

マルティエヌの高架橋

Acier-Stahl-Steel/森河 久・訳

載荷速度の速い圧縮力を受けるコンクリート

Magazine of Concrete Research/大沼博志・訳

海洋構造物の共振応答

Proc. of A.S.C.E., WW/西村仁嗣・訳

空港アクセス問題の費用-便益分析

Proc. of A.S.C.E., TE/横田和男・訳

### マルティエヌの高架橋

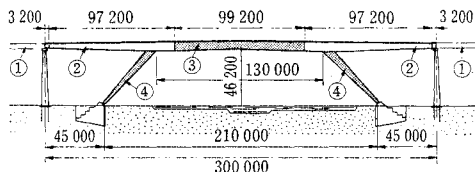
“Viaduct at Martignes (Bouches-du-Rhône, France)”

Poirson, C. and Foucriat, J.C.

Acier-Stahl-Steel, pp. 257~261, June (1972)

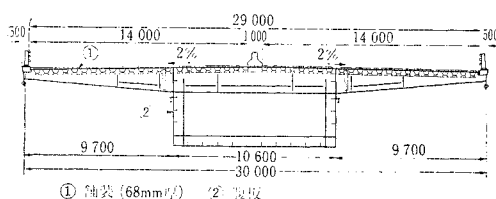
フランス Etang de Berre 周辺、Fos 地域の産業開発はめざましく、自動車交通の増大に伴って、新しい道路建設が求められていた。そのために、Marseilles と Fos を結ぶ A 55 号線が建設された。Martignes 地域において計画決定された路線は、既成市街地を通ることが困難なので、市の南と西を回するバイパスとなっており、そこでは Caronte 運河を跨ぎ、航路確保のため桁下高をとることが求められていた。最終的に決定された構造は高架取付道路を両側に持つ鋼橋であった。この構造物は延長 874 m、幅員 29 m の橋梁で、美観にすぐれたこの区間の代表的な土木構造物である。

中央部鋼橋は架設方法に特色があり、また漸新なので、以下に記述する。中央部 300 m は図-1 に示すように高さ 45 m、幅 115 m の航路を維持するため、210 m ス



① 高架取付道路 ② 橋梁端部 ③ 橋梁中央部  
④ 傾斜支柱

図-1 橋梁縦断面図



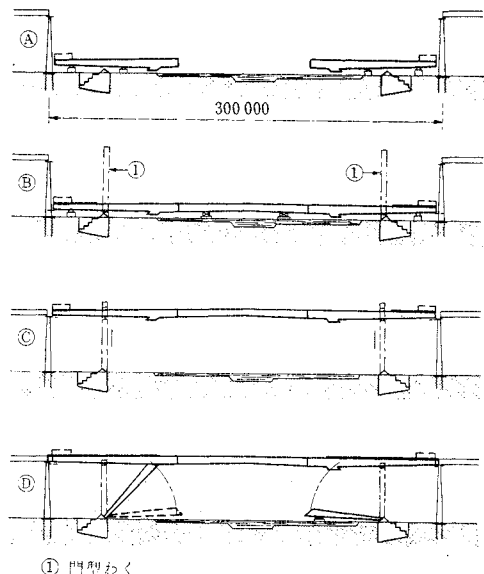
① 鋼管(68mmφ) ② 腹板

図-2 橋梁中央部横断面図

パンの方杖ラーメンとなっている。主桁は図-2 に示すように幅 10.60 m、高さが 3.50 m から 6 m に変化する箱断面で、幅 30 m の床版を有している。床版は台形リブで橋軸方向に補剛された、板厚 12 mm の直交異方性鋼床版である。傾斜支柱は上端で 10.60 m×4 m、下端で 2 m×1.50 m のテーパがついた箱断面である。傾斜支柱の基礎は深さ 15 m、長さ 22 m で幅が 10 m から 3 m に変化しているコンクリートブロックである。傾斜支柱と箱桁構造は鉛直力と橋軸方向水平力を受け持ち、横方向の力は両端のコンクリート橋脚で受け持っている。

#### (1) 製作および架設

製作および架設の概要は次のようである。工場で鋼床版、腹板と底板、ダイヤフラムを別々に製作し、特に大きいユニットは特認車両で道路を、他はすべて鉄道で現場へ輸送した。箱桁と傾斜支柱のジョイントのように複雑で、製作が困難なものは、工場で組み立てられ、完成品として海路で輸送した。約 12 m に作られているブロックを 100 m の長さに組み立てて、はしけに載せ、建設現場へ運搬し、図-3 ④ に示すように合金製のすべり支承でつくられた仮の支持上に置き、地盤の正しい位置に合わせた。次に図-3 ⑤ に示すように、桁の中央部を同様にセットし、腹板と底板を高力ボルトで、床版と縦桁を溶接で結合した。次は図-3 ⑥ に示すように、



① 門型わく

図-3 架設方法

長さ 300 m, 重量 2800 t の上部構造を 50 m ジャッキアップする。この種の鋼構造物を 50 m も持ち上げることは世界で最初のことである。初めに図-4 に示すように、傾斜支柱の基礎を跨いで、高さ 55 m, 純径間 13.50 m のラチスの門型わくを取り付けた。基礎は 18 m の杭に支持された RC スラブである。門型わくにはおのおのラック (930 mm の間隔の定着ピンをそう入するための穴) が設けられており、それを用いて上下二段の誘導・定着用の台座が移動する。これらの台座の間には、写真-1 に示すように 4 個の 500 t 水圧ジャッキ (1 回の動きが 1 m で、安全のためねじをきった心棒で二重になっている) が据えられている。上部構造のジャッキアップ操作は、まず下の台座がラックをつかみ、定着されていない上の台座を使用して、上部構造は、各側 4 個、計 85 個の 500 t ジャッキにより 93 cm 持ち上げられる。

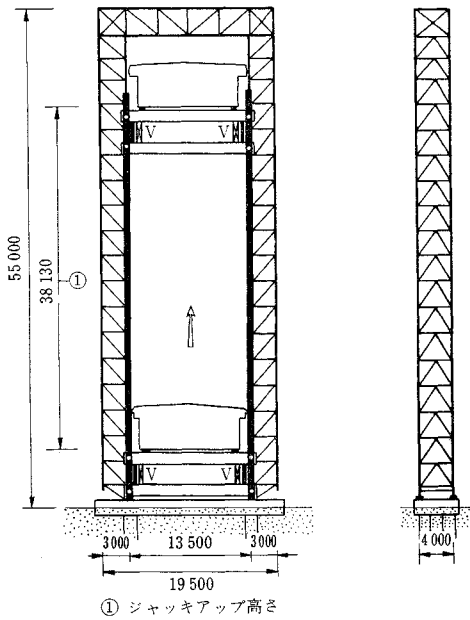


図-4 門型わく

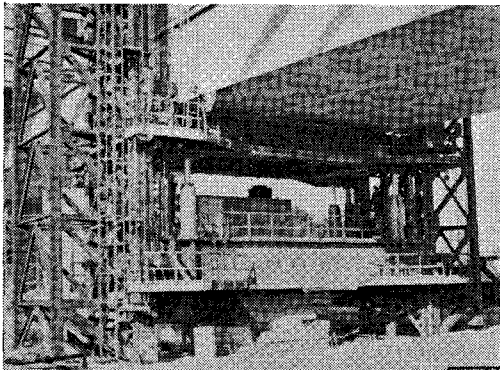


写真-1 ジャッキと台座

この上昇を終えると、上の台座がラックをつかみ、下の台座が同じジャッキで持ち上げられる。上昇した下の台座は再びラックをつかみ、上の台座が定着から離れる。これで元にもどり、以後はこの繰り返しである。1 回の作業は 93 cm, 所要時間 50 分であり、上部構造が所定の位置におさまるのに 3 日を要した。桁端部から床版の張り出し部をセットするため、門型わくの上部部をはずした後、図-3 ㉑、写真-2 に示すように傾斜支柱は船

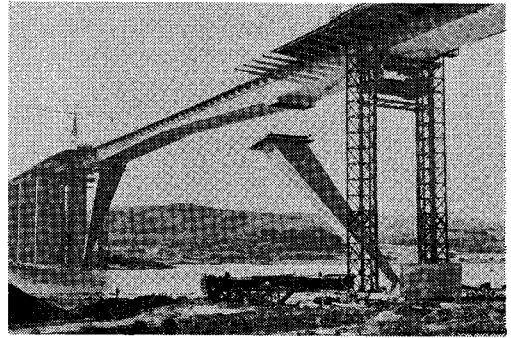


写真-2 傾斜支柱取付状況

に載せて基礎ブロックに取り付け、ウィンチとワイヤを使用して基礎部を軸として回転させ、所定位置まで持ち上げ、桁のジョイントに溶接した。ここで台座をはずし、バラストを取り除いて、橋脚の位置において、正確な縦断曲線になるようにジャッキを使用して修正した。中央部の張り出し床版をつけて上部構造の据え付けが終り、その後、安全施設、伸縮継手、塗装、舗装の工事が行なわれ、橋梁が完成した。

### 荷重速度の速い圧縮力を受ける コンクリート

“Concrete Subjected to High Rates of Loading in Compression”  
Hughes, B.P. and Gregory, R.  
Magazine of Concrete Research, Vol. 24, No. 78,  
pp. 25~36, March (1972)

#### (1) はじめに

衝撃荷重に対する従来の研究はプレキャストパイルの打ち込み中にしばしば起こるパイル頭部の破壊に関するものであったが、地震あるいは、爆発力を受ける構造物、ドロップホージの基礎、およびプレキャストユニットの不注意な操作による落下などのようにこの他にも数多くの例がある。

この報告は、ドロップハンマー装置を用いて荷重速度が非常に速いコンクリートの圧縮試験を行ない、荷重-

時間曲線とひずみ-時間曲線を測定してコンクリートの1軸圧縮強度、ひずみ特性に及ぼす供試体の長さおよび加圧板による拘束、配合、最大骨材寸法、試験時の材令およびセメントの種類の影響について検討したものである。

## (2) 実験の概要

供試体には 102 mm の立方体を用い、図-1 に示すようなドロップハンマー装置を設計し、製作した。このハンマーは重さが約 106 kg で、1.83 m の高さから落下させることができる。荷重支持柱に貼った電気抵抗線型ストレインゲージのひずみから荷重を測定し、また、いくつかの供試体の場合には供試体に電気抵抗線型ストレインゲージを貼ってコンクリートのひずみを直接測定している。加圧板の拘束を減少させるために Melinex とアルミニウムシートの間にグリースを塗布した摩擦の小さな MGA パッドを使用している。

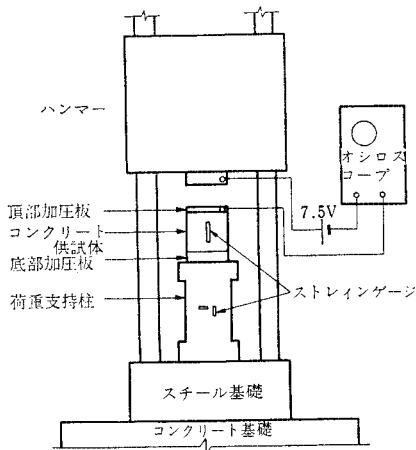


図-1 ドロップハンマー装置

## (3) 真の破壊強度の算定

ハンマーが供試体を打つとき、ハンマーを通過すると供試体と荷重支持柱を通過して基礎に達する2種の応力波が発生する。応力波は接触面あるいは断面の急変部において反射波と伝達波に分かれるので、供試体を通過した最初の波は急速に複雑な応力波となる。

図-2 は低強度コンクリートの特徴である2個の異なるピークを有する荷重-時間曲線を示している。この曲線は0からPまでの荷重が急速に増加する段階、PからBまでの荷重がわずかに増加あるいは減少する段階、BからQまでの荷重がさらに急速に増加する段階、それからQのピークから荷重が減少する段階と4段階に区別することができる。最初のピークが実際の破壊荷重である。

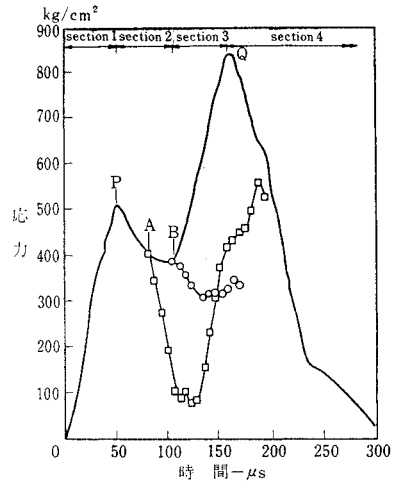


図-2 低強度コンクリートの代表的な応力-時間曲線

第二のピークは最初のピークの荷重支持柱底部からの反射波によるものである。

## (4) 結果とその考察

静的1軸圧縮強度  $f_{cu}$  と MGA パッドを使用した立方体に対する高速試験の破壊強度との関係を図-3 に示す。これらの試験の荷重時間は  $33 \sim 62 \mu s$  であり、平均荷重速度は  $8.1 \times 10^5 \sim 1.83 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ s}$  の間、平均  $1.30 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ s}$  である。静的強度に対する高速強度の比は  $1.52 \sim 2.31$  の間、平均 1.92 である。

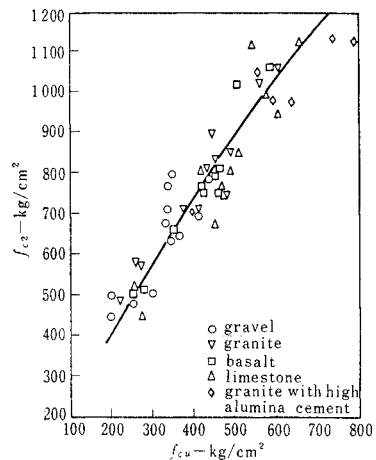


図-3 静的1軸圧縮強度 ( $f_{cu}$ ) と高速試験強度 ( $f_{cd}$ ) との関係

1) 水-セメント比の影響: 図-4 は4種の粗骨材を使用した配合に対して  $C/W$  比によって高速強度がどのように変化するかを示している。静的1軸圧縮強度は予想された傾向を示しており、石灰岩の骨材がもっとも高強度で、順次、玄武岩、花崗岩、砂利と続いている。

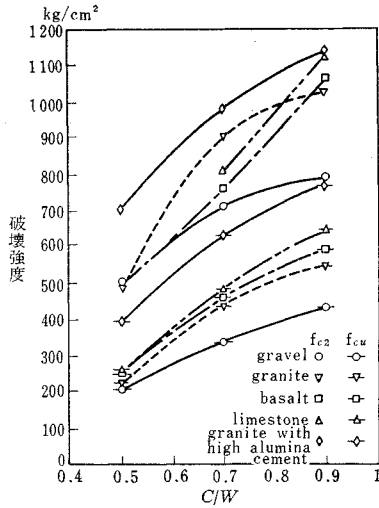


図-4 種々の粗骨材を用いたコンクリートの強度と  $C/W$  比の関係

2) セメント含有量の影響：図-5 はセメント量が増加する場合の影響を表わしている。 $C/W$  が一定の場合、ブリージング現象のために1軸圧縮強度はセメント量の増加とともに減少することが予想されるが、低セメント量の配合はワーカビリティが悪く、はなはだしい気泡が生じる。このことから、砂利と花崗岩の場合にセメント量の増加とともに静的強度が増加しているのを説明することができる。粗骨材と細骨材の比が一定の場合、細骨材の大きな部分のためにブリージングの影響が減少することがわかる。

3) 最大骨材寸法の影響：使用した骨材寸法のちがいで強度に大きな差はなかった。

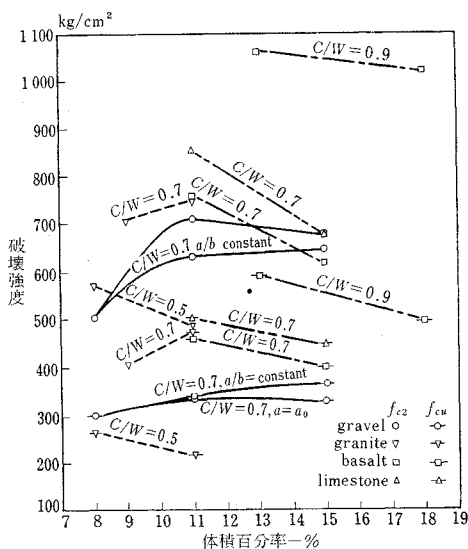


図-5 コンクリートの強度に及ぼすセメント含有量の影響

4) 粗骨材含有量の影響：粗骨材に対する細骨材の比が増加するとブリージングがわずかに減少するために、コンクリートの強度はわずかに増加する。この試験では、この予想された増加は粗骨材量の小さい配合はワーカビリティが悪いために気泡の増加によって相殺され、いくつかの場合には逆の結果になった。高速あるいは静的強度と骨材量との間には明確な関係のないことが明らかになった。

5) 材令の影響：静的強度は材令とともに一樣に増加するが、高速強度はこの傾向と一致していない。

## 海洋構造物の共振応答

“Resonant Response of Offshore Structures”  
Selna, L. and Cho D.

Proc. of A.S.C.E., WW Vol. 98, No. 1, pp. 15~24,  
February (1972)

### (1) 緒 論

海洋構造物の崩壊は重大な事態を引き起こすので、構造物と波の相互作用を調べてその動的応答を明らかにしておくことが必要である。海中の構造物の挙動は空中のそれに比してはるかに複雑である。静水中の構造物の場合でさえも、質量および減衰項が水の影響を受けるために、その解析は容易でない。これに加えて、統計的にも、決定論的にも波の特性を数学的に表現することは困難である。われわれは、海とそこにある構造物とを同時に1つのシステムとして取り扱って行かねばならない。

従来、海中の構造物は静的な考え方で設計されてきた。これは構造物の固有周期が有義な波の周期に比して十分に小さいからである。しかしながら、構造物の設置水深が大きくなるとその固有周期も増大し、共振が問題となる。本研究の目的は、深水中の構造物の非線型な動的応答を調べ、共鳴振動が実際に生ずるか否かを知ることにある。

以下の解析は次のような考え方にもとづいている。

- 1) 構造物の運動自体がこれに作用する流体力に影響を及ぼす。
- 2) 構造物には相当量の変形を生じる。したがって、運動方程式は構造物の変位座標について記述される。
- 3) 初期応力が構造物の剛性に影響する。
- 4) 海水の波動に伴う流速場は5次の Stokes 波によって表現される。

### (2) 解析の方法

運動方程式中の流体力については Morison らの考え

方に従い、これに構造物の運動に伴う項を追加する。変位座標における運動方程式は次のように書かれる。

$$(M+M_A)\ddot{u}+[K_C(u)+K_G(u)]u=F(u)$$

$$=C_D\frac{\rho D}{2}[v(u)-\dot{u}][v(u)-\dot{u}]+C_M\frac{\rho\pi D^2}{4}a(u)$$

ここに、

$M$ : 質量マトリックス,  $M_A$ : 付加質量マトリックス,  $K_C$ : 通常の剛性マトリックス,  $K_G$ : 幾何学的剛性マトリックス,  $u$ : 変位ベクトル,  $v$ : 流体の速度ベクトル,  $a$ : 流体の加速度ベクトル,  $\rho$ : 流体の密度,  $D$ : 部材の直径,  $C_D$ : 抵抗係数,  $C_M$ : 質量係数, また,  $F$ : 流体力ベクトルである。

この方程式は増分法によって解かれる。すなわち、時間の増分  $\Delta t$  ごとに数値積分を繰り返す。この間加速度  $\ddot{u}$  は一定とし、計算ステップ始端および終端加速度の平均値を用いる。各時間ステップの計算終了後、節点の位置および  $K_C$ ,  $K_G$ ,  $a$ ,  $v$  等を算定し、次の時間ステップの計算に使用する。

次に計算手順の概略を示す。

初期条件:

- 1)  $t=0$  における  $u, \dot{u}, F$ , 構造物の位置座標  $X$  等を与える。
- 2)  $t=0$  における  $\ddot{u}$  を求める。

時間間隔  $t \leq T \leq t+\Delta t$ :

- 1)  $F^{t+\Delta t}$  を与える。
- 2)  $u^t, \dot{u}^t, \ddot{u}^t, M, K_C+K_G$  が知られる。
- 3)  $\ddot{u}^{t+\Delta t}$  を求める。
- 4)  $u^{t+\Delta t}, \dot{u}^{t+\Delta t}, X^{t+\Delta t}$  を求める。

この計算法はまったく一般的であって、しかも数値計算の安定性は良好である。

### (3) 計算結果

ここでは、図-1に示すような海中塔を、波高  $H=40$  ft, 周期  $T_W=8$  sec なる波に対して設計する場合を考える。その水中における固有周期は  $T_S=8$  sec である。静的に考えると、その変形は 4.13 ft となる。部材にあ

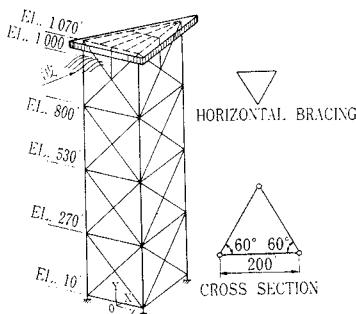


図-1

たる流れは十分乱れているものと考えられるので、係数の値は  $C_D=0.42$ ,  $C_M=2.0$  とした。

計算開始の時点でタワーは静止の状態にある。5波の間に波高が0から40ftまで直線的に増大する正弦波をこれに作用させたところ、5周期後にタワーの応答は定常振動に達した。このとき頭部の変位の最大振幅は静的に考えた解析結果の10倍に近い。3種の波高について、

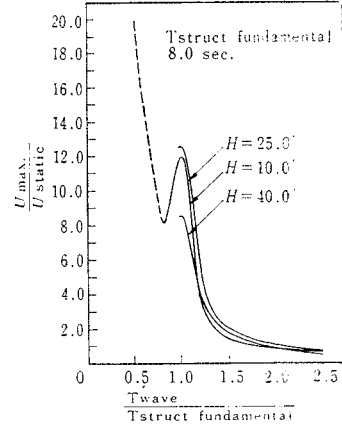


図-2

波の周期によるタワー頭部の最大振幅を計算し、その結果を図-2に示した。図中、 $U_{static}$  は周期 8 sec でそれぞれの波高を有する3種の波による力が静的に作用した場合の変位を表わしている。波高が25ftあるいは40ftで、その周期がタワーの固有周期に一致する波の場合、すでに碎波限界に近いので、これらは厳しい条件といえる。波高10ftの場合、応答のピークは周期比が1以下のときに現われているが、これは各塔脚に作用する波力の位相が一致するためである。共振周期付近の波では、波高の変化によってタワーの変形の状況も急激に変化する。

### (4) 結論

以上の結果からわかるように、静的な考え方で設計するならば、このタワーは設計波によって破壊されるであろう。海洋構造物の設計に際しては、このような共振を避けるように配慮せねばならない。

## 空港アクセス問題の費用—便益分析

“Airport Access Cost-Effectiveness Analysis”  
Neufville, R. and Mierzejewski, E.  
Proc. of A.S.C.E., TE, Vol. 96, No. 3,  
pp. 663~678, August (1972)

### (1) はじめに

航空旅客の増大に伴って、空港の規模はますます大き

くなり、それにつれて空港はだんだん都心部から離れて立地せざるを得なくなっている。そこで空港アクセスの問題が空港計画のうでで大きな比重を占めるようになってきた。従来、鉄道とか高速道路といったものが空港アクセスの手段として考えられてきたが、どの方法が最適な方法であるかという判断の基準は、一般的には与えられていない。この論文は費用-便益分析を一つの手法としてそれを行なおうとするものである。

## (2) 空港アクセス問題の特徴

一般に、空港アクセスの問題は地上で費される時間と空中で費される時間のアンバランスであると認識されている。しかしながら、問題は旅客の戸口から戸口のトリップという全体の立場で考えられるべきものであり、いたずらに地上交通機関にのみ多大の投資を行なうことは必ずしも経済的なことではない。図-1 および図-2 はこのことを例示したものである。図-2 に示すように、ジェット機の導入といった航空輸送手段の革新が、地上輸送手段の革新なしに起こった場合、空中で費される時間と地上で費される時間にアンバランスが生じることは経済的に考えれば当然の結果であり、このアンバランスは真の空港アクセス問題ではない。真の問題は、種々の要求をもつ航空旅客や、空港の従業員等をいかにして、速くしかも安く運ぶかということであり、費用-便益分析はその有効な手法の一つである。

## (3) 費用-便益分析の手順

分析の要素としては、費用および便益としての交通時間と交通容量の合計3つが考えられる。この内容は、

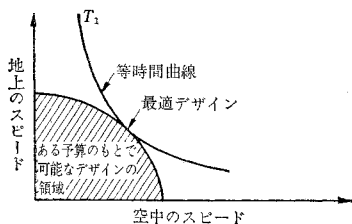


図-1 システムの便益を最大にするような最適システムデザイン

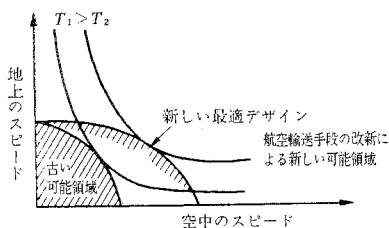


図-2 航空輸送手段の革新に伴う最適システムデザインの変化

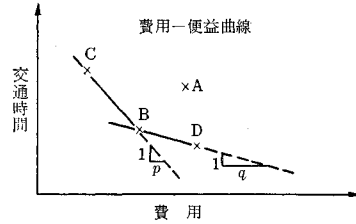


図-3 空港アクセスの代替策による費用-便益曲線

空港アクセスの特徴を考えると、費用や交通時間にほとんど影響されないのが、独立に考えることができる。図-3において、点A B C Dが空港アクセスの代替手段である。このうちAは明らかに劣った手段であり、点B C Dを結んだ折線が費用-便益曲線と呼ばれているものである。B, C, Dのうちどれが最適な手段であるかということは、折線の勾配で表わされる時間価値により、決まってくるものであり、時間価値をいくりにするかということは、それ自体大きな問題であるので、この場合には時間価値を1つのパラメーターとして最適手段を考えた。

## (4) 考慮すべき条件

交通手段の相対的費用と便益に大きな影響を及ぼすものとしては以下の4つの要素が考えられる。

- ① 空港の相対的位置
- ② 都市の規模
- ③ 都市のタイプ：都心部の集中度というものは、地価を通して交通手段の建設にはね返ってくるので、集中度の激しい古い都市と、集中度の低い新しい都市の2つのタイプに分けて考える必要がある。
- ④ 旅客のタイプ：自動車を使えるかどうかということは交通手段の選択に大きな影響を及ぼすので、使える場合と、使えない場合の2つを考える必要がある。使えない場合を考えることにより、空港と都心を結ぶ交通量のうち50%にもなる自動車を使えない人々の交通手段というものに配慮を加えることが可能になる。

## (5) 考慮すべき交通手段

- ① 都心部と空港をノンストップで結ぶ高速鉄道 (HSR)
- ② 垂直に離着陸のできる VTOL
- ③ 空港の玄関口まで、専用の道路をもつバスウェイ
- ④ 高速自動車
- ⑤ 普通の街路を走るバス、タクシー、リムジン、自動車

## (6) 分析結果

図-4 はある条件のもとでの、各交通手段の費用と交通時間を計算したものである。ここでは交通手段の代替策を表わす点は、空港と都心部のアクセスのみでなく、2次アクセスを考慮し、ピーク時と非ピーク時の混雑度を考えたので、混雑度に影響される一般バス、リムジン等は一つの領域となり、混雑度に影響されないバスウェイ等は線分となっている。また、自動車については空港に乗り捨てている期間としては、1日、2日および3日を考えた。図中 HSR(-) とあるのは、すでに在来線があり、線路の建設費が必要ない場合を示している。64のケ

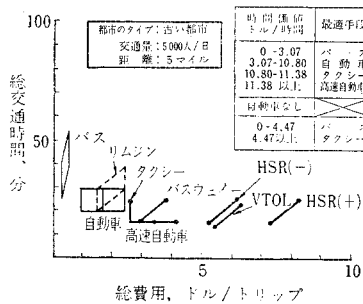


図-4 ある条件での代替策の費用と交通時の計算結果

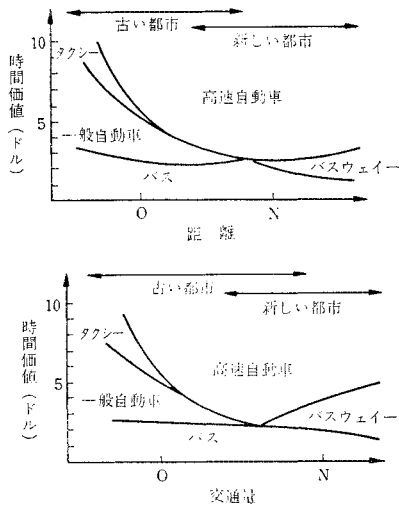


図-5 空港アクセスの最適手段の領域 (自動車を使えるとき)

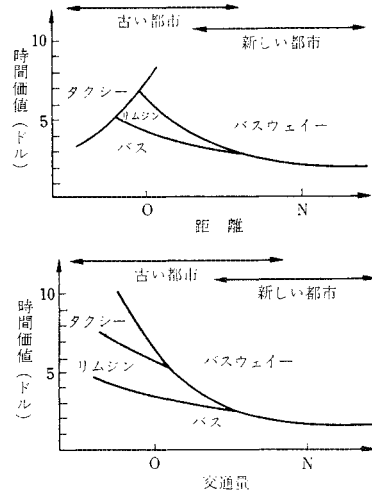


図-6 空港アクセスの最適手段の領域 (自動車を使えないとき)

ースについて計算を行ない、結果をまとめたものが図-5 および図-6 である。図-5 は自動車を使用できる場合の、図-6 は自動車を使えない場合の結果である。

## (7) 結論

結論として、自動車というものが、普通の道を走るにせよ、高速道路を走るにせよ、非常に有効な手段である。バスウェイは、大きい交通量と遠距離の場合、特に自動車を使えない人々にとって有効な手段である。鉄道は在来線が空港の近くまであり、大きい交通量でしかも利用者が高い時間価値を持っているときにのみ、高速道路の代替策となり得る。

VTOL は現在のところ適当な手段ではない。

リムジン、タクシーは車の使えない人には有効な手段であり、長距離で古い都市の小さい交通量のときには特によい手段である。

普通のバスは乗客の時間価値がきわめて低いときにはよい手段であるが、航空機を利用する乗客の時間価値はそれほど低くないので、一般には適当な手段ではない。

以上の結果より、当然予想されていたことであるが、高速自動車道路の建設は空港アクセス問題を解決するためには非常に有効な方法であることがわかる。