

I-545

関西国際空港連絡橋の耐震設計指針(案)について

関西国際空港(株) 正員 太田 擴
 関西国際空港(株) 正員 本山 蒨

関西国際空港は、大阪泉南沖約5kmの海上に設置され、陸岸とは連絡橋によって結ばれる。連絡橋の設計においては、橋脚が海上橋であることと、航路条件から背の高いものとなり、さらに空港周辺の軟弱な地盤条件から、耐震性の評価が最も重要な要素となる。

1. 設計地震力

1.1 基本方針 ①連絡橋は、特定された位置に設けられ、かつ、特定された構造系であることから、汎用的な耐震設計ではなく、連絡橋固有の設計法を導入することにより合理的で経済的設計を指向する。②発生頻度の高い地震に対しては、橋梁は弾性範囲内での抵抗力を有するものとし、希な大地震を受けても、落橋等の重大な損傷を生じさせないように配慮する。

1.2 地震危険度の検討 (1)入力地震強度 有史以来の被害地震の内、連絡橋架橋地点に影響を与えると考えられる半径300km以内のものを用いて、地震活動度を下記の修正Gutenberg-Richter式で評価した。

$$\log_{10} N(m) = a - b m \quad m \leq m_u$$

$$N(m) = 0 \quad \text{else} \quad \text{---} 1$$

ここに、 $N(m)$ ：マグニチュード M が m 以上の地震発生回数、 m_u ：記録された最大マグニチュード、 a 、 b ：回帰係数
 我が国で下記の地盤最大水平加速度に関する距離減衰式が提案されている。(1)

$$A_{\max} = U \times 227.3 \times 100.3085 m \times (\Delta + 30)^{-1.201} \quad \text{---} 2$$

ここに、 $A_{\max}$ ：最大水平加速度 (gal)， m ：マグニチュード
 Δ ：震央距離 (Km)， U ：変動係数 [$\sigma(\log_{10} U) = 0.2210$]
 以上より、地震の発生をポアソン過程として、地震危険度を計算したものが図-2である。また、洪積層露頭での最大水平加速度は、図-2より再現期間100年として $A_{\max} = 190 \text{ gal}$ と設定した。

②設計加速度応答スペクトルの設定 架橋地点の地盤構成に基づいて、土質の強震時のひずみ依存性を考慮した重複反射理論による地盤の地震応答解析を行った。入力波としては、次の3記録を採用した。

- ①Taft (1952) N21E, Kern County地震, ②八戸 (1968) EW, 十勝沖地震
 ③Ventura (1971) S09E, San Fernand地震

橋脚と地盤の動的相互作用を計算するためにFEM解析を行い、構造物基礎の天端での応答加速度時刻歴から弾性加速度応答スペクトルを算出し、設計地震力を設定することとした。このFEM解析は、入力地震波3波、橋軸方向および橋軸直角方向に対して行い、また、海底面直下の極めて軟弱なAc層の物性を2種類設定したことにより合計12の応答スペクトルが得られた。これら12の応答スペクトルを平均化し平滑化したものは、再現期間100年に対応する地震力となるが、最終的に採用された設計地震力は、12のスペクトルの標準偏差分を平均値に加算し、結果として平均値の1.4倍の地震力を設定した。このようにして定められた設計スペクトルを図-3に示す。

2. 橋梁・基礎の設計

表-1 連絡橋の諸元

橋梁の延長	海上部	約3.8km
構造規格	道路部	6車線 高速国道規格
	鉄道部	複線 在来線規格
上部構造形式	海上中央部	三径間連続トラス橋(道路・鉄道併用橋) 3@150m 6連
	両側部	三径間連続鋼箱桁橋等 3@109m等
下部構造形式	橋脚	鋼・コンクリート合成ラーメン橋脚
	基礎	鋼管杭(φ1500mm)による鋼製水中基礎

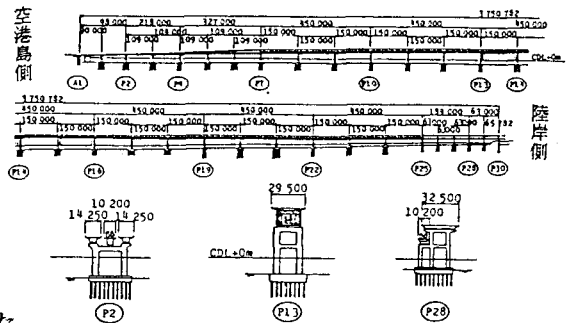


図-1 連絡橋一般図

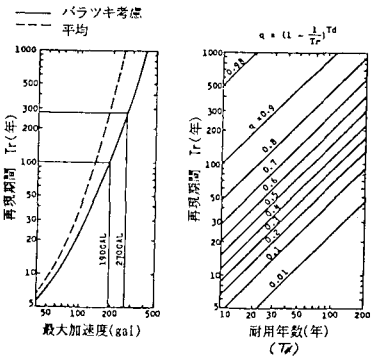


図-2 地震危険度

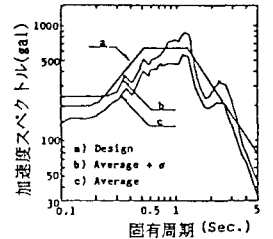


図-3 設計加速度応答スペクトル

耐震設計の流れを図-4に示す。

2.1 部材の強度設計 基礎を含む構造部材の地震力に対する設計力は、動的解析に基づく弾性解の部材力とする。これに死荷重などを組み合わせ、部材の降伏強度に対して弾性設計を行うこととした。しかし、設計スペクトルレベルは一般的な静的地震荷重に比し、約2～2.5倍と極めて大きなレベルにしていることから、この地震力に対し弾性設計を行うことは、過大な部材断面を要求することになる。そこで、高い靱性を有する部材については、地震による曲げモーメントに対して低減を考慮することとした。一般にRC部材の靱性率は3～5とされており、また、コンクリートと鋼の複合部材についても靱性率は2程度は期待できると考えられる。安全側となるように許容塑性率 $\mu=1.5$ を採用すると、下記のエネルギー一定則による応答低減係数 R は1.4となる。

$$R = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{-----3}$$

ここに、 R ：応答低減係数、 μ ：許容塑性率

ここでは、RC部材ならびに複合部材の靱性能を勘案し、加速度レベル630～760galを応答低減係数1.4で除した加速度レベルに対応する部材力を用いて降伏強度に対して弾性設計を行うこととした。すなわち、低減した加速度レベルの地震力に対し降伏強度による弾性設計を行うことは、“道示”に規定される設計震度の1.3倍以上の震度に対する変形性能の照査を行っていると同時に、加速度レベル630～760galの地震に対して弾塑性設計を行うことになる。これらの関係を図-5に示す。

2.2 基礎の安定計算 基礎の安定計算は、低減を行わない作用力を対象とし、地盤と基礎から定まる極限支持力に対し設計することとした。基礎の設計力として、橋脚から伝えられる作用力を低減しないのは、橋脚下端では部材の縁応力度が降伏に至った後も全断面が降伏状態に至るまでは大きな力が作用する可能性が残されていることを配慮したものである。

2.3 設計変位 過去の地震による橋梁の桁落ち型の損傷の多くは、上部工と下部工の相対変位によるものであることから、橋台・橋脚や脊座における最小桁がかり長（桁端から橋脚頂部縁端までの桁の長さ）で規定した。

2.4 上部工の設計 上部工の設計においては、常時の荷重状態が設計上ほとんど支配的であり、動的地震荷重で断面が決まる部材は、一部の横トラス等、二次的な構造部材に限られる。従って、従来通りの一般的な耐震設計とし、特に規定はしていない。

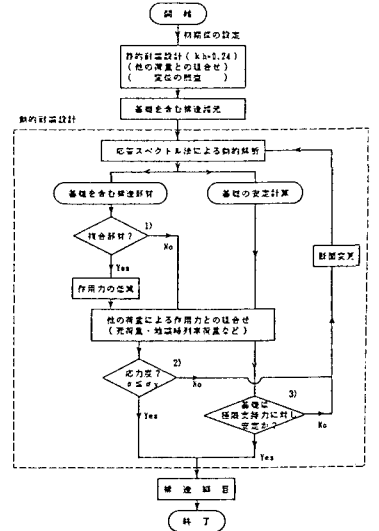
3. まとめ

動的耐震設計における連絡橋の設計地震荷重は、架橋地点の地震危険度および複数の入力地震波に基づき、さらに地震動の不確実性をも加味して定めた結果、通常行われる修正震度法に基づく地震荷重に対し、約2倍のピーク荷重レベルの地震力を対象に設計する必要があることが判明した。

ここで得られた地震荷重は、架橋地点の歴史地震からみると、再現期間約300年に対応する巨大地震であり、このような極めて希な地震力に対し、通常の弾性設計を行うことは、不経済であるとともに、合理的ではない。そこで、連絡橋のもつ特性を積極的に評価し、橋脚等の部材については、応答力低減手法を取り入れた弾塑性設計、また、基礎の安定計算については極限設計手法を採用することにより合理的設計を得ることができたと考えられる。おわりに本指針(案)の作成にあたっては関西国際空港連絡橋設計・施工委員会(小西一郎委員長)、特に耐震分科会の土岐憲三京大教授をはじめとする諸先生方の御指導をいただいたことを報告し謝意を表する次第である。

参考文献

1) 最大地震動および地震応答スペクトルの推定法（その3）最大加速度・速度・変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の開発 土木研究所資料第1864号（1982）



- 1) 高い靱性能が期待できるRC部材を含む鋼とコンクリートからなるRC材
- 2) 鋼・鋼RC材については降伏応力度(σ_y)
コンクリートについては設計基準強度(σ_{ck})の σ_{ck}/σ_y
- 3) 極限支持力は支持力公式による定数と考慮して載荷試験結果と総合的に評価し定めるものとする。

図-4 耐震設計の流れ

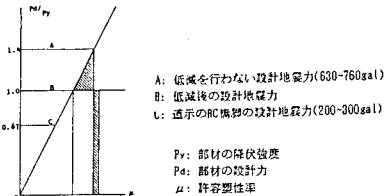


図-5 許容塑性率と構造部材の設計力