

非線形動的解析による鋼単径間斜張橋の耐震設計

宮之上昭彦¹・後藤隆²・加藤波男³

¹正会員 大日コンサルタント(株) (〒500-8384 岐阜市藪田南3-1-21)

²正会員 大日コンサルタント(株) (〒500-8384 岐阜市藪田南3-1-21)

³大日コンサルタント(株) (〒500-8384 岐阜市藪田南3-1-21)

1. まえがき

本橋は図-1(次頁)に示すように、支間長151.8mの単径間を中央1面ケーブルで吊り、バックステイクケーブルを左右に開いて独立したアンカレッジに支持させる特殊な鋼単径間斜張橋である。鋼主塔の高さは60m、また6P、2A、アンカレッジの基礎形式はすべてがケーソン基礎である。このような斜張橋の耐震設計は、複数の固有振動モードに支配されるため、動的解析によって行う必要がある。

解析モデルは、全体系に対する3次元骨組とし、入力地震動はタイプI、タイプIIの大規模地震動を用いた。本橋はその橋梁構造の特殊性から、基礎および地盤の変形が橋梁全体系の応答に与える影響が大きいと考えられた。そこで、実際の挙動に近づけるため、地盤の非線形性、地盤と基礎の動的相互作用を考慮できるモデルとした。また、鋼主塔およびそれを支持する2Aの躯体は、材料非線形を考慮した場合に橋梁全体の安定が著しく損なわれるおそれがあるため、線形部材とし降伏させないものとした。

本文では、鋼単径間斜張橋の地盤の非線形性および地盤と基礎の動的相互作用を考慮した動的解析結果を紹介する。

2. 解析モデル

(1) 全体モデル

解析モデルは図-2に示す3次元骨組モデルを使用した。上部構造は4主桁としてモデル化することにより回転慣性を考慮した。また、ケーソンについても鉛直軸回りの回転慣性を考慮した。部材減衰は一律2%とし、固有モードに対してRayleigh減衰により与えた。

解析方法は時刻歴応答解析とし、数値解析法はNewmark- β 法($\beta=0.33$)を採用し、積分時間は

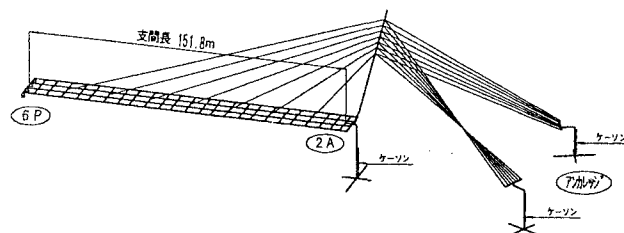


図-2 全体解析モデル

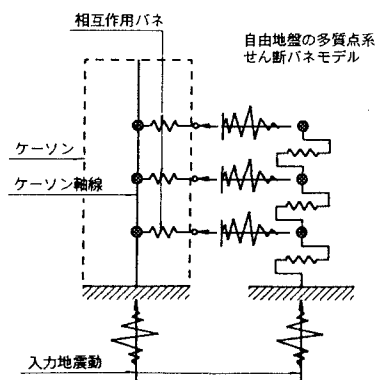


図-3 地盤～基礎系モデル

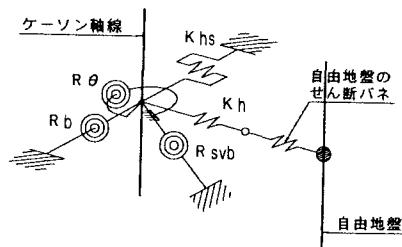


図-4 相互作用バネ

0.002secとした。

(2) 基礎のモデル化

①地盤の非線形性は、図-3に示す解析モデルで評価した。ケーソンは多質点の曲げせん断棒モデルに、地盤は多質点せん断バネモデルとし、両者を相互作用バネにて接続した。地盤のせん断バネは Shake に

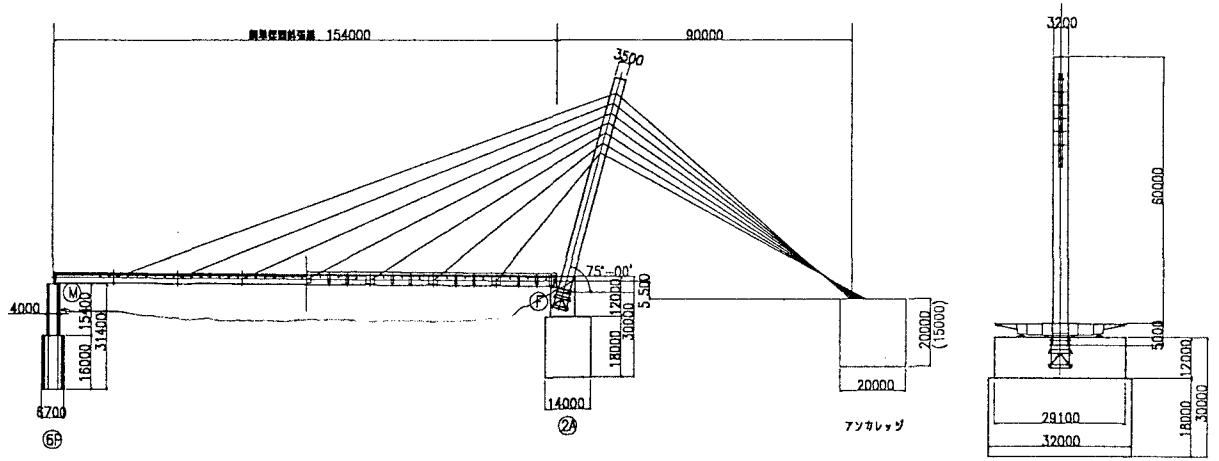


図-1 設計対象鋼斜張橋の一般図

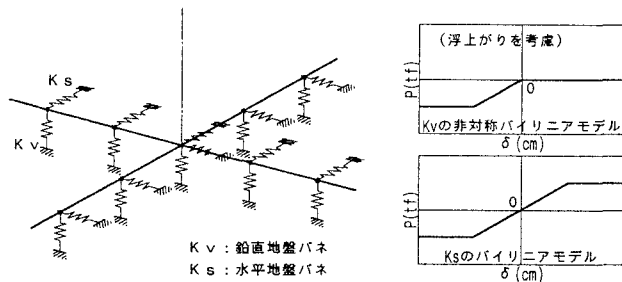


図-5 ケーソン底面十字モデル

表-1 橋軸方向の固有値

モード次数	振動数(Hz)	有効質量比(%)
5	1.319	8.7
10	2.065	1.2
14	3.266	15.3
20	5.697	14.1
24	7.228	7.7
30	8.874	11.3

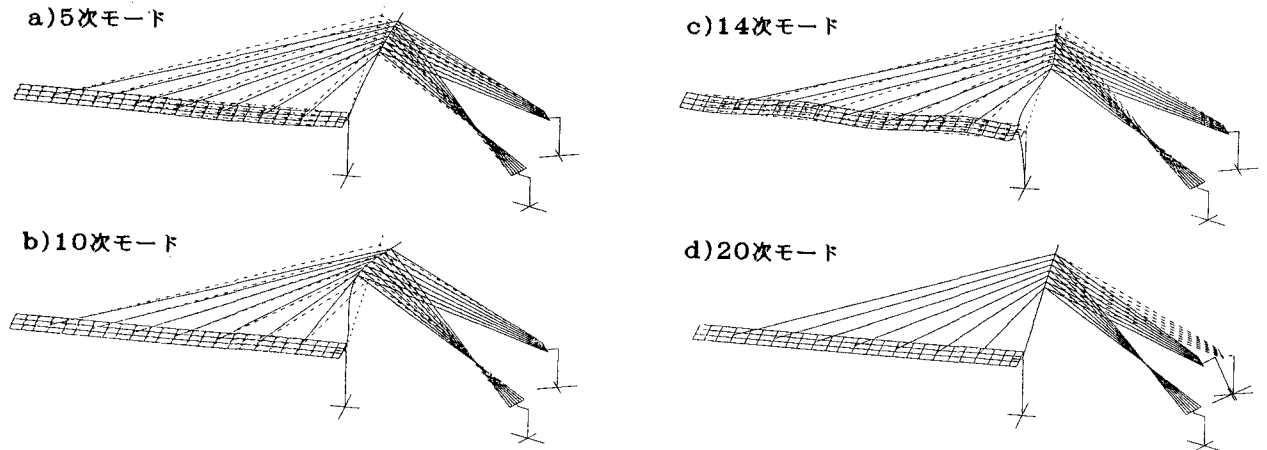


図-6 固有振動モード

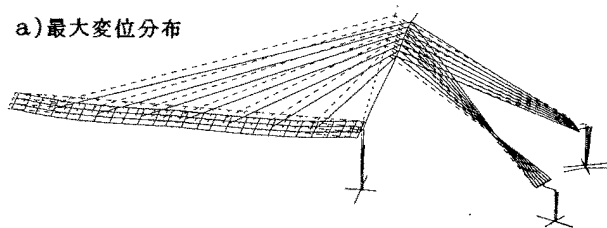
より求めた。また、相互作用バネは図-4に示す5つの地盤バネで構成し、その剛性は弾塑性の履歴モデルで与え、地盤反力係数は¹⁾道路橋示方書により求めた。

3. 固有振動性状

本橋の橋軸方向における固有値を表-1に、代表

的な固有振動モードを図-6に示す。本橋の固有振動性状は、有効質量比からもわかるように卓越した振動モードはなく高次において分散している。よって本橋は複数の振動モードに支配されることとなる。また、5次モードは塔の1次振動モード、10次モードは塔の2次振動モード、14次モードは主桁の鉛直たわみ振動モードと塔の3次振動モード、20次モードはアンカレッジとバックステイクアップルの振動モードである。

a) 最大変位分布



b) 最大加速度分布

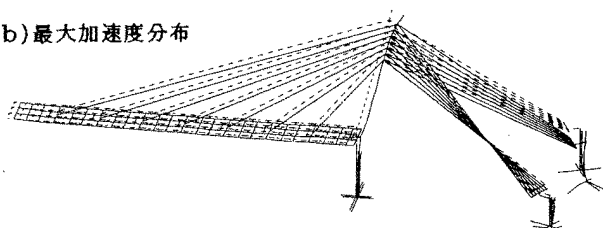


図-7 最大応答分布

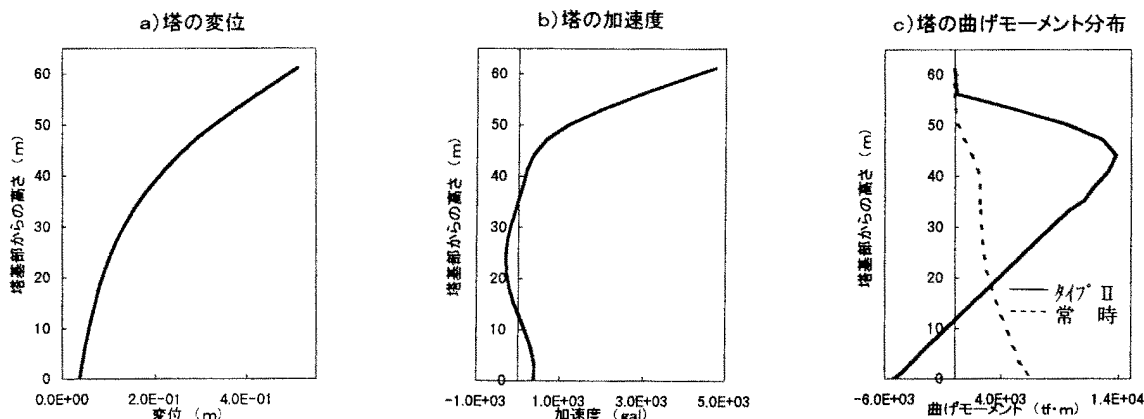


図-8 主塔応答分布

4. 非線形動的解析結果

(1) 塔部

橋軸方向における全体系の最大応答変位分布、最大応答加速度分布を図-7に、塔の変位、加速度、曲げモーメントのそれぞれの最大応答分布を図-8示す。

塔の変位および加速度は、中段ケーブル定着位置(塔基部から上方45m)付近から上方で急増する。これは、中段ケーブル定着位置から下方の塔はケーブルによる拘束力が強く、その上方の塔が片持梁的に振動しているからと考えられる。塔の最大応答変位は塔頂で約0.52m発生するが、塔高さ60mの0.9%程度と非常に小さいものであった。これは、弾性設計を行ったことに起因する。これより、幾何学的非線形性を考慮する必要はないと判断した。最大応答加速度は塔頂で4,750galと大きな数値を示したが、その5m下方の最上段ケーブル定着位置での加速度は3,018galと著しく減少している。

塔の発生曲げモーメントは、塔基部で5,164tf·m、中段ケーブル定着位置で13,756tf·mである。この値は、図-8(c)に示す片持ち梁的モードの常時荷重

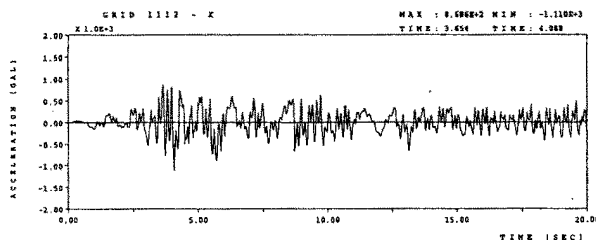


図-9 2A天端の加速度応答波形

重時に比べ、大きくなってはいるが、部材設計では地震時の許容応力度の割り増しや部材構成上の最小板厚等を考慮するため、常時荷重時に決定した部材断面を動的解析結果で大幅にアップすることはなかった。塔の最大板厚は38mm(SM570)である。

(2) 基礎部

2A天端の時刻歴加速度応答波形を図-9に示す。最大加速度は約1,100galであり、前面地盤抵抗の約60%が塑性化状態を示した。底面地盤については、最大浮き上がり率が40%となるが、塑性化には至らなかった。

アンカレッジの挙動は、L-アンカレッジ天端で最大13cm、R-アンカレッジ天端では最大5cmの水平変位となった。

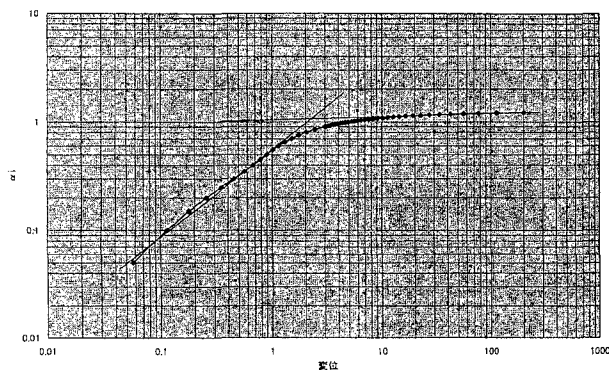


図-10 2A天端のP-δ関係

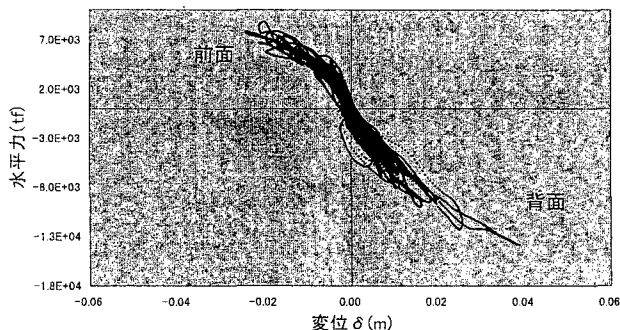


図-11 慣性力作用位置のP-δ関係

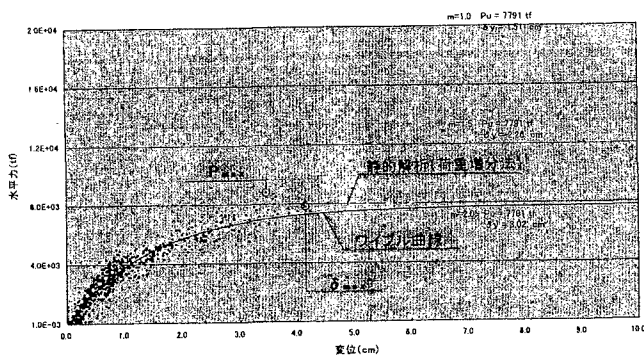


図-12 水平震度と水平変位との関係

5. ケーソンの安定評価

(1) 降伏判定手法

ケーソン基礎の降伏は、基礎本体の降伏、地盤抵抗の塑性化、基礎の浮き上がりのいずれかの状態により、上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増する時と定義される。この降伏の具体的な判定は、上部工慣性力作用位置における水平力Pと水平変位δとの関係が1直線上(弾性的挙動)にある場合が降伏に至っていないと判断できる。

しかし、動的解析で得られたP-δ関係は、図-10に示すようにある程度のバラツキをもって分布したものとなり、静的解析の荷重増分法で得られる直線及び曲線で表すことができなかつた。このバラツキの原因は、ケーソンの軸力変動と動的相互作用によ

るものである。

動的解析のP-δ関係より、直接的に降伏判定することは困難であり、P_{max}またはδ_{max}時の挙動に着目し、静的解析でその挙動を再現した後、荷重増分法を用いて降伏荷重を算定することとした。

(2) 降伏判定結果

降伏判定を行うにあたり、前処理として図-11に示すようにP-δ関係を前背面ごとに整理した。そこで得られたδ_{max}時を静的状態に再現し、荷重増分した結果を図-12に示す。

ここで、α_i=1の状態が動的解析で得られた最大の状態とみなすことができるため、降伏の判定はα_yが1以上であるかを照査することになり、α_yが1を超えていれば、動的解析結果は降伏以内と判断できる。

6. まとめ

本橋は、橋梁構造の特殊性から鋼主塔およびそれを支持する2Aの躯体を線形部材とし降伏させないものとした。動的解析の結果、塔の最大応答加速度が塔頂で4,750galと大きな値を示したが、部材設計においては常時荷重時で決定した断面を大幅にアップすることなく設計することができた。本橋は重要度が高い路線の橋梁でもあり、安全度の高い橋梁とすることができたと考えている。

本橋の固有振動性状は、卓越したモードはなく高次において分散しており、複数の振動モードに支配される。一方、橋梁構造の特殊性から基礎地盤の変形が振動モードに与える影響が大きく、このため、地盤の非線形性および地盤と基礎の動的相互作用を考慮した。解析の結果、基礎および地盤は非線形領域に至っており、実際に近い挙動が再現できたと考えている。

今後、基礎および地盤を線形バネに置き換える一般の方法との比較を行い、動的解析結果に与える影響の違いを確認したいと考えている。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，1996
- 2) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997