

東京湾横断道路の計画について

日本道路公団 吉田 光雄

1. はじめに

東京湾横断道路は、川崎市浮島と木更津市盤洲を連絡する延長約15Kmの海上道路計画であり、富津市から東京湾岸を一周して横須賀市に至る湾岸道路(延長約160Km)と浦賀水道を横断する湾口部横断道路(延長約10Km)と一体となって、東京湾環状道路を構成するものである。

本道路計画は、首都圏の諸機能を再編成し均衡ある発展を促すための広域的幹線道路網の一環となる全体計画一兆円の大規模プロジェクトであり、また一方では、東京湾特有の厳しい社会条件、自然条件のもとで世界的にも最高度の技術水準を要求される一大海洋工事となるものである。

本稿は、調査の現状、現計画の概要、各構造型式の概要等を紹介するものである。

2. 調査の現状

日本道路公団では昭和51年度から東京湾横断道路調査室を設けて調査を開始し、経済調査、環境調査、地質調査、設計調査、船舶航行調査、漁業等調査を実施している。

- ① 経済調査；意義・役割，経済社会波及効果，交通量の予測
- ② 環境調査；東京湾の潮流・水質・海洋生物への影響
- ③ 地質調査；海上ボーリング，地質解析
- ④ 設計調査；各構造の技術的検討，実験
- ⑤ 船舶航行調査；船舶航行実態調査，航行安全対策，船舶航行シュミレーション
- ⑥ 漁業等調査；漁業実態，漁業影響の把握

現在、調査全般についてとりまとめを図っているが、特に環境，船舶航行，漁業等の問題については関係機関と連絡調整を図りつつ検討を進めている段階である。

3. 現計画の概要

(1) 計画の主な諸元

- ① 区間；神奈川県川崎市～千葉県木更津市
- ② 延長；約15Km
- ③ 規格；自動車専用道路 6車線 (段階施工4車線)
- ④ 構造；橋梁，トンネル，人工島
- ⑤ 工期；10年
- ⑥ 建設費；全体計画1兆円(6車線) 段階施工8000億円(4車線)

(2) 地質の概要

道路計画路線下の地質は、上位からAc層，As層，D₀層，D₂層，D₃層，D₅層，D₁層，D₀層に細区分することができる。これらのうちAc層，As層，D₀層は完新世の堆積層，D₂層～D₁層は更新世の堆積層，D₀層は第三紀鮮新世から更新世前期にかけて堆積した地層である。D₀層は川崎側から木更津側にかけて連続的に確認されており、N値も概ね70以上を示し、東京湾横断道路の各種構造物の工学的基盤層と考えられる。

また、Ac層の上部は有楽町層(Ac₁層)と呼ばれるほぼ一万年前から堆積した層で、塑性指数が高く(PI=60～100)、一軸圧縮強度が小さく($q_u=0.03Z\text{ kgf/cm}^2$ ，Zは海底からの深度)軟弱な粘度層があり、Ac層の下部は7号地層(Ac₂層)と呼ばれ約一万年前までに堆積した層でAc₁層よりも塑性指数(PI=10～40)がやや低く、せん断強度がやや大きい粘度層があり、これらが厚く堆積している。このため人工島の沈下や安定、トンネルの地震時の過大な水平変位などの問題が生じてくることになる。

図-2に地質縦断面図，表-1に各地層別の地質調査結果を示す。

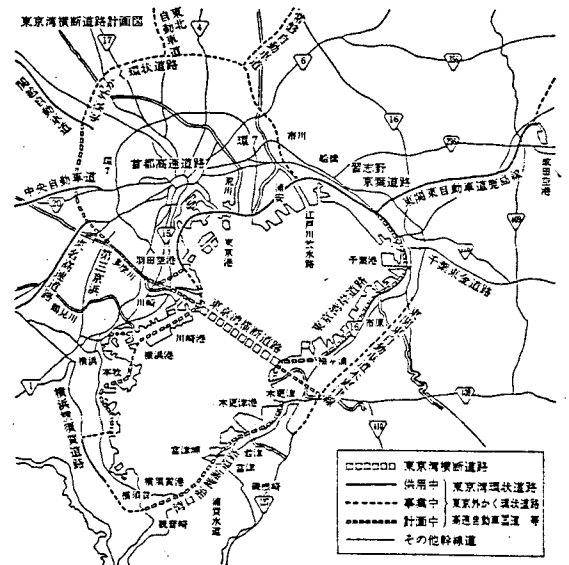


図-1 東京湾横断道路位置図

図-2 地質縦断面図

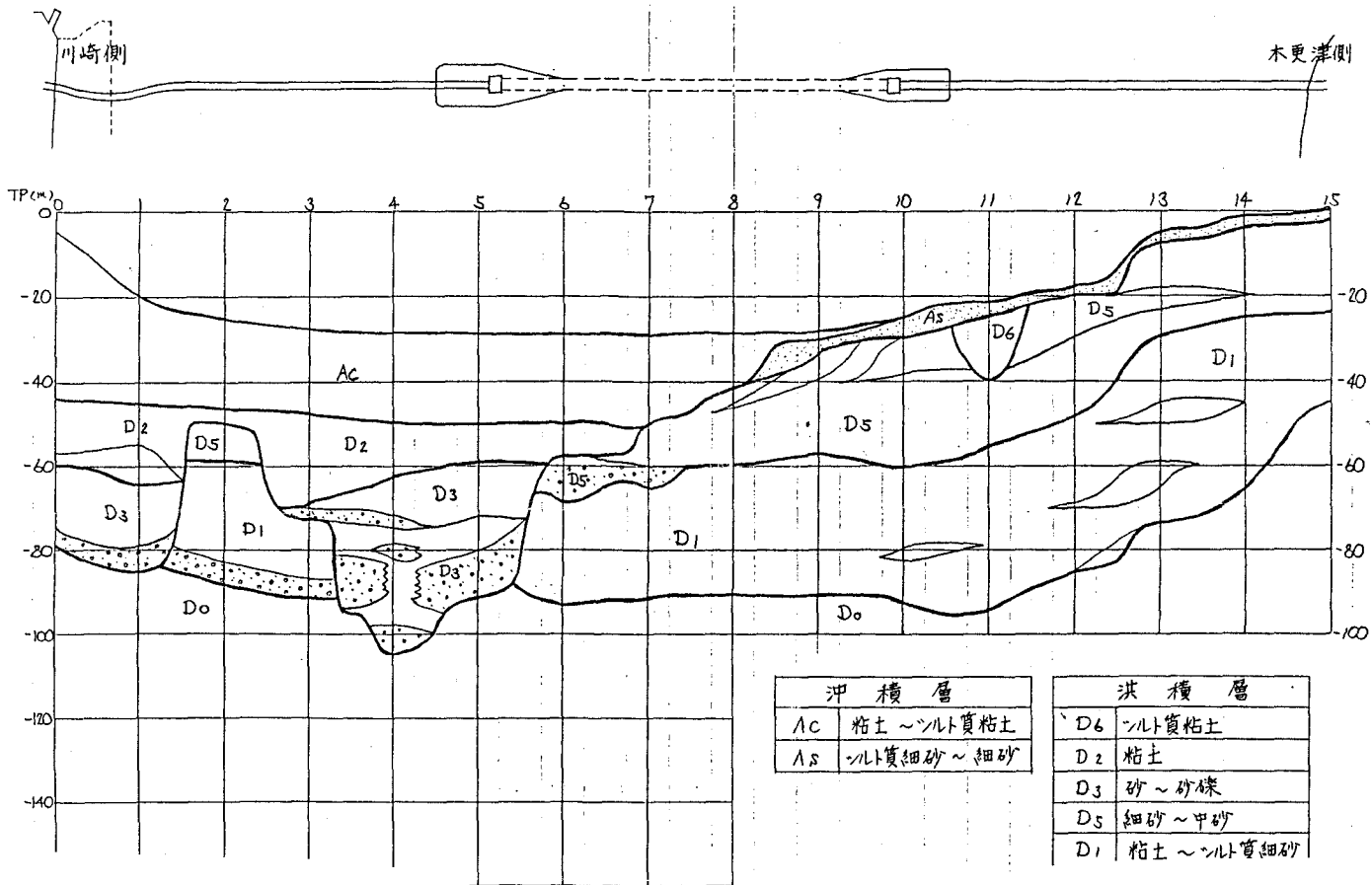


表-1 各地層別地質調査結果

地層記号	N 値	S波速度 Vs	変形係数		比重	含水比	液性限界	塑性限界	単体重量	空隙比
			Esp	E50						
Ac (粘性土)	1以下	60～190	16	17	2.66	103	96	40	1.49	2.7
As (砂質土)	18	125～210	49	14	2.72	55			1.74	1.3
D2 (粘性土)	10	130～300	59	31	2.68	47	53	29	1.74	1.3
D3 (砂質土)	70以上	235～430			2.71	22	51	30	2.03	0.7
D5 (砂質土)	70以上	150～355	319	240	2.71	32	55	28	1.84	0.7
D1 (粘性土)	19	190～630	345	314	2.68	40	73	34	1.73	1.3
D0 (砂質土)	70以上	340～700			2.72	33			1.99	0.7

注：Vsの値を除き平均値を示す。

(3) 人工島構造

人工島の構造型式には、大別して盛土式と構造物式との2型式がある。本道路のような橋梁とトンネルとをつなぐ構造型式を考えた場合は盛土式が適切と考えられる。人工島築造のための自然条件、社会条件について整理すると次のような事になる。

1) 大水深(30m)、軟弱で且つ複雑な地盤上に設置する構造物であること。

- 2) 地震の巣といわれている東京湾に設置されること。
- 3) 橋梁とトンネルの接続部として交通機能を確保するとともに、トンネルと橋梁の基礎および換気所、維持管理施設、休憩施設の設置場所となること。
- 4) 地震や高潮および暴風雨による波浪などの異常時に対して十分に安全で、万一損傷を受けた場合であっても容易に修復できるよう考慮しなければならないこと。

以上の観点を踏えた人工島の現計画を図-3に示す。施工は以下の手順で行われる。①設置位置の地盤改良を行う、②護岸構造物である鋼管矢板セルを打ち込む、③セル内およびセル間に盛土を行うとともにセル外側にロック材を行い、根固めブロック等の被覆工を行う。

現在の計画に関する主要な検討事項は次の通りである。

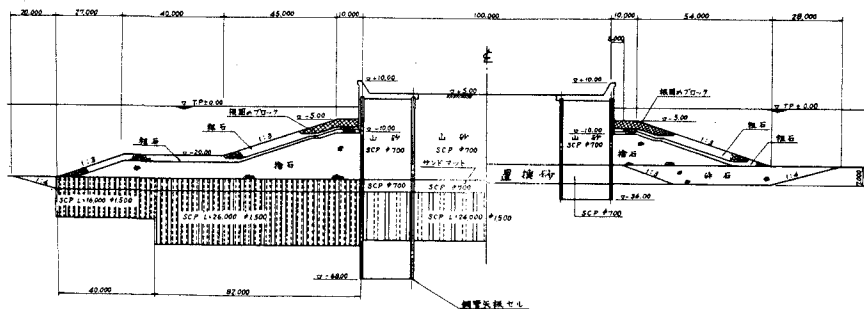


図-3 人工島一般図

1) 盛土の安定

盛土の安定では、①すべりに対する安定(常時、地震時)、②液状化に対する安定(地震時)が課題である。

これらのうち常時のすべり安定については、セル式護岸を横切るすべりは生じないものとして、円弧すべり面を仮定し検討を行っている。なお検討に用いるせん断強度定数のうち粘着力は非圧密非排水状態での値を、せん断抵抗角は圧密排水状態での値を用いることとしている。

2) 盛土の沈下

盛土と基礎地盤の沈下は、①即時沈下、圧密沈下および長期沈下(常時)、②繰り返しせん断、非線形および非逆対称振動による護岸構造物のロック材盛土方向への変形の発生にともなう沈下(地震時)、を考慮しなければならない。

常時の沈下のうち、問題となる点は供用後の残留沈下と不等沈下である。残留沈下量は人工島が収容するトンネル、橋梁、換気塔、道路等の各部の本質的な機能を損わない量に押える必要がある。この対策には人工島内に収容されることになるトンネルや開渠部では軟弱地盤の改良を行い、また盛土にサーチャージを加え、盛土完成後からトンネルができるまでの間の放置期間を一年以上確保することや基礎ぐいの使用が考えられる。いずれにしても残留沈下量がいくらになるかを算定し、施工中は動態観測を行い対策を講じていかなければならない。なお、計算上の予測を越えて生ずる不等沈下量は施工後の残留沈下量に対して一定の割合になると考えており、現時点では残留沈下量の30%で5cm以上の値を想定している。

3) 軟弱地盤対策工

人工島位置では軟弱層が厚く堆積しており、基礎地盤の安定の確保および有害な沈下の防止を目的に軟弱地盤対策工を計画しなければならない。考えられる主要な工法を以下に示す。

① 置換工法

軟弱層の一部または全部を除去し、山砂および碎石等の良質材で置換える工法であり、盛土の沈下低減と安定確保を目的としている。軟弱層が厚い場合は施工上難点があり、比較的軟弱層が薄い場合に適用する。

② サンドドレーン工法

地盤中に砂柱(径40~50cm)を造成し、圧密促進、地盤の強度増加を図る工法である。圧密促進のみを目的としているので沈下量を少なくすることはできない。

③ サンドコンパクション工法

サンドドレーンに比較して大口径の砂杭を締め固めて造成するもので、砂杭に応力集中が起り、盛土荷重は粘性土よりも砂杭に大きく作用する。すなわち、粘性土の圧密荷重がサンドドレーンよりも小さくなってそれだけ沈下量が減少するとともに砂杭のせん断抵抗も期待できるので、地盤全体の強度はサンドドレーンに比べて大きく考えることができる。

④ 深層混合処理工法

生石灰もしくはセメントなどの安定材と軟弱粘土とを攪拌混合し、安定材の水和反応と化学反応(ポズラン反応)を利用して固結した強固な地盤とする工法である。しかし、設計手法は工法開発以来日の浅いこともあって、現状では発展段階にある。

本道路では以上の四工法のうち、①、②、③の工法を基礎地盤条件により組み合わせ用いることとしている。

4) 護岸構造物

本人工島の護岸として持っていなければならない要件としては、①盛土山砂が流出しないこと、②波浪およ

び高潮により人工島の保全および利用に支障をきたさないこと、③波、土圧等の外力に対して安全で過大な変位を生じない構造であること、④施工中の濁水の流出等周辺水域への影響が少ないこと

これらの点に留意したうえで考えられる護岸の構造としては次のようなものがある。

① 重力式護岸

② 矢板式護岸

鋼矢板などを用いて護岸とするもので、矢板を自立させるもの、控え工を有するものおよび二重矢板がある。

③ セル式護岸

鋼矢板、鋼板などによりセル構造とするもので、鋼矢板式の護岸とともに水密性が高く、盛土山砂の浸出防止に適している。一方、本道路の人工島護岸は、いわゆる鋼管矢板セルで本人工島の中で始めて考案されたものであり、直線型鋼矢板の半割を継手とした鋼管矢板を閉合して打設することによってセルがらとしたものである。

④ 捨石式護岸

護岸本体が捨石により構成されているもので盛土山砂の漏出が生じないような対策が必要であるとともに耐波性のための被覆工も必要である。

これらの型式のうち本道路では、③のセル式護岸を中心に計画を進めている。

5) 耐震検討

盛土堤体部分については、人工島の重要性、立地条件や規模などを勘案し、建設省新耐震計算法(案)の関連規定を考慮し、フィルダムの耐震設計で実績を有する震度法を原則として適用し、さらに地震力の作用による永久変形量の発生も考えられることから、その量も算出し、安定と変形の両面から幅広く耐震性を照査している。

また、人工島構造が海底の軟弱地盤上の護岸と盛土堤体とからなる複合体であることから安全性を確認するため、有限要素法による地震応答解析をも併せて実施している。地震応答解析の入力地震動としては、2つの水準を想定している。1つは、原則として耐用年数内に発生することが予測され地震動(L-1)に対して構造物が道路交通機能を損うような損傷を受けないもの、他の1つは、当該地点にまれにしか発生しないような大きな地震動(L-2)に対して構造物の大規模な崩壊を防止するというものである。(図-4)。

L-1の加速度波形は1978年宮城県沖地震(マグニチュード7.4)に際し、震央距離100Kmに位置する開北橋近傍の岩盤上で得られた記録を、固有周期0.1~3秒の範囲でL-1の加速度応答スペクトルに一致するように作成した疑似加速度波形である。

L-2の加速度波形は1968年十勝沖地震(マグニチュード7.9)に際し、震央距離175Kmに位置する八戸港の砂礫地盤上で得られた記録を、地表面下10mに想定した基盤面での地震動に変換した後、これを固有周期1~3秒の範囲でL-2の加速度波形スペクトルに一致するように作成した疑似加速度波形である。

(4) トンネル構造

東京湾は、世界でも有数の船舶航行輻輳海域であり、東京湾横断道路のトンネル部が長ければ長いほど、船舶側にとっては都合が良いわけであるが、道路の採算性の確保、換気技術上の問題からトンネルを延長することにも限度があり、本道路の計画では延長を4,800mとしている。

トンネル部の構造としては、沈埋トンネルとシールドトンネルとが考えられるので、以下主要な検討事項について紹介する。

1) 沈埋トンネル

現在の計画を図-5に示す。沈埋かんの長さは、断面寸法と長さのバランス、沈設位置の航路幅、耐震性、経済性等を考慮し160mとした。

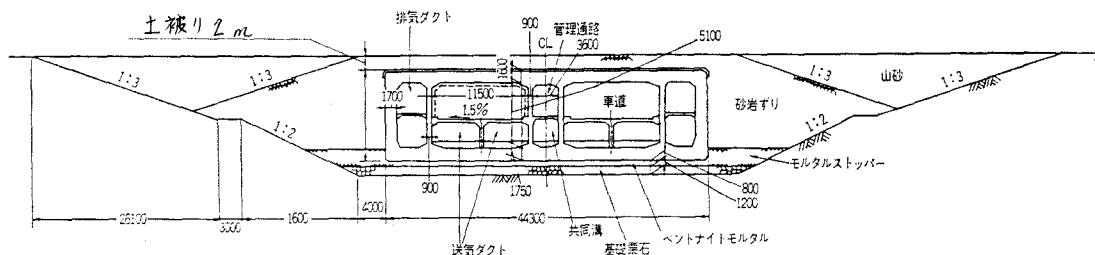


図-5 沈埋トンネル断面図

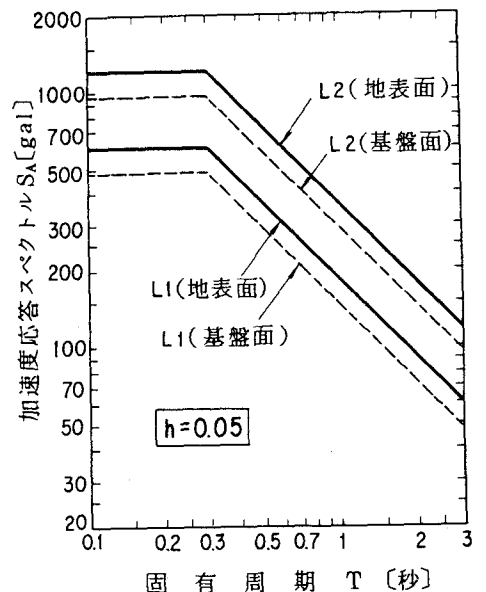


図-4 入力地震動の加速度応答スペクトル曲線

① 安定の検討

周辺地盤の安定と沈埋かんの安定である。

地盤は、常時、地震時を通じて安定であることが必要で、支持力、沈下、液状化等について検討しなければならない。一般に沈埋トンネルの見かけの重量は周辺の原地盤と同程度か、またはやや小さいので、人工島盛土部を除き支持力および沈下の問題は生ずることは少ないが、地震時の液状化については、埋戻し材に砂または砂利が用いられることもあり埋戻し材を含めた検討を行っている。沈埋かんの安定は乾舷と浮き上りに対するものである。

② トンネル縦断方向の検討

不等沈下、地震、温度変化の影響などについて検討を行っている。これらのうち不等沈下については、敷均し基礎などの連続支持基礎の場合、地盤反力係数(K値)のとり方の影響が大きいので、原地盤ならびに造成基礎の地盤定数について十分調査したうえ、沈埋かんの幅や応力が伝達される範囲、人工島斜路部における地盤改良の方法や程度、沈下の進行時間などによる効果を考慮しておかなければならない。そのための対策の1つとしてはトンネルをある長さに区切って(160m毎)可撓性継手を設ける方法がある。

③ 継手構造

継手は、所定の止水、力の伝達、可撓性などの適切な機能を有する構造でなければならない。継手の構造はその剛性で分類すると、継手を沈埋かん本体と同程度の剛性にした剛継手と、止水を確保しつつ沈埋かん相互の伸縮、回転を可能にした可撓性継手がある。本道路では可撓性継手を用いることとしている。

可撓性継手には、ゴムガasketを用いた可撓性継手と、これよりさらに伸縮量が大きくとれる大伸縮継手とがある。ゴムガasketの止水可能な範囲の伸び量は、沈埋かんの水圧圧接時の圧縮量からゴムガasketのクリープによる変形量を差し引いたものにほぼ一致し、本トンネルの検討では7cm程度の見込みである。

大伸縮継手は換気塔取付部等に設置されるもので、可能移動量は10cm程度まで要求されるが、ゴムガasketを利用した可撓性継手に対応できないことから、別途開発を行うべく実験等を行っているところである。

④ ドライドックについて

沈埋かんは、長手方向で160mという大きなものであるので、その製作にあたっては大きなドライドックヤードが必要である。高度利用が図られている東京湾で手当をすることは非常に難しいと考えられる。

2) シールドトンネル

最近のシールドトンネルの技術革新には目ざましいものがあり、本道路のような条件、つまり大口径(2車線断面で $\phi=13.4\text{m}$)、大水深(水圧 $5\sim6\text{kg/cm}^2$)、長掘進(4.8Km)にも適用可能となってきた。さらに本道路では道路の採算性を確保するため段階施工(4車線)を考えており、段階施工となれば、沈埋トンネルよりシールドトンネルの方が有利であることから本格的な検討の段階に入っている。シールドトンネル断面図を図-6に示す。

① 土被り厚と浮上り安定について

土被り厚を小さくすることは、トンネル斜路延長を短くすることであり(結果として、換気上有利となる)、人工島の規模を縮小することにつながるため重要な事項である。

浮上り安定の検討から決まる土被り厚については、浮力、トンネル重量、土被り土の重量が解れば施工時、完成時に算出できる。本道路の場合、海底部で約 $1.1D$ (約 14m 、 D はトンネル径)、斜路部では盛土地盤のせん断抵抗を増加させる地盤改良を行うことを前提に $0.5D$ (約 6.5m)をとっている。

② 斜路部の検討

シールドトンネルの斜路部は、人工島盛土中に設置されること、土被り厚が十分とれないこと、人工地盤中を掘進しなければならないことなど最大の課題である。

人工島の斜路部原地盤の沈下軽減対策としては、地盤改良工法の検討があり、沈下対策としては立坑とシールド間およびシールド相互間の可撓性継手による対応がある。

3) トンネルの耐震検討

一般にトンネル(地中構造物)の耐震安定性は高いが、本道路のトンネルは軟弱地盤中にあり、且つトンネル延長が長いので応答変位法による静的検討に加え動的解析を行い、耐震安定性の確認を行っている。応答変位法、地震応答解析による計算モデルを図-7に示す。

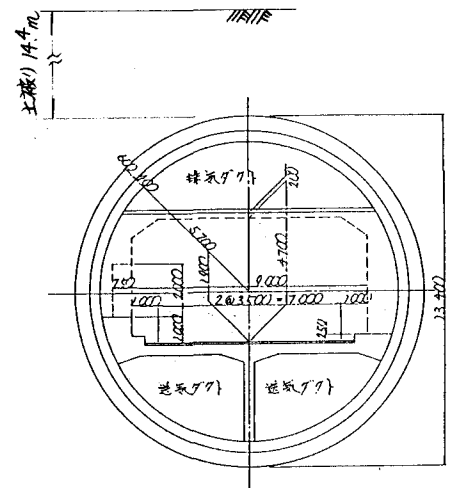
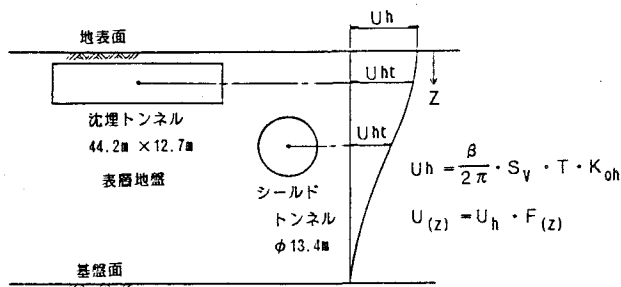
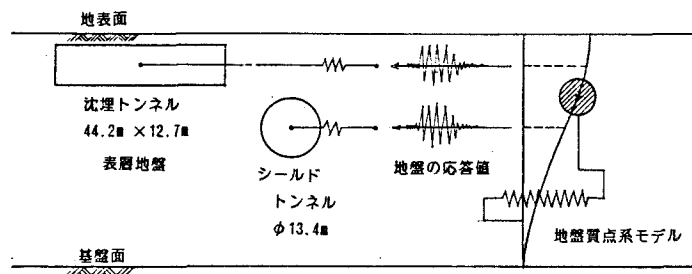


図-6 シールドトンネル断面図



応答変位法



地震応答解析

解析結果によると

図-7 計算モデル

- ① 断面力についてはトンネル軸方向引張力の最大値は、沈埋トンネルで44,700t(6車線)シールドトンネルで2000t(2車線)程度である。
- ② 人工島立坑とトンネルの取付部の変位量(伸縮量最大)は、沈埋トンネルで5cm、シールドトンネルで7cm程度である。

(5) 橋梁構造

本道路の橋梁の構造型式選定にあたって考慮すべき地質以外の条件としては、①羽田空港が近くにあり、空域制限を受ける、②船舶航路の確保のため最大250mのスパンが必要であることから、下部工は多柱式基礎、ケーソン基礎、水中橋脚橋脚を、上部工は連続鋼床版箱桁の計画である。計画を図-8に示す。

1) 地盤変動の影響

海底地盤が軟弱で、下部構造の規模が大きいため橋梁の耐用期間にわたり長期的な地盤変動が生ずるものと予想される。

考えられる地盤変動には次のようなものがある。

- ① 人工島の盛土による圧密沈下およびそれに伴う側方流動
- ② 構造物基礎の支持層の下方に存在する粘性土層の圧密沈下

2) くい基礎の変位

道路橋示方書によれば、くい基礎の変位は、設計荷重に対して1~1.5cm程度の変位量となるように基礎の剛性を定めている。しかし、

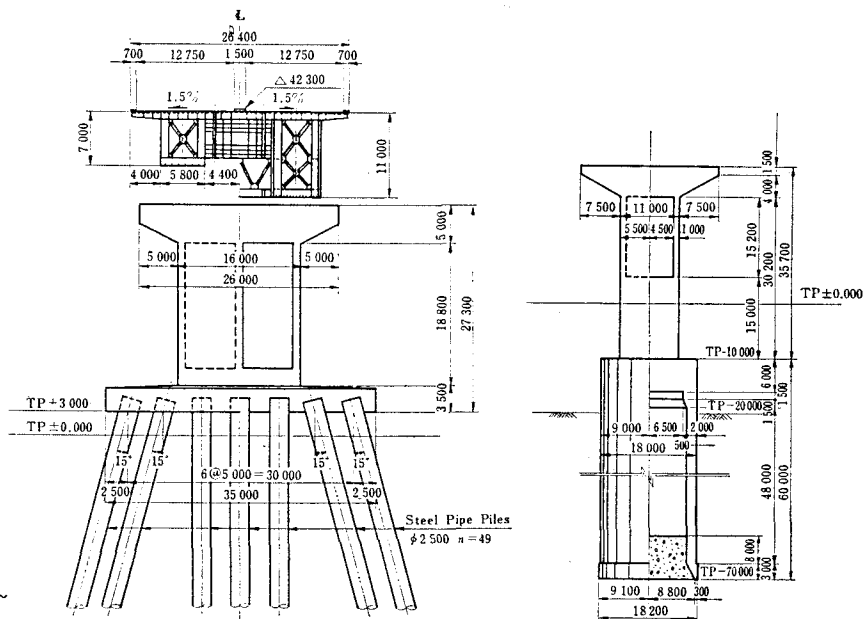
本道路の橋梁基礎のように、軟弱な海底地盤に設置される場合は、このような剛性を確保することは極めて困難となるため、くい基礎の変位は上部構造の機能と安全性を保持するうえで許容しうる変位量をこえてはならないとの考え方をとり入れた。

3) 耐震検討

耐震計算法は、原則として震度法もしくは応答を考慮した修正震度法により行い、架橋地点の地盤が軟弱で、かつ橋の変位が極めて大きいと予測される橋は地震応答解析により耐震性を照査している。この場合の耐震性の水準は、人工島等と同じく地震動(L-1)(L-2)レベルである。

4. おわりに

東京湾横断道路の調査も、当公団が担当して10年目に入っており、技術上の課題についても構造別に設置された「東京湾横断道路人工島構造委員会」等3委員会において検討が重ねられ、昭和59年度には、設計基準(案)がとりまとめられた。本稿の主要な部分はこの設計基準(案)から抜粋したものであることを申し添えます。



多柱式基礎

オープンケーソン基礎

図-8 橋梁断面図