

長大ゲルバートラス橋の基礎の耐震性検討

鈴木直人¹・金治英貞²・美濃智広³

¹正会員 工修 建設技術研究所 大阪支社道路交通部 (〒540-0008 大阪市中央区大手前1-2-15)

²正会員 工修 阪神高速道路公団 工務部設計課 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

³正会員 建設技術研究所 大阪支社道路交通部 (〒540-0008 大阪市中央区大手前1-2-15)

1. はじめに

対象橋梁は、全長 980m、中央径間 510m のゲルバートラス橋である。大阪湾岸の軟弱地盤に架橋され、基礎は平面寸法 40m×40m のニューマチックケーソンである。本橋は、現在のレベルⅡに相当する、近傍断層を想定した地震動にも十分な耐震安全性が求められ、免震・制震システム等による上部構造系の耐震補強策が検討されている。

軟弱地盤に構築される長大橋の場合、基礎の剛性による有効入力動の損失や上部構造の振動による地盤へのフィードバック等の動的相互作用が無視できない。そのため、本論は、以下の点に着目して基礎の耐震安全性の検討を行ったものである。

- ① 三次元FEM解析等に基づく動的相互作用の影響評価法の検討
- ② レベルⅡ地震時における基礎本体の耐震安全性の評価

2. 地盤の概要

架橋地点の地層断面図を図 2 に示す。地層構成はほぼフラットで、O.P.-34m 付近までは梅田層と呼ばれる軟弱な沖積層であり、その下に天満層とよばれる層厚約 7m の洪積砂礫層(D_{gl})がある。さらにその下は層厚約 14m の洪積粘土層(D_c)、以下は砂礫と粘土の互層となっている。基礎は D_{gl} 層に設置され、34m の根入れ長となっている。建設当時は D_c 層の沈下が予測されることから、ゲルバー構造を採用した経緯があるが、建設後 30 年経過した現在は、沈下はほぼ収束している。

3. 基礎-地盤の動的相互作用

(1) 動的相互作用

構造物が堅固な地盤上に構築されている場合には、地盤との動的相互作用の影響は小さいが、軟弱な地盤の場合は地盤-構造物間の動的相互作用の影響が無視できない。動的相互作用の影響は以下の項目に代表される。

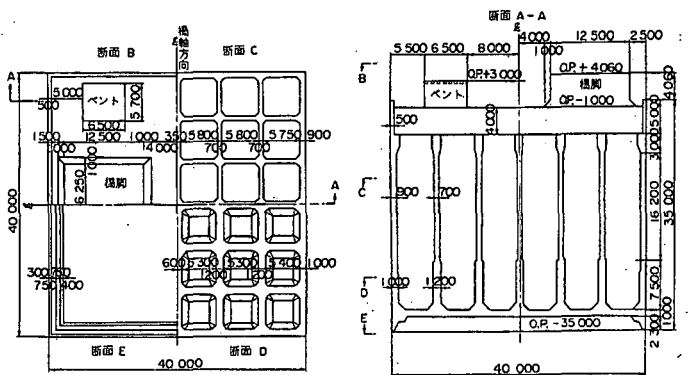


図 1 基礎構造図

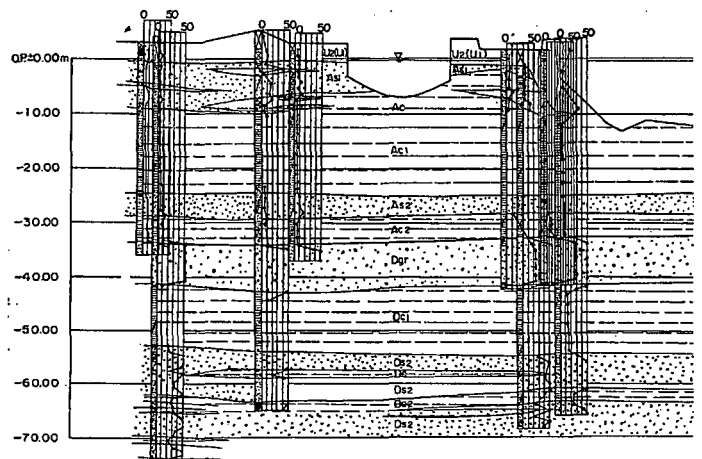


図 2 地盤条件

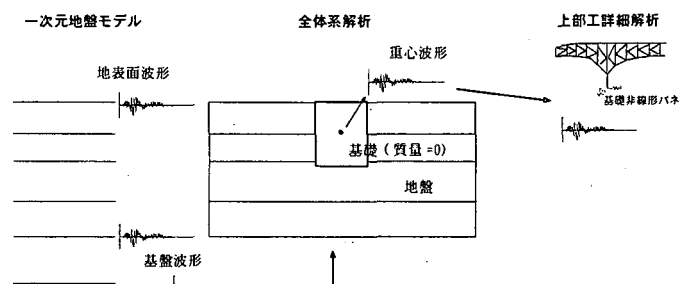


図 3 動的相互作用の評価法

- ① 地盤に支持されることによる系の長周期化
- ② 地下波動逸散による応答の減衰
- ③ 基礎の存在による入力地震動の減少

動的相互作用の影響を取り込む方法として、上部構造系を主要モードが一致する簡易モデルで表し、これと地盤からなる地盤-構造物系の動的応答を有限要素法により求め、基礎天端の時刻歴応答を入力地震動とする方法がある。しかしながら、本検討では入力地震動の決定後に上部構造系そのものを大きく変更する可能性があるため、あらかじめ上部構造系を固定する方法は適用できない。

本検討では、全体構造系の動的解析の際に、基礎バネを付けた解析モデルを用い、また、基礎の減衰を考慮することにより、上記相互作用のうち、①と②の影響を考慮する。次にキネマティック相互作用の影響は、地盤 FEM 中に質量ゼロとした基礎をモデル化し、動的解析により有効入力動を算定するものとした(図 3)。

(2) 有効入力動

動的相互作用を考慮した入力地震動の設定は以下の手順で行った。

- 1) 一次元地震応答解析により、地表面波形を FEM モデルの入力基礎面波形に変換する。
- 2) 基礎(質量=0)および周辺地盤をモデル化した FEM モデルを作成する。このとき、三次元効果を考慮するために、三次元 FEM モデルとして検討を行った。地盤の G- γ 関係は、R-O モデルとした。
- 3) FEM モデルの基礎面に、1)で得られた基礎波形を入力し、非線形 FEM 時刻歴応答解析を行う。
- 4) 基礎位置における時刻歴波形を取り出して、上部構造-基礎バネ系の入力地震動とする。

この手順により、基礎が存在することにより減少した有効入力動を得る。

図 5 に最大応答変位の分布を示す。基礎があることにより変位が拘束され、自然地盤部より応答が小さくなっていることがわかる。図 6、図 7 に基礎天端および自然地盤部の応答加速度波形および応答スペクトルを示す。動的相互作用により高周波成分が減少していることがわかる。図 8 に自然地盤部の応答加速度に対する基礎部分の応答加速度の比率を示す。T=2.0sec あたりから高周波成分が減少し、T=0.1sec 付近では約 50%まで減少している。既往の研究¹⁾による近似式(式 1)と比較的合致している。

このようにして得られた加速度波形を図 9 に示す上部構造系の耐震補強検討の入力地震動とした。

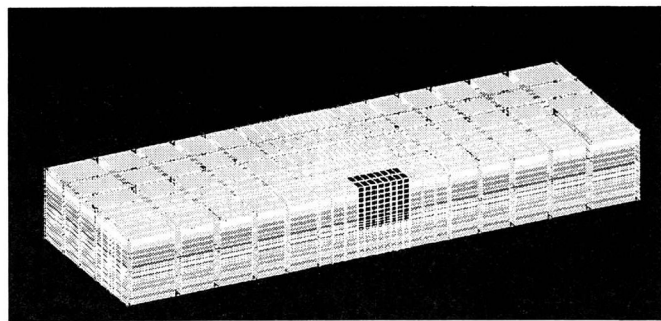


図 4 三次元 FEM 解析モデル

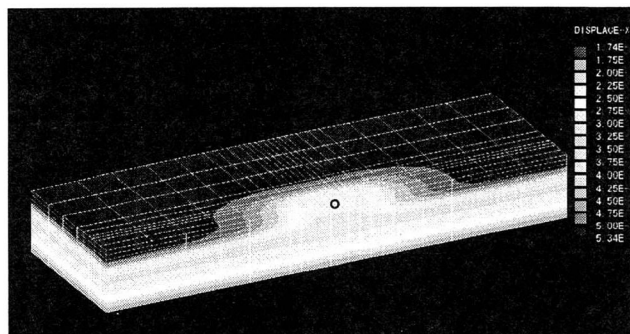


図 5 最大変位分布図

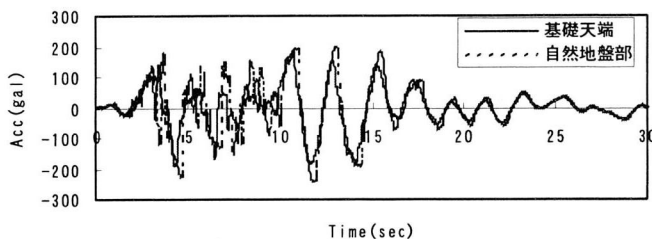


図 6 応答加速度波形

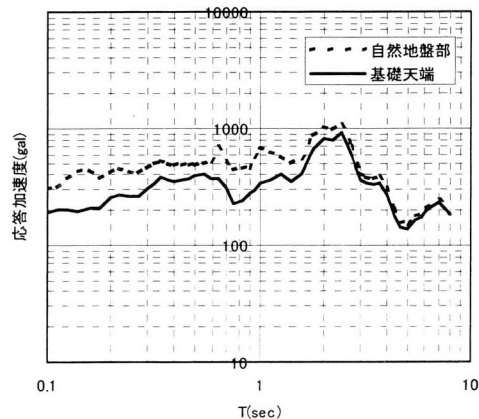


図 7 応答スペクトル

$$\frac{u(\omega)}{u_0(\omega)} = \begin{cases} \left\{ \frac{\sin(\omega H_s / V_{SSeq})}{\omega H_s / V_{SSeq}} \right\} & : \omega < \omega_s \\ 0.45 & : \omega \geq \omega_s \end{cases}$$

ここに

$$\omega_s = \frac{\pi V_{SSeq}}{2H_s}$$

式 1

(3) 慣性力相互作用

慣性力相互作用の効果を耐震設計に取り入れる場合、基礎-地盤系のバネおよび地下逸散減衰により表すことができる。厳密には、バネ定数や減衰定数が振動数に依存する複素剛性により評価する必要があるが、レベルII地震時のように基礎周辺地盤が強く非線形化する場合の特性については未だ不明確な点が多い。本論では、せん断弾性波速度 V_s にもとづく非線形バネにより評価するものとした。非線形バネの骨格曲線は、道路橋示方書²⁾に準じ、ケーソン周面の地盤バネの非線形性を考慮してモデル化し、水平力と曲げモーメントを漸増させるプッシュオーバー解析により算出した。

地盤-基礎系が弾性であれば、連成項の無視できる位置にバネを設置すれば水平バネと回転バネは独立して考えることができる。しかし、強震時の場合、回転による地盤の塑性化が水平バネの特性に影響を与える。そのため、基礎バネに作用する曲げモーメント M と水平力 H の比率を保ったまま解析を行う必要がある。曲げモーメントと水平力の関係は、弾性バネモデルによる動的解析を実施し、上部工に最大応答値の発生する時点の比率をもちいるものとした。

図11にプッシュオーバー解析による荷重-変位曲線を示す。プッシュオーバー解析による主なイベントを表1に示す。ケーソン断面の降伏耐力は $M_y=14000\text{MNm}$ 程度であり、ケーソン本体は十分な強度を有している。

表1 プッシュオーバー解析上のイベント

記号	イベント
A	底面バネが塑性化開始
B	底面塑性化60%
C	前面塑性化60%

得られた骨格曲線を図12に示す $H-D$ モデルにより近似し、図9に示す構造系解析モデルの中間ケーソン部の基礎バネとした。基礎の荷重-変位曲線に適合するように、 $H-D$ モデルの初期勾配 K_0 と基準ひずみ x_f を規定した。

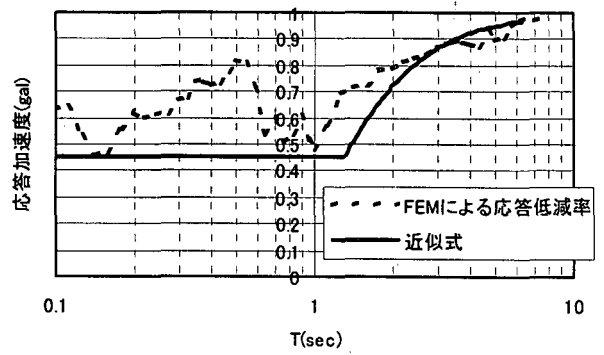


図8 応答低減率

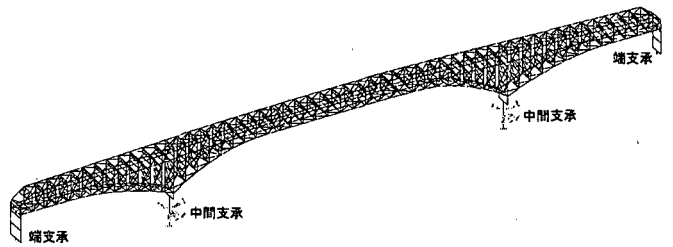


図9 構造系解析モデル

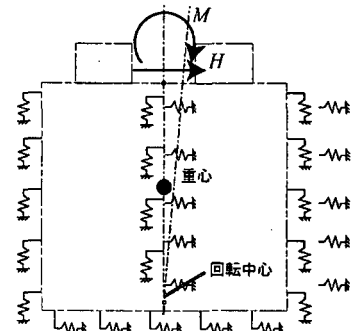


図10 ケーソンの解析モデル

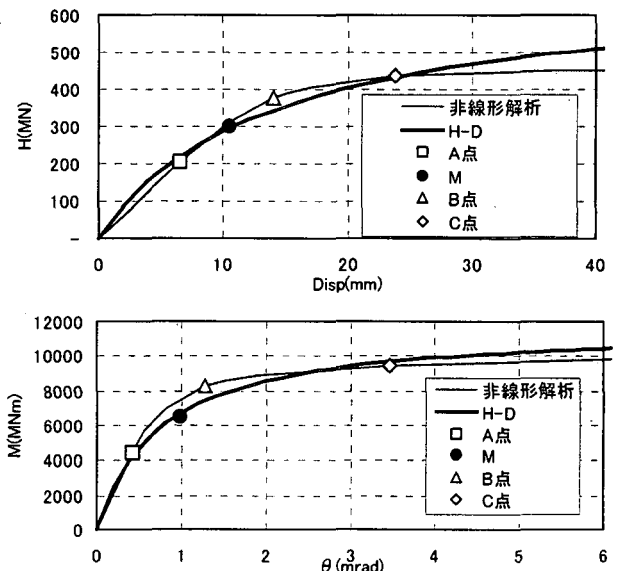


図11 骨格曲線

4. 基礎の耐震安全性

図 9 の解析モデルにより時刻歴応答結果を実行した結果を図 13 に示す(橋軸直角方向)。基礎バネ取り付け位置の最大変位は 10mm, 最大回転角は 1mmrad 程度である。

図 14 に, 表 1 に示す時点および最大応答時における基礎の変形モードと前面地盤の塑性化状況を示す。基礎底面位置で若干水平移動しているが, 回転変形が支配的であることがわかる。基礎天端でも 30mm 程度の水平変位にとどまっている。ケーソン前面での地盤反力度は, 荷重が増加するに従い, 上方より徐々に前面地盤の地盤反力が上限値に達していき, 動的解析の最大応答値 (M) では基礎の前面は塑性化が若干生じている程度の状態である。

図 15 に底面地盤反力度の分布を示す。動的解析の応答値での基礎の状態 (M) は 10m 程度の浮上りが生じているが, 先端の支持力は上限値に達していない。

図 11 中に骨格曲線と最大応答値 (M 点) の関係を示す。最大応答時でも基礎の降伏点に達しておらず, 基礎は十分な耐震安全性を有していると考えられる。

5. まとめ

軟弱地盤中の長大橋基礎について, 動的相互作用の影響を考慮した耐震安全性の検討を行った。下記に得られた結論をまとめる。

- キネマティック相互作用の効果を考慮するために, 三次元 FEM 時刻歴応答解析により有効入力動を算定した。
- 構造系動的解析に用いる基礎バネは, 非線形 (H-D) モデルとし, 骨格曲線は基礎-地盤骨組みモデルのプッシュオーバー解析により求めるものとした。
- 構造系動的解析の結果, 基礎はロッキング振動が支配的となるが, 最大応答は基礎天端で 3cm 程度である。基礎前面と底面が若干塑性化する程度で, 基礎の降伏には至らないことから, 十分な耐震安全性を有している。

参考文献

- 1) 土木学会耐震工学委員会動的相互作用小委員会, 基礎・地盤・構造物系の動的相互作用-相互作用効果の耐震設計への導入-, 平成 4 年 9 月
- 2) 日本道路協会, 道路橋示方書 IV 下部構造編, 平成 14 年

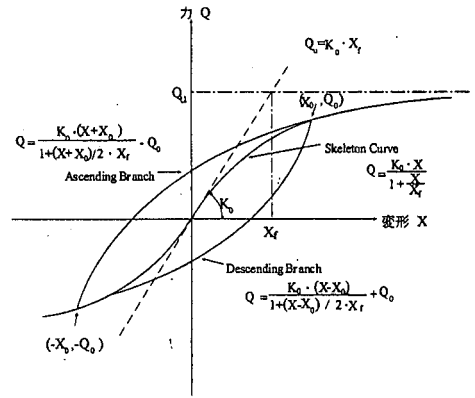


図 12 H-D モデル

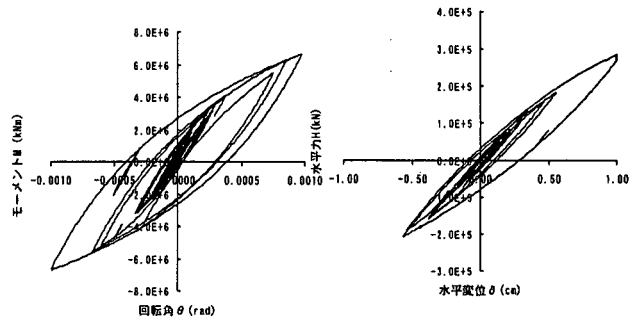


図 13 基礎の履歴曲線

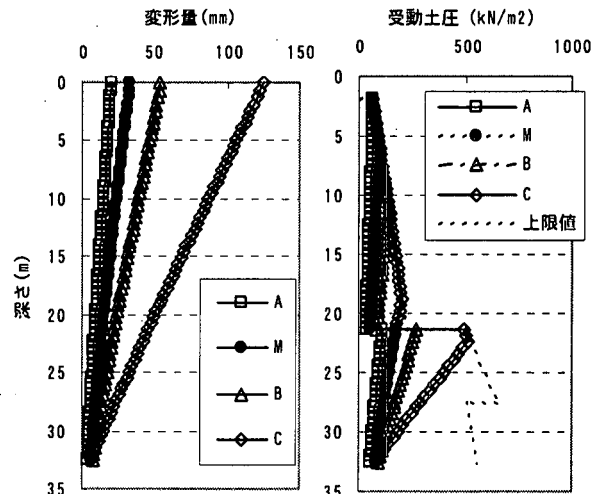


図 14 基礎の変形と前面地盤反力度

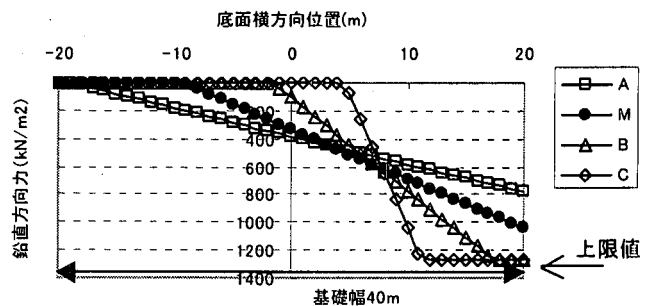


図 15 底面地盤反力度の分布