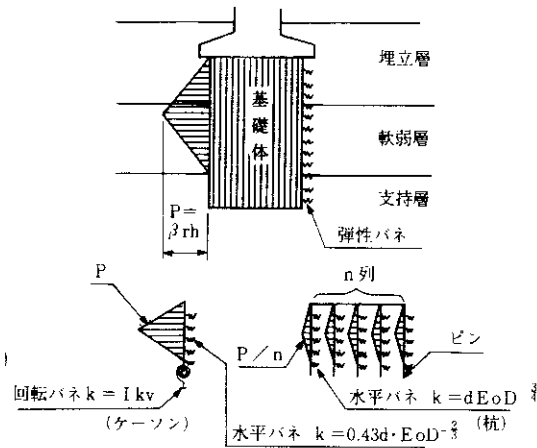


図-24 側方流動圧概念図

こしていることが分かる。

実際の設計にあたっては、ケーソンも杭も道示にならない弾性床上の梁として解くことから、側方流動圧を図-24のように考えた。ここに β 値は図-23に示す構造物の応答値が、このモデルの結果によく合致するように求め、この載荷盛土のケースでは、 $P_{max} = 4 \text{ t/m}^2$ ($\beta = 0.4$) となった。

4-4 計画高の設定における基礎の沈下量

計画高の設定にあたっては、基礎の沈下によって主桁下端が航路限界および建築限界に抵触しないように、沈下量を設定して余裕をもった縦断線形とした。各埋立地における設計上の沈下量は、過去の事例および解析値を参考に表-3に示すとおりとした。

4-5 上部工形式の選定における判断基準

埋立地の縁部においては、その内外における基礎の沈下量の差によって、連続桁の中間支点部に曲げモーメントを生じることがある。そこで、図-14に示す解析結果から、埋立法線を中心に100m程度の区間は上部工を静定構造物とし、それより以遠ではスパンに対して1/1000の不等沈下を考慮した。

表-3 計画高設定時に考慮する基礎の沈下量

埋立地	基礎の沈下量 (m)	湾岸線建設時の埋立状況
芦屋埋立地	8.0	未完成
西宮西地区	5.0	完成の1~2年前後
西宮東地区	3.0	完成後数年
甲子園西地区	8.0	未完成
甲子園東地区	5.0	完成の1~2年前後

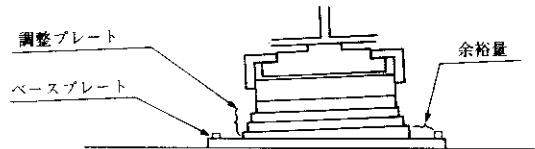


図-25 溶接固定碁

4-6 支承形式

コンクリート橋脚への支承は、将来の脚天端の沈下および側方変位に対応できるように、図-25に示す溶接固定方式を採用した。

あとがき

本稿は、「埋立地における基礎構造物の設計・施工検討委員会」での研究を中心にまとめたものであるが、研究が実設計と並行していたため、いくつかの具体的な設計方針も示された。以下にその成果をまとめて示す。

- ①側方流動圧を1つの荷重として設定し、基礎形式選定の判断材料とするとともに設計に用いた。
- ②支持層の(不等)沈下量を設定し、埋立地縁部での上部工形式を単純桁とする判断材料とした。
- ③下部工の不測の変位に対しても上部工に多大な影響を与えないように、維持管理が可能な支承形式を採用した。

今後は、甲子園埋立地における計測を継続していくとともに、その結果にみられる不明な点について研究を進めていく必要がある。また、施工期間が長期にわたることから、下部工の沈下量は適宜測量より求め、上部工の製作・架設に反映しなければならない。

最後に、上記委員会において終始適切なお鞭撻をいただいた京都大学柴田徹教授ら、委員の方々に深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 谷本、末広、田中：大阪湾上部洪積粘土層（M₁₂）の圧密特性について、海底地盤に関するシンポジウム論文集、PP. 133-138、1987. 11
- 2) 柴田、関口：軟弱地盤の側方移動、土木学会論文集第382号／Ⅲ-7、1986. 6
- 3) 竹嶋、大谷：軟弱地盤の側方流動に関する二、三の知見、第13回土質工学研究発表会論文集
- 4) 若材令地盤における地盤解析検討業務（その2）報告書平成元年3月 阪神高速道路公団、（財）防災研究協会
- 5) 柴田、関口；盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測、土木学会論文報告集第301号 PP. 93~104、1980年9月