

横荷重を受ける鋼I桁橋に対する立体的機能の確保に関する一考察

宮田 秀太¹・徳橋 亮治²・馬越 一也³・野中 哲也⁴

¹正会員 工修 大日本コンサルタント(株), インフラ技術研究所(〒330-6011さいたま市中央区新都心11-2)

²正会員 大日本コンサルタント(株), インフラ技術研究所(同上)

³正会員 博(工) (株)地震工学研究開発センター(〒810-0003福岡市中央区春吉3-21-19)

⁴正会員 博(工) 名古屋工業大学大学院教授, 社会工学専攻(〒466-8555名古屋市昭和区御器所町)

1. はじめに

平成29年の道路橋示方書Ⅱ鋼橋・鋼部材編¹⁾(以下、道示)では、地震の影響及び風荷重等の横荷重に対して部材の安全性を確保するとともに、橋全体の立体的な機能が確保できるように設計することが規定されている。橋の立体的機能を確保するためには、[i]橋の断面形の保持、橋の剛性の確保及び横荷重の支承部への円滑な伝達を図ることができること、[ii]上部構造が全体として必要な剛性を有していること、[iii]上下部構造及び接続部のそれぞれが、橋に影響を及ぼす作用の効果を相互に伝達し、それぞれが所要の機能を発揮すること、の3つの事項を満足することが規定されている。

鋼I桁橋を含む上部構造の時刻歴応答解析のモデル化は、床版及び主桁断面が一体となって挙動する仮定のもと、断面定数を1本の骨組みに集約(以下、1本棒モデル)されることが多い。この1本棒モデルでは、横桁及び対傾構等のモデル化は省略されているため、橋の断面形の保持や横荷重の支承部への円滑な伝達は、モデル化上の前提条件となっている。

一方、過去の地震被害における経験から、支点上対傾構及び横構の損傷分析に基づく部材耐力と地震応答の試算²⁾や、支点上対傾構を含む支点上補剛材及び補強リブの構造特性の違いによる耐力に着目した解析的検討^{3)~6)}が行われている。これら既往の研究では、着目部材に焦点を絞り、その部材を詳細にモデル化した解析的な検討であり、構造特性の違いが橋全体の挙動に与える影響に着目した研究は少ない。

以上より、本検討は、レベル2地震の影響により横荷重を受ける鋼I桁橋を対象に、橋の立体的機能

の確保に必要な事項又はその留意点を確認することを目的として、シェル要素及びファイバー要素を用いた立体解析を行った。本報では、支点上横桁又は対傾構と異なる形式を対象とした動的応答の違い、支点上補強リブの設置有無又は設置高さの違いによる耐力への影響を荷重漸増解析により確認したため、その結果を報告する。

2. 対象橋梁の概要

図-1に対象橋梁の概要を示す。対象橋梁は、橋長98.3mの鋼3径間連続鈎桁とした。上部構造は、桁高1.8mの4本の主桁と、鉄筋コンクリート床版(床版厚=210mm)から構成されている。下部構造は、2.0m×2.0mの正方形断面を有する鋼製橋脚で、柱基部から5.4mの高さまでコンクリート充填をしている。基礎構造は、杭径1.2m、杭長15mの場所打ち杭形式となる。支承は、免震支承であり、全支点とも橋軸方向は弾性支持、橋軸直角方向は固定支持となる。地盤種別はⅡ種地盤であり、地域別補正係数は1.0となる架橋地点を設定した。

表-1に上部構造の断面構成を示す。表中には、支点上の横つなぎ部材を横桁又は対傾構形式にて検討を行ったため、その両者の断面構成を併記している。

本検討では、レベル2地震の影響により横荷重を受けた際に、構造特性の違いによる影響を確認することを目的としている。そのため、基本となる検討Caseにおいて、各部材が弾性応答に留まるよう、断面構成を設定した。ただし、支点上対傾構のみ、部材座屈が生じることで、橋の断面形が保持できない状態を再現するために、斜材断面を小さく設定した。

対象橋梁の固有周期は、構成する部材に応じて若

Figure 10: A 4x22 grid of cells representing a 4x22 grid of cells. The columns are labeled C1 through C22 at the top. The rows are labeled G1 through G4 on the left. The cells contain symbols: stars (☆) in G1C1, G1C7, G1C15, G1C22, G2C1, G2C7, G2C15, G2C22, G3C1, G3C7, G3C15, G3C22, and G4C1, G4C7, G4C15, G4C22. All other cells are empty.

9700

600 8500 600

RC床版 $t=210\text{mm}$

180

G1 G2 G3 G4

$3 \times 25 \phi = 7650$

2000

コンクリート
充填高さ
540

7200

12200

3000

8400

【側面図】

桁長 97600

支間長 30000 支間長 37000 支間長 30000

300

2000 E(F)

9200

3000

8400

(P1) (P2) (P3) (P4)

場所打ち杭 $\Phi 1200$
L=15.00 n=9本

支承：免震支承
地盤種別：II種地盤

3. 解析概要

(1) 対象橋梁のモデル化

本検討は、横荷重に対する橋の立体的機能に着目しているため、床版及び主桁は、その断面形の変化を適切に捉え、モデル化を行う必要がある。そこで、床版及び主桁については、非線形積層シェル要素を用いて、横倒れの挙動や、主桁間の相互の荷重伝達を行えるようにした。床版の積層シェル要素は、橋軸方向の軸方向鉄筋層(2層)と、かぶり及び中間層からなるコンクリート層(3層)の計5層により構成した。主桁を構成する部材のなかで、水平・垂直補剛材及び支点上補剛材並びに支点上補強リブは、主桁と同様に非線形積層シェル要素でモデル化した。

上部構造を構成する部材のうち、横桁、対傾構、下横構と、鋼製橋脚の柱部材については、非線形ファイバー要素でモデル化をした。これらの部材は、検討する荷重の作用状況下において、平面保持の仮定が成立する応答であること、複数Caseに着目した際に部材変更が容易であること、計算容量を優先したこと等から、シェル要素は用いずにファイバー要素を用いてモデル化を行った。

基礎-地盤系は、動的線形バネとしてS-Rモデルとした。

(2) 解析方法

本検討は、材料非線形性、幾何学的非線形性を考慮した解析を行い、解析ソフトはSeanFEM ver1.2.2⁷⁾

干の差は見られるものの、橋軸方向で0.94sec、橋軸直角方向で0.51secとなっている。1支承線上の支承反力は、端支点(P1橋脚、P4橋脚)では1,100kN、中間支点(P2橋脚、P3橋脚)では3,600kNとなっている。また、鋼製橋脚の柱部材下端の反力は、端支点では1,700kN、中間支点では4,200kNとなっている。

〈シェル要素表示, ファイバー要素表示〉

〈シェル要素表示, ファイバー要素非表示〉

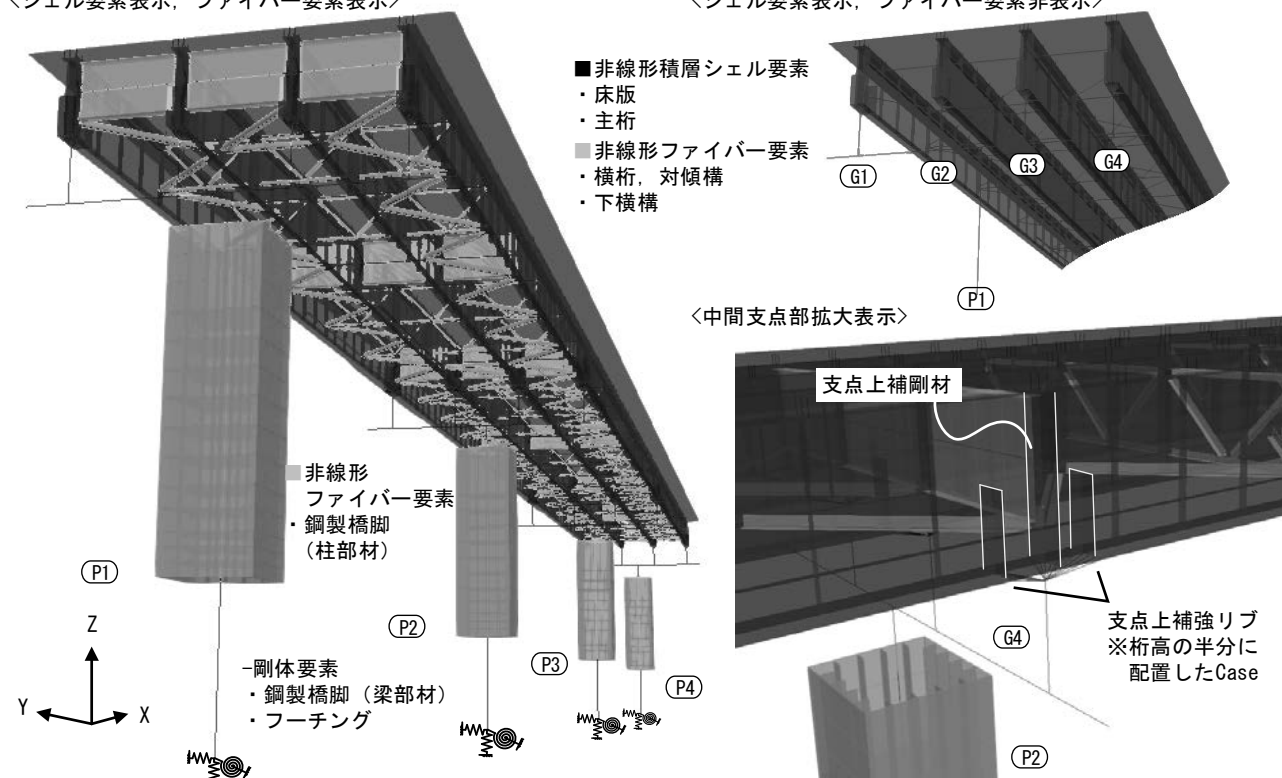


図-2 解析モデルの概要

を用いた。幾何学的非線形性は、有限変位、有限ひずみ及び有限回転を考慮し、その計算方法はUpdate Lagrange法を用いた。

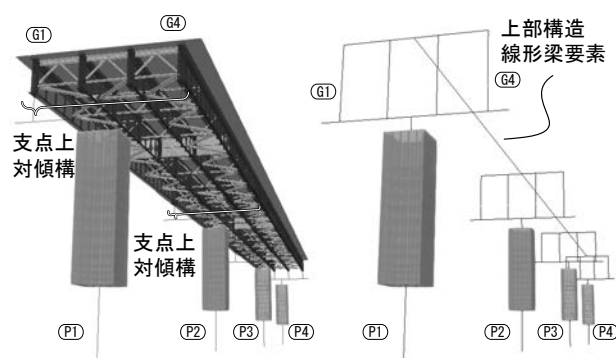
動的解析は、時間積分法をNewmark β 法により行い、時間積分間隔は0.01sとした。減衰はレーリー型粘性減衰により設定した。入力地震動は、道示V⁸⁾の標準波(II-II-1)を用いて、横荷重に着目しているため、橋軸直角方向に加振した。

荷重漸増解析は、動的解析と同様のモデルを用いて、弧長増分法により行った。漸増させる荷重強度は、死荷重強度を横荷重に変換し、震度一定の載荷荷重を作成した。そのうえで、レベル2地震時の着目箇所の最大応答変位を基準変位として、レベル2地震相当の状態とした。

動的解析及び荷重漸増解析のいずれも、死荷重を載荷した状態を初期状態として解析を行った。

(3) 検討Case

図-3及び表-2に、本検討で実施した検討Caseを、解析の種別とモデル毎に整理した。動的解析では、支点上の横つなぎ部材を対傾構としたCase1、横桁としたCase2、上部構造にシェル要素及びファイバー要素は用いず1本棒モデルとしたCase3を行い、それぞれの挙動を相対的に比較分析した。基本Caseは、Case2としており、Case1の支点上補強リブの設置高さは、Case2と同じく桁高の1/2とした。



(a) Case1 対傾構モデル (b) Case3 1本棒モデル

図-3 動的解析における比較Case

表-2 検討Case一覧表

Case	動的解析	荷重漸増解析
Case1	対傾構モデル [図-3(a)]	---
Case2	横桁モデル [図-2]	設置、桁高の1/2 [図-2]
Case3	1本棒モデル [図-3(b)]	---
Case2-1	---	補強リブ無し
Case2-2	---	設置、桁高の1/4
Case2-3	---	設置、全高

荷重漸増解析では、支点上補強リブの設置高さに着目した比較分析を行った。前述のCase2を基本Caseとして、支点上の横つなぎ部材は横桁形式としたうえで、補強リブを設置しないCase2-1、設置高さを桁高の1/4とするCase2-2、桁高の全高を設置高さとするCase2-3とした。

4. 動的解析結果及び支点上部材の影響の考察

(1) 橋の断面形の保持

図-4及び図-5には、Case1及びCase2のシェル要素を用いた解析結果を示す。解析結果は、ミーゼス応力分布と上部構造の変形状態を重ねて、端支点部と中間支点部を拡大している。変形倍率は10倍で表示しており、応力コンターのレンジはSM490Y材に合わせて 355N/mm^2 とした。横桁及び対傾構等は、SS400材を用いているため、図中の灰色から黒色に切り替わる範囲が降伏強度(235N/mm^2)付近となる。

図-4より、Case1では支点上対傾構の斜材に、部材屈服が生じていることが確認できる。これにより、上部構造は、ひし形状の横倒れ挙動が生じており、

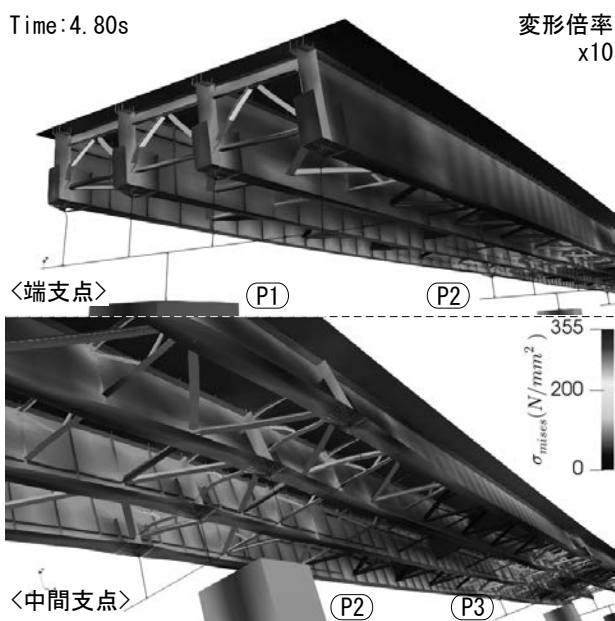


図-4 Case1のミーゼス応力分布と上部構造の変形状態

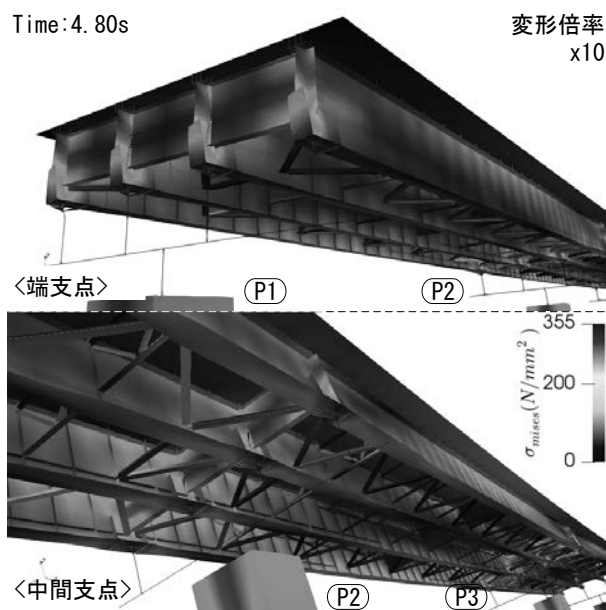


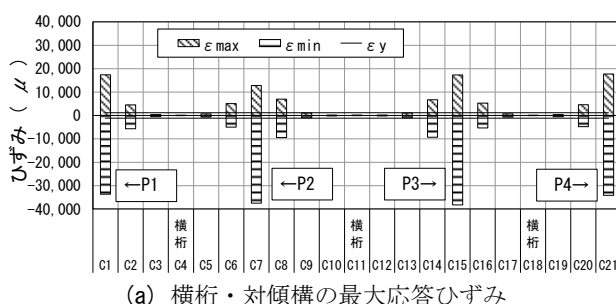
図-5 Case2のミーゼス応力分布と上部構造の変形状態

橋の断面形が保持できなくなっている。

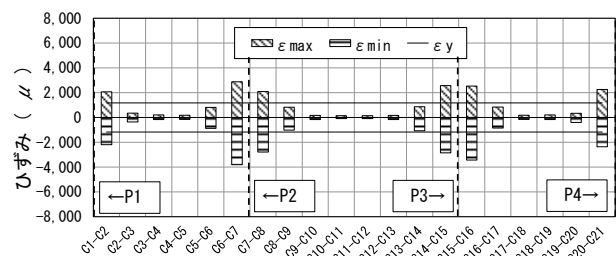
図-6にはCase1の着目部材の最大応答ひずみを示す。図より、支点付近の中間対傾構や横構においても、降伏ひずみを超える応答が発生していることが確認できる。

図-5より、Case2では支点上横桁は塑性化が生じていない。橋の断面形については、横桁位置と比較して相対的に橋軸直角方向の剛性が低い、主桁下フランジと横桁下フランジ間のウェブギャップ部にて若干の変形が生じているが、部材の塑性化は生じてはおらず、弾性応答に留まっている。この支点上補強リブ近傍の挙動は、5章にて考察する。

図-7にはCase2の着目部材の最大応答ひずみを示す。Case1とは異なり、中間対傾構及び下横構の塑

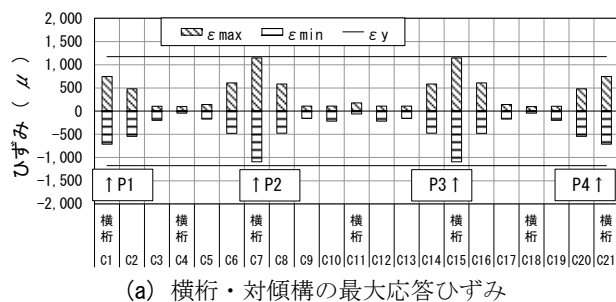


(a) 横桁・対傾構の最大応答ひずみ

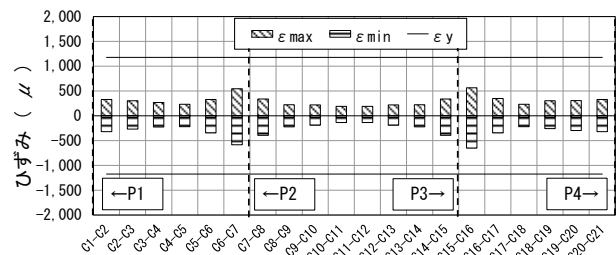


(b) 下横構の最大応答ひずみ

図-6 Case1の着目部材の最大応答ひずみ



(a) 横桁・対傾構の最大応答ひずみ



(b) 下横構の最大応答ひずみ

図-7 Case2の着目部材の最大応答ひずみ

性は生じておらず、弾性応答に留まっている。

支点上対傾構の斜材部材への座屈挙動や、対傾構が損傷することで、隣接する横構に損傷が広がることは、地震被害から支点上対傾構及び横構の部材耐力と地震応答の試算結果²⁾と一致した。また、橋の断面形の挙動は、対傾構又は横桁をファイバー要素によりモデル化した本検討と、支点部を詳細にモデル化した解析的検討³⁾の結果と定性的に一致し、モデル化の妥当性を確認できた。

(2) 上部構造全体の剛性

図-8に変位の整理箇所を示す。結果の整理に際して、A線を床版中心線、A点を同線上の第2径間支間中央部、B点を同線上の端支点部と定義した。支承部の変位は、橋脚及び基礎の変位の影響はあるものの、1支承線上で概ね同等の値となることから、G1桁を代表にC点とした。

図-9に床版中心線(A線)又は1本棒軸線位置の水平方向の絶対応答変位を示す。図中には、各橋脚のG1支点(C点)の変位もあわせて示す。

Case2及びCase3は、B点変位に不一致が見られるが、双方、凸型のモードが確認でき、定性的に一致した。これらと比較してCase1は、並進モードに近づいている。Case1では、支点上対傾構の部材座屈

に伴い、支承位置と床版位置の相対変位が他Caseよりも大きくなり、上部構造全体として必要な面外方向の剛性が確保できていないためと考える。

図-10に各Caseにおける時刻歴応答変位を、第2径間支間中央部(A点)、端支点部変位(B点)、P1橋脚のG1支承位置(C点)にて示す。振動特性は、各Caseで大きな差は生じていないため、時刻歴応答変位の周期特性は概ね一致している。一方、Case2の応答変位の絶対値は、最大応答変位以降も差が生じている。

(3) 横荷重の支承部への円滑な伝達

図-11には、中間支点及び端支点における、支承線上の時刻歴水平反力の集計結果を示す。図中には、

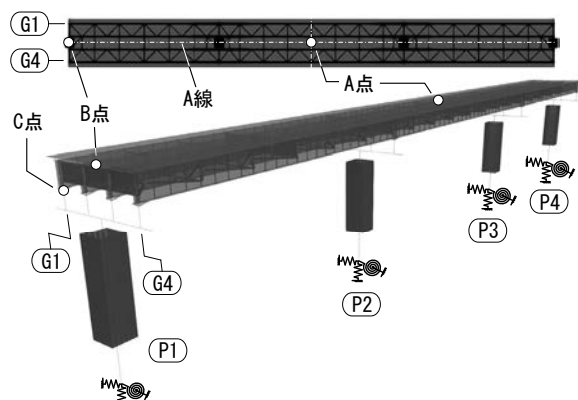


図-8 着目箇所の整理

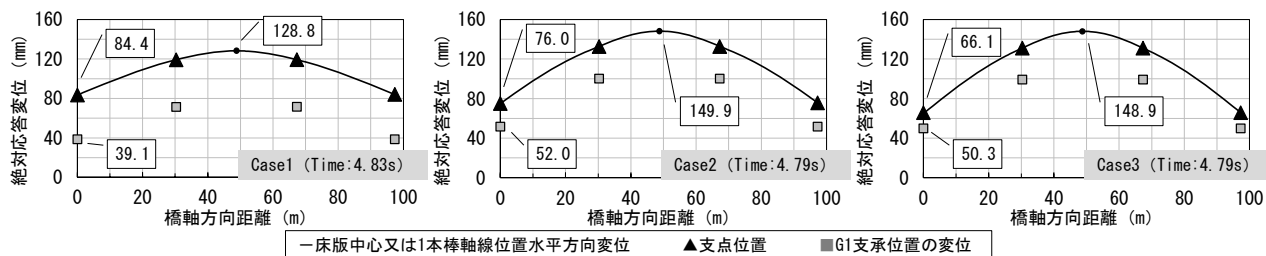


図-9 床版中心線又は1本棒軸線位置の水平方向の絶対応答変位

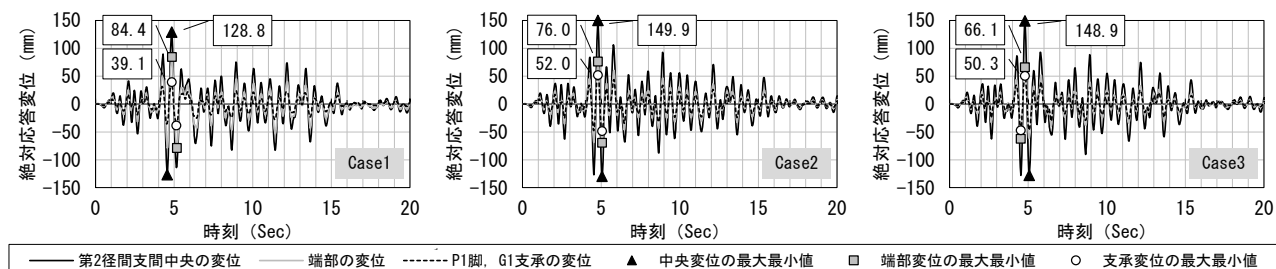


図-10 着目箇所の時刻歴応答変位

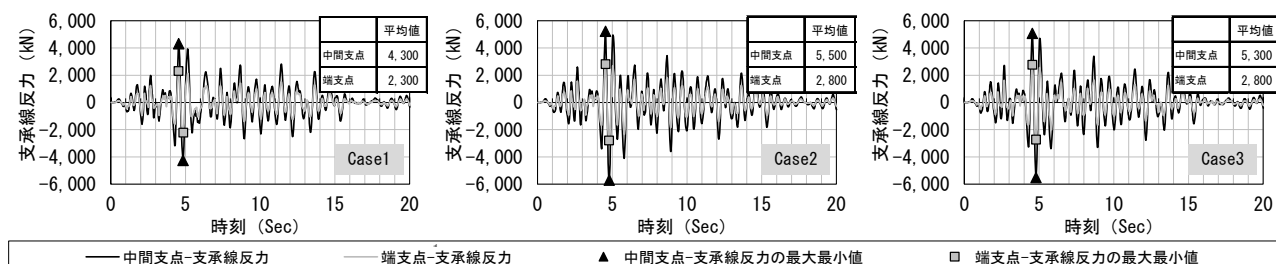


図-11 支承線あたりの時刻歴水平反力

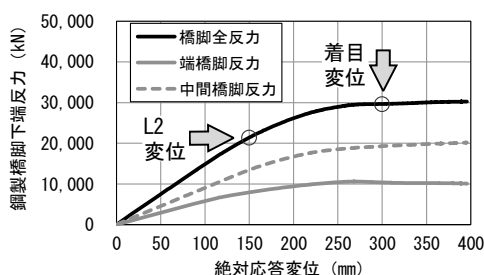
最大応答時刻(約4.8sec)付近での、正負反力の平均値を表に示す。応答値は、時刻歴応答変位と同様の傾向となっている。Case1では、第2径間支間中央部(A点)の応答変位が小さいことから、水平反力も小さくなっている。このことから、橋の断面形が保持できない場合は、横荷重を支承部に円滑に伝達できないことが確認できる。Case2及びCase3は、定性的にも定量的にも一致している。

Case2の地震時の水平反力の総和は、平均値にて約16,600kNとなる。死荷重状態の支点反力の総和は、約9,400kNであり、地震時の慣性力は約1.77倍となっている。道示V⁸⁾の標準波(II-II-1)の加速度応答スペ

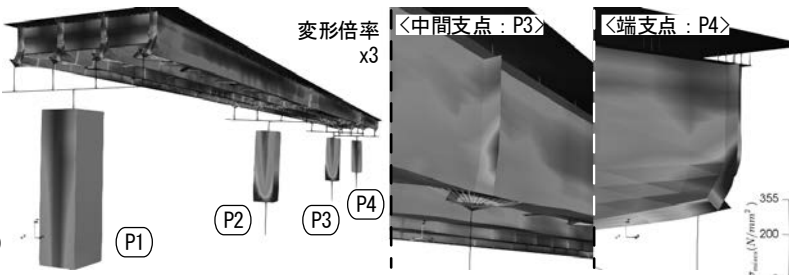
クトルにおける、対象橋梁の卓越周期に該当する設計水平震度の標準値は、5.0%減衰値で1.75であり、この値にも近い結果を得た。Case1の地震時の水平反力の総和は、平均値にて約13,200kNで、地震時慣性力は約1.40倍となり、応答が小さくなっている。このことから、上部構造の塑性化に伴い、横荷重を円滑に伝達できていないことがわかる。

5. 荷重漸増解析結果及び支点上補強リブの影響の考察

図-12から図-15には、各Caseの荷重漸増解析結果

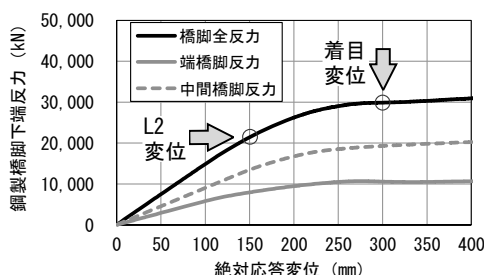


(a) 荷重変位関係

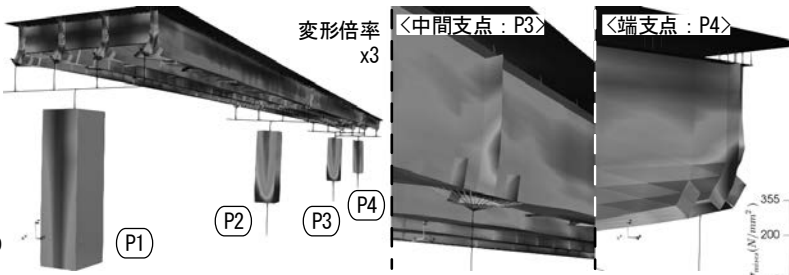


(b) ミーゼス応力分布と上部構造の変形状態

図-12 Case2-1の解析結果、荷重変位関係及びミーゼス応力分布と変形状態

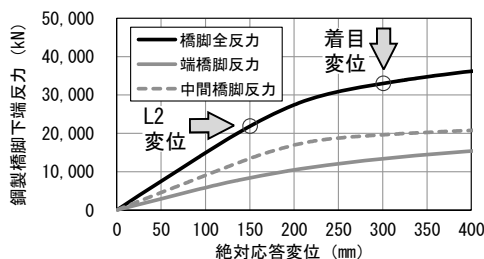


(a) 荷重変位関係

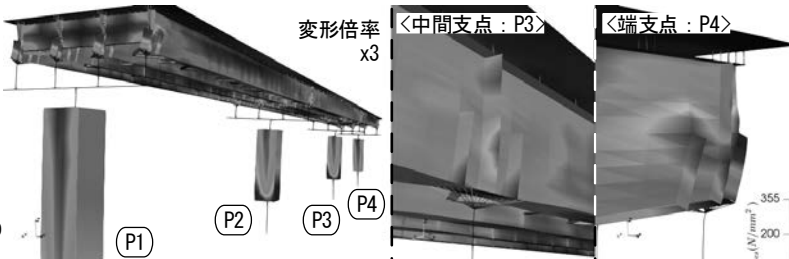


(b) ミーゼス応力分布と上部構造の変形状態

図-13 Case2-2の解析結果、荷重変位関係及びミーゼス応力分布と変形状態

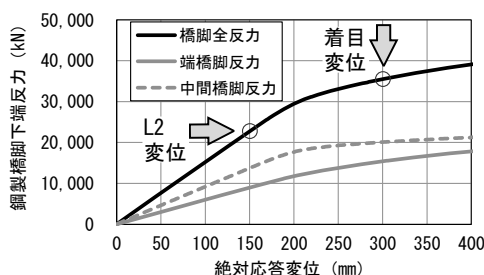


(a) 荷重変位関係

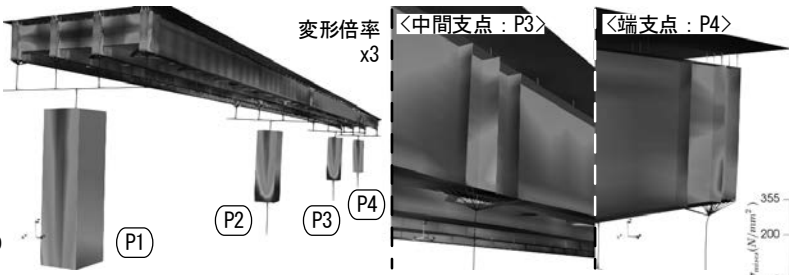


(b) ミーゼス応力分布と上部構造の変形状態

図-14 Case2の解析結果、荷重変位関係及びミーゼス応力分布と変形状態



(a) 荷重変位関係



(b) ミーゼス応力分布と上部構造の変形状態

図-15 Case2-3の解析結果、荷重変位関係及びミーゼス応力分布と変形状態

として、荷重変位関係、ミーゼス応力分布及び変形状態を示す。荷重変位関係には、3章の解析方法に示すように、レベル2地震相当の変位 (150mm) を図示しており、横軸は図-8に示す第2径間支間中央部のA点変位に着目し、縦軸は鋼製橋脚柱部の水平反力に着目する。なお、着目荷重は、4基の鋼製橋脚の全反力と、端橋脚、中間橋脚の各2基を個別に分けた場合の反力値を示す。応力分布等の図示は、各Caseの変形状態に差異が生じたタイミングとして、レベル2地震相当の2倍の変位(300mm)が生じた点を代表点とする。なお、変形倍率は3倍で表示しており、応力コンターのレンジは主桁及び支点上補剛材等の使用材質であるSM490Y材に合わせ、355N/mm²とした。

結果は、2つの傾向に大分できる。支点上補強リブを設置しないCase2-1や、設置高さを桁高の1/4としたCase2-2は、水平変位250mm手前で耐荷力が一定となっている。支点上補強リブの設置高さを桁高の半分としたCase2や、全高に設置したCase2-3は、橋全体として弾性挙動でなくなった後も、最大荷重が上昇する傾向となっている。全てのCaseで、レベル2地震相当において、鋼製橋脚柱下端に作用している水平反力の総和は、約22,000kNとなる。死荷重状態の支点反力の総和は、約11,800kNであり、地震時の慣性力は約1.86倍となっている。

Case2-1及びCase2-2は、図-12(a)及び図-13(a)に示す端支点反力が水平変位250mmの手前で、一定となっている。鋼製橋脚の断面鋼製は、P1からP4橋脚まで全て同一としており、端橋脚2基の降伏耐力も20,000kN程度である。図-12(b)及び図-13(b)に示す両Caseの端支点の変形状態は、横桁下フランジから横荷重が伝達した際に、支点上補剛材の抵抗断面が同断面となり、Case2-2の補強リブは有効に機能せず、同様の曲げ挙動となっている。このことから、両Caseでは、端橋脚が降伏するよりも前に、支点部近傍が損傷して横荷重が伝わらなくなったと考える。

Case2及びCase2-3は、図-14(a)及び図-15(a)に示す端支点反力が降伏耐力付近まで上がっている。図-14(b)に示すCase2の端支点の変形状態は、補強リブ設置位置までは、補強リブの剛性が確保され、横荷重に抵抗している。応力状態は、補強リブの不連続位置となる主桁ウェブ面や、支点上補剛材のウェブギャップ部に高い応力がでている。これらの傾向は、文献⁵⁾ ⁹⁾の結果とも類似しており、支点上横桁より伝達された横荷重を、補強リブによる荷重分散効果が発揮されたものと考ええる。さらにCase2-3では、補強リブが有効に機能しており、図-15(b)に示

すように、横荷重に対する変形も少なく、補強箇所近傍の主桁ウェブ面の応力も小さい値となっている。

中間上の支点上補剛材は、各Caseで応力の差はあるものの、全Caseにて横荷重に対する大きな変形はみられなかった。

6. まとめ

本報では、橋の立体的機能の確保の観点に着目し、シェル要素及びファイバー要素を用いた立体解析を行った。解析は、支点上部材の違いによる影響を動的解析にて、支点上補強リブの構造特性の違いによる耐荷力への影響を荷重漸増解析により行った。解析結果より、各構造特性の違いによる影響を比較分析した。

限られた条件ではあるものの、本検討で得られた知見は次のとおりである。

- (1) 橋の断面形保持の観点で、支点上対傾構又は横桁と構造特性を変えた検討をした。支点上対傾構の斜材が座屈した場合は、橋の断面形が保持されず、中間対傾構及び下横構に損傷が広がった。一方、支点上横桁で橋の断面形が保持されている場合は、部材の損傷を抑えることができた。
- (2) 上部構造が必要な剛性を有しているかどうかの観点で、1本棒モデルを加えた比較を行った。支点上対傾構のCaseは、構成部材が塑性化しているため、必要な剛性を有しておらず、支点上横桁のCaseは、設計上仮定している1本棒モデルと定性的に一致した。
- (3) 横荷重の支承部への円滑な伝達が行われているかどうかの観点で、支承線の時刻歴反力を比較した。結果は、橋の断面形の保持や上部構造が必要な剛性を確保できている場合には、横荷重についても円滑な伝達が行われることを確認した。
- (4) 橋の断面形の保持と支点上補強リブの効果を確認する目的で、支点上補強リブの設置高さを変えて、耐荷力に与える影響を荷重漸増解析により確認した。結果は、設置高さが桁高の半分よりも高い場合、支点上部材としての剛性が確保されており、必要な機能を発揮している。
- (5) 荷重漸増解析の結果より、構造特性によっては、損傷箇所が支点上補剛材又は鋼製橋脚と異なる結果を得た。橋に影響を及ぼす作用の効果を相互に伝達し、それぞれが所要の機能を発揮するためには、設計上の仮定とその応答結果に乖離

が生じないように留意が必要である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋・鋼部材編(平成29年版)，2017
- 2) 小森暢行，運上茂樹，堺惇一，星隈順一：地震による鋼上部構造横げたの損傷分析と部材補強に関する試算，第13 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.291-296，2010.
- 3) 松村政秀，有山大地，山口隆司：水平荷重を受ける鋼I桁橋桁端部の耐荷性能に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol.63A，pp.763-773，2017.
- 4) 玉越隆史，青木康素，原田英明，藤本圭太郎：地震時のダメージコントロールを目的とした鋼橋桁端部の挙動の評価，土木技術資料，Vol.59,No.11，pp.28-31，2017.
- 5) 澤田 守，岡田太賀雄，玉越隆史，星隈順一：熊本地震による鋼I桁橋の損傷に基づく鋼桁支点部の構造特性の評価，土木技術資料，Vol.61,No.2，pp.28-31，2019.
- 6) 田中謙士朗，西田秀明，宮原 史：橋の早期復旧を図るための鋼I桁橋支点部構造の破壊形態に関する研究，土木学会全国大会第75回年次学術講演会，pp.I-283，2020.
- 7) (株)耐震解析研究所：SeanFEM User's Manual，2009.
- 8) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編(平成29年版)，2017.