

漸増動的解析 (IDA) を用いた長大斜張橋のダメージコントロール設計

大日本コンサルタント(株) 正会員 吉岡 勉
 大日本コンサルタント(株) 正会員 ○松浦 雅史
 大日本コンサルタント(株) 竹田 竜一

1. はじめに

(仮称) 気仙沼湾横断橋(鋼3径間連続斜張橋)(図-1)は、修復性の配慮より RC 橋脚柱を含む各部材はレベル2地震時も弾性状態にとどめる方針とした。しかしながら、設計地震動には未だ不確定要因があり、想定外地震動により橋梁の応答が大きくなり、各部が脆性的な破壊に至らないとは限らない。そこで、想定される弱部の破壊形態を分析して、経済的合理性を失わない範囲で構造の見直しを行い、想定外の地震応答に対してもねばり強く(じん性を向上させる)、かつ維持管理が容易な構造とする方針とした。本橋では、以上をダメージコントロール設計と呼ぶ。図-2 にダメージコントロール設計のイメージを示す。本稿では、想定外地震動に対する耐震性の評価に「漸増動的解析(Incremental Dynamic Analysis)」を用いたダメージコントロール設計について述べる。

2. 漸増動的解析(Incremental Dynamic Analysis)

レベル2地震を超える具体の地震強度を設定した定量的な設計照査は困難であるため、入力地震波の

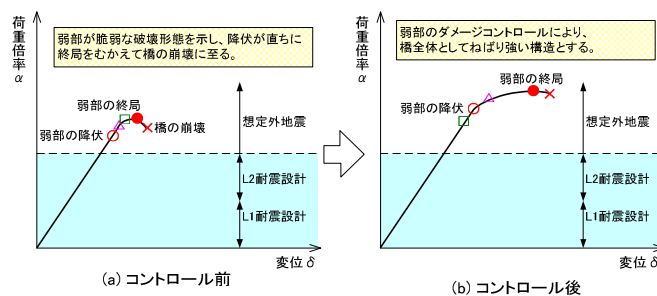


図-2 ダメージコントロール設計のイメージ

加速度波形倍率(Scale Factor, 以下, SF)を変化させた地震応答解析をパラメトリックに実施する「漸増動的解析(Incremental Dynamic Analysis, 以下, IDA)」により、脆性的な破壊に至らしめる弱部の把握、余剰耐力及び対策後の効果の検証を行った。本設計ではSFの上限を5, イベントが集中すると予想されるSF=1~3は0.25刻みとし、各波形で合計14個の地震応答解析を実施した。IDAにおけるSF=1.0(加速度倍率1.0)はL2地震の水準となり、個々の解析は通常の動的解析と変わりはない。なお、弱部、及び損傷順序の把握が主目的であるため、入力波は(Ⅱ-Ⅲ-1)1波のみとした。

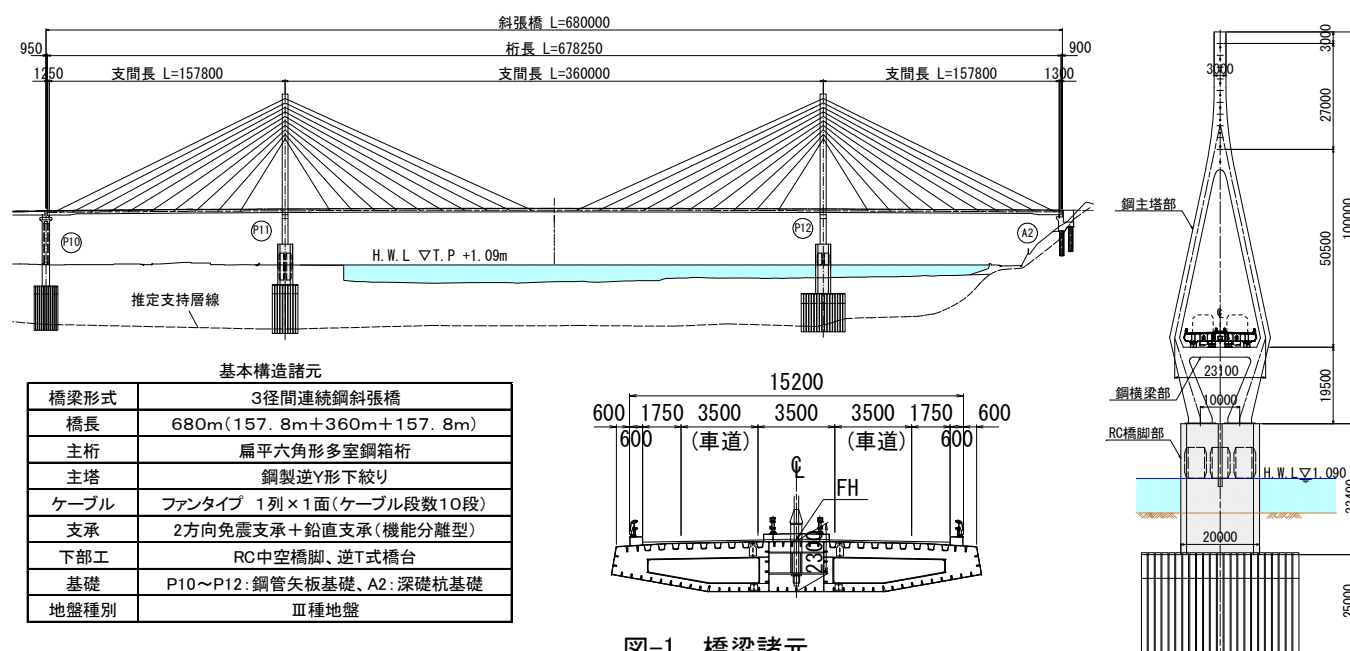


図-1 橋梁諸元

キーワード 鋼斜張橋, ダメージコントロール設計, 漸増動的解析, 海上橋, 非線形動的解析
 連絡先 〒980-0021 仙台市青葉区中央1-6-35 大日本コンサルタント(株)東北支社 TEL022-261-0404

3. 解析モデル

モデル化は、表-1に示す通りとし、軸力変動を考慮できるファイバー要素を用いた。鋼部材は引張側では5%ひずみ、圧縮側では限

表-1 解析モデル

部位	モデル化
ケーブル	非抗圧パネ
主桁	ファイバー要素
主塔柱	ファイバー要素
橋脚	ファイバー要素
RC橋脚	ファイバー要素
A2橋台	剛な仮想部材
免震支承	バイリニアモデル
鉛直支承	S-Rパネ
基礎-地盤系	線形パネ
衝突	桁端部 衝突パネ
	桁～塔間 衝突パネ

界ひずみ ϵ_u に達した時を終局と判定した。桁端部と主桁-主塔間は遊間分のギャップを設けた衝突パネを設置した。支承(2方向免震)はバイリニアモデルとし300%ひずみで破断と判定するものとした。

4. 損傷順序・弱部の把握

ここでは、橋軸直角方向加振時の結果を示す。

IDA 結果より、主要な各部材の損傷状態が初めて生じる SF の値を後述する対策後の値と合わせて図-3 に示す。対策前では $SF=1.29\sim 1.32$ にて主桁が主塔の柱に衝突することにより、主塔下部が終局に至り、 $SF=1.39\sim 1.45$ にて P11, P12 橋脚が中空部のせん断破壊により終局に至る。ケーブルを介し大きな荷重を支持している主塔および橋脚のこれらの損傷は崩壊に繋がる可能性がある損傷と考えられる。

$SF=1.29\sim 1.85$ で免震支承のひずみが300%を超過し破断するが、別途鉛直支承を有する機能分離型支承を採用しており、免震支承の破断後も鉛直荷重を支持できるため、崩壊に繋がる可能性は小さいと考えられる。 $SF=3.5$ でケーブルの張力抜けが生じるが、ケーブル定着部には脱落防止対策を施すため、こちらも崩壊に繋がる可能性は小さい。

以上より、弱部となる主塔および P11, P12 橋脚への対策を検討した。

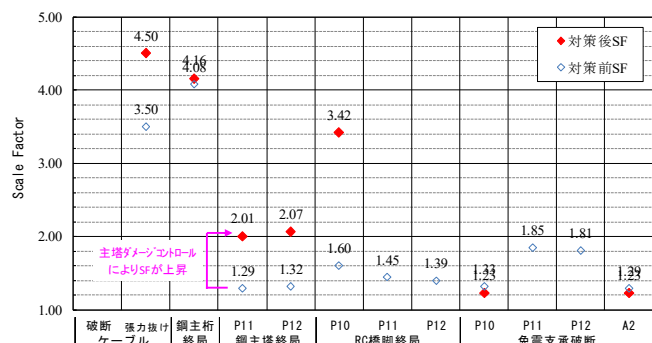


図-3 各部材損傷時の SF 値

5. ダメージコントロール設計

せん断破壊に至った P11, P12 橋脚中空部は、隔

壁追加により曲げ破壊先行型へ変更し、基部の靱性を期待できる構造とした。主塔柱部の終局は、主桁と主塔の衝突に起因するものであったため、主塔横梁上に緩衝装置を設置し、衝突力は横梁が第一に受けるものとした(図-4)。

上記対策後の SF の変化を図-3 に、対策後の鋼部材終局時の SF コンター図を図-5 に示す。P11, P12 橋脚は $SF=5.0$ でも終局に至らない。主塔柱は、横梁を介することで荷重作用高さが下がり、 $SF=2.01$ において終局に至る結果となった。対策前に比べ対策後はレベル2地震動の2倍程度まで余剰耐力を有する結果となり、ダメージコントロールの効果が確認された。

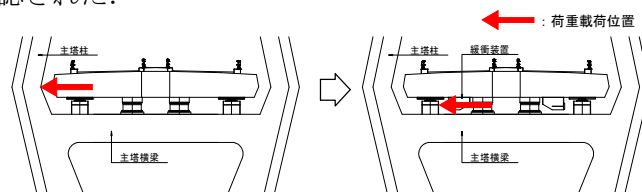


図-4 主塔のダメージコントロール

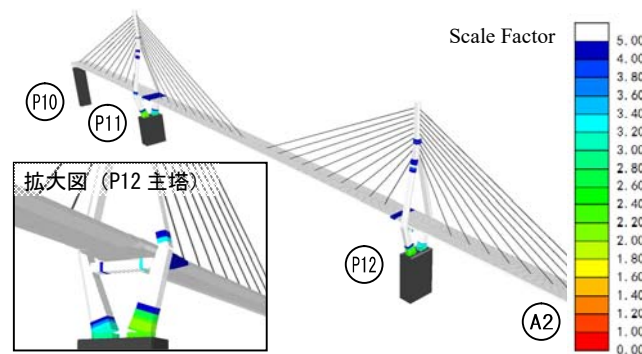


図-5 鋼部材終局時の SF コンター図 (対策後)

6. まとめ

本設計をまとめると以下の通りとなる。

- ・漸増動的解析 (IDA) を用いることで、想定外地震に対する損傷順序を考慮した余剰耐力の評価が可能であり、弱点部位の抽出に有効である。
- ・本橋ではレベル2地震の1.3倍程度の地震動にて主桁と塔柱の衝突により、主塔基部が圧壊し脆性的な崩壊に至るリスクが高いことが判明した。
- ・主塔横梁に緩衝装置を設け、塔柱への衝突を回避することで終局荷重の増加が確認でき、崩壊リスクを低減し粘り強い構造を設計することができた。

参考文献

- 1) 谷口, 五十嵐, 木田, 漸増動的解析(IDA)に基づく長大橋の耐震性能評価, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.70, No.4, I_323-I_333, 2014.