

東名足柄橋（PC 斜張橋）の計画概要について

—東名高速道路（大井松田～御殿場）改築事業—

小 野 正 二*
古 川 健**
太 田 哲 司***
幡 野 玲 二†

1. 路線概要

東名高速道路は、昭和 44 年 5 月の大井松田インターチェンジ～御殿場インターチェンジ間の開通によって全線供用され、以来、日本の大動脈として運輸・交通に大きな役割を果たしてきた。しかし、供用後 17 年を経過した現在、線形の厳しい山岳道路である本区間は、大幅な交通量の増大によって、交通渋滞が慢性化している現状にある。そこで、長期的な東名改築事業の出発点として本区間の拡幅計画が策定され、昭和 58 年 6 月、建設省より日本道路公団に対して施工命令が出された。

本区間は鮎沢川、酒匂川等によって開析された足柄山地の斜面上を縫うように走っており、延長 1688 m の都夫良野トンネルのほか、アーチスパン 180 m の鋼逆ローゼ橋の皆瀬川橋、橋脚高 65 m の鋼トラス橋の酒匂川橋等の長大橋梁が数多く存在する。改築計画においては延長 25.3 km のうち、御殿場インターチェンジ側の 5.1 km についてのみ両側拡幅を行って現況の 4 車線を 6 車線とし、残りの 20.2 km については将来上り線として使用される 3 車線の新線を建設し、在来線は 4 車線すべてを下り線として使用する計画となっている。

東名足柄橋（仮称）は、上り線が両側拡幅区間から新

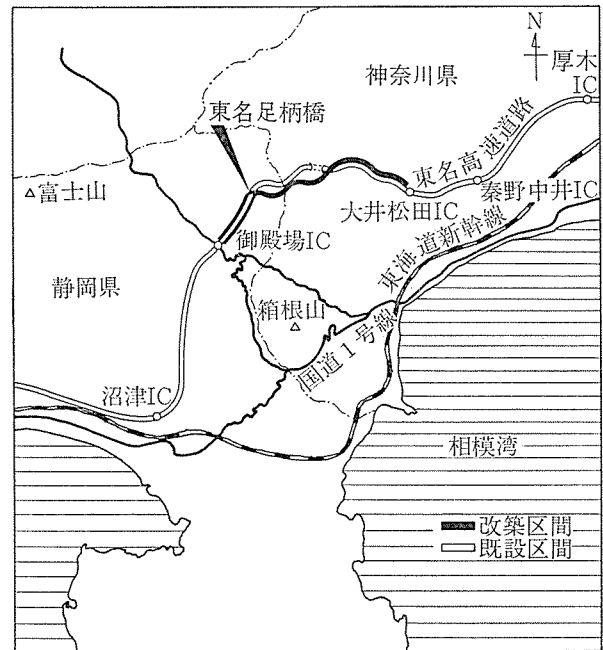
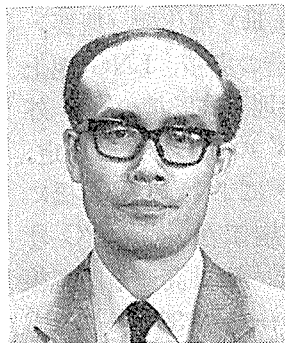
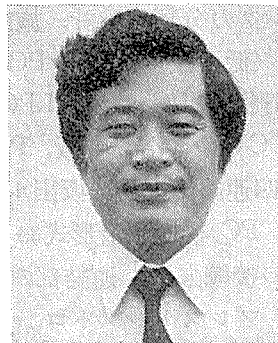


図-1 東名足柄橋位置図

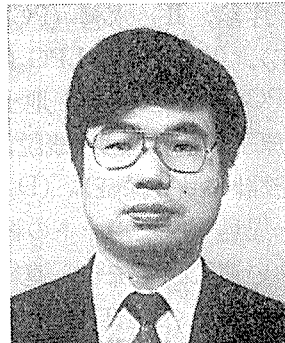
設区間へと分流した直後に現東名を斜めに横過する地点に架設される橋長 785 m の橋梁で、東名横過部には高速道路橋では初の PC 斜張橋が架設される（図-1、写真-1、2）。



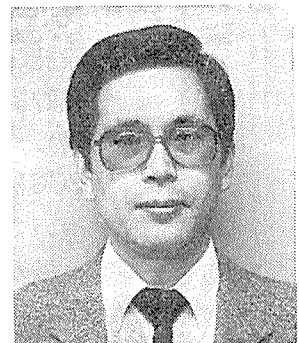
* Masazi ONO
日本道路公団東京第一建設局構造技術課長



** Ken FURUKAWA
日本道路公団東京第一建設局松田工事事務所構造工事長



*** Tetsuzi ÔTA
日本道路公団東京第一建設局構造技術課



† Reizi HATANO
八千代エンジニアリング(株)構造部設計室主任



写真—1 現在の東名(将来下り線)から見た東名足柄橋完成予想図



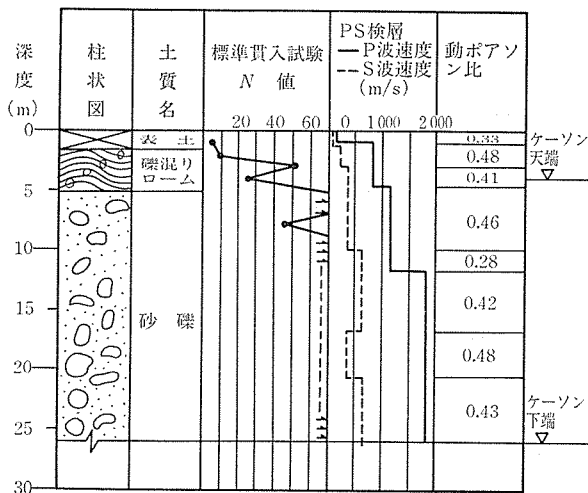
写真—2 富士山を背景とした東名足柄橋

本報文は、東名足柄橋の斜張橋部の構造系の選定経緯を報告するものである。

2. 地質概要

本橋の架設地点は、富士山および箱根山を水源とする鮎沢川とその支流の馬伏川との合流点付近で、周辺は標高 300 m~350 m の段丘が広がっている。

地質は古富士泥流と呼ばれる火山噴出物が大半を占め



図—2 土質柱状図 (P₁ 橋脚)

ており、表層付近では粘性土を主体とした礫を含んだ層が、それ以深では直径 1 cm~10 cm の硬質な玄武岩礫を多量に混入した砂礫が主体のよく締まった層が分布している(図—2)。

地盤の特性値 T_G は P₁ 橋脚付近で 0.1 秒, P₂ 橋脚付近で 0.14 秒であり、耐震設計上の地盤種別は 1 種地盤となっている。

3. 形式選定

本橋は、日交通量約 5 万台の高速道路上に架設される橋梁であるため、形式選定にあたっては施工中の安全性の確保は勿論のこと、その維持管理および東名走行車両よりの景観も考慮しなければならない。鋼橋は架設時の交通規制が必要であり、また、塗替え等の維持作業が東名上空で行わなければならないために問題が多く、コンクリート橋を採用した。

コンクリート橋では、張出し架設を前提とした PC 斜張橋, PC 連続箱桁を検討対象としたが、本橋は支間長が長いため、PC 連続箱桁では支点上での桁高が 10 m 程度にもなり、東名走行車両にかなりの圧迫感を与えることとなる。経済比較においては大差がなかったため、桁高を低く抑えられ、景観上也優れている PC 斜張橋を採用することとなった。

4. 構造系の選定経緯

4.1 橋長および支間割り

本橋は東名高速道路を約 26° の鋭角で横断する。下部工の位置は、施工上、東名本線に支障を与えない範囲に設けることとし、中央支間長 (L_1) は 185 m とした。

一方、側径間長 (L_2) については、斜張橋の過去の実績では中央径間長の 40% 程度、すなわち $L_2/L_1=0.4$ 前後が最も多くなっている。側径間長を大きくすると、活荷重による主塔、主桁、ケーブルの応力変動幅が大きくなり、特にケーブルの疲労が問題となる。また、逆に小さくすると、側径間側の支承に負反力が発生しやすくなり、この対策が大がかりとなる。

本橋の場合は、主桁および主塔がコンクリート構造であるため、自重および剛性が大きく、上記の問題点は鋼橋と比較すれば相対的に小さくなる。また、本橋では主塔位置から主桁を同時に片持ち張出し架設を行う計画としたため、架設時のアンバランスモーメントの影響を最小限に抑えるには、張出し長を同一にすることが望ましく、施工上からもケーブル定着間隔を左右同一にするのがよい。この場合、側径間長を小さくすると、中央支間併合時の吊り間隔が長くなり、ここでの主桁の必要断面剛性が大きくなって不経済となる。

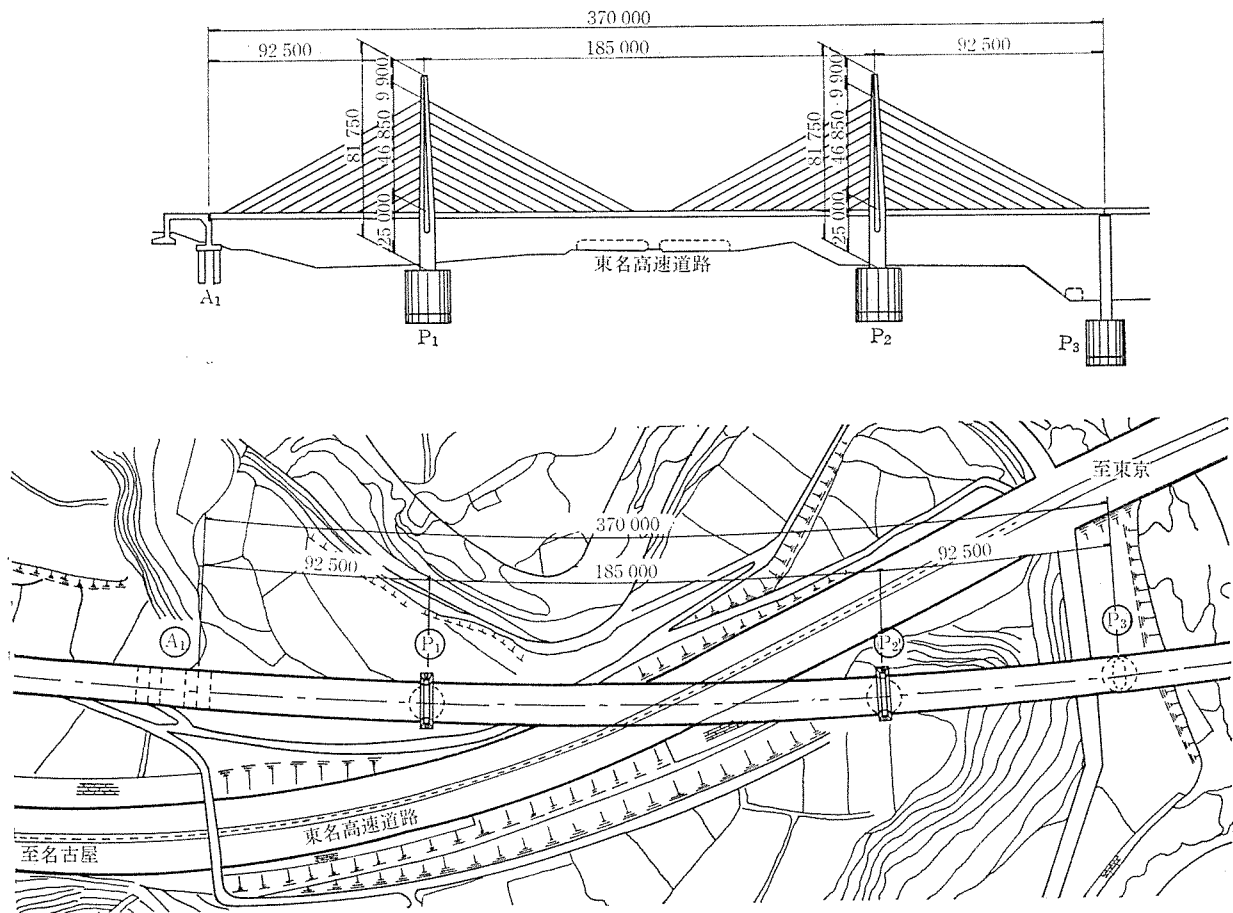


図-3 東名足柄橋一般図

本橋では、交差道路による P_3 橋脚位置の制約も考慮して、 $L_2/L_1=0.5$ として側径間長を 92.5m とした。この場合、活荷重による斜材張力の応力変動幅は最下段ケーブルが最大となったが、その値は 11 kg/mm^2 程度であるので、ケーブルの疲労については十分安全であるといえる。また、支承の負反力については常時では発生せず、地震時において 70t 程度が発生したが、これは桁端部にカウンターウェイトを設置することで経済的に対応することができた。

以上より斜張橋部の最終的な支間割り は $92.5 \text{ m} + 185 \text{ m} + 92.5 \text{ m}$ となり、橋長は 370m となった (図-3)。

4.2 斜材ケーブル配置

斜張橋における斜材ケーブルの配置においては、以下の3点の検討項目があげられる。

- ① ケーブルの面数 (1面吊り, 2面吊り)
- ② ケーブル本数 (少数ケーブル, マルチケーブル)
- ③ ケーブル側面形状 (放射型, ファン型, ハープ型) (図-4)

本橋の場合、3車線単一断面で中央分離帯がない構造のために、①については必然的に2面吊りケーブルとなる。

②についてはマルチケーブルを採用した。ケーブル

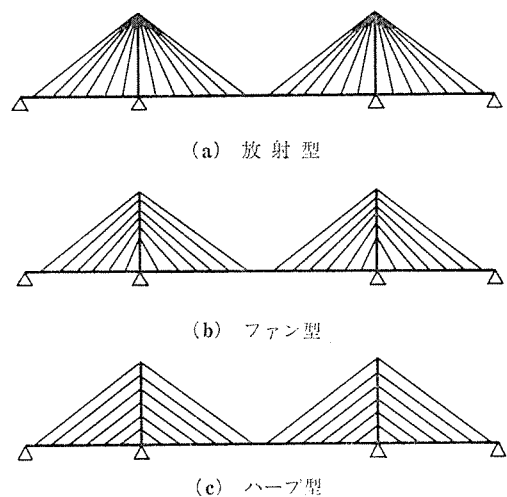


図-4 斜材ケーブル配置

本数は主桁剛性との相関となっており、ケーブル本数が増加するほど主桁の剛性は小さくてすむため、桁高を低くでき、景観上も優れている。また、ケーブル1本当たりの張力も小さくできるため、定着部の構造が簡単になる。

主桁側のケーブル定着間隔については、一般に施工性を考慮し、張出し架設時の1ブロック当たりの長さの整数倍としている。ワーゲンは中型ワーゲンを前提として

いるので、1ブロック長はその能力より4mとなり、定着間隔はケーブル1本当たりの張力があまり大きくならないように8mとし、2ブロックごとにケーブルを配置することとした。

③については、常時荷重作用時のケーブルおよび主桁の応力性状の面から最も有効に働くのが放射型であるが、ケーブルが主塔天端に集中するため、鋼製のタワーヘッドが必要となる。ハープ型は上記の点においては効率は悪く、ケーブル容量も大きくなるが、定着部の構造を同一にでき、また、地震時に主桁に作用する水平力に対しては、後述するように主桁の支持条件をすべて可動としても主桁の水平移動量を小さく抑えることができる。斜張橋の実績としては、両者の中間に当たるファン型がよく使われているが、本橋の場合、3タイプの比較を行ったが工費的にはあまり差が見られなかった。本橋は2面吊りケーブルとしたため、放射型、ファン型では東名走行車両から見るとケーブルが交錯して見えることとなり(図-5)、景観上好ましくない。以上の検討結果よりハープ型を採用した。

4.3 主桁形状

主桁断面形状については、一般に1面吊りの場合は箱

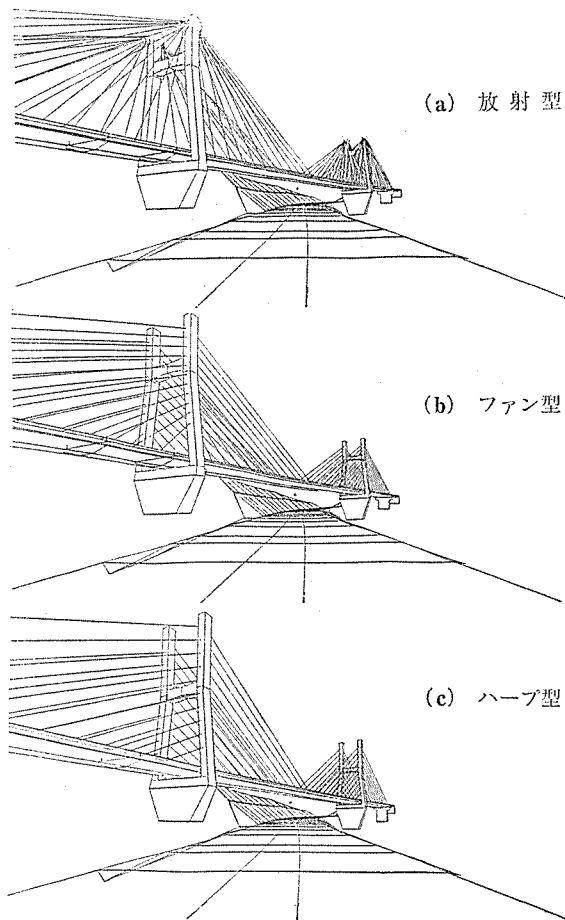


図-5 東名(下り線)からの景観図

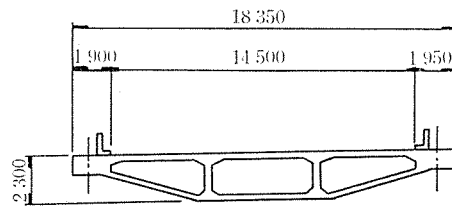


図-6 主桁断面形状

桁、2面吊りの場合は箱桁、2主構桁などが用いられているが、地震時のねじりモーメントへの対応や、耐風安定性の確保という点から、ねじり剛性の高い箱断面とし、現東名よりの景観を考慮した断面形状とした。

一方、主桁高については、斜張橋の場合、桁高/支間長比が斜材ケーブルの本数、容量等によって大きく相違しており、両者の相関は少ない。本橋の場合、東名走行車両に圧迫感を与えないという観点から、前述の吊り点間隔8mに対してできるだけ桁高を低くすることとし、その結果、 $h=2.3\text{m}$ とした。この結果、桁高/支間長比は $2.3/185=1/80$ となった(図-6)。

4.4 主桁支持条件

主桁の支持条件としては、以下の4ケースについて検討した(図-7)。

- ① 主塔部の1か所を固定支承とし、他は可動支承とする。
- ② 両主塔部に弾性支承を設け、他は可動支承とする。
- ③ 両主塔部において主桁を斜材ケーブルで吊って支

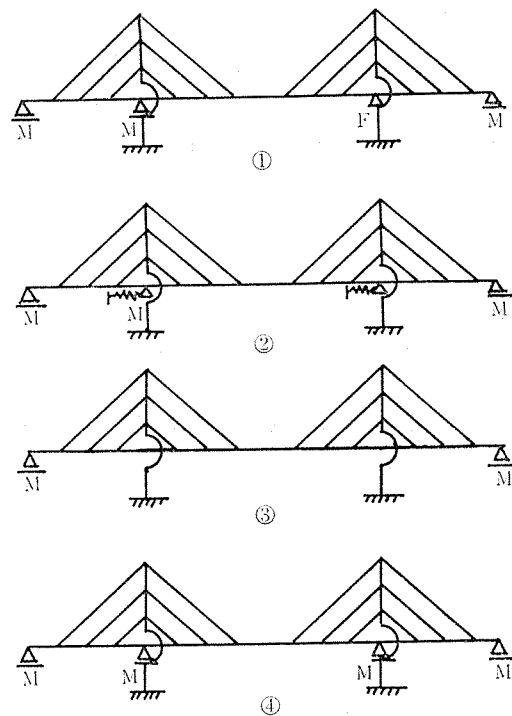


図-7 主桁支持条件

承をなくし、他は可動支承とする。

④ すべてを可動支承とする。

主桁の断面力を比較してみると、常時荷重に対してはケーブルの張力調整によって断面力をほぼ同じにすることができるために各ケースにあまり差はない。地震時では若干の断面力の相違が見られたが、これをもって支持条件の適否を論ずるまでには至らなかった。

このうち、①、②は主桁に作用する水平力を主塔に直接伝える構造である。①については、地震時において固定支承に5000tを超える水平反力が発生し、これに対応できるような構造をとることが困難であった。②は水平力をバネでとらせるものであるが、地震時の水平移動量も④と大差がなく、耐震バネの構造上からも不利となる。

③、④は水平力を斜材ケーブルを介して主塔に無理なく伝えられるため、斜張橋の特色をよく生かしており、特に地震時水平力の大きいPC斜張橋においては好ましい構造と言えるであろう。地震時の水平移動量はケーブル配置をハープ型としたため、双方とも8cm程度となっている。しかし、③においては、最下段ケーブル位置での主桁の吊り点間隔が長くなるため、ここでのケーブル張力が1本当たり1000t以上にもなり、1か所当たり2本配置としなければならない。また、ケーブル総重量および主桁鋼棒重量も増加し、工費的には④の支弁費を上回ることとなり、不経済となった。

以上より、主桁支持条件としては④のすべてを可動支承とするタイプを採用した。

4.5 主塔形状

主塔形状はケーブル配置とともに斜張橋の全体景観を大きく左右するものであり、シンボルともなるものである。本橋においても、形状決定にあたっては最も景観上の留意を払った。

斜材ケーブルが2面吊りの場合、主塔形状は大別すると独立2本柱形、門形、H形、A形などが用いられているが(図-8)、独立2本柱形については直角方向の剛性が低いため、日本においては耐震設計上あまり好ましくなく、実績も少ない。A形は走行車両にとっては上空が閉じた感じとなるため、本橋では開放感を与えるH形を

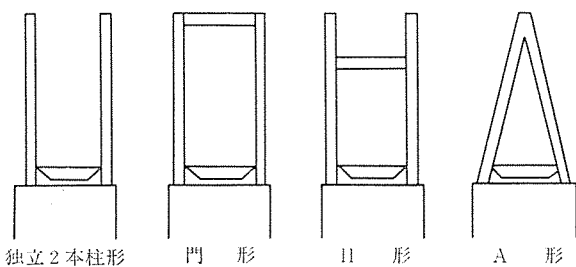


図-8 主塔形状の種類

採用することとし、ケーブルの方向を橋軸方向にできるだけ平行に近づけるため、柱を内側にわずかに傾斜させている。さらに、主桁位置より下部はケーソン基礎をできるだけ小さくするためにしぼった構造とした(図-9)。

一方、過去の実績では主塔高(h)と中央支間長(L)との比は $h/L=1/3\sim 1/6$ とかなりばらついている。一般にハープ型の場合は主塔高は高いほうが構造上は有利である。本橋においては、主塔高(橋面より塔頂までの高さ)を① $h=61.1$ m($h/L=1/3.0$)、② $h=56.75$ m($h/L=1/3.3$)、③ $h=52.4$ m($h/L=1/3.5$)の3ケースについて検討した。一般に、主塔高が高くなると主塔コンクリート量が増加する反面、ケーブルの効率が良くなって斜材重量が減少する。しかしながら、本橋では工費的に主塔コンクリート量の増加の影響が大きく、結局、上記の範囲においては主塔高が低いほどわずかに経済的であった。ただし、③まで主塔高を低くすれば、ケーブル張力が600tを超えるので、過去の実績からケーブル張力をやや抑えぎみにするために②の $h=56.75$ m($h/L=1/3.3$)とした。最終的にはケーブル張力は最下段が最大となり、常時で1本当たり520t程度となった。

4.6 斜材ケーブル材料

斜材ケーブルについては、所定の引張強さを持つもので、弾性係数および疲労強度が高く、防錆処理が容易かつ確実なものが要求される。本橋は、最大500t以上ものケーブル張力になるため、大容量ケーブルの使用実績の多いものが望まれ、また、架設は東名本線上空での作業となるため、架設時の作業性および安全性も慎重に検討しなければならない。

ケーブル材料については現在検討中であるが、検討対象としては、大別して工場製作ケーブルと現場製作ケーブルとがあり、前者は工場においてPC鋼線を束ね、ポリエチレン管等で被覆して現地に搬入するものであり、後者は鋼線を橋面上でポリエチレン管等に挿入して架設するものと、あらかじめ架設したポリエチレン管等に鋼線を挿入していく方法とがある。両者の得失をあげると

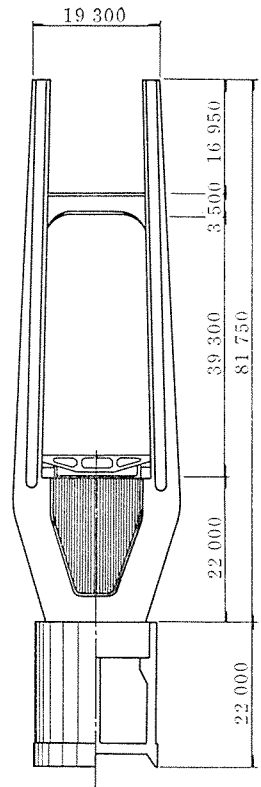


図-9 主塔形状

以下のとおりとなる。

工場製作ケーブル：

- ① 品質管理の行き届いた工場内での製作のため、材料に対する信頼性は高い。
- ② 大容量ケーブルの使用実績が多い。
- ③ 搬入されたケーブルをリールに捲いたままの状態（本橋の場合最大 10 t）で橋面上に吊り上げる必要があるため、PC 橋工事としては大規模な荷揚げ設備が必要となる。
- ④ ケーブルをリールに捲く関係上、被覆管の種類が限定される。

現場製作ケーブル：

- ① 大容量ケーブルの使用実績が少ない。
- ② 特殊な荷揚げ設備を必要としない。
- ③ 被覆管の選定に対する自由度が高く、鋼管等も使用できる。

ケーブル材料の選定については、上記の問題点のほか、経済性、疲労を含めた定着体に対する信頼性および架設上の問題点を比較検討し、総合的判断をして決定したい。

4.7 主塔基礎形式

主塔基礎形式については、大きな水平力に横方向抵抗で対応する剛体基礎とした。直接基礎も可能であるが、湧水量が多いため施工上も問題があり、また、フーチングが大きくなるために、東名本線への近接施工の影響を考慮すれば、中央支間長をさらに伸ばす必要があり、工費的にも不経済であった。

剛体基礎ではケーソン基礎あるいは大口径深礎杭等があげられる。一般に、大口径深礎杭は湧水量の比較的小さい場合のみ施工可能であり、湧水量の多い所では吹付けコンクリートの施工も困難となり、また、多量の排水による周辺地盤等への影響が予想される。

本橋では P_1 基礎で 8000 l/min、 P_2 基礎で 1000 l/min の湧水量があり、過去の大口径深礎杭の施工実績の 100 l/min 程度と比べるとかなり多く、施工が困難であると判断され、また、転石、玉石層が厚く、その掘削を考慮してニューマチックケーソン基礎を採用することとした。

5. 耐震検討および耐風検討

架橋地点は東海地震を前提とした地震防災対策強化地

域に指定されており、耐震設計には特に注意を払った。地震時の断面力算出は動的解析によって行い、また、東海地震を想定した人工地震波によって時刻歴応答解析を行って、十分な耐震性があることを確認している。

本橋はまた、環境対策上、高さ 3 m の遮音壁が設置されるため、斜張橋としての基本的な耐風安定性の確認を行うとともに、遮音壁設置による影響を調査した。その結果、主桁断面形状そのものは、その自重および剛性により十分な耐風安定性があることが確認されたが、遮音壁の設置によって 13~15 m/s の風速において限定振動が発生することがわかった。これに対する制振対策の検討の結果、遮音壁形状を工夫することによって十分対応可能であった。

なお、耐震検討および耐風検討の詳細は紙面の都合もあり、別途の機会にゆずりたい。

6. あとがき

以上、東名足柄橋の構造系の選定経緯について述べてきたが、本橋は日本道路公団が施工する長大 PC 斜張橋としては初めてのものであり、今後、施工方法、施工中の東名本線に対する安全対策、ケーブル定着部の維持管理設備等を含め、さらに検討を進めていきたい。

現在、我が国において建設されてきた PC 斜張橋は支間 100 m 程度以下であり、諸外国のそれと比べると、その発達はかなり遅れてきた。最近ようやく長支間化が進み、200 m を超えるような橋梁も現在設計あるいは施工中である。しかしながら、設計基準等が十分整備されていないため、現時点では海外の実施例を参考にしながら構造系の選定を行っている。

ここで注意すべきなのは、海外の PC 斜張橋の多くは地震の発生が少ない所に建設されており、地震多発地域に建設されている長支間のものは極めて少ないということである。これより、いたずらに海外の実績を参考にするだけではなく、耐震設計の面から慎重に検討を行う必要がある。

今後、PC 斜張橋はますます長支間化することが予想されるが、本報文が今後の PC 斜張橋の計画に参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 星埜正明：「斜張橋の構造系と設計一般」橋梁と基礎、Vol. 19, No. 8, 昭和 60 年 8 月

【昭和 61 年 9 月 24 日受付】