# 鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会

# 報告書

# 平成 26 年 6 月

# 土木学会 鋼構造委員会

#### まえがき

埼玉大学 奥井義昭

ミネソタにおける鋼トラス橋の落橋事故や,中央自動車道笹子トンネル天井板崩落事 故など,構造物の一部の破壊が,構造システム全体の崩壊や第三者被害に直接関連する 事故が発生し,インフラシステムの安心・安全が社会的な問題となっている。今まで点 検や維持管理が比較的行き届いていると思われていた国内の基幹国道や高速道路にお いても,部材破断などの重大損傷が生じている。構造物の老朽化に伴い,この種の重大 損傷は今後増大することが想定され,何らかの対応が必要と思われる。

現在の構造物の設計手法では全ての部材や構造部位が健全であること,荷重が想定内 であること,を前提に構造システム全体の安全性を評価している。しかし,このような 安全性評価手法では,全ての部材・部位の健全性を確認し,巨大地震時等に対しても想 定内としなければならない。結果として上記2つの事故事例にあるように,部材・部位 の人為的設計ミスや,経年劣化には対処できない安全性評価手法となっている。本研究 では,インフラ構造の一部が経年劣化や想定外の荷重により損傷または破壊した際に, その構造システム全体の安全性や第3者被害に対してどのような影響があるかを,構造 システムのリダンダンシー(冗長性)として評価する手法を開発することを目的とした。

リダンダンシーを評価することによって損傷シナリオ(部材・部位)毎の安心・安全 に関わる重要度が判定できる。今後,限られた予算の中で膨大なインフラの維持管理を 効率的に行うには,個々のインフラ構造の安全性にとって,どの部材・部位が重要かを 特定し重点的に点検する必要がある。そのためには,リダンダンシー解析が有効であり, 限られた予算で多数の構造物の維持管理行う上でも重要な研究テーマといえる。

本研究では1年間の研究期間で成果を挙げるため、対象を鋼橋に絞り、以下の検討を 行った。

(1) 過去の重大事故を学ぶケースメソッドの作成

(2)損傷シナリオの整理

(3) リダンダンシー評価における荷重レベルの検討

- (4) リダンダンシー解析のケース・スタディの作成
- (5) リダンダンシー評価ガイドラインの作成

(1)ではミネアポリスの I-35W 橋の落橋事故等に関し,事故へ至る経緯をとりまとめた。(2)では過去の損傷事例を調査し,鋼橋における損傷シナリオを取り纏め,リダン ダンシー評価における破断想定部材設定の基礎資料とした。リダンダンシー評価におい ては、ある部材が損傷を受けた後の余耐力を評価するため、初期設計時における交通荷 重を 100%考慮することは、過剰に安全と思われる。そのため(3)において交通荷重の 発生確率を検討し、リダンダンシー評価における活荷重レベルの推奨値を検討した。(4) はケース・スタディでトラス橋、桁橋、アーチ橋についてリダンダンシーの評価事例を 紹介している。これは実務において計算例として利用していただく事を想定している。 現状ではリダンダンシー評価の標準的な手法は確立されておらず、評価結果は評価を行 う技術者の技量等に大きく依存する。しかし、点検・維持管理の重点化や優先順位決定 のためにリダンダンシー評価結果を利用するためには、標準的なリダンダンシー評価手 法の確立が必要である。そのため、(5)において評価手法のガイドライン(案)をまと めた。

この報告書において、リダンダンシー解析のケース・スタディにおける計算手法とガ イドラインが必ずしも整合していない部分があるが、報告書をとりまとめの時間的な制 約もあり、ご寛恕を請うともに、今後の発展に期待したい。さらに、今回の検討では構 造系の全体崩壊にのみ着目したが、橋の機能面での限界状態や第3者被害に関する限界 状態にも着目した崩壊危険部材(Fracture Critical Member)を考慮する必要があるように 思う。

最後に,短期間の間に成果をまとめられた研究メンバー各位に,この場を借りて感謝 いたします。特に,精力的に研究のとりまとめをして頂いた幹事長の吉岡勉様には大変 お世話になりました。本当に有り難うございました。また,本研究の一部は土木学会の 重点研究に採択され研究助成を受けて実施されました。謝意を表します。

## 土木学会 鋼構造委員会

## 鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会

## 委員構成

(50 音順, 敬称略)

委員長	奥井 義昭	埼玉大学大学院 理工学研究科
副委員長	岩崎 英治	長岡技術科学大学 環境・建設系
幹事長	吉岡 勉	大日本コンサルタント(株) 東北支社
委員	荒木 健二	三菱重工鉄構エンジニアリング(株) 橋梁事業本部
委員	小野 秀一	(一社)日本建設機械施工協会 施工技術総合研究所
委員	加藤修	(株)ニューブリッジ 設計部
委員	小室 雅人	室蘭工業大学大学院 工学研究科
委員	永谷 秀樹	宮地エンジニアリング(株) 技術本部
委員	野中 哲也	(株)耐震解析研究所
委員	林健治	大阪工業大学 工学部 都市デザイン工学科
委員	日向 優裕	川田工業(株) 鋼構造事業部
委員	藤野 明義	(株)横河技術情報 システム部
委員	馬越 一也	(株)耐震解析研究所
委員	三木 英二	(株)横河ブリッジ 橋梁営業本部
委員	見原 理一	JIP テクノサイエンス(株) 解析ソリューション事業部
委員	森山 佳樹	(株)IHI インフラシステム 都市高速部
委員	山沢 哲也	鹿島建設(株) 土木設計本部 設計管理部
委員	由井 幸司	伊藤忠テクノソリューションズ(株) 科学システム事業部
連絡幹事	金子 傑	パシフィックコンサルタンツ(株) 交通基盤事業本部
前委員	西行 健	三菱重工鉄構エンジニアリング(株) 橋梁事業本部
前委員	松田 岳憲	(株)横河ブリッジ(元(株)サクラダ)

目	次

### <u>1 はじめに</u>

1.1	リダンダンシーとは	1
1.2	事故事例	3

### <u>2 既往事例とリスク評価</u>

2. 1	リダン	レダンシー評価の維持管理への利用とリスク評価	6
2. 2	重大事	事故のケースメソッド	24
2.	2.1	ミネアポリス I-35₩ 落橋事故	24
2.	2.2 7	k曽川大橋の斜材破断事故	25
2.3	活荷重	重の取扱い	28

### <u>3 リダンダンシー評価のケーススタディ</u>

3. 1	概要	45
3. 2	損傷事例	46
3. 3	鋼ゲルバートラス橋	75
3.4	鋼鈑桁橋	81
3	.4.1 鋼多主桁橋の線形リダンダンシー解析	81
3	.4.2 鋼二主桁橋の線形リダンダンシー解析	131
3	.4.3 鋼多主桁橋の非線形リダンダンシー解析	154
3	.4.4 鋼二主桁橋の残存耐荷力解析	183
3	.4.5 桁端付近の腹板に疲労き裂を有する鋼I桁の残存耐荷性能解析	189
3. 5	鋼アーチ橋	196
3.6	鋼トラス橋の動的リダンダンシー解析	236
3.7	トラス格点部の耐荷力評価	269

<u>4 ま</u>	とめと今後の課題	
4. 1	まとめ	284
4. 2	今後の課題	286
付録A	シェル要素を用いた動的リダンダンシー解析例	287

#### 頁

## 1 はじめに

#### 1.1 リダンダンシーとは

リダンダンシー(冗長性)とは、一般に余分な部分を付け加えることで、機能の安定化が図ら れていることを意味する。よく知られている情報工学における例では、パリティと呼ばれる余分 なデータを本来の情報データに追加することで、データ転送時や読み取り時の誤りを検出できる 仕組みを用いている。

構造工学の分野では,静定構造より不静定構造の方が,2 主桁橋より多主桁橋の方が,より冗 長性のある構造と一般に考えられているが,冗長性の尺度や評価手法について余り明確な定義や 方法がないのが現状である。

世界的にみて、リダンダンシーの概念を橋梁の設計・製作・維持管理に取り入れているのは米 国のみであり、リダンダンシーは AASHTO 荷重抵抗係数設計基準 1) (以下, AASHTO LRFD と 略記)では "the quality of a bridge that enables it to perform its design function in the damaged state." と定義され, AASHTO: The Manual for Bridge Evaluation2) (以下 AASHTO MBE と略記)では "the capability of a bridge structural system to carry loads after damage to or the failure of one or more of its members." と定義されている。

ここでのリダンダンシー定義は部材の損傷もしくは破壊後でも構造全体系の耐荷力もしくは機 能を維持する能力と定義しており、その意味で after-fracture redundancy と呼ばれることがある。し かし、リダンダンシーを定量化するために必要となる loads (荷重)としてどの荷重をどのレベルま で考えれば良いかや、damage (損傷) や failure (破壊) としてどのようなものを考えれば良いかと 言った規定は必ずしも明確に定められていない。

その一方で、AASHTO LRFD ではリダンダンシーの有る橋梁と無い橋梁の設計を明確に区分し ている。具体的には崩壊危険部材 (Fracture critical member)を、"Component in tension whose failure is expected to result in the collapse of the bridge or the inability of the bridge to perform its function." と定義 している。そして崩壊危険部材を含む橋梁 (Fracture critical bridge と呼ばれる、以下 FCB と略記) はリダンダンシーの無い橋梁に分類され、設計時の安全率を通常の橋梁より 5%大きくしなければ ならない。

このような配慮は設計時だけに留まらず,製作時における非破壊検査や高靱性の鋼材の使用が 崩壊危険部材には義務付けられている。さらに,連邦政府の検査基準である National Bridge Inspection Standards でもリダンダンシーの無い橋梁の供用時における定期検査期間を通常の橋梁 に較べて短く設定し,かつ崩壊危険部材に関しては Hands-on inspection (近接目視検査)を義務化し ている。また, AASHTO MBE に基づき行われる既設橋の耐力評価 (Load rating) においても,リ ダンダンシーの無い橋梁は耐荷力を 15%低く評価される。

このように、米国においては、リダンダンシーの無い FCB 対して非常に大きなペナルティが課 せられている。文献 3)によれば、リダンダンシーの無い FCB は初期建設コストで 8%程度の増加 に留まるが、維持管理に必要なライフサイクルコストは、これよりも非常に高くなり、FCB でな い橋梁の 2 倍から 5 倍に達すると言われている。当然のことながら道路管理者は新設橋梁におい ては FCB を避ける傾向にある。しかし、欧州や日本国内で2 主桁橋や1-Box の橋梁が多く建設され、比較的良い状態であることから、米国内においても現在の FCB の定義について疑問があるようである 3)。

【1.1節 参考文献】

- 1) AASHTO : LRFD Bridge Design Specifications, 2012, Washington, DC.
- 2) AASHTO : The Manual for Bridge Evaluation, Second Edition with Interim, MBE-2-M, 2011, Washington, DC.
- Connor, R.J., Dexter, R., Hussam, Md.: Inspection and Management of Bridges with Fracture-Critical Details, NCHRP SYNTHESIS 354, 2005.

#### 1.2 事故事例

構造物のリダンダンシーを考える上で、過去の事故事例を検証することは、非常に有益であり、 リダンダンシーの考え方自体、事故を教訓として発展していったと言っても過言ではない。 本節では、橋梁の事故事例をリダンダンシーの観点により整理する。

米国においては、1967年のシルバー橋や1983年のマイアナス橋の落橋の大惨事を受け、崩壊の要因となったリダンダンシー(冗長性)のない引張部材の破断に対し、FCM(Fracture Critical Member:崩壊危険部材)の概念が導入された。また、2007年のI-35Wミシシッピ川橋梁の崩壊を受け、再び関心が高まった。

AASHTO の LRFD 基準では,FCM は「破壊すると橋梁の崩壊や機能不全を招く引張部材」と 定義されている。また,AASHTO 基準おいては,冗長性についてより幅広い概念として捉え,「橋 が,損傷状態において,設計上の機能を維持できる性質」と定義されている。

冗長性に欠ける部材としては,

- FCM
- 下部構造
- ・圧縮部材で崩壊を招く恐れがあるもの

・ 鋼材以外の部材

などが挙げられている。

- また、冗長性は、以下の3類型により議論されることが多い。
- ·内的冗長性
- ·構造冗長性
- ·荷重経路冗長性

以下に冗長性に欠け,崩壊に至った事故の一例 を挙げる。

1967年、ウェストバージニア州のオハイオ川に 架かるシルバー橋(ポイントプレザント)が崩壊 し、46名が死亡した(図-1.2.1)。崩壊は、主径 間を支える冗長性がないアイバーのうちの1本が 破断した結果であり、このアイバーが FCM であ ったことが証明された。破断の原因は、アイバー の疲労と断定されたが、アイバーの形状と当時の 材質からの脆性破壊が原因ではないかという見 解もある。この崩壊は、材料基準、設計、製作、 工場検査、供用中の点検、鋼橋の維持管理におけ る多くの変化のきっかけとなった。



図-1.2.1 シルバー橋の崩落状況<sup>2)</sup>

1983年、コネチカット州 I-95線のマ イアナス橋(1957年建設)が崩壊し、 3人が死亡した(図-1.2.2)。崩壊は、 カンチレバーアームと吊径間をつなぐ ハンガーのピンの片側が緩んで外れた、 逆側のピンのみに荷重が移動し、ピン が割れて引き起こされたものであった。 この橋の崩壊は、シルバー橋のアイバ ー同様、本橋のピンと吊り材の組み立



一方,以下に重大損傷が生じても落 橋に至らなかった事故の一例を挙げる。

図-1.2.2 マイアナス橋の崩落状況<sup>3)</sup>

ウィスコンシン州のミルウォーキー川に架かる Hoan 橋は 2000 年 12 月 13 日に,南側アプロ ーチ径間の鋼製桁にクラックが発見された。3 主桁の内,2 主桁に深いクラックがあり,破壊に 近い状況であった(図-1.2.3)。

ただちに道路の北行き・南行きを通行止めとした。最も深刻な北行きの道路は、12月28日に

破損箇所を爆破撤去し、南行きの道路は、 2001 年2 月17 日に対面通行で解放した。

上記のような重大な損傷が生じたにも 関わらず、本橋が崩壊に至らなかった要 因としては、部材冗長性とも呼ばれる内 的冗長性によるものと考えられる。本橋 は、コンクリート床版と鋼桁の複合構造 であり、部材が複数の要素で構成され、 一つの要素内で発生した破壊が隣接する 他の要素に直接波及しない部材が有する 冗長性を有していたと考えられる。

以上の事故事例から言えることは,損

図-1.2.3 Hoan 橋の損傷状況<sup>2)</sup>

傷が生じて崩壊に至るか否かは、冗長性の大小、FCMの有無によるところが大きく、構造物の設計において、リダンダンシーを確保することの重要性を教訓として示すものである。表-1.2.1に 過去の代表的事故事例を崩壊に至ったか否かに分類し示す。

【1.2節 参考文献】

- 1) 橋梁の落橋および重大損傷事例に基づく既設橋梁の性能評価方法に関する研究(平成 20 年度 報告),財)道路保全技術センター,道路構造物保全研究会,性能評価委員会,平成 21 年 3 月.
- Transportation Research Board : Inspection and management of bridges with fracture-critical details, NCHRP synthesis 354, 2005
- 3) Federal Highway Administration HP
- 4) Hoan Bridge Forensic Investigation Failure Analysis Final Report, 2001.6
- 5) 「荒廃する日本としないための道路管理」:国土交通省

橋梁名	橋梁形式	架設年次	落橋損傷	落橋種別	原因	損傷先行部材	FCMの判定	落橋・損傷状況	落橋・損傷原因
シルバー橋 (ポイントプレザン ト橋)	3 径間連続吊り橋 (アイバー形式)	1972年	1983年	落橋	疲労	アイバー チェーン	0	1967年12月15日突然の吊り橋を支える鋼板チェーン の一部が破断し、本橋は通行車両24台と共に落下、 死者46名。	上流側の搭から2番目のアイバー破断が原因で落 鱶、アイバーの疲労と断定。
I-95(マイアナス 橋)	鋼桁(ピン&ハンガー 形式)	1958年	1985年	落橋	ピン緩み	ピンハンガー	0	1983年6月、米コネチカット州マイアナス河に架かる 橋の吊り径間が崩壊、4 台の車両が落ち3名が死亡。	ハンガーとピンで吊る構造であり、片方のピンが緩 んで外れたため、逆側のピンに荷重が移動し、ピン が割れて落橋した。
Ynys-y-Gwas bridge (セグメント橋)	ポストテンションPCセ グメント橋(PC-I桁、 ホロー桁)	1953年	1989年	落橋	腐食	PC鋼材	0	1985年、英国、南ウェールズで施工後32年経過した 道路橋が、何の予兆もなく突然崩壊した。	ポストテンションI桁橋のセグメント目地部からPC グラウト充填不良のシース内に塩分が浸入し、主桁 PC鋼材が腐食して破断した。
新管橋	単純PCポストテンショ ン箱桁橋 (外ケーブル 方式)	1965年頃	1990年	落橋	腐食	PC鋼材	0	1989年6月15日正午過ぎ、10 t ダンプトラックが通過 しようとしたところ、最初に支間中央部が折れ、さ らに両岸から7面前後のブロックつなぎ目で3つに折 れて川に落ちた。幸い人身事故には至らなかった。	簡聚点検を実施していなかったので、外ケーブルPC 鋼像が腐食していたことに気がつかず、破断したた めとみられる。
島田橋	ゲルバー式PC斜版橋	1963年	1994年	落橋	腐食	PC斜ケーブル	0	1990年7月18日早朝、4 tトラックが通過しようとし たところ、桁を支える4本の斜村ケーブルのうち2 本が切れ、桁がいの字に折れ曲がった状態で、川に垂 れ下がった。トラックは桁の上を約20m滑り落ちた が、ガードローブに引っかかって川への転落は免 れ、幸い人身事故には至ちなかった。	襲渠点検を実施していなかったので、桁を吊るPC ケーブルが腐食し破断した。
聖水大橋(ソンス)	ゲルバー式鋼トラス橋	1979年	1995年	落橋	溶接不良	ゲルバー部 吊材	0	1994年10月21日、中央ゲルバー部(48m)が突然崩 落。これに伴い、市内バスや常用車6台が落下し、32 人が死亡、17人が負傷。	中央の吊り桁を鋼製トラスから吊っていた1形断面 の吊り部材の溶接不良が主原因と考えられる。
阪神高速道路の橋梁 (コンクリート橋)	PCゲルバーヒンジ(ビ ルツ構造)等	1969年	1995年	落橋	地震	RC橋脚	0	1995年1月17日、兵庫県南部地震により18径間635m が倒壊した。この地震による被害極要は死者6433 名、行方不明者3名、負傷者4万人以上。	想定を上回る大きな地震力に対して、十分な抵抗力 を発揮できない構造であり、概ね纏脚高さ方向中間 部にある軸方向鉄筋段落し部辺りでせん断破壊が親 察された。
阪神高速道路の橋梁 (鋼橋)	2径間単純鋼鈑桁橋、 PC張り出し式RC橋脚 (単柱円形断面	1979年	1995年	落橋	地震	RC橋脚	0	1995年1月17日、兵庫県南部地震により2径間70mが 落極した。この地震による被害概要は死者6433名、 行方不明者3名、負傷者4万人以上。	想定を上回る大きな地震力に対して、十分な抵抗力 を発揮できない構造であった。鋼製獲脚では、パイ ブ断面柱の弾塑性曲げ座屈、脆性破壊、また箱形断 面柱の局部座屈が観察された。
西宮港大橋と隣接桁 橋	ニールセンローゼ桁橋 単純銅箱桁	1993年	1995年	落橋	地震	ピボット支承 桁連結装置	0	1995年1月17日、兵庫県南部地震により1径間52mが 落極した。この地震による被害概要は死者6433名、 行方不明者3名、負傷者4万人以上。	想定を上回る大きな地震力を受け、ビボット支承の 破壊、桁連結装置の破断、液状化や地盤流動などが 複合して落橋したと推測される。
Low's moter speedway pedestrian bridge	PC橋	1995年	2000年	落橋	腐食	PC鋼材	0	2000年5月20日、米国ノースカロライナ州の108レー シング場で、駐車場と会場を結ぶ歩道橋が崩壊し、 構築上を通行していた観客107人が負傷した。	グラウトに塩化物を多量に含む早強材が使用され、 グラウト注入口から浸透した水がPC鋼材を腐食・ 破断させた。
朱鷺メッセ連絡歩道 橋	吊り型トラス橋	2003年 3月	2003年8月	落橋	構造欠陥	複数あり (斜材,上弦 材, PC床版)	損傷部材が 多く,判定 不能	2003年5月26日に朱鷺メッセ連絡橋の中央支間部48m が突然崩落。この事故による死者及びけが人は幸い に1人も出なかった。また、事故当時の天候は強風 もなく晴天であった。	客価状況から判断すれば、直接原因は次の何かにある。 1.斜材ロット定着部コンクリートの破損 2.鉄育上弦材の破断または推照 3.PCに膨の曲げ破壊または準無用PC編上り鏡の
De La Concord overpass (コンコルド橋)	ゲルバーヒンジ式R C 方杖ラーメン橋	1968年 11月	2006年	落橋	構造欠陥	ゲルバーヒン ジ部のせん断 破壊	0	2006年9月30日 (土曜日) 午後12:30に突然に崩壊し た。その時橋梁下のAutoroute19を走行していた車両 2台を押し潰し、5名の人名を奪った。	受析側ゲルバーヒンジ部のせん断破壊であり、既存 不適合、施工ミス、塩害と凍害による複合劣化、維 持管理のリスク判断不良が指摘されている。
オークランドベイブ リッジIC橋	単純飯桁橋	不明	2007年	落橋	火災	鋼上部工	損傷部材が 多く、判定 不能	2007年4月29日、カリフォルニア州サンフランシス コ・オークランド・ベイブリッジ付近の高速道路イ ンターチェンジでタンクローリーが横転炎上した結 果、一部が溶け崩れ落ちた。	ガソリンを積載したタンクローリーがカーブでス ビードを出しすぎ、インターチェンジの鉄柱に激 突、炎上した。この炎上による強い熱気によって橋 柴上部工が溶け、崩れ落ちた。
無名橋 (香川県)	上路式単純鋼トラス橋	1955年	2007年	落橋	腐食	各トラス部材	損傷部材が 多く、判定 不能	2007年11月15日(木曜日)午後3時頃に3台のリフト 車が通過しようとたたところ、1 合目が渡り終えた 直後に中央部から崩壊し、2 合目のリフト車(総重 星 トン)が取締し、車体後部が留に浮く式焼と なった。この事故で2 合目のリフト車に同乗してい た34歳の男性が前面を打撲する軽傷を負ったが、他 に負傷者ははなかった。	法定外道路(私道)に果嬌されているので、無管理 による橋の老朽化とみられる。
ミネアボリス橋梁 I-35W	上路式鋼3径間トラス 橋	1967年	2008年	落橋	構造欠陥	トラス斜材 ガセットプ レート	0	2007年5月1日午後6時5分(日本時間2日午前8時5分) 頃、ミネソタ州I-35Wミシンッビ川渡河部の崩道路橋 が、通動時間帯に突如多数の車両を載せたまま崩壊 した。転落した車50台以上、死者13人。	事故調査報告書では、ガセットプレートの設計ミス (既存不適合)による強度不足を指摘している。
祭畤大橋	3径間連続非合成飯桁	1978年	2008年	落橋	地震	RC橋脚	0	2008年6月14日午前8時43分頃に発生した「岩手・宮 城内陸地震」により、祭畤大橋が落橋。	裏側の大規模な斜面崩壊に伴い、地盤と共に下部構 造が大きく移動し、橋脚の破壊と儀桁の落下。
辺野喜橋	単純銅飯桁橋	1981年	2009年	落橋	腐食	桁端部	0	2004年11月に、主桁内面に著しい腐食が認められ、 通行止めとした。 その後、研究目的で腐食の進行状況を監視したとこ ろ、桁端部の孔食、座屈、亀裂が散見され、2009年7 月15日の豪雨がトリガーとなって落橋した。	無塗装では使用してはならない地域で耐候性鋼材を 使用。
崩壊に至らなかっ	た事故事例								
Horn Bridge	鋼鈑桁	1974年	2000年	重大損傷	疲労	主桁ウェブ	×	2000年12月13日に南側のアプローチ径間の鋼製桁に クラックが発見された。ただちに北行き、南行きを 道行止めとし、破断原因の究明や復旧方法の検討を 開始した。	機棚プレートと接続プレートとの溶接部がクラック の発生しやすい構造であった。この構造が極端に高 い拘束とウェブブレートかかる応力の原因となっ た。
名阪国道山添橋他	単純非合成飯桁	1971年	2007年	重大損傷	疲労	主桁ウェブ	×	2006年10月2日、点検作業中、名阪国道「山添橋」 (上り傷)の主桁鋼材に約1mの龟裂を発見した。 その後の点検により他3橋にも亀裂を発見、原因完 明や保全対策等を検討するため「検討委員会」を設 置。	損傷原因は現段時では特定できないとしたうえで、 ①疲労耐久性に劣る古い溶接維手構造の存在②大型 車両の通行が多い厳しい条件下③鋼材の材質や気温 の急激な変化を挙げている。
成田橋	下路式鋼単弦ローゼ桁 橋	1979年	2007年	重大損傷	溶接不良	アーチ吊材	<b>亀</b> 裂が小さ く、判定不 能	中央分離帯のコンクリートに埋め込まれている13箇 所のアーチ鉛直部村(鋼性)の内1箇所について、 付け根のコンクリートを除去し点検した結果、き裂 が確認された。	溶接作業の過程で発生した溶接割れの可能性。
木曽川大橋	下路式鋼単純平行弦 ワーレントラス橋	1963年	2007年	重大損傷	腐食	トラス斜材	×	2007年6月20日橋梁点検準備中にH型鋼トラス斜材の 破断を発見。緊急点検により斜材の腐食は他にもあ ることが判明。急遽補強工事に着手。	コンクリート接触部上面の滞木、交通振動により発 生した隙間からの進入水、鋼材の防食効果削減、破 断。
君津新橋	PCローゼ桁	1973年	2008年	重大損傷	腐食	アーチ吊材 (PC鋼棒)	×	2008年10月23日に吊材のPC鋼棒が破断していること が判明した。市では直後より橋柴を全面通行止めと し、破断原因の究明や復旧方法の検討を開始した。	吊材のPC鋼棒が腐食破断したためと考えられる。
権現橋	PCポストテンションT 桁	1961年	2008年	重大損傷	不明	主桁 (支点上)	×	5年に1度の定期点検においてP3支承上の67桁の支 承上部にひび割れが認められ、2008年10月8日に車線 規制が行われた。	損傷の原因は不明であるが、ひび割れが主PC鋼材を 跨いでいる。

## **表-1.2.1** 落橋・重大損傷事例の整理

## 2 既往の事例とリスク評価

#### 2.1 リダンダンシー評価の維持管理への利用とリスク評価

#### 2.1.1 はじめに

米国では、1930年代、ニューディール政策の一環として公共事業が促進され、社会基盤施設が 大量に建造された。その結果、1980年代には、この高度経済成長期に建造された多くの構造物が 老朽化や不十分な維持管理により欠陥構造物として社会的な問題となり、維持管理に対し、早急 な対策を講じる必要に迫られ、いわゆる、「荒廃するアメリカ」<sup>1)</sup>を防ぐ抜本的な対策が打ち出さ れたのは周知のとおりである。

1980年代,「荒廃するアメリカ」を受けて,日本でも,社会基盤施設の維持管理の重要性が認 識されつつあったが,社会基盤施設が大量に建造された高度経済成長期(1960年代~1970年代初 頭)から10~20年程しか経過していないため,構造物の老朽化がまだ顕在化せず,維持管理の機 運は高まらなかった。1990年代,未曾有の阪神・淡路大震災を経験したが,維持管理に関して, 特に,大きな問題となることはなかった。

2000 年代,漸く,我が国でも,「荒廃する日本」とならないため,維持管理の重要性は衆目の 一致するところとなり,産官学の多くの機関で維持管理,予防保全,アセットマネジメント等<sup>2)</sup> の研究・開発・試行が進められるようになった。しかしながら,新設工事と比較して,既設構造 物の維持管理に対するコストについては十分な検討・配慮がなされていなかったこともあり,維 持管理に対す取り組みが十分とは言い難い状況が続いた。

2000年代後半以降,社会基盤施設の老朽化による重大事故が相次ぎ,改めてインフラ再生・長寿命化に向けて,抜本的・合理的な維持管理システムの構築が社会的に最も重要な要請の一つとなっている。

本章では、以上の背景を受けて、合理的な維持管理を実施する上で、対象となる構造物のリダ ンダンシー (Redundancy) 解析が有効な手段となることを明らかにする。また、リダンダンシー 解析は、航空機の分野で有力な手法として展開されているフェールセーフ設計、損傷許容設計や 破壊制御設計<sup>3)</sup>におけるフェールセーフの概念と基本的には同一のものであり、それらの設計法 と有機的に連結して、より効果を高める点検・モニタリングがリダンダンシー解析の成果を受け て、同様に必要となることを最近のリスクベース工学の観点から説明する。

っぎに、リダンダンシー解析の対象となる構造物・部材の損傷・破断・崩壊のシナリオを過去 の事故例から整理する。また、維持管理の前に橋梁の安全施工管理に対し、リスクベース工学<sup>4)</sup> を適用した利点について、実橋への適用例を通して明らかにし、併せて、フェールセーフ設計(リ ダンダンシー解析に対応する)と橋梁モニタリングの重要性を示す。ここでは、フェールセーフ 設計の結果を受けて、モニタリングを実施する意義を取り纏める。

最後に、リスクベース工学<sup>5)</sup>におけるリスク評価の考えを導入し、リダンダンシー解析を通し て点検・モニタリングの重点箇所を特定することができることを説明する。その結果、合理的な 維持管理を実施する上で、リダンダンシー解析が不可欠であることを明らかにする。

#### 2.1.2 フェールセーフとリダンダンシー

航空機の設計では、1954年に起きた世界初のジェット旅客機の墜落事故を契機として、安全寿 命設計(Safe life design)からフェールセーフ設計(Fail safe design)に移行した。フェールセーフ 設計は、万一、構造系の一部が破断しても、系全体が致命的な破壊(崩壊)に繋がらないように 多重安全性(冗長性を同意語であり、リダンダンシーに対応する)を考慮するものである。例え ば、スペースシャトルの機体は二重のフェールセーフ設計がなされている。フェールセーフの概 念は、構造物や部材に欠陥、損傷やき裂が存在することを前提とした破壊力学の進展に伴い、種々 の領域に展開され、鋼橋では、疲労設計の一部にその概念が採り入れられている(図-2.1.1参照)。

フェールセーフ設計では、供用期間中に検査でき裂を発見し、当該部品を修理・交換すること によって安全性が確保される。しかし、1969年、非破壊検査で検出できなかった欠陥を起点とし て疲労き裂が発生し、重大な事故に繋がったジェット戦闘機の事例を受けて、フェールセーフ設 計から損傷許容設計(Damage tolerant design)へ移行した。損傷許容設計<sup>3)</sup>は、フェールセーフ設 計の概念をベースに置き、破壊力学を積極的に活用して、疲労き裂の進展を定量的に把握し、脆 性破壊に至る限界欠陥寸法までに非破壊検査により検出しようとするものである。したがって、 損傷制御設計は、フェールセーフ設計と検査・モニタリングがその中心となり、限界欠陥寸法を 捉えるという観点から、破壊制御設計(Fracture control design)とも呼ばれている(研究者によっ ては、両者は異なると考える事例もある)。破壊を積極的に制御するという考え方は、その後、和 田らによって、建築の分野では、損傷制御設計へと展開されている<sup>6</sup>。

土木の分野では、従来の許容応力度設計から限界状態設計(仕様規定から性能規定)へ以降が 進められている。近い将来、信頼性設計への移行が完了するものと考えられている。ところで、 このような方向のみで、構造物の安全・安心が確保できるか、問題である。東日本大震災を契機 として、リスクを評価する必要があることが判明した。すなわち、種々の想定外に対して、どの ように取り組めばよいか、その具体的・系統的な方法を提言するのがリスクベース工学であり、 既に、種々の分野で導入を含めた取り組みがなされている。リダンダンシー解析<sup>っ</sup>は、シルバー 橋の崩壊事故(1.2節参照)を受けて、1970年代後半から1980年代初頭に確立された評価法であ り、歴史的な背景から、フェールセーフ設計の概念を基準として設けられたものと言える。した がって、維持管理を実施する上で、モニタリングと併せて活用することが肝要である。



図-2.1.1 フェールセーフ・損傷許容設計(破壊制御設計)とリダンダンシー

#### 2.1.3 リダンダンシーとリスクベース工学

典型的なリスク評価の手順を図-2.1.2に示す。同図は、リスクベース工学に基づく一般的なフ ローを示したものである<sup>5)</sup>。したがって、橋梁の分野における安全施工管理や維持管理に容易に 展開することができる。以下に、その手順を要約する。

- ①まず、過去の事故の要因分析を行い、破壊・崩壊モードを推測する。これは、リスク分析における事故や損傷等の特定に対応する。
- ②つぎに、リスクを特定した後、リスクの優先順位を決定するため、リスクが顕在化する確率 (あるいは可能性)及びリスクが顕在化した場合の事故の規模を定量的・定性的に把握する (リスク算定を行う)。
- ③リスクマトリックスを用いて,対象とするリスクが許容できるレベルにあるか否かを判定し, 許容できないレベルにある場合,リスクの低減対策を実施し,残留リスクを評価する。

以上が,リスク評価の手順であり,その精度を向上させるためには,過去の事故(破壊・崩壊 等の損傷)例のデータベース化が不可欠である。また,別途,数値解析等により構造物の崩壊メ カニズムを検討して,要因分析や崩壊モードの同定を行うことも有効である。したがって,フェ ールセーフ設計やリダンダンシー解析を実施することは有意義である。

っぎに、実際のリスク低減(Risk reduction)対策として、リスクの軽減(Mitigation)について は、事故の誘因となる現象を点検・モニタリングすることが重要である(例えば、橋梁では、橋 梁モニタリングシステムの開発・適用)。また、リスクの回避(Risk avoidance)については、フェ ールセーフ設計の適用が有効である。橋梁のリスクを低減する方法として、これらの軽減と回避 が最も有力であると考えられるので、以上の展開を図り、PDCA サイクルを通してスパイラルア ップを行うことにより、安全性を確保できるものと考えられる<sup>5)</sup>。



図-2.1.2 典型的なリスク評価の手順(後述の安全施工管理へ適用)

なお,リスクは,

リスク=リスクの大きさ(規模・影響度)×リスクの発生確率(頻度)

で与えられる<sup>4)</sup>。縦軸にリスクの発生確率,横軸にリス クの大きさをとり,整理したものが図-2.1.3に示すリス クマトリックである。ここで,リスクの発生確率は,過 去の事故事例の件数からその値(頻度)を決定すること ができる。一方,リスクの大きさについては,リダンダ ンシー解析では,当該部材が崩壊危険部材(Fracture Critical Member)となったその個数とすればよい。ただ し,個数だけではなく,引張部材が降伏点を超えたレベ ルをレーティングとして,また,部材の重要度を重みと して掛けた値の総和とすることも考えられる。



(1)

図-2.1.3 リスクマトリックス

以上, 2.1.2 項と 2.1.3 項より, リダンダンシー解析は, フェールセーフ設計に対応し, リス クベース工学との関連を整理すると, 維持管理における有力な情報を提供し, FCM を同定し, そ のリスク評価を実施することにより, 点検・モニタリングにおける重要な箇所を特定することが できる。したがって, 合理的な点検・モニタリングを実施できるようになり, リスクを大幅に低 減することが可能となる<sup>5</sup>。

#### 2.1.4 リダンダンシー解析の対象となる損傷・破断シナリオ

過去の事故例を学ぶことは「失敗学」と対応し,経験に基づく科学的な法則を導出する一つの 方法となり得るものと考えられるが,事後保全と同様に,事故が発生した後に,その原因究明の ために実施するのではなく,リスク評価に基づき,経験した結果から将来起こり得る全ての事柄 に対し,予防保全的に対処することが望まれる。そのためには,より合理的に構造物や部材の損 傷・破断のシナリオを設定しなければならない。そこで,ここでは,過去の事故例を踏まえて, 事故のシナリオを分類するものとする。

(1) 疲労き裂の安定進展に伴う部材の破断

溶接止端部から疲労き裂が発生・進展し,安定的な進展を伴って最終的には脆性破壊に移行し て破断するタイプであり,リダンダンシー解析を実施する前に限界欠陥寸法の算定が必要となる。 解析としては,疲労き裂進展解析,線形破壊力学に基づく応力解析(脆性破壊発生の可能性の検 討と限界欠陥寸法の算定),き裂進展後の脆性破壊発生時におけるリダンダンシー解析が挙げられ る。き裂の進展に伴う残留応力の再配分や破断前までの塑性変形等による破断荷重に及ぼす影響 を検討する必要がある。なお,脆性破壊発生時の衝撃係数の検討が必要なことは言うまでもない。

(2) 通常の部材破断

腐食・疲労損傷後,断面欠損があまり大きくない段階で脆性破壊するタイプがこの例であり, 通常のリダンダンシー解析で検討されているものであり,衝撃係数は 1.854 として与えられるこ とが多い。木曽川大橋の事例<sup>8)</sup>でも,このようにして取り扱われている。しかし,同橋の場合, コンクリートに埋め込まれた斜材が腐食損傷し,また,疲労等の影響も加わって,最終的には,

-9-

脆性破壊したことが報告されているが, 脆性破壊に至るまでに鋼とコンクリートの付着により, 応力の再配分が行われていたことが推察される。すなわち,付着により軸力の多くが解放され, 脆性破壊発生時の軸力は元の軸力よりもかなり低下したものと思われる。このことは,本庄大橋 の斜材において付着を切った際に脆性破壊した事例<sup>9</sup>からも明らかである。したがって,このよ うな事例では,軸力と衝撃係数の低減を考慮したリダンダンシー解析が必要となる。

(3)構造細目の破断

ミネアポリスの I-35W 橋では,設計ミスにより,ガセットプレートが強度不足となったため, 部材の一部ではなく,複数本の部材が同時に損傷・破断した。このような事例<sup>10)</sup>のように,構造 細目が破断した場合について,リダンダンシー解析を実施するものである。その影響は非常に大 きく,構造物の崩壊に繋がる事例であるが,そのようなリスクの可能性は非常に低く,予防保全 的な解析は設計者の意志に委ねられるべきと考える。なお,崩壊危険細目 (Fracture critical detail) は,多くの部材が結合する部位が構造系の崩壊に繋がる事例を表すものであり,上記のガセット プレートがその一例である。

(4) 腐食損傷・疲労損傷

腐食損傷や疲労損傷した部材や構造物について、その残存耐荷性能を評価する解析も、万一、 部材の一部が損傷した場合、構造系全体の崩壊に繋がらないかを検討するものであり、フェール セーフの概念に基づく解析の一例と考えられ、リダンダンシー解析とも関連する。構造物の老朽 化に伴い、最近、この種の解析事例が多くなっているが、リダンダンシーの重要性を再確認する ものの一つである。

#### 2.1.5 安全施工管理へのリスクベース工学の適用

#### (1)概要

安全で安心な社会の構築に向けて、その基礎となるリスクマネジメント(Risk Management)の 重要性が多方面で強調<sup>11)</sup>されているのは周知のとおりであり、リスクベース工学(Risk-Based Engineering)が工学的な枠組みを利益と損失などの社会的ニーズに繋げるための系統的な方法と して提唱<sup>4)</sup>されている。

橋梁の架設においても、安全性を確保することは最も重要な課題であるが、従来から、施工管理における安全性の確保は、経験的な方法に基づく安全管理、すなわち、セーフティ・アセスメント<sup>12)</sup>に基づく管理が主体となっている。そのため、リスク評価に基づく、より合理的な方法論に立脚した手法の展開が望まれているが、未だに実施されていないのが実状である。

ここでは、橋梁の架設に、安全性を確保する観点から、セーフティ・アセスメントの他に、リ スクベース工学に基づく施工(Risk-Based Construction:以下,RBCと呼ぶこととする)を導入し た場合の考え方や手順を示す<sup>5)</sup>。また、既に提案されている橋梁の安全施工管理<sup>13)</sup>は、RBC に類 似するものであるが、リスク評価や系統的・合理的な取り扱いの点で異なることを明らかにする。 さらに、過去に実施した安全施工管理にRBCを適用した場合の有効性を検討している。

#### (2) リスクベース工学に基づく橋梁の安全施工管理

1990年以降,アーチ橋の倒壊事故が相次いで発生したことを契機として,鋼アーチ橋の架設工 事における安全性<sup>14)</sup>が問題となり,「アーチ型の橋梁建設工事における橋げた等の倒壊防止に関す る安全総点検について」という要請が国土交通省から出された。それを受け,鋼アーチ橋の架設 工事において,従来のセーフティ・アセスメント<sup>3)</sup>と併行して,安全性を主体とした施工管理, すなわち,安全施工管理(リスクマネジメントを意識したものではなく,構造の冗長性の観点か ら,フェールセーフの概念を導入した架設設計が,また,橋梁の情報化施工・架設精度管理への 援用を目的にモニタリング)が実施され<sup>13, 15</sup>,架設工事の在り方に大きな影響を与えたことは記 憶に新しい。

具体的には、ケーブル架設斜吊工法を用いた鋼アーチ橋の情報化施工を行うに当たり、施工管 理の安全性・信頼性を高めるため、安全性に重大な影響を及ぼす因子を常時観測・監視

(Monitoring:いわゆる構造ヘルスモニタリング)して,観測結果を施工に反映させるとともに, 危険な状態の場合には,警報を発して,緊急の対策を講じるための支援を行える安全施工管理シ ステム<sup>13),15)</sup>が開発された。また,同システムの実橋への適用が試みられ,有用性が確認された。

安全施工管理システムには,安全に対する抜本的な対策を講じるため,斜吊設備等の仮設構造 物を含めた架設構造系において,万一,系の一部が機能を果たさなくなっても,系全体が危険な 状態に至らないように確認・照査するフェールセーフ設計も含まれている。

鋼アーチ橋の安全施工管理の実施結果<sup>13), 15)</sup>から,フェールセーフに基づく架設設計法<sup>16)</sup>とモ ニタリングシステムは、それぞれ安全施工管理を実施する上で、有用な要素技術の一つであるこ とが確認されたが、その有効性を検証するまでには至っていない。そこで、本研究では、鋼橋の 安全施工管理へのリスクベース工学の応用(RBCの適用)を試み、フェールセーフに基づく架設 設計法の考え方・手順、モニタリングにおける計測項目・管理許容値を再整理するとともに、上 記の安全施工管理<sup>13), 15)</sup>への適用を通して、RBCの可能性・有効性を確認・検証することが主な 目的の一つである。

以下に、斜吊工法を用いたアーチ橋に対して採用実績が増えている安全施工管理、及び、安全施工管理をより系統化した RBC の概要を述べ、その違いを明記する。

(3) 安全施工管理とリスクベース施工



RBCの概要を説明するために、上路式ブレースドリブ鋼アーチ橋(図-2.1.4参照)の架設工事

に対して適用した場合<sup>13)</sup>を取り上げ,通常の安全施工管理との違いを整理する。本橋は,架橋地 点の制約から架設工法にケーブルクレーン・タイバック式斜吊工法が採用された。同工法は,ケ ーブルクレーン用鉄塔と斜吊用鉄塔を共有せず,斜吊用鉄塔に替わって橋脚にサドルを設け,こ のサドルを介してアーチリブを支持する斜吊ケーブルの張力を橋台側に設置された定着部に伝え る構造となっている。また,ケーブルクリップの増締め作業を高所で行う必要がない,という利 点があるため,比較的多用されている工法の一つである。

#### (a) 倒壊事故の要因分析と崩壊モードの推定

前述の「アーチ型の橋梁建設工事における橋げた等の倒壊防止に関する安全総点検について」 の中で、倒壊事故の事例として、斜吊工法を用いたアーチ橋の事例が報告されている<sup>14)</sup>。それを 受け、事故対策技術委員会の報告要旨を参考にして、図-2.1.4の鋼アーチ橋の安全施工管理が実 施された。ここで、同報告要旨では、アーチ部材の落下事故は、事故現場の状況から

1)塔頂金物の破断,

2)斜吊鉄塔水平材の破断,

3)斜吊鉄塔基部アンカーボルトの破断,

4)前方索のケーブルクリップ部の滑り,

5)ケーブルクレーン設備の破損,

6)後方索のケーブルクリップ部の滑り

の何れかの現象が先行して生じ,結果として,斜吊ケーブルに支持されていたアーチ部材が不安 定になり,事故が発生したものと推測された。同委員会で種々検討された結果,6)が事故の引き 金になったものと推定され,ケーブルクリップの締付け管理の徹底が実施された(リスク低減の 一つの対策と考えられる)。

上記の結果では、何れの場合でも、仮設構造物の一部が損傷・破断したことにより、斜吊ケー ブルが有効に機能しなくなり、架設構造系全体の倒壊に繋がったものと言うことができる。した がって、架設工事の安全性を保証するには、事故の引き金となる要因を事前に分析し、適切な対 策を講じるとともに、不測の事態が生じた場合にも、適切な対応を計ることができるように、換 言すれば、各架設段階における仮設構造物、特に、斜吊ケーブルとケーブルクリップの力学的な 変形挙動を的確に把握する必要がある。

ここで、安全施工管理では、要因分析と崩壊モードの同定を過去の事故例<sup>14)</sup>を参照して、定性 的に最もリスクが大きいと推定されるモード(斜吊ケーブルの破断もしくはケーブルクリップの 弛み)に対して、フェールセーフ設計が実施された。これに対し、RBCでは、図-2.1.2に示す手 順により、比較的リスクの大きい崩壊モード(斜吊ケーブルの破断もしくはケーブルクリップの 弛み、支承部の損傷、鉄塔の局部座屈等)に対して、フェールセーフ設計を実施し、架設構造系 の冗長性・余裕度を算出した。要因分析と崩壊モードの同定については、仮定した崩壊モードで 構造系の一部が損傷・破断した場合、引き続き、他の部材が損傷・破断し、構造全体系の崩壊に 繋がる危険性があるモードを崩壊モードとし、リスク算定・評価および低減の対策を講じるもの とした。その詳細は次項で述べる。

なお、米国では、構造系の Redundancy (冗長性) を確保する観点<sup>17)</sup>から、Fracture Critical Members (崩壊の危険性のある部材: FCM とは、米国の全国橋梁点検基準 National Bridge Inspection Standards によれば、橋梁の部分または全体の崩壊に繋がる可能性のある引張部材、引張を受ける 部位のある部材と定義されている。また,FCM を含む橋梁を Fracture-Critical Bridges と呼んでい る。)という概念を導入し,橋梁崩壊のメカニズムを有限要素法などの数値解析を通して検討し, それらの結果を踏まえて,その後の点検・診断,補修・補強,予防保全・長寿命化等の対策を実 施している<sup>17),18)</sup>。この Redundancy の解析は,要因分析や崩壊モードの同定を行う上で,また, リスク算定を行う上で一つの方法として参考になると思われるが,基本的には,後述のフェール セーフの概念を適用した手法と同一と考えられるので,その詳細は省略する。

#### (b) RBC による安全施工管理の手順

**RBC**の作業手順を図-2.1.2 に示す。リスクベース工学に基づく一般的なフロー<sup>5)</sup>を示したものであり,特に,橋梁の分野に特化した問題を含んではいないため,容易に展開することができる。以下に,手順を要約する。

まず,過去の事故の要因分析を行い,破壊・崩壊モードを推測する。これは、リスク分析にお ける事故や損傷等の特定に対応する。つぎに、リスクを特定した後、リスクの優先順位を決定す るため、リスクが顕在化する確率(あるいは可能性)及びリスクが顕在化した場合の事故の規模 を定量的・定性的に把握する(リスク算定を行う)。

リスクマトリックスを用いて、対象とするリスクが許容できるレベルにあるか否かを判定し、 許容できないレベルにある場合、リスクの低減対策を実施し、残留リスクを評価する。以上が、 RBC の手順であり、その精度を向上させるためには、過去の事故(破壊・崩壊等の損傷)例のデ ータベース化が不可欠である。また、別途、数値解析等により橋梁の崩壊メカニズムを検討して、 要因分析や崩壊モードの同定を行うことも有効であると思われるので、フェールセーフや FCM の 概念を用いた手法を展開することも有意義である。

っぎに、実際のリスク低減対策として、リスクの軽減については、事故の誘因となる現象をモ ニタリングすることが重要であるとの観点から、①RBC支援システム(モニタリングシステム) が開発され、計測・監視に使用された。また、リスクの回避については、②フェールセーフに基 づく架設計算法が提案・適用され、安全性の確保が計られた。②については次項で詳細に述べる こととし、①については以下で説明する。



図-2.1.5 ケーブルクレーン斜吊工法を用いたブレースドリブ・アーチ橋の架設ステップ

(c) RBC 支援システム(モニタリングシステム)

鋼アーチ橋の架設工法として斜吊工法を採用した場合,図-2.1.5の各架設段階において,架設 構造系の安定性および架設工事の安全性を保証するには,斜吊ケーブルの緊張状態,橋脚の傾斜 の様態,アースアンカーの緊張状態,固定しているケーブルクリップの弛緩の状態や架橋地点の 風速,外気温及び橋体温度などを常時,リアルタイムに観測(Monitoring)する必要がある。そこ で,図-2.1.6に示すように計測機器をA1,A2橋台近くの作業小屋に設置したデータロガーに接 続して,A1側に設置した1台のパソコンにより集中制御され,連続計測された<sup>13)</sup>。



図-2.1.6 RBC 支援システム(モニタリングシステム)の構成

表-2.1.1	計測項目,	計測装置及び管理限界値	(許容値)

Measuring items	Measuring device	Control limit value	Manage ment <sup>1)</sup>
Tension of election cable	Load cell	±30% of design value	Controlling of cable tension adjustment
Slack of cable crip	Displacement transducer	±5mm (for standard)	Re-fastening
Movement of anchor block	Displacement meter	5mm (for standard)	Checking the condition
Inclination of abutment	Inclinometer	3 minutes (for confirmation)	Checking the condition
Wind verocity	Wind verocity Anemoneter		Discontinuing the work and standing by
Atomospheric temperature and bridge body temperature	Thermo-couple		(for correction of measurement)
Bridge body configuration	Total station	Camber $\delta_{a}$ (mm) $\delta_{a} = \pm 1/2 \{25+(L-40)\}^{2}$	Controlling by cable tension adjustment device

Remark: 1) Management and countermeasure in case exceeding control limit value ; 2) L: Span length (m)

**表-2.1.1**の計測項目は、過去の事故例<sup>12),14)</sup>を分析して、すなわち、要因分析と崩壊モードの 結果を受け、安全性に最も影響を及ぼすと考えられる因子を取り上げたものである。ここで、ケ ーブルクリップの弛みは、継目計を用いて、クリップにより締結された2本のケーブルの相対変 位が計測され、その値が用いられた。また、ケーブル張力は、張力測定用治具内にロードセルが 設置され、ジャッキ反力から求められた。6本のアースアンカーより固定されたアンカー定着部 の動きは定着盤とコンクリート駆体の相対変位を3箇所継目計により計測され、代用された。橋 台の傾斜、架橋地点の風速、外気温と橋体温度は、それぞれ傾斜計、風速計、熱電対を用いて測 定された。また、橋体の形状は、3次元計測システム<sup>13)</sup>を用いて測定された。

っぎに、各測定項目の管理限界・許容値は、以下のようにして設定された。ケーブル張力は、 一般のケーブル構造物の精度管理における設計張力に対する許容誤差が 5~15%程度であること が考慮され、許容誤差が±30%とされた。クリップの弛みは、前述の事故対策技術委員会<sup>5)</sup>の調 査結果を下に 5mm とされた。これは、クリップの滑り耐荷力実験の結果によれば、クリップの締 付け力が十分でも作用荷重が大きくなると、数 mm 程度のずれが発生し、耐荷力の 2/3 程度の力 で 3mm 程度のずれが発生することから算定されたものである。アンカー定着部は、最大荷重が作 用した場合の変位量が 15mm となることから、管理の目安として 5mm とされた。架橋地点の風速 については、労働安全衛生規則<sup>12)</sup> に準じて設定された。橋台の傾斜は、予め計測したデータを下 に、温度応力に起因する変動量から一応の目安として設定された。キャンバーについては、旧日 本道路公団の設計基準が準用された。外気温や橋体温度は、各計測データの温度補正に用いられ た。なお、表-2.1.1の計測項目等は、文献 13)に対応する。

各計測項目について、管理許容値を超えた場合、警報を発するように設定されている。ここで、 管理許容値を超えた場合の個々のリスク低減対策として、斜吊ケーブルの張力とキャンバーはケ ーブル張力調整装置を用いて制御・調整された。ケーブルクリップについては増締めが行われた。 アンカー駆体と橋台については、その状態を調べ、補修・補強の必要性が検討された。風速につ いては、作業中止の判断の目安とし、風が収まるまで作業現場に待機することとした。

なお、①斜吊ケーブルクリップの弛み、あ るいは、破断、②ケーブルクレーン用鉄塔の 部材の局部座屈(上記では含まれていないが、 過去の事例<sup>14)</sup>から含めることにした)、③ア ンカー定着部の動き、④橋台の傾斜について は、定性的なリスク評価が行われ、図-2.1.7 に示すリスクマトリックスを作成した。ここ で、同図は、崩壊事故等のデータは十分でな いため、文献14)を参考に、定性的な検討の下 に作成されたものである。すなわち、①と② の損傷により構造系全体の崩壊に繋がる危険 性があるため、損傷の大きさは最も大きいも のとした。③については、損傷の大きさは大 きいものの、ケーブルクレーンの重量の制限



図-2.1.7 対象橋梁のリスクマトリックス

により低減できることから大きさを中程度とした。④については、傾斜の状況を把握することに より、低減可能と考え、低い値とした。また、発生確率・頻度については、文献 14)に従い、整理 した。ここで、後述のフェールセーフ設計の結果から、個々の崩壊モードに対する余裕度を算定 し、改めて、定量的なリスク算定を行うことは可能であるが、非常に煩雑な作業となるため、こ こでは、リスク評価の手順を整理・展開することを主たる目的としていることから、省略した。 以上の結果を受けて、特に、①に関連したフェールセーフ設計を実施した。また、周知のよう に, RBC では, 図-2.1.2 の Start から End までの一連の作業を通じて, RBC が実施されるが, 個々の作業及び全体の作業について, PDCA サイクルを通してスパイラルアップを計ることは当然のことである。

#### (4) フェールセーフに基づく架設設計法

(a) フェールセーフ設計

フェールセーフ設計の概念を導入した鋼橋の RBC の手順は,前述の図-2.1.2 のとおりであり, フェールセーフに基づく架設設計<sup>16)</sup>は, RBC におけるリスクの低減対策の一つ, リスクの回避(図 -2.1.3 と図-2.1.7 参照)として実施される。ここでは,斜吊ケーブルの1本に対して,クリップ の弛み,定着部の破壊やケーブル自体の破断により機能しなくなった場合を想定し,フェールセ ーフに基づく架設設計法を展開する。

斜吊工法には、斜吊ケーブルの盛り替え作業が必要でない、多点吊り方式を用いるものとする。 また、ここでは、仮設構造系の一部が破損しても、架設構造全体系が破壊・崩壊しないことを保 証する、ことをフェールセーフと定義する。具体的なフェールセーフ設計の手順<sup>10</sup>は、以下のと おりである。なお、通常の架設設計では、常に先端の1段のケーブルのみが機能していると考え、 処理・計算される。

1)格点の座標および内力が既知である完成系を基準として解体計算を実施し、アーチリブ閉合後の系について断面力を求める。例えば、解体計算により図-2.1.5のSTEP-7からSTEP-6の系の断面力を骨組解析により求める。

2)アーチリブの閉合ブロックを除去し、閉合前の系の切断点に生じていた断面力を算定する。 STEP-6 に対して解体計算を実施し、Free-body となった系の断面力を算定する。

3)無応力状態の斜吊ケーブルをアーチリブ閉合前の系に配置し,2)の切断点に同じ大きさで向き が反対の荷重を載荷して,断面力等を算出する。例えば,STEP-4の斜吊ケーブルを含む架設構造 系の断面力を求める。

4)先端の斜吊ケーブルの張力を求め、崩壊モードとして着目した部位のケーブル1本を除去する。切断点にケーブル張力を1.4倍した(事故の要因分析等の結果から衝撃係数を0.4とした)反対向きの荷重を載荷する。

5)この荷重による影響値を計算し,除去前の断面力や変位に加算する。この結果により,着目 する部位の斜吊ケーブルが破断した場合,他の部位や部材の断面力がどのように変化するか把握 でき,崩壊の可能性を数値的に検証することが可能となる。

6)次のステップ(前段階)の解体計算を実施し、4)、5)の操作を繰り返す。

以上のように、1)~6)の操作を通して、着目する部位の斜吊ケーブルが万一破断しても、他の斜 吊ケーブルを含む架設構造系の断面力が許容値を超えることはなく、崩壊を未然に防ぐことが可 能となるので、系はフェールセーフの機能を有すると判断することができる。ここで、対象とす る部材が、引張を受ける部材であり、その部材が破断したとき、他の部材が材料の降伏点を超え るような場合、その部材を前述のように FCM と呼んでいる。ミネアポリス橋梁<sup>18)</sup>や木曽川大橋 <sup>19)</sup>の FCM 解析の事例では、4)の衝撃係数は、1.854 と大きな値が採用されているが、これは、構 造全体を1自由度系に近似し、構造全体の減衰を5%と仮定して、破断部材の断面力を逆方向に、 瞬間的に載荷した結果、かなり安全側に評価されたためである。斜吊ケーブルのクリップの弛み を対象とした場合,衝撃的に弛緩することは稀であり,通常,徐々に弛緩すると考えられるので, 0.4 と考えて差し支えない。また,ケーブル破断の場合でも,ケーブルがより線であるため,衝撃 的に破断することは稀であり,同様に,衝撃係数は0.4 と考えて差し支えない。

#### (b) RBC の適用事例と有効性の検証

現在までに上路式ブレースドリブ・アーチ橋<sup>13)</sup>や中路式ローゼ桁橋<sup>15)</sup>に安全施工管理を適用し, 架設工事の安全性を確保することができたが,その詳細は文献13),15)に譲り,ここでは省略する。

ここでは、前者への適用事例<sup>13)</sup>を用いてフェールセーフに基づく架設計算法(以下,FSDと呼 ぶこととする)の有効性を検証する(図-2.1.4参照)。本橋は、橋長 369m,幅員 10m,アーチ支 間 230m,アーチライズ 39mの橋梁であり、斜吊ケーブル(図-2.1.6参照)が、支点近傍のアー チリブを支持する S0,アーチリブ本体を支持する S1~S3 が上下流側,P1,P2 橋脚側にそれぞれ 2 組ずつ配置され、各架設段階において、表-2.1.1 に示す管理項目を計測・監視し、RBC が実施 された。各架設段階(Step-1:S1のみ、Step-2:S1と S2、Step-3:S1~S3)における設計値(1)、 計測値(2),(1)に対する(2)の誤差(3),FSD による値(4)等を表-2.1.2 に示す(なお、骨組解析のモ デル図の一例を図-2.1.8 に示す)。



図-2.1.8 対象とする橋梁の架設時における骨組モデル

Cable mark		Upper side Lower side				Romark	
Step	<b>S</b> 3	S 2	<b>S1</b>	<b>S1</b>	S 2	<b>S</b> 3	ixemat k
			<125.8>	<125.8>			(1):Design value
			125.8	125.8	←(1)		before break
Step-1		6%	123.0	119.8	←(2)		(2):Measured value
			-2.2	-4.8	(3)		against (1)
			133.8		←(4)		(3):Error(%)
		<227.2>			<227.2>		{(2)-(1)}/(1)
		182.8	57.7	57.7	182.8		(4):Calculated value
Step-2	30%	167.1	47.5	53.5	169.6		at Upper/Lower
		-8.6	-17.7	-7.3	-7.2		side after break
		294.3	103.3	121.9			<>:Conventional
	<305.0>	<b>←</b> -7%				<305.0>	design value
	197.7	88.5	39.4	39.4	88.5	197.7	before break
Sten_3	209.3	105.3	36.6	43.2	77.2	207.4	(5):In case of
Step-5	6.1	19.0	-7.1	9.6	-12.8	4.9	disregarding
	283.9	158.6	64.0	77.0	180.4	0.0	impact load
	259.3	138.6	57.0	66.2	154.2		←(5)
Proof strength	868.0	692.0	346.0	346.0	692.0	868.0	Unit:tonf
Breaking strength	694.0	554.0	277.0	277.0	554.0	694.0	

表-2.1.2 計測項目,計測装置及び管理限界値(許容値)

設計値(1)と計測値(2)では、(1)に対する(2)の誤差が、最上段(先端)のケーブルにおいて、Step-1 で 4.8%、Step-2 で 8.6%、Step-3 で 6.1%と小さく、両者は比較的良好に一致している。また、ケーブル全体でも、Step-1 で 4.8%、Step-2 で 17.7%、Step-3 で 19.0%とほぼ対応し、管理限界値 30% 内に入っている(ここで、各 Step において、下流側最上段のケーブルが破断したものとしてフェールセーフ設計を実施した)。

これらの結果から、モニタリングの結果として得られる計測値(2)と設計値(1)は比較的良好に対応するので、FSDによる計算値(4)も妥当な結果を与えるものと推察される。このような考えの下、従来の架設計算法(従来法)により算出された設計値(今の値)と(4)の値を比較すると、S1 とS2 では、従来法による値は危険側の値を与え、必ずしも安全側の値とはならないことに留意する必要がある。特に、従来法では、ケーブルクリップの弛みにより斜吊ケーブルの抜けが発生した場合、隣接するケーブルにも抜けが生じ、最終的には、橋梁崩壊に繋がる恐れがあることを見誤る可能性を示唆したものであり、重要な問題と言える。

通常,斜吊ケーブルの保証耐力や破断強度は,設計で想定された値よりもかなり余裕のあるものが使用されるので,以上の結果から,直ちに,従来法が問題であるということはできないが, 斜吊ケーブルが架設現場で繰り返し使用されることを考え合わせると,従来法により設計された 結果については問題があり,今後, FSD を適用する方が合理的であると言える。

っぎに,前述の FCM の概念を適用することを試みる(但し,衝撃係数は 0.4 とする)。斜吊ケ ーブルの保証耐力や破断強度が,従来法から得られた値(表-2.1.2の◇の数値)に比較的近い値 のケーブル材が使用された場合, S1, S2 は FCM となる可能性ある。特に, S2 はその可能性が非 常に高い。

従来の安全施工管理に基づく FSD では, 表-2.1.2 の検討に留まり, 通常の架設設計法による検討のみでは不十分であることを指摘する程度であった。RBC に基づく FSD や FCM では, その他, 引き続き, 隣接するケーブルが破断する危険性を評価し, 最終的には, 橋梁の崩壊に繋がる恐れがあることを示唆しており, 従来の安全施工管理に基づく FSD に対する有意性が示されたものと判断できる。

先述したように, RBC に基づく FSD や FCM では, 橋梁崩壊のメカニズムの推定, 要因の分析, 崩壊モードの同定, リスク算定等, リスクアセスメントの一部として活用することも可能であり, 従来の安全施工管理と比較し, 1)より系統的な管理を行える点, 2)定量的な処理を行える可能性が ある点が優れている。

なお,崩壊モードの検討例として,1)アーチリブ支点部の損傷,2)ケーブルクレーン用鉄塔構成 材の局部座屈を取り上げ,別途検討した。その詳細は,省略するが,1)では,数値解析の結果, 支点を中心に剛体回転するため,それを拘束するための補助ケーブルを配置すること,2)では, 崩壊の危険性が高いため,4本柱の鉄塔とし,Redundancyを高めること,が必要となることが示 された。

#### (5)まとめ

鋼アーチ橋に対し実施された安全施工管理の結果,フェールセーフに基づく架設設計法(FSD) と,安全性に影響を及ぼす要因を観測・監視する Monitoring は,構造系崩壊のリスクを低減する 上で重要な要素技術となりつつある。以上では,リスクベース工学の橋梁施工への適用(RBC) を通して,FSD と Monitoring を系統的に整理し,リスク低減の手段として有益であることを再吟 味した。その結果、以下のような結論が得られた。

1) RBC は,従来の安全施工管理と比較して,系統的な検討が可能であり,より合理的な安全施工管理を実施できる可能性がある。

2)RBC に基づく FSD を実施した結果,従来の架設計算法により算出された設計値は,危険側の 値となる場合があり,十分な注意を払う必要がある。また,同時に,部位によっては,隣接する ケーブルが破断し,最終的に,橋梁の崩壊に繋がる恐れがあることを示唆し,より重要な情報を 提供できる可能性がある。

3)従来と同様に, RBC に基づく FSD と Monitoring は, リスクを低減する上で有用な要素技術であり, 前者は米国で実施されている Fracture Critical Members という概念に基づく Redundancy の解析と類似し, 橋梁崩壊の危険性を判断する上で有力な道具となる可能性がある。

本項では、RBCに基づく安全施工管理,情報化施工を実施して,橋梁の架設工事における安全 性を保障する新たな手法を展開し,その可能性を検討したが,研究は端を発したばかりである。 今後,データを蓄積し,RBC,FSD,Monitoring,FCMやRedundancyの検討を踏まえ,架設工事 の安全性の向上に役立てたい。なお、以上の検討の中で、本項では、リスクベース工学を基準に、 フェールセーフ設計の重要性を示したが、換言すれば、架設設計を実施する上でリダンダンシー 解析は、リスクを低減する上で効果があり、架設工事においてモニタリングを併せて実施するこ とによって、より効果を高めることが可能となる。

#### 2.1.6 リダンダンシー評価の維持管理への利用

最近では、様々な分野でリダンダンシー解析が実施され、事故の要因分析、構造系崩壊の可能 性検討等に活用されている。前述の架設工事における安全施工管理への適用も、その一つの事例 である。既に述べたように、フェールセーフの概念に基礎を置くリダンダンシー解析は、1970年 代後半から 1980 年代初頭に米国で展開されたものであり、シルバー橋の崩壊事故を契機として実 施されるようになった。

AASHTOでは、リダンダンシー解析を実施して崩壊危険部材(Fracture Critical Members)を特定し、FCM となった部材は、万一、破断・破壊すると、構造系全体に重大な影響を与えるものとして、維持管理における点検・Monitoringの重要部位(重点検査項目)として取り扱うように規定されている。また、リスクカーブを用いて、構造系のリダンダンシー(冗長性)を確保するため、リスクの低減を計るべきとしている。

道路橋示方書では、その「1.6.2 構造設計上の配慮事項」<sup>20)</sup>において、一部の部材の損傷や異常 による影響によって、橋全体が不安定になることや、連鎖的に損傷範囲が拡大して橋全体が致命 的な状態に至ることを回避するために配慮すべき事項として以下を挙げている。

①構造全体としての補完性または代替性の確保

②フェールセーフ機能の付与

また、同時に、供用期間中の維持管理の重要性にも言及している。

構造系の補完性・代替性を確保するには、冗長性を有することが肝要であり、リダンダンシー 解析は、その意味で重要な解析の一つであると言える。また、フェールセーフ機能を付与させる ためには、FCM の判定を実施し、FCM でなければ冗長性を有し、フェールセーフ機能を保有す ると取り扱うことも一つの手段と考えられる。逆に,FCM であれば,前述の①,②を満足しない ため,安全性を保証することはできなくなるので,適切な維持管理(点検・モニタリング,診断・ 判定,補修・補強)を実施する必要がある。このように,現行の道路橋示方書の中でも,リダン ダンシー解析の重要性を間接的に指摘している。また,同時に,FCM となった部材については, 維持管理を実施すべきとしており,暗に,リダンダンシー評価結果を受けて,重要部材を維持管 理すべきとしている。

以下では、過去に実施された木曽川大橋のリダンダンシー解析結果等を用いて、リダンダンシ ー評価の維持管理への適用事例を紹介し、主に、FCM とリスク評価の関係を整理する。

#### (1)木曽川大橋斜材のリダンダンシー解析

木曽川大橋の断面諸量は、研究当時(2011 年度)、一般には公開されていないため、その詳細 なデータを知ることはできなかった。勿論、永谷ら<sup>21)</sup>の研究は、データを入手し、解析したもの であるが、ここでは、その解析結果を一部引用する。そのため、本項では、比較的形状寸法が類 似し、公開されているデータに基づき解析を実施する方が望ましいと考え、橋梁の形式、スパン、 断面諸元などが類似する文献 22)の設計計算例で取り扱われている鋼トラス橋を対象として、リダ ンダンシー解析を実施することとした。断面諸量については省略する。すべてのトラス部材のヤ ング係数は 200GMPa として取り扱った。載荷条件は破断した着目部材が最大の断面力となるよう に B 活荷重を固定載荷した。なお、文献 22)では、最近の道路橋示方書に基づき、設計されたも のであるが、木曽川大橋は昭和 39 年に制定された道路橋示方書に準拠して設計されたことを付記 する。

載荷状況を改めて図-2.1.9に示す。特に荷重の載荷位置となる部材の位置に注目する必要があ る。同図の下段は、木曽川大橋の事例についてリダンダンシー解析された事例<sup>21)</sup>であり、着目部 位(同図(a)の Dm)が破断すると、多くの部材が降伏応力を越え、大きな値となっていることが 示されている。ここで、係数は、衝撃係数1.854 を加味した計算例であり、破断前の B 活荷重に 対応した解析結果と、破断部材を取り除いた構造系に、その断面に作用していた軸力とは反対向 きで 1.854 倍した荷重を負荷した結果を足し合わせた値を降伏点で除した値が示されている。し たがって、着目部材は FCM であり、このトラス橋は FCB であると言える。



図-2.1.9 載荷状況(B活荷重:固定載荷)とリダンダンシー解析の結果

っぎに、今回、対象としたトラス橋について検討解析した結果を図-2.1.10に示す。(a)と(b)は、 それぞれ、衝撃係数を 0、1.854 とした場合の結果である。ここで、図-2.1.9の場合とは異なり、 使用材料 SM400 の許容応力 140MPa で除した値を示している。衝撃係数が 0 の場合, 1 を超える 部材, すなわち, 許容応力を超える部材は見られなかったが, 衝撃係数を 1.854 とした場合, 3 ヶ所で1を超える部材が存在し, さらには, 1.7 を超える 1.98 の斜材は降伏点をも超える値とな った。したがって,後者では,着目部材は木曽川大橋の事例と同様に FCM, FCB であると言うこ とができるが,結果は大きく異なる。このように,取り方により値は異なるため,その取り方に は十分な注意する必要がある。



図-2.1.10 木曽川大橋に類似した橋梁のリダンダンシー解析の結果

#### (2) 解析結果に基づくリスク評価

以上のように、木曽川大橋の当該斜材と類似 する対象橋梁の斜材についてリダンダンシー解 析を実施した結果、類似する橋梁であっても、 リスクの大きさは大きく異なる。図-2.1.9 と図 2.1.10の結果から、リスクの大きさは、FCMの 個数とする。その場合、前者は8、後者は1とな る。前者はさらに降伏点を大きく超え、そのレ ーティングを取ると、両者の差はさらに拡大す る。いま、レーティングは考慮せず、個数のみ



図-2.1.11 木曽川大橋斜材のリスク評価

で整理し、斜材破断の発生確率は比較的高い(コンクリートに埋め込まれた斜材は他の部材より も破断の確率が高い。斜材は、腐食損傷の他、トラッククレーンの衝突による座屈損傷の事例も あるが、腐食損傷の方が極めて確率は高い。下弦材は溶接部における疲労破壊の事例が考えられ るが、国内での破壊事例はほとんどない。また、同時に、腐食の事例も考えられるが、破断に至 った事例はない。上弦材は、地震等による座屈や一部腐食の事例も報告されているが、他部材よ りも発生確率が低い。橋門構は、トラック等の大型車の衝突により大きく変形し、一部では、橋 梁の崩壊に繋がった事例も報告されているが、その数は極めて少ない。)ものとすると、リスクマ トリックス図-2.1.3を用いてリスクを評価すると、図-2.1.11のようになる。したがって、木曽 川大橋は、リスクを低減するために何らかの対策を実施する必要があるが、その最も有効な方法 として、点検・モニタリングがあり、その情報を維持管理に活かすことが重要である。因みに、 その他の部材のリダンダンシー解析を実施し、FCM の個数を横軸に、発生確率を縦軸にとり、 リスクを評価すると、例え、FCM の個数が高くとも、発生確率は低くなるので、リスクは斜材が 高いと判断できる。どの部位の斜材が最も高いか、全ての部材について解析を実施することが望 ましいが、過去のリダンダンシー解析の事例から、着目点を絞ることも考えられる。

#### (3)まとめ

本項では、リスクベース工学に基づくリダンダンシー解析を実施することにより、リスク評価の基準となるリスクの大きさを算定できることが明らかとなった。また、過去の要因分析の結果から得られるリスクの発生確率を併せて評価することにより、リスク評価を実施できることを示した。さらに、そのリスクを低減する方法として、維持管理における点検・モニタリングが有効な方法であることを示すとともに、その点検・モニタリングにおける着目点がリダンダンシー解析の結果を通して得られた FCM となる部材であることを示した。

以上のように、リダンダンシー解析と維持管理における点検・モニタリングは、リスクを低減 する最も有効な方法であり、FCM はリスクの大きさと維持管理の着目点を与える重要な指標とな り得るものと考えられる。

【2.1節 参考文献】

1) 土木学会:未来への投資-未来のための社会資本整備を終わらせて良いのか?-, 2007.2

- 2) 土木学会:アセットマネジメントへの挑戦, 2005.11
- 3) 小林英男:破壊力学,共立出版, pp.151-166, 1993.4
- 4) 小林英男: リスクベース工学の新展開, 1.リスクベース工学導入の意義, 材料, Vol.56, No.5, pp.483-488, 2007.5
- 5) 林健治:橋梁の安全施工管理へのリスクベース工学の適用に関する検討, 土木情報利用技術 論文集, Vol.17, pp.13-20, 2008.11
- 6) 和田,岩田,清水,安部,川合:建築構造物の損傷制御設計,丸善,1998.9
- 7) The Task Committee on Redundancy of Flexural Systems of the ASCE-AASHTO Committee on Flexural Members of the Committee on Metals of the Structural Division: STATE-OF-THE-ART Report on redundant bridge systems, Journal of Structural Engineering, Vol.111, No.12, pp.2517-2531, 1985.12
- 8) 山田健太郎:木曽川大橋の斜材の破断から見えるもの,土木学会誌, Vol.93, No.1, pp.29-30, 2008.1
- 9) http://www.thr.mlit.go.jp/bumon/kisya/saigai/15665\_kisya\_preview.html
- 10) http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha07/06/061023\_2/01.pdf
- 日本学術会議:安全で安心な世界と社会の構築に向けて-安全と安心をつなぐ-(報告), 2005.6
- 12) 建設業労働災害防止協会:鋼橋架設工事に係るセーフティ・アセスメントに関する指針・同 解説, pp.1-9, pp.87-98, 1993
- 13) 為澤,林,石川,林,福田,大倉:瀧山峡大橋上部工の架設工事,橋梁と基礎, Vol.32, No.4, pp.9-18, 1998.4
- 14) 九州橋梁・構造工学研究会:橋梁架設工法の安全性について, pp.1-20, 1994.3

- 15) 城戸,林,堀川,秋間:泉津橋の安全施工管理,橋梁と基礎, Vol.31, No.9, pp.11-17, 1997.9
- 16) 林健治:フェールセーフ設計を用いたアーチ橋の安全施工管理,鋼構造年次論文報告集, Vol.4, pp.219-226, 1996.11
- 17) Transportation Research Board : Inspection and management of bridges with fracture-critical details, NCHRP synthesis 354, pp.1-75, 2005
- 18)米国ミネアポリス橋梁崩壊事故に関する技術調査団編集:米国ミネアポリス橋梁崩壊事故に関する技術調査報告,国土交通省道路局国道・防災課,pp.8-1~8-17,2007.10
- 19) 鋼橋技術研究会, 鋼技研特別検討チーム:「なぜ日本の橋は落ちていないのか?」-リダンダ ンシーが橋を救う-, トークイン日本の鋼橋を考える, pp.95-116, 2007.11
- 20) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説(I共通編, II鋼橋編),丸善, pp.10-13, 2012.3
- 21) 永谷ほか: 我国の鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析の検討, 土木会論文集, Vol.65,No.2, PP.410-425,2009
- 22) 中井, 北田:新編 橋梁工学(第5版)改訂·改題, PP.230-258,共立出版, 2003

#### 2.2 重大事故のケースメソッド

#### 2.2.1 I-35W ミネアポリス高速道路崩落事故

2007 年 8 月 2 日 (日本時間), アメリカ合衆国ミネソタ州ミネアポリス市において, ミシシッ ピ川にかかる高速道路が供用中に突如多数の車両を載せたまま崩壊した(図-2.2.1参照)<sup>1)</sup>。



図-2.2.1 崩落状況写真<sup>2)</sup>

崩壊した主径間部は、上路形式の3径間連続トラス橋となっており、事故時には床版取替え(床版厚 230mm)工事が行われていた。そのため、全8車線中4車線の通行規制が行われており、約250tの建設機材・資材が現地に搬入されていた。また、事故当時は通勤時間帯ということもあり、橋上には渋滞が発生していた。

本橋の崩落事故発生までの点検状況としては、1993年以前は2年毎、以降は毎年点検が行われ ており、定期点検の結果によれば1997年以降は上部工構造に欠陥がある状態(Poor Condition)と 評価されていた。また、本橋は2主構トラス橋という構造的特徴から、一部の部材の破断により 橋全体が致命的な状態に陥る橋であるFCB (Fracture Critical Bridge)<sup>3)</sup>に分類されており、2006 年にはFCB 点検が実施されていた。2006年当時の報告内容によれば、桁・縦桁・デッキトラス 等の主構部材の多くが深刻な状態(Serious Condition)から落橋が差し迫った状態(Imminent Failure Condition)に分類されていた。また、固定支承が緩んでいたり、ヒンジ支承が固まってい たりと、橋を支える重要な役割を担う支承の状態も健全な状態とはいえない状況であった。

通常、橋梁の崩壊はなんらかの兆候が見られ、一気には起こらないものと考えられるが、なぜ 今回突如崩壊に至ったのか。その主要因は NTSB(National Transportation Safety Board)から発表され た Safety Recommendation で指摘されているように、設計ミスによるガセットプレートの強度不足 と考えられるが、長年供用されてきたにも関わらず突如崩壊した理由は何か別の要因があるもの と考えられる<sup>4)</sup>。定期点検でも報告されているように、主構部材に発生している多数の疲労き裂 や腐食による断面欠損も大きな要因の一つである。また、事故当時の床版取替え工事のための通 行規制による渋滞、つまり活荷重の局部的な荷重超過も要因の一つとして挙げられる。荷重につ いて言えば、規制中の建設機材・資材等の置き場も影響があったものと考えられている。このよ うな様々な条件が重なり崩落に至ったものと想定されている<sup>5)</sup>。

通常、トラスの線形リダンダンシー解析では、上弦材、下弦材、斜材および垂直材などの部材 が一部破断した場合、その他の部位や部材にどのような影響を与えるかが検討され、他の部材が 鋼素材の降伏点もしくは許容値を超えている場合,着目した部材を Fracture Critical Member (崩壊 危険部材)として取り扱い, FCM を有する橋梁を前述の FCB とし,定期点検の際に,着目部材 を要観察として点検することとなっている。しかし、本橋の事例では、工事に伴う荷重の偏載に より、強度不足のガセットプレートに荷重が集中し、ガセットプレートが大きく面外変形すると ともに、ガセットプレートと斜材の接合部で引張破壊、上弦材との接合部で圧縮破壊し、それに 伴い圧縮側の上弦材と引張側の上弦材との接合部で曲げ破壊したことにより、ガセットプレート が大きく損傷・破断したしたこと 6,7)が崩壊の引き金になっており,通常の線形リダンダンシー解 析を実施しても、その要因を分析することはできない。対象となるガセットプレートの形状・寸 法の実測データに基づく残存耐荷性能の解析を実施することにより、崩壊の要因を分析すること は可能と考えられる。その結果を受けて,ガセットプレートが機能を喪失したという仮定の下に, ガセットプレートにより連結されているトラス部材のすべてのリンクが解放される(破断する) という観点から、線形リダンダンシー解析を実施することによって、崩壊の可能性を検討するこ とができるものと考えられる。何れにしても、設計ミスは非常に特殊な解析事例であり、既設橋 の事故後の解析にリダンダンシー解析を適用することはできるものの、新設橋に対して、予め設 計ミスを想定したリダンダンシー解析を実施することは適切ではないと思われる。

以上のような悲惨な事故を防ぐにはどのような対策が必要となるか。まず,設計・計画段階に おいて、リダンダンシー(冗長性)のある構造を作り上げることが重要である。そのためには、 各部材が橋梁全体の耐力にどの程度寄与しているかを明らかにする必要があり、また、その部材 が損傷(劣化)しやすい部材かどうかも評価する必要がある。本橋のようなトラス形式であれば、 トラスを構成する上・下弦材、斜材や垂直材およびそれらを繋ぐガセットプレートのどの部位が 破壊・破断すれば構造全体が崩壊するかどうか、設計段階で部材を除去した解析(リダンダンシ ー解析)を実施すれば、ある程度傾向は掴めるものと考えられる。また、部材の損傷のし易さを 特定するには、適切な疲労照査や防食設計を行った上で、過去の疲労損傷事例や腐食損傷事例な どの既往の調査結果を参考にすればよい。

次に,維持管理手法の確立が重要である。上述したリダンダンシー解析を実施し,構造全体の 強度に大きく寄与する部材を特定し,その部材の点検頻度を従来の定期点検以上とし,点検内容 も充実させることが肝要である。このような部材毎に点検内容の差別化を行うことで,効率的な 維持管理が行えるものと考えられる。したがって,適切な点検・診断を行い,早い段階で補修・ 補強を行うことができれば,本橋で起こったような事故は未然に防げるものと思われる。

#### 2.2.2 木曽川大橋の斜材破断事故

2007 年 6 月 20 日, 三重県桑名市と三重県桑名郡木曽岬町を跨ぐ木曽川大橋のH形鋼トラス斜 材の破断が発見された(図-2.2.2 参照)<sup>8)</sup>。本橋は,建設当時両側に歩道が設置されていたが, 下流側に新橋を建設した段階で,片側の歩道が撤去されていた。破断が発見された箇所は,斜材 が上記の歩道撤去時に残置された地覆コンクリートに埋め込まれた箇所であった。1963 年の建造 当時,斜材とコンクリートが接触している箇所は腐食しないものと考えられていたが,鋼とコン クリートの境界部に雨水等が滞水しやすく,また,コンクリートに埋まっていることから,点検 や塗り替え等の補修作業が困難な状況下にあり、実際には腐食の進行が早い環境となっていた。



**図-2.2.2** 斜材破断状況<sup>9)</sup>

本橋は、海岸から3.5km程の地点にあり、飛来塩分量も多く、より腐食しやすい環境下であり、 当該斜材は、腐食の進行とともに、自動車荷重による疲労き裂の進展と相まって、耐荷性能が低 下し、最終的には、脆性・延性破壊により破断したものと考えられている(事故当時、破断部の 破面解析と成分分析が行われ、腐食損傷→疲労損傷→脆性・延性破壊等の進行経路が確認された)。

本橋のようなトラス斜材の破断事故<sup>5</sup>は,1999年,愛知県江南市草井町と岐阜県各務原市前渡 東町を繋ぐ,木曽川に架かる愛岐大橋で既にみられており,同形式で竣工年も1969年と木曽川大 橋に近い同橋に重大な事故が発生したことを受けて,2000年には木曽川大橋において同様な部位 の点検が行われ,専門家から詳細点検と必要に応じて補修工事を実施すべきとの提言が出されて いた。木曽川大橋トラス橋斜材の破断事故を受けて,その後,国土交通省では,全国の直轄橋梁 で類似の工法(トラス斜材がコンクリート床版で埋め込まれた状態となっている施工事例)を採 用しているものについて,一斉点検を行い,適宜,当該部位の斜材とコンクリート床版の縁を切 り,鋼板当て板補修・補強<sup>10)</sup>を実施した。

2.2.1 で述べた、ミネアポリスの I-35W 橋と木曽川大橋は両橋ともにトラス橋と形式が同様であ るが、なぜ、木曽川大橋は斜材が破断したにも関わらず、落橋には至らなかったのか。大きな要 因の一つとしては、床版と主構との境界条件の違いが挙げられる<sup>5)</sup>。I-35W 橋については、トラス の上に床版が位置する上路式の構造であり、当然のことながら、主構が負担していた荷重を床版 が受け持つことができない構造となっている。一方、木曽川大橋は単純支持形式の下路式トラス 橋であり、床組みの部材と床版が剛結されており、主構部材が破断した際に床組み部材を介し、 床版が下弦材に作用する引張力を負担できる構造となっている(床版が荷重を分担することは設 計時に想定していない)。このことから、床版の余耐力を期待できる下路式トラス橋の方が、リダ ンダンシーのある構造ということができる<sup>4)</sup>。それゆえ、設計上耐力を期待していない部材が多 く取り付けられている構造の方がリダンダンシーのある構造となるという考えに達すると思われ るが、部材数が増えるということは建設コスト増に繋がるため、リスクに合わせて橋梁形式を選 定する方が賢明である。

もう一つの要因の違いとして, I-35W 橋は, 設計ミスでガセットプレートが強度不足<sup>9,7)</sup>であっ

たため,結果として,それに連結されていた複数の弦材・斜材等が同時に損傷・破断した可能性 があり,斜材1本のみ破断した木曽川大橋の事例とは大きく異なる。むしろガセットプレートの ような格点部が破壊・破断すると,木曽川大橋でも,崩壊・落橋するものと考えられる。I-35W 橋と同形式の上路式トラス橋の漸次崩壊挙動解析<sup>11)</sup>において,部材1本が破断する事例では,崩 壊に至る可能性は少ないことが確認されており,このことからも,上路式,下路式により崩壊の 可能性が異なるとは言い難い。

その他の要因としては、事故当時の交通状況も大きく条件が異なることが挙げられる。道路橋 示方書に規定される荷重状態(B活荷重載荷)は実現象として発生する確率は地域毎に異なり、 大部分の橋梁に関しては極めて小さいものと思われる。すなわち、国内に架けられている橋梁の 多くは、耐力が大きく余った状態で供用されている。木曽川大橋についても事故当時は、渋滞等 は発生しておらず、耐力としてはまだ余裕のある状態だったと予想されるが、斜材破断の発見が 遅れ、仮に何らかの要因で渋滞が発生していた場合、落橋に至った可能性も否定できない。

【2.2節 参考文献】

- National Transportation Safety Board : Highway Accident Report, Collapse of I-35W Highway Bridge Minneapolis, Minnesota August 1, 2007, 2008.11
- 2) http://blogs.yahoo.co.jp/srfch485/58536370.html
- Transportation Research Board : Inspection and management of bridges with fracture-critical details, NCHRP synthesis 354, pp.1-75, 2005
- http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha07/06/061023\_2/01.pdf(米国ミネアポリス橋梁崩壊事故に関する技術調査団:米国ミネアポリス橋梁崩壊事故に関する技術調査報告, 2007.10)
- 5) 玉越隆史:米国橋梁崩壊事故に関する技術調査団の調査結果について,建設マネジメント技術, 2008 年1月号, pp.39-44, 2008.1
- 6) http://www.croberts.com/NTSB-design-analysis.htm
- 7) http://www.engineeringcivil.com/minneapolis-i-35w-bridge-collapse-engineering-evaluations-and-finite-element-analysis.html
- 8) 日経コンストラクション:事故・他人事でない木曽川大橋の斜材破断, pp.64-67, 2007.2.27
- 9) http://www.pref.kyoto.jp/municipality-asset/whyneedplan.html
- 10) http://www.jssc.or.jp/diagnosis/pdf/report-tokyo01.pdf(木曽川大橋斜材破断事故の復旧工事対応 について)
- 11) 西村,宇都宮,坂野,廣瀨,増田:高齢化した長大トラス橋のモデル化の検討と漸次崩壊挙 動解析,鋼構造年次論文報告集, Vol.20, pp.685-690, 2012

#### 2.3 活荷重の取扱い

#### 2.3.1 概要

リダンダンシー解析を行う際の目標性能として、米国の NCHRP<sup>4)</sup>では、活荷重の 0.5 倍に相当 する荷重に対して、どれか 1 部材が破断しても崩壊しないことが求められている。一方で、我が 国の道路橋における活荷重レベルは、再現期間が明示されていないため、発生頻度とその影響度 との積で表現されるリスクを定量的に評価することができない。この節では、道路橋示方書<sup>1)</sup>に おける B 活荷重の大きさが、どの程度であるかをレーン載荷に基づくシミュレーションによって 示した後、鋼道路橋のリダンダンシー解析に用いる荷重レベルについて概説する。

#### 2.3.2 荷重シミュレーション

この節では、リスク評価を行うためのシナリオとして、次の2つのシナリオを考える。

①橋梁上で渋滞が生じることで、ある部材が降伏または破断するシナリオ

②車両の衝突や突発的な擾乱等によって,1部材が破断した系に対して,連鎖的な崩壊が生じ 橋梁が落橋するシナリオ

リダンダンシー解析を行う系は、②のシナリオにある1部材が破断した系である。この系に考 慮すべき活荷重の大きさについて議論するために、レーン載荷に基づくシミュレーションを実施 する。このシミュレーションによって得られる荷重の確率分布は、①のシナリオをリスク評価す るためにも利用できるので、併せて取り上げることにする。なお、一般的な設計では、渋滞時の 重交通に対してどの部材も降伏または破断しないよう設計し、かつ供用時には、要求性能を下回 ることがないよう適切な維持管理を行うことで、シナリオ①を回避している。

#### (1) 渋滞による荷重列の生成

#### ①車両間隔·衝撃

鋼トラス橋の1支間を念頭におき、支間長 L=70.63m,幅員 8.6m (2 車線)の橋梁を基本ケース として、渋滞による活荷重列をモンテカルロシミュレーション (MCS)によって作成する。実態 に沿った渋滞による荷重列を生成するためには、等速走行時間・反応遅れ時間等を考慮し、各車 両の速度を求める必要がある<sup>3)</sup>。しかし、ここでは、リダンダンシー解析を念頭においた極端な 状況を想定しているため、速度の影響を考慮せず、渋滞列の車両間隔は 2.0m で一定とした。また、 車両の走行による衝撃の影響は考慮しない。これは、車両が走行状態にある場合の車両間隔は、 今回仮定した 2.0m よりも大きくなると予想されるので、衝撃を考慮するような走行状態にあれば、 橋上にある車両数は渋滞時よりも少なくなると予想されるためである。

なお、この項では、シミュレーション結果は、設計上の反力に相当する橋上の軸重の合計値に よって整理し、後の2.3.3 項で部材応答値について議論する。 ②車両の分類・構成比

MCS によって発生する車両の分類及び諸元は、鋼道路橋の疲労設計指針<sup>2)</sup>に従って表-2.3.1の ように 8 車種とした。これらの車種を大型車混入率ηに応じて、表-2.3.2 のような車両構成を仮 定した。なお、乗用車・小型トラック以外を大型車と定義する。 ③車両の発生と疑似乱数

車両の発生は、橋梁の 200m 先からとし、支間内に発生する車両の先頭位置がランダム性を有 するように配慮した。MCS に用いる疑似乱数は、623 次元空間で均等性が保証されている Mersenne Twister 19937<sup>6</sup>を用い、裾部の小さな確率に対応する荷重の推定値の精度を、相対的に小標本によ って確保した。

④検討ケース

橋上での渋滞を考えたとき,渋滞長 *L* がちょうど1支間長 *L* と等しい場合を B 活荷重の大きさ がどの程度であるかを示すための基本ケースとして提示する。

次に,渋滞長の影響について調べるため, $L_c \ge 1.0L \ge 8.0L$ まで変化させた場合について示す。 また,支間長 L が, 40.0m, 50.0m, 100.0mの場合についての結果も示す。

古话	車両重量 <i>p</i> [kN]の特性	車長[m]	車頭からの距離[m]
中作里	平均,標準偏差,最大,最小	車幅[m]	軸重構成比率
乗用車	$\mu = 12.7, \sigma = 3.5$	4.4	0.60, 3.40
С	$p_{\rm max} = 30.4, \ p_{\rm min} = 2.0$	1.50	0.502, 0.498
小型トラック	$\mu = 35.5, \sigma = 12.8$	4.4	0.60, 3.40
ST	$p_{\rm max} = 122.6, \ p_{\rm min} = 9.8$	1.40	0.239, 0.761
中型トラック	$\mu = 59.5, \sigma = 24.5$	6.0	1.00, 4.50
MT	$p_{\text{max}} = 179.5, \ p_{\text{min}} = 15.7$	1.60	0.196, 0.804
大型トラック	$\mu = 164.3, \sigma = 61.7$	8.5	1.2, 5.55, 6.85
LT	$p_{\rm max} = 443.4, \ p_{\rm min} = 37.3$	1.95	0.141, 0.548, 0.311
大型ダンプ	$\mu = 192.5, \sigma = 93.6$	7.5	1.2, 4.55, 5.85
LD	$p_{\text{max}} = 607.2, \ p_{\text{min}} = 53.0$	1.95	0.117, 0.443, 0.440
タンクローリ	$\mu = 135.6, \sigma = 61.9$	8.0	1.2, 5.35, 6.65
TR	$p_{\rm max} = 330.6, \ p_{\rm min} = 38.3$	1.95	0.137, 0.542, 0.321
セミトレーラ	$\mu = 243.1, \sigma = 126.7$	14.0	1.2, 3.55, 4.85, 10.35, 11.65
TT	$p_{\rm max} = 850.5, \ p_{\rm min} = 50.0$	2.05	0.064, 0.185, 0.183, 0.294, 0.273
バス	$\mu = 135.8, \sigma = 23.6$	10.5	1.2, 8.0
BS	$p_{\text{max}} = 183.4, \ p_{\text{min}} = 66.7$	2.00	0.371, 0.629

**表-2.3.1** 車両分類

μ:平均, σ:標準偏差,  $p_{max}$ :最大荷重,  $p_{min}$ :最小荷重

**表-2.3.2** 車種構成比

古话	大型車混入率 $\eta$			
中心里	32.5%	60%		
乗用車 C	0.551	0.327		
小型トラック ST	0.124	0.073		
中型トラック MT	0.131	0.242		
大型トラック LT	0.103	0.190		
大型ダンプ LD	0.030	0.056		
タンクローリ TR	0.017	0.032		
セミトレーラ TT	0.034	0.063		
バスBS	0.010	0.017		

#### (2) 渋滞長 L<sub>C</sub>が支間長 L の 1.0 倍のとき

渋滞長 *L*c がちょうど支間長 *L* と等しい場合のシミュレーション結果は,橋上に車両を満載荷した場合を試行回数1回としたときの確率分布である。

①軸重の合計値の分布形と標本の大きさ

図-2.3.1, 表-2.3.3に、シミュレーションの結果(標本の大きさk=1.0×10<sup>8</sup>)を示す。横軸は、

支間長 *L* 上にある軸重の1 車線あたりの合計値である。縦軸は、頻度を標本の大きさで除した確率密度である。

各車両の重量 *p* は、上下限値付きの対数正規分布でモデル化されているから、その和の分布形は、*L* が大きくなれば正規分布に近づくはずである。しかし、今回の *L* =70.63m では、対数正規分布形状に近い。

標本の大きさについては、裾部の荷重を議論することを考慮して決定した。参考までに、k=1.0× $10^6$ の結果の一例を裾部拡大図中に×印で示す。 $k=1.0\times10^6$ の場合は、平均値を議論するためには十分な大きさであるが、裾部の小さな確率分布を議論するためには精度が不足している。 ②大型車混入率 $\eta=32.5\%$ の結果

大型車混入率η =32.5%のとき,平均値は 513.6kN,上位 0.1%値は 1320kN であった。図中に示 すように,B活荷重の1車線あたりの値(1427.1kN)は,上位 0.1%値よりもさらに大きく,上位 0.04%の値に相当する。なお,このB活荷重の値には,衝撃係数を考慮している。




$(k = 1.0 \times 10^8)$		: kN/車線
大型車混入率η	32.5%	60%
平均值	513.6	718.3
標準偏差	189.6	204.0
上位 0.1%	1326	1544

**表−2.3.3** *L<sub>C</sub>*=1.0*L* 時のシミュレーション結果

③大型車混入率η=60%の結果

大型車混入率η =60%のとき,平均値は 718.3kN,上位 0.1%値は 1544kN であった。B 活荷重に 対応する 1427.1kN は,上位 0.3%の荷重に相当する。

## (3) 渋滞長 L<sub>c</sub>が橋上軸重の合計値に与える影響

図-2.3.2, 表-2.3.4 に, 渋滞長 L<sub>C</sub>を 1.0L~8.0L まで変化させた場合について, シミュレーシ ョン結果を示す。横軸は、生成した一連の渋滞列が橋梁を通過する場合について、橋上軸重合計 値の最大値である。渋滞長Lcが大きくなると、その渋滞列中の支間長L内にある軸重合計値の最 大値分布は、渋滞長に従って大きくなる。また渋滞長 Lc が大きい範囲では、ばらつきは徐々に小 さくなる。



図-2.3.2 渋滞長  $L_C$ の影響  $(k = 1.0 \times 10^6)$ 

(a) $\eta = 32.5\%$ (k =	$1.0 \times 10^{6}$ )		単位	: kN/車線
渋滞長 LC	1.0L	2.0L	4.0L	8.0L
平均值	513.6	695	825	938
標準偏差	189.6	199	188	177
上位 0.1%	1326	1524	1625	1704
(b) $\eta = 60\%$ (k = 1	$.0 \times 10^{6}$ )		単位	: kN/車線
渋滞長 Lc	1.0L	2.0L	4.0L	8.0L
平均值	718.3	928	1063	1178

205

1757

190

1863

表-2.3.4 渋滞長 Lcの影響

178

1943

(a),(b)ともに  $L_{C}=1.0L$  のケースは、 $k=1.0\times10^{8}$ 

204.0

1544

## (4) 支間長 L が橋上軸重の合計値に与える影響

標準偏差

上位 0.1%

図-2.3.3, 表-2.3.5 に, 支間長 L を 40.0m~100.0m まで変化させた場合について, シミュレー ション結果を示す。横軸に支間長 L をとり、大型車混入率η=32.5%、η=60%の場合について橋上 軸重の合計値のシミュレーション平均値(期待値)を、それぞれ■印・〇印でプロットした。



図-2.3.3 支間長 L の影響 (k=1.0×10<sup>8</sup>)

(a) $\eta = 32.5\%$ (k =	(a) $\eta = 32.5\%$ ( $k = 1.0 \times 10^8$ ) 単位: $kN/$ 車線							
支間長 L[m]	40.0	50.0	70.63	100.0				
平均值	291.1	363.7	513.6	727.3				
標準偏差	142.0	159.1	189.6	226.0				
上位 0.1%	956	1079	1320	1645				
(b) <i>η</i> =60% ( <i>k</i> = 1.0×10 <sup>8</sup> ) 単位:kN/車線								
支間長 L[m]	40.0	50.0	70.63	100.0				
平均值	407.1	508.8	718.3	1017.2				
標準偏差	153.3	171.5	204.0	242.9				
上位 0.1%	1084	1238	1544	1960				
支間長 L[m]	40.0	50.0	70.63	100.0				
1.0 倍×B 活荷重	1033.8	1163.3	1427.1	1717.3				
0.5 倍×B 活荷重	516.9	581.6	713.5	858.7				

**表−2.3.5** 支間長 L の影響

図中の黒点線は、B活荷重の0.5倍の値を示しており、支間長*L*=40m、*L*=50mでは、■印・○印のいずれのプロットも点線より下側にある。つまり、B活荷重の0.5倍の値は、渋滞時荷重の期待値よりも大きい。

一方,支間長 *L* が 70.63m よりも大きい領域では, B 活荷重の 0.5 倍の値は,大型車混入率 η=60% のとき,渋滞時荷重の期待値よりもやや小さい。

## (5) 再現周期と荷重の大きさ

 ①設計期間と再現周期との関係

設計期間  $D[年]のある橋梁を考えたとき、再現周期 <math>T[年]に相当する荷重の大きさを F_T とおく。$  $設計期間 <math>D[年]中に、大きさ F_T 以上の荷重が載荷される確率を P とすると、再現周期 T は次のように表すことができる。$ 

 $1/T = 1 - (1 - P)^{1/D}$ 

すなわち,設計期間 *D* = 50[年]において,超過確率 *P* = 0.10 とすれば,荷重の再現周期 *T* は, 475[年]に相当する。これは,**表**-2.3.6 に示した Vision 2000 <sup>5)</sup>において,A: Basic Objective に対し

て Life Safe の Performance Level 確保が要求される荷重である。あるいは, B: Essential or Hazardous Objective に対して Operational の Performance Level 確保が要求される荷重である。Vision 2000 は, 地震に対する Performance Matrix として提示されているものであるが、これをリスク評価における シナリオと解釈すると、次のようになる。

すなわち,A:一般的な鋼構造物について,再現周期 T=475[年]に相当する荷重 F475yに対して, どの部材も破断しないことが要求される。あるいは、B: 重要な鋼構造物について、F475Yに対して、 どの部材も降伏しないことが要求される。

設計期間 D=50[年],超過確率 P=0.05 とすれば,荷重の再現周期 Tは,975[年]となる。Vision 2000 では、これを周期が短くなる方へ丸め 970 年として提示している。Performance Matrix では、 A: Basic Objective に対して Near Collapse の Performance Level 確保が要求される荷重である。ある いは, B: Essential or Hazardous Objective に対して Life Safe の Performance Level 確保が要求される 荷重である。これもリスク評価におけるシナリオとして解釈すると、次のようになる。

すなわち、A:一般的な鋼構造物について、再現周期 T=970[年]に相当する荷重 F970 に対して、 連鎖的破壊が生じないことが要求される。あるいは、B: 重要な鋼構造物について、F970Yに対して、 どの部材も破断しないことが要求される。

いま,様々な設計期間 D[年]・超過確率 P に対する荷重の再現周期 T[年]について,表-2.3.7 に 示した。

	Full Operational	Operational	Life Safe	Near Collapse
Frequent (43 year)	А	*	*	*
Occasional (72 year)	В	А	*	*
Rare (475 year)	С	В	А	*
Very Rare (970 year)	_	С	В	А

表-2.3.6 Vision 2000<sup>5)</sup>の Performance Matrix

文献 5)では地震に対する Performance Matrix として示されている

\*: Unacceptable Performance for New Construction

A: Basic Objective

B: Essential or Hazardous Objective C: Safety Critical Objective

表-2.3.7 荷重の再現周期 T [年]

超過確率		設計期間 D[年]				
Р	30	50	60	75	100	200
0.7	25.4	42.0	50.3	62.8	83.6	166.6
0.5	43.8	72.6	87.1	108.7	144.8	289.0
0.1	285.2	475.1	570.0	712.3	949.6	1899
0.05	585.4	975.3	1170	1462	1950	3899

|網かけ部分は, **表-2.3.6**に対応する再現周期Tであることを示す。

②ケーススタディ

ここで,(2)で扱った橋梁(L=70.63m)について,次のような仮定を設けて,T=475年に相当す る荷重の大きさを試算する。

渋滞長  $L_C = 1.0L$ 

渋滞は年間 720 回生じる(1日あたり約2回)

この仮定下では、475 年で 475×720 = 342000 回の試行である。従って、上位 1/342000 = 2.924× 10<sup>-6</sup>に相当する橋上荷重の合計値を調べればよい。この結果は、 $\eta$  = 32.5%のとき 1890kN、 $\eta$  = 60% のとき 2117kN となる。これらの値は、いずれも B 活荷重に対応する 1427.1kN の 1.7 倍以下である。詳細はこの後の 2.3.3 項で取り上げるが、このような荷重レベルに対しては、通常の設計を実施していれば鋼部材は降伏または座屈しないと推測される。すなわち、仮定条件下における健全系に対しては、Performance Level として Operational の水準は確保できると考えられる。

同様に, *T*=970年に相当する荷重の大きさについて,上位 1/(970×720) = 1.432×10<sup>-6</sup>に相当する 荷重を調べると,η=32.5%のとき 1953kN,η=60%のとき 2178kN であった。

さらに長い再現周期に対応する荷重の大きさを求めることもできる。このような荷重に対して, 健全系の部材の状態を詳細に調べるためには,部材断面の降伏や座屈による基準強度の低減を考 慮しなければならないため,一般的に材料非線形性・幾何学的非線形性を考慮した構造解析を実 施する必要がある。

## (6) リダンダンシー解析における荷重レベル

リダンダンシー解析における荷重レベルの設定は、荷重の生起確率とその影響度からリスク評価を行って定めることを基本とする。荷重値が精度よく推定できない場合は、どれか1部材が破断しても橋梁が崩壊しない荷重レベルとして、NCHRPに倣い活荷重の0.5倍の値を採用することを考える。これは、リスク評価を行うシナリオとして、偶発的に1部材が破断した場合を考え、この系の存在確率が十分小さいことから、活荷重としては期待値に相当する荷重を載荷することを意図している。

いま,(2),(4)で示したように,支間長 L=70.63m の場合について考えると,B 活荷重の 0.5 倍の 値(713.5kN/車線)は,大型車混入率 $\eta = 60\%$ のときの期待値(718.3kN/車線)とほぼ同じ値であ る。支間長 L が 70m よりも小さな範囲については,B 活荷重の 0.5 倍の値の方が大きな値となる ため,1 部材が破断した系に対する照査荷重としては安全側の値を与える。影響面載荷を行う部 材の断面力は,直ちに橋上軸重の合計値から議論を行うことはできないが,ここでは,偶発的に 1 部材が破断したとき,個々の車両位置の組合せも種々あることを考え橋上軸重の合計値によっ て推察することにした。

支間長 L が 70m よりも大きな範囲でかつ大型車混入率η=60%の場合は, B 活荷重の 0.5 倍の値 の方がやや小さな値となる。しかし,支間長が長くなるほど,今回仮定した一定の車両間隔 (2.0m) で満載となる確率は低下すると考えられることや,複数車線がある場合の同時載荷の可能性が低 いことを考慮すれば,大きく危険側とまではいえないだろう。

文献 7)によれば、大型車混入率が 60%を超える路線は、ごく稀な場合であるが、大型車混入率 が高いほど、大型車交通量も大きい傾向にある。したがって、支間長 L が 70m よりも大きな範囲 でかつ大型車混入率が 60%を上回る場合については、適切な活荷重の確率分布を、交通量調査・ 軸重調査から推定することが望ましい。

## 2.3.3 ケーススタディ

前項では,道路橋示方書における B 活荷重の大きさについて,モンテカルロシミュレーション を用いた渋滞列を作成し,橋梁上の総荷重比較による荷重レベルについて検討し,更にリダンダ ンシー解析に用いる荷重値の妥当性について検証した。

この項では、道路管理における指標の一つとして、支間長 *L*=70.63m, 幅員 8.6m(2 車線)の 鋼単純トラス橋モデルについて、上述した荷重レベルが実際の交通車両としてどのような状態で あるのか、その配置例を図示した後、それらの荷重が部材に作用する断面力としてどう影響する のか検討する。

## (1) 検討ケース

本項で検討する活荷重ケースは以下の3ケースとする。

①B活荷重×50%(大型車混入率 $\eta$ =60%のときのシミュレーションによる平均値に相当) ②大型車混入率 $\eta$ =32.5%(シミュレーションにおいて生起確率p=1/(475×720)に相当する結果) ③大型車混入率 $\eta$ =60%(シミュレーションにおいて生起確率p=1/(475×720)に相当する結果)

②の荷重(1890kN/車線)は、B活荷重(1427.1kN/車線)の1.32倍に相当する。また、③の荷 重(2117kN/車線)はB活荷重の1.48倍に相当する。

# (2) 車両配置

具体的な例として、検討ケースにおける車両渋滞列を以下に示す。

検討に用いた車両モデルは,前項2.3.2 と同じものとするが,車両形状のイメージも合わせて図-2.3.4 に再掲する。

	# 10 W	平均重量 1.30 ton 最大重量 3.10 ton 号小重量 0.20 ton	全長 4.40 m 車幅 1.50 m	(単位:m)	(比率は軸重比を示す)
小町	東用車	設示重量 0.20 ton 分布形 対数正規 標準偏差 0.36 ton			2軸目: 49.8%
車	小型トラック	平均重量 3.62 ton 最大重量 12.60 ton 最小重量 1.00 ton	全長 4.40 m 車幅 1.40 m		1 軸目: 23.9% 2 軸目: 76.1%
		分布形 対数正規 標準偏差 1.31 ton		4 28 Ju	
	中型トラック	平均重量 6.19 ton 最大重量 18.30 ton 最小重量 1.60 ton	全長 6.00 m 車幅 1.60 m		1軸目: 19.6% 2軸目: 80.4%
		分布形 対数正規 標準偏差 2.50 ton		un 35 P15	
	大型トラック	平均重量 16.75 ton 最大重量 45.20 ton 最小重量 3.80 ton	全 長 8.50 m 車 幅 1.95 m		1 軸目: 14.196 2 軸目: 54.896
		分布形 対数正規 標準偏差 6.29 ton		Q 4.35 113 1.65	3.軸目: 31.1%
	大型ダンプ	平均重量 19.62 ton 最大重量 61.90 ton 最小重量 5.40 ton	全 長 7.50 m 車 幅 1.95 m		1軸目: 11.7%
×		分布形 対数正規 標準偏差 9.54 ton			3軸目: 44.0%
型車	タンクローリー	平均重量 13.82 ton 最大重量 33.70 ton 最小重量 3.90 ton	全長 8.00 m 車幅 1.95 m		1 軸目: 13.7% 2 軸目: 54.2%
		分布形 対数正規 標準優美 6.31 ton			3軸目: 32.196
	セミトレーラー	平均重量 24.78 ton 最大重量 86.70 ton 最小重量 5.10 ton	全長 14.00 m 車幅 2.05 m	/]	1軸目: 6.496 2軸目: 18.596 3軸目: 18.396
		分布形 対数正規 標準偏差 12.92 ton			■ 4軸目: 29.4% 5軸目: 27.3%
	バス	平均重量 13.84 ton 最大重量 18.70 ton 最小重量 6.80 ton	全長 10.05 m 車幅 2.00 m		1 軸目: 37.1% 2 軸目: 62.9%
		分布形 対数正規 標準偏差 2.41 ton		12 68 9 25	L 10 L 3 70

図-2.3.4 車両モデル2)

B 活荷重×50%については、橋梁に作用する反力値が、B 活荷重を載荷した場合のほぼ 50%となるような車両配列を検討した。

大型車混入率 $\eta$ = 32.5%と $\eta$ = 60%の車両配置は、モンテカルロシミュレーションの結果から生 起確率 p=1/(475×720)に近い状態をアウトプットより抽出したものである。これは、支間長と同 じ長さの渋滞列が1日2回生じたと仮定したとき、475年確率に相当する。

なお、車両配置としては、同じ荷重値に対しても無数にあり、すべてを提示することは不可能 であるため、ここではその一例であることを了承いただきたい。また、提示している車種は視覚 的なイメージを容易とするために示したものであり、実際の車種とは異なる場合も想定される。

図中、橋梁から一部はみ出している車両については、橋梁外の輪荷重を控除している。

① B活荷重×50%(荷重合計值=719.7kN/車線)

+=+++----大型トラック ------トロトラック 大型トラ 東用車 (Jacob) 12 alle i -0-0-

B活荷重×50%に相当する荷重列 橋長 L= 70.63 m 先頭車両の位置 x= 1.9 m 車両間隔 δ = 2 m

	車種	車長	車長累計	平均重量 との比率
1	乗用車	4.4	8.3	1.00
2	小型トラック	4.4	14.7	1.00
3	大型トラック	8.5	25.2	1.00
4	大型トラック	8.5	35.7	1.00
5	セミトレーラー	14.0	51.7	1.00
6	中型トラック	6.0	59.7	1.00
7	乗用車	4.4	66.1	1.00
8	乗用車	4.4	72.5	1.00

**図-2.3.5** 車両渋滞列の例

 ② 大型車混入率η= 32.5% (シミュレーションにおいて生起確率 p=1/(475×720)に相当する 結果,荷重合計値=1876.7kN/車線)



③ 大型車混入率η= 60% (シミュレーションにおいて生起確率 p=1/(475×720)に相当する結果,荷重合計値=2113.0kN/車線)



図-2.3.5 車両渋滞列の例(つづき)

B活荷重×50%の車両配置は、車種の極端な偏りは見られないが、8台中4台が大型車で構成されている。なお、このケースにおける車両荷重は、すべて平均重量として検討した。

大型車混入率η=32.5%の車両配置では、生起確率 p=1/(475×720)に相当する結果に相当する荷 重ケースは、9 台中 2 台が大型車で残りの 7 台はすべて小型車という事例であるが、大型車(セ ミトレーラー)は 2 台ともに最大荷重(平均値の 3.5 倍)という過積載とも考えられる状態とな っており、この 2 台が荷重全体の 9 割を占めている。従って、(3)部材応答値では、この 2 台の車 両位置が応答に大きな影響を与える。

大型車混入率η= 60%の車両配置では、大型車の占める割合が7台中6台と高く、η= 32.5%の ケースと同様にセミトレーラーによる荷重合計が全体の9割を占めている。また、このケースで もセミトレーラー荷重は、3台中2台が平均値の3.5倍と3.1倍となっている。部材応答値では、 この2台の車両位置が大きな影響を与える。

## (3) 部材応答値

(2) で示した渋滞列による車両配置が,橋梁部材にどのように影響するのか,その応答値を示す。応答値は,比較として B 活荷重による応答値との比率を合わせて示すこととする。

なお,発生断面力は対象とする部材に最も厳しい断面力を与える車両配置として算出している が、断面力が最大となるように手入力で車両配置を探査しているため、必ずしも最大値となって いない可能性があるため、疲労設計指針<sup>2)</sup>に示される荷重(重力単位系)から SI 単位系への変換 にあたっての重力加速度は安全側を考慮し、g=10.0 とした。

また,車両は2車線どちらも同じく渋滞しており,載荷されている車種,車両重量,車両配列 は同じものとしている。 ①解析モデル

解析モデルを図-2.3.6に示す。

モデルは3章の検討にも用いている鋼単純トラスモデル(橋長L=70.63m,幅員8.6m)であり, RC床版をシェル要素,上弦材,下弦材,斜材,横構は弾性梁要素とした。床版上の各節点に単位 重量を載荷した結果を組み合わせることで車両配置による軸重が部材断面力に与える影響を評価 した。



図-2.3.6 解析モデル

②着目部材

上記モデルの部材において断面力を着目する部材を図-2.3.7に示す。



# **図-2.3.7** 着目部材

③検討結果

検討結果として、着目部材における断面力を示す。

格点部を剛結としてモデル化しているため,若干の2次応力としての曲げモーメントとせん断 力が発生したが,ここではトラス部材の卓越断面力である軸力のみを表示する。

比較のため, B活荷重による断面力を表-2.3.8に示し,各ケースの断面力はB活荷重との比率 もあわせて表示する。

表-2.3.8 B活荷重載荷による支点反力および着目部材の断面力

B活荷重載	荷時	
** 5 *	支点記号	反力(kN)
	А	609.2
	в	615.5
又無反力	С	817.8
	D	811.5
	合計	2854.1

	着目部材	軸力(kN)
新型中	U3	-1689.2
町面ノ	L4	1039.3
	D3	613.2

i) B活荷重×50%(着目部材に対して不利な載荷)

B活荷重×50%

	支点記号	反力(kN)	B活荷重 との比率(%)
an 10 - 10 m	А	362.6	59.5
支点反力	в	346.0	56.2
	С	374.2	45.8
	D	356.4	43.9
	合計	1439.3	50.4

	着目部材	軸力(kN)	比率(%)
熊西市	U3	-851.4	50.4
町面刀	L4	532.3	51.2
	D3	358.3	58.4

「重	面	記列	1	
1-	1-1-1-			

	車種	車長	車長累計	平均重量との比率
1	乗用車	4.4	8.3	1.00
2	小型トラック	4.4	14.7	1.00
3	大型トラック	8.5	25.2	1.00
4	大型トラック	8.5	35.7	1.00
5	セミトレーラー	14.0	51.7	1.00
6	中型トラック	6.0	59.7	1.00
7	乗用車	4.4	66.1	1.00
8	乗用車	4.4	72.5	1.00
先頭耳	車両の位置 x=	1.9	) m	
	車両間隔 $\delta =$	2	2 m	

ii) 大型車混入率η=32.5% ( p=1/(475×720) )

# 大型車混入率32.5%

入至单派入平32.3%	
(シミュレーション結果に基づく車両配置	<b>冒</b> )
	_

	支点記号	反力(kN)	B活荷重 との比率(%)
支点反力	А	538.0	88.3
	в	1310.0	212.8
	С	555.6	67.9
	D	1349.7	166.3
	合計	3753.3	131.5

断面力	着目部材	軸力(kN)	比率(%)
	U3	-1518.8	89.9
	L4	1072.9	103.2
	D3	560.4	91.4

1	÷	Ŧ	<b>X</b>	Tol	٦.
۰.	里	[山]	HC	<b>7</b> 1	

	車種	車長	車長累計	平均重量との比率
1	乗用車	4.4	4.2	1.01
2	乗用車	4.4	10.6	0.88
3	小型トラック	4.4	17.0	1.33
4	乗用車	4.4	23.4	0.57
5	乗用車	4.4	29.8	1.02
6	小型トラック	4.4	36.2	1.33
7	セミトレーラー	14.0	52.2	3.50
8	セミトレーラー	14.0	68.2	3.50
0	垂用重	4.4	74.6	1.19

大型車混入率32.5%

	支点記号	反力(kN)	B活荷重 との比率(%)
	А	969.8	159.2
支点反力	в	878.2	142.7
	С	1000.9	122.4
	D	904.4	111.4
	合計	3753.3	131.5

断面力	着目部材	軸力(kN)	比率(%)
	U3	-2474.4	146.5
	L4	1561.3	150.2
	D3	1069.1	174.4

	車種	車長	車長累計	平均重量との比率
1	乗用車	4.4	4.2	1.01
2	乗用車	4.4	10.6	0.88
3	小型トラック	4.4	17.0	1.33
4	セミトレーラー	14.0	33.0	3.50
5	セミトレーラー	14.0	49.0	3.50
6	小型トラック	4.4	55.4	1.33
7	乗用車	4.4	61.8	1.02
8	乗用車	4.4	68.2	0.57
9	乗用車	4.4	74.6	1.19
頭耳	車両の位置 x= 車両間隔 δ=	-2.2	2 m 2 m	

# iii) 大型車混入率η=60% ( p=1/(475×720) )

大型車混入率60%

(シミュレーション結果に基づく車両配置)

支点反力	支点記号	反力(kN)	B活荷重 との比率(%)
	А	1231.3	202.1
	В	849.5	138.0
	С	1270.5	155.3
	D	874.8	107.8
	合計	4226.0	148.1

	着目部材	軸力(kN)	比率(%)
断面力	U3	-2000.1	118.4
	L4	1246.1	119.9
	D3	607.2	99.0

rt	-	517	i i	
し早	山 日(	599.		

	車種	車長	車長累計	平均重量との比率
1	中型トラック	6.0	4.5	1.01
2	セミトレーラー	14.0	20.5	3.50
3	中型トラック	6.0	28.5	1.10
4	セミトレーラー	14.0	44.5	3.11
5	中型トラック	6.0	52.5	1.04
6	セミトレーラー	14.0	68.5	1.16
7	乗用車	4.4	74.9	0.82
E頭I	車両の位置 x=	-3.5	ōm	
	車両間隔 $\delta =$	2	2 m	

#### 大型車混入率60%

(部材断面力が厳しくなるように車両配置を見直した場合) 支占記号 反力(kN) B活荷重

	文点記亏	及刀(kN)	との比率(%)
[	А	1140.4	187.2
支点反力	в	940.3	152.8
	С	1176.9	143.9
	D	968.4	119.3
	合計	4226.0	148.1
	着目部材	軸力(kN)	比率(%)
熊南五	U3	-2495.7	147.7
副面刀	L4	1551.2	149.3
	D3	1081.3	176.3

	車種	車長	車長累計	平均重量との比率
1	中型トラック	6.0	4.5	1.01
2	中型トラック	6.0	12.5	1.10
3	セミトレーラー	14.0	28.5	3.11
4	セミトレーラー	14.0	44.5	3.50
5	セミトレーラー	14.0	60.5	1.16
6	中型トラック	6.0	68.5	1.04
7	乗用車	4.4	74.9	0.82
頭耳	画両の位置 x=	-3.5	5 m	
	車両間隔 δ=	:	2 m	

検討の結果,車両配置によって B 活荷重との反力比率よりも発生断面力が大きくなるケースが ある。例えば,ii)において支点反力の合計値は,B 活荷重に対して 131.5%であるが,断面力を見 ると,U3 部材では 146.5%,L4 部材では 150.2%,D3 部材では 174.4%となっている。また,iii) では,支点反力の合計値は,B 活荷重に対して 148.1%であるが,U3 部材では 147.7%,L4 部材で は 149.3%,D3 部材では 176.3%となっており,最大で B 活荷重の約 1.8 倍の応答値となっている ことがわかる。しかし,(2)で示したように,シミュレーション結果は,大型車混入率 $\eta$ = 32.5%,  $\eta$ = 60%ともに,2 台のほぼ上限値の大型車(セミトレーラ)荷重によって支配的となっているた め,ii),iii)の大型車混入率による部材応答値の最大値に大きな違いは見られなかった。

iii)の結果は, B 活荷重に対して, 安全係数を 1.7 で設計している場合, 部材断面の降伏や座屈 が危惧される水準である。しかし, 今回の検討ケースは, 2 車線同時載荷の結果である。従って, 実際には他方の車線について, i)平均荷重載荷を仮定すれば, 部材応答値は, i)とiii)との平均値に 近くなると予想される。つまり, U3 部材・L4 部材については, ほぼ B 活荷重相当の応答値に, D4 部材については B 活荷重相当の応答値を超えることが予想されるが,降伏・座屈はしない水準 であると推察できる。以上のことから, 2.3.2 (5)②における仮定条件下では, Performance Level と して Operational の水準は確保できると考えられる。すなわち, 2.3.2 に示した①のシナリオについ ては, 一般的な設計が実施され,橋梁の耐荷機能を損なわないよう適切な維持管理が実施されて いれば, これを回避することができると推察する。

## 2.3.4 まとめ

リダンダンシー解析に用いる活荷重レベルについて,実態の車両渋滞列を考えたときの期待値 荷重を載荷するという立場から,シミュレーションを実施した。その結果,次のような成果を得 た。

(1) リダンダンシー解析に用いる活荷重レベルとして,道路管理者もしくは設計者が判断しやすいように,道路橋示方書におけるB活荷重の50%の車両渋滞列を,視覚的に提示した。

(2) 稀に生じる荷重(大型車混入率 $\eta$ =32.5%のとき B 活荷重の 1.32 倍,大型車混入率 $\eta$ =60%のと き B 活荷重の 1.48 倍)に対する D4 斜材断面力の応答値は,B 活荷重の部材応答値に対して約 1.8 倍となった。これは、2 車線同時載荷の場合の結果であり、他方の車線が期待値荷重相当である 場合は、部材は降伏または座屈しない水準であると推察される。従って、「橋梁上で渋滞が生じる ことで、ある部材が降伏または破断するシナリオ」については、一般的な設計が実施され、橋梁 の耐荷機能を損なわないよう適切な維持管理が実施されていれば、これを回避できる。

(3)「車両の衝突や突発的な擾乱等によって,1部材が破断した系に対して,連鎖的な崩壊が生じ 橋梁が落橋するシナリオ」について,リダンダンシー解析を実施する場合の活荷重レベルは,管 理者が交通量調査等によって実態を把握し,荷重の生起確率とその影響度からリスク評価を行っ て定めることを基本とする。

シミュレーション結果から,道路橋示方書における B 活荷重の 50%の値は,大型車混入率 60% の場合の期待値荷重に近いことが分かった。ただし,支間長が 80m を超えかつ大型車混入率が 60% を上回る場合については,適切な活荷重の確率分布を,交通量調査・軸重調査から期待値荷重を 推定することが望ましい。 【2.3節 参考文献】

- 1) (公社)日本道路協会:道路橋示方書 I 共通編・II 鋼橋編 同解説(平成 24 年版), 2012.
- 2) (公社)日本道路協会:鋼道路橋の疲労設計指針, 2002.
- 3) 森猛,秋山慎一郎:交通渋滞時の2車線道路橋の疲労設計荷重・同時載荷係数の検討,第59 回構造工学シンポジウム,11-1,土木学会,2013.
- 4) National Cooperative Highway Research Program: Inspection and Management of Bridges with Fracture-Critical Details, NCHRP Synthesis 354, Transportation Research Board, 2005.
- Structural Engineers Association of California: Vision 2000 Performance Based Engineering of Buildings, Vision 2000 Committee, 1995.
- 6) M. Matsumoto and T. Nishimura, Mersenne Twister: A 623-dimensionally Equidistributed Uniform Pseudorandom Number Generator, ACM Transactions on Modeling and Computer Simulation, 1998.
- 7) 国土技術政策総合研究所:道路橋の設計自動車荷重に関する試験調査報告書 一全国活荷重
   実態調査一,国土技術政策総合研究所資料 第 295 号,2006 年1月.

# 3 リダンダンシー評価のケーススタディ

## 3.1 概要

本章では、リダンダンシー評価のケーススタディとして鋼トラス橋、鋼アーチ橋、鋼鈑桁橋を 対象に解析的検討を行う。

「3.2 損傷事例」では先ず、国内外の鋼橋の重大損傷事例を橋梁形式毎に収集・整理し、リダンダンシーを検討する上で考慮すべき損傷シナリオについて考察した。

「3.3 鋼ゲルバートラス橋」では、13 径間鋼下路式ゲルバートラス橋を対象に腐食による部材 破断等を想定して静的リダンダンシー解析を行った。本橋は部材数が多く、破断想定部材が極め て多いため、プログラム化して対処した。

「3.4 鋼鈑桁橋」では、3 径間連続非合成4 主鈑桁橋を対象に、立体シェルモデルによる線形リ ダンダンシー解析を行い、既往の実験的研究で主桁ウェブの疲労き裂発生時の鈑桁の終局状態と して支配的な RC 床版上面の圧壊に着目した評価を行った。また、鋼 I 桁橋の支承部付近に発生 した疲労き裂がその進展に伴い残存耐荷性能にどのような影響を与えるかを弾塑性 FEM 有限変 位解析により定量評価を試みた。加えて、構造の代替性・補完性の観点で疑問視されつつある二 主桁橋を対象に、支間中央の疲労き裂発生時の残存耐荷性能を同様の手法により数値解析的に検 討した。

「3.5 鋼アーチ橋」では、上路式アーチ橋を対象に、損傷事例の多い短い垂直材の疲労き裂を想 定した線形リダンダンシー解析を行った。また、垂直材接合部のモデル化の違いがリダンダンシ ー評価に及ぼす影響について感度解析した。

「3.6 鋼トラス橋の動的リダンダンシー解析」では、上路式鋼トラス橋を例にして斜材破断時の 動的リダンダンシー解析を行い、解析手法の提案、破断時の実現象に近い衝撃力の確認、橋全体 の終局状態までの余裕度、静的リダンダンシー解析との評価結果の相違について分析した。

「3.7 トラス格点部の耐荷力評価」では、トラス橋のリダンダンシー性を評価する上で重要な格 点部に着目し、腐食劣化の生じた実橋梁部材の載荷実験結果を引用して、状態を適切に評価でき るモデル化手法について検討した。

以上のケーススタディは、付録に示すガイドラインのモデル化手法や評価方法と部分的に異な る箇所もあるが、同種橋梁のリダンダンシー解析の方法や影響の感度を把握できるものとして活 用されたい。

# 3.2 損傷事例

# 3.2.1 鋼橋の損傷原因

既往の文献等を基に整理した国内外鋼橋の重大損傷事例を表-3.2.1に示す。表中の事例は、ト ラス、アーチ、桁橋について、落橋や通行止め、部材破断等の国内外において公開されている事 例を収集・整理したものであり、実際の事例の一部を抽出したものにすぎないが、橋梁形式毎の 損傷区分や損傷部位の傾向を掴むことが可能である。なお、地震等の自然災害による損傷事例は 含めていない。

橋梁の損傷原因としては「疲労」,「塩害」,「アルカリ骨材反応」が挙げられ,橋梁の三大損傷 と言われており,これらの損傷は放置すると劣化が進行し,橋梁の安全性に影響を及ぼす可能性 がある。一方で橋梁の架替理由の調査<sup>1)</sup>の中で,鋼橋上部工の損傷による事例に限定した場合の 結果を図-3.2.1に示す。図-3.2.1より,平成18年度調査では,鋼材の腐食と床版の損傷で約 8割を占めており,それ以前の調査においては,この2つの理由が全体の90%以上を占めるもの となっている。また,鋼材の疲労損傷については,調査結果では事例が少なかったものの,今後 耐久性を左右する重要な因子と指摘されている。

ここでは、リダンダンシーの評価を検討する上で対象としている鋼部材の経年劣化における損 傷に着目し、また、鋼橋の耐久性に大きな影響を及ぼすと考えられる損傷原因として、その事例 が多い「腐食」と「疲労」に着目し、既往の文献を基にその損傷事例についてまとめる。

橋	梁形式	損傷区分		損傷部位	損傷の種類	<sup>洛橋の</sup> 有無	サイト	備考
トラス	上路形式	構造欠陥	格点部	ガセットPL	座屈、破断	0	海外	
		疲労	吊材		亀裂	0	海外	溶接不良
		腐食、座屈	格点部	ジョイント下	変形	_	海外	
		構造欠陥	下弦材	カンチレバー部	座屈、破断	0	海外	
		疲労	吊材	ゲルバー部	亀裂	0	海外	溶接不良
		構造欠陥	下弦材	カンチレバー部	座屈、破断		海外	
		疲労	吊材	ゲルバー部	溶接不良		海外	
		腐食	トラス部材		損傷部材が多く 判定不能	0	国内	損傷部材が多く、判定不能
		腐食	下弦材	ジョイント下	断面欠損	_	国内	
		腐食	格点部	ジョイント下	断面欠損	_	国内	片側交互交通規制
	下路形式	腐食	斜材	埋込部	破断		国内	通行止め
		腐食	斜材	埋込部	破断	_	国内	片側車線規制
		腐食	斜材	埋込部	断面欠損	_	国内	片側交互交通規制
		構造欠陥	上弦材		破断	_	国内	
		構造欠陥	PC床版	PCケーブル	破断	_	国内	
		腐食	埋込部		破断	_	国内	通行止め
		疲労	斜材	ガセット上端	亀裂	_	国内	通行止め
		腐食	埋込部		断面欠損		国内	通行止め(大型車)
		腐食	埋込部		断面欠損		国内	片側交互交通規制(夜間)
		腐食	格点部	全体	断面欠損		国内	20t荷重規制
		疲労	斜材		亀裂		国内	片側交互交通規制
アーチ	上路形式	疲労	ヒンジ部		亀裂、段差		国内	片側車線規制
		腐食	格点部	ジョイント下	変形	_	国内	片側交互交通規制
	中路形式	疲労	吊材	短吊り材の接合部アーチリブ近傍	亀裂		国内	大型車交通規制 片側交互交通規制(一般車)
	下路形式	疲労	吊材		破断	_	海外	通行止め
		腐食	吊材	アーチリブ直下	孔食		围内	通行止め
		腐食	横桁	床組み直下のウェブ、フランジ境界部	孔食			
		腐食	吊材	ステンレスの鞘管	破断	_	国内	通行止め
		疲労	吊材	鋼床版と吊り材ガセットの溶接部	亀裂	_	国内	溶接不良の可能性あり
桁橋	多主桁橋	構造欠陥、疲労	支間部	主桁	座屈、破断	0	海外	横倒れ座屈
		脆性破壊	支間部	主桁溶接継手部	破断	0	海外	
		疲労	支間部	主桁と横桁の接合部	破断	_	海外	
		腐食	支点部	主桁フランジ、ウェブ境界部	孔食	_	国内	
		腐食	支点部	主桁フランジ、ウェブ境界部	孔食	_	国内	
		疲労	主桁	横桁下フランジ仕口部	亀裂	_	国内	通行止め、 約1mの亀裂
		疲労	横桁	横桁ガセット直上のウェブ	破断		国内	
		腐食	支点部	横桁ウェブ	孔食	—	国内	大型車交通規制
		腐食	支点部		孔食	_	国内	大型車交通規制
			支間部	床版コンクリート(床版支間部)	剥離	-		
		腐食	支点部		孔食	0	国内	通行止め

表-3.2.1 重大損傷の事例



その他 1.4% 床版の 破損 47.8% の別材の 腐食 50.8%

鋼橋(112橋)

a) 昭和 52 年度調査

鋼橋(69橋) b)昭和 61 年度調査





鋼橋(73橋)

c) 平成 8 年度調査

d) 平成 18 年度調査

図-3.2.1 鋼橋上部工の損傷による架替理由の内訳<sup>1)</sup>

## (1) 腐食損傷の概要

鋼橋では腐食が代表的な損傷となっており,文献 1)では損傷を理由に架け替えられた鋼橋の うち,腐食を主たる理由としてあげたものが約 50%を占めるという結果が得られている。腐食が 生じる主な原因として,文献 2)では,表-3.2.2のように分類し,腐食原因の割合の調査結果を 示している(図-3.2.2)。構造的な要因としては,雨水の漏水や滞水を生じさせる構造的な原因に 加え,湿気のこもり,結露の生じやすい構造(または環境),塗膜の早期劣化が生じやすい構造が 含まれる。環境的な要因としては,架橋地点の環境条件の特殊性に原因したものであり,飛来塩 分の付着量等が含まれる。損傷原因の割合は,床版ひび割れ損傷部や打ち継ぎ不良部からの雨水 の漏水(I),伸縮装置部あるいは床版端部からの雨水の落下・漏水(II)が多く,橋梁形式を問 わず発生しており,腐食原因全体の半数程度を占めている。

腐食による具体的な損傷としては、鋼部材の板厚減少が生じる「減厚」や、部材断面の一部に 欠損が生じる「断面欠損」、局所的な腐食により孔の開いた状態となる「孔食」等がある。これら は、部材の耐荷力が低下し、またそれに伴う二次的な応力集中によってき裂が生じる場合もあり、 その後部材破断に至った事例もある。文献 3)では、それ以前の研究において腐食による板厚減 少が橋全体の耐荷力に及ぼす影響は比較的小さいとしている報告がある中で、局部的な著しい腐 食の進行が耐荷力に大きな影響を及ぼすことを指摘している。

	1	構造的な要因による湿気のこもり、結露、風通し不良など
	2	伸縮装置や床版端部などの桁端部における漏水
		・床版損傷部、打継ぎ不良部、目地部などからの漏水
		・舗装のひび割れ部、目地部などからの漏水
<u>推`生的ナン八</u> 新		・波型デッキプレートの切欠部からの漏水
伸迫的な万短	3	集水および滞水、土砂・ごみ・塩分の堆積しやすい構造詳細
	4	路面からの雨水、泥の跳ね返り、ごみ・土砂の落下
	5	高力ボルト継手部、リベット継手部からの雨水の新入・漏水
	6	排水ドレーン位置、床版水抜き孔位置の不適切
	$\bigcirc$	塗膜不良(高力ボルト継手部、部材こば部など)
環境的な分類	8	塩分(海塩粒子、凍結防止剤)の付着

表-3.2.2 腐食原因の分類<sup>2)</sup>



Ι	床版損傷部、打継ぎ不良部からの漏水
Π	桁端部(伸縮装置、床版端部)からの漏水
Ш	滞水、ごみの堆積、塩分の堆積しやすい構造
IV	塩分(海塩粒子、凍結防止剤)の影響
v	結露、湿気のこもり
VI	路面からの雨水、泥の跳ね返り、ごみの落下
VI	高カボルト継手部からの漏水
VIII	排水ドレーン、床版水切り孔の不適切、その他

図-3.2.2 腐食原因の割合<sup>2)</sup>

## (2) 疲労損傷の概要

鋼橋の疲労損傷について、これまで確認されているものでは、海外における構造欠陥や粗悪な 材料の採用による主桁の横倒れ座屈や主桁の溶接接合部の脆性破壊を除き、その多くは主桁と横 桁等横つなぎ材や二次部材との接合部、主構造と吊材・斜材との接合部に発生しており、疲労き 裂の進展によって最終的に部材破断が生じた事例もある。なお、ケーススタディの対象としてい ない鋼床版、鋼製橋脚の疲労損傷については、まとめの対象外としている。

疲労損傷の原因別にまとめたものを図-3.2.3に示す<sup>4),5)</sup>。疲労損傷の原因としては,製作時の 初期欠陥や車両・風による振動の他,一般的な設計手順では計算対象外である部位における応力 集中,面外変形,二次応力などの影響が重複して作用することが主原因となっている。また,疲 労損傷の発生する傾向として,ある時代の基準では疲労強度が劣る継手構造があることや,高張 力鋼導入による主構造たわみの制限,RC床版に係る規定の変遷等,設計年度による傾向も指摘さ れている。二次部材接合部の疲労損傷は,橋梁の安全性に直ちに重大な影響を及ぼすものではな いが,き裂が主要部材に進展する場合もあり,重大事故につながる恐れがあるため,橋梁形式毎 に主要部材にき裂が生じる恐れがある事例を整理することが重要である。

一方,疲労損傷は大型車両の重量や台数,車両走行に伴う衝撃や振動現象の影響を強く受ける (図-3.2.4)。ある道路管理局管内の鋼橋の損傷原因の割合<sup>7)</sup>を図-3.2.5 に示すが,疲労損傷が 占める割合が最も大きくなっており,重交通路線等では重大損傷を引き起こす原因として,腐食 損傷よりも疲労損傷の占める割合が多くなることも懸念される。



No.	原	因	発生件数の多い損傷位置	
1	初期欠陥	10件		
2	応力集中	37件	横桁下フランジ終端部の腹板切欠部	14件
			縦桁下フランジ打切部の腹板切欠部	5件
			主桁端部の腹板切欠部	7件
3	面外変形	15件	主桁の対傾構取付垂直補剛材下端の腹板	4件
4	二次応力	36件	対傾構取付垂直補剛材上端部	18件
			箱桁上フランジの縦リプと横リブの交差部	3件
			上フランジの溝型補強材取付部	3件
5	車両振動	16件	中間補剛材下端部の腹板	7件
			縦桁中間補剛材下端部の腹板	3件
			ダイヤフラムと縦リブの交差部	2件
			縦桁に付くラテラル	2件
6	風の振動	6件	吊り材の上下連結部	3件
7	その他の振り	助 0件		
8	その他	1件		

図-3.2.3 疲労損傷事例の原因別割合<sup>4),5)</sup>





## 3.2.2 鋼トラス橋, アーチ橋の損傷事例

**表-3.2.3** に,鋼トラス橋とアーチ橋の腐食,疲労損傷における損傷原因と発生部位の例を示 す。ここで,表は既往の研究論文や報告書等の一部から収集した結果である。

既往の研究<sup>2)</sup>によると、塩分(海塩粒子、凍結防止剤)の影響を除き、鋼トラス、アーチ橋の最も 多い腐食損傷の原因は「滞水、ごみ、塩分の堆積しやすい構造」であり、トラス斜材格点部とい った構造ディテールによる特徴的な腐食事例が多い。また、「床版損傷部、打ち継ぎ不良からの漏 水」、「桁端部(伸縮装置、床版端部)からの漏水」の占める割合も大きくなっている。一方、疲労損 傷については、床組みの二次応力によるき裂や長尺部材(トラス斜材、アーチ吊材等)の風によ る振動に起因したき裂・破断など鋼トラス、アーチ橋で共通の損傷原因もあるが、アーチ橋での クラウン付近の短支柱の疲労き裂といった構造ディテールによる特徴的な損傷事例もある。

次項では、重大事故の原因となり得る損傷事例に注目し、詳細をまとめる。

損傷区分	橋梁形式		損傷部位	損傷状況	備考	
	トラス	弦材	弦材外面	減厚, 断面欠損		
			弦材内面	減厚 新面欠損	*)	
			はけいに ひかん ひん	减厚	・車道からの雨水の落下、跳ね返り	
					・床版端部からの漏水(遊離石灰)	
			2271日本の地域でおいても「い」」は、し、	减厚, 断面入損	・凍結防止剤の散布	
			弦材格点の継ぎ手部(高刀ホルト、リベット)	减厚	<ul> <li>・泥,ほこりの堆積</li> </ul>	
		斜材	斜材	減厚, 断面欠損	・結露,湿気のこもり	
			斜材格点部、ガセット	減厚,断面欠損	・滞水	
			斜材格点の継ぎ手部(高力ボルト、リベット)	減厚	・飛来塩分の付着	
			斜材(埋め込み部)	亀裂状の欠損		
		床組	床組下フランジ、ウェブ、継ぎ手部	減厚,断面欠損	・床版端部からの漏水(遊離石灰) ・床版損傷部からの漏水(遊離石灰) ・上記の他、※)部	
		桁端部	端横桁、縦リブ、補剛桁	減厚,断面欠損	・伸縮装置からの漏水 ・床版端部からの漏水(遊離石灰) ・上記の他、※)部	
腐食	アーチ	アーチリブ	アーチリブ外面	減厚. 断面欠損		
			アーチリブ内面	減厚 新西ケ堤	<b>X</b> )	
					* ・ 車道からの雨水の落下、 跳ね返り	
			アーナリフ継さ手部(高刀ホルト、リペット)	减厚	・床版端部からの漏水(遊離石灰)	
			アーチリブ格点部、ガセット	減厚,断面欠損	・凍結防止剤の散布	
		吊材(支柱)	吊材(支柱)	減厚, 断面欠損	・泥、ほこりの堆積	
			品材(支柱)格点部, ガセット	減厚 断面欠損	・結露、湿気のこもり	
					・飛来塩分の付着	
				顺序		
			吊材(埋め込み部)	亀裂状の欠損		
		床組	床組下フランジ、ウェブ、継ぎ手部	減厚,断面欠損	・床版端部からの漏水(遊離石灰) ・床版損傷部からの漏水(遊離石灰) ・上記の他、※)部	
		桁端部	端横桁、縦リブ、補剛桁、端支柱	減厚,断面欠損	・伸縮装置からの漏水 ・床版端部からの漏水(遊離石灰) ・上記の他、※)部	
	トラス	弦材	カバーPLのプラグ溶接部	破断	溶接欠陥	
		斜材(対材)	アイバーのピン孔	破断	応力集中	
			アイバーの下格点首部	破断	二次応力	
			対 材 の 科 材 と の 父 点 で の 添 茂 板 リ ヘット 孔	做断 色刻	<u> </u>	
		쇠壮	上下俗点 の の 人 リット 補 独 仮 削 単 両 肉 止 场	电发 动影	心力未出 塩動(周にとるカルマン温)	
		<u>赤市初</u> 垂直材	上ではなりていたのでは、	鱼型	10030(1001-50)//マン洞)	
		床組	端横桁と縦桁の交差部(端横桁ウェブ)	<u>电衣</u> 集裂	面外変形	
		N. L. C. L.	端横桁と上弦材の接合部(コネクションPL回し溶接部)		二次応力	
			横桁と縦桁の接合部の縦桁腹板切り欠き部	亀裂	二次応力	
疲労		桁端部	掛け違い部(桁端切り欠き部ウェブ)	亀裂	応力集中	
			端横桁と上弦材の接合部	亀裂	面外変形	
	アーチ	アーチリブ	アーチ上フランジ(支柱取り付け部の溶接止端)	亀裂	面外変形	
		吊材	上下連結部(支柱の上下端の接合部周辺)	<u> </u>	振動(風によるカルマン渦)	
		吊材(埋め込み部)	吊材と鋼床版接合部(ガセットと鋼床版溶接部)	亀裂		
		支柱	上下連結部(支柱の上下端の接合部周辺)	<u> </u>		
		床租	「「「「「」」」」の後合部	<u> </u>	国外发形	
			「「「「「「」」」」「「」」「「」」「「」」「「」」「「」」「「」」「」」「」	<u> </u>	<u></u>	
			(補剛剤) ソエノ(塩又仕上の切り次さ部) 株板と縦板の弦合部の縦板暗ちをついた。	<u></u>	心 ノ 未 甲 二 二 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一	
		桁端部	1度111と1度111の1をロージの報告11度1250500000000000000000000000000000000	<u>电衣</u>	<u>応力集中</u>	

**表-3.2.3** 鋼トラス橋,アーチ橋の損傷原因と発生部位の例<sup>2),4),8)</sup>

## (1) 腐食損傷の事例

a) 支承部,桁端部の腐食

**写真-3.2.1**に鋼トラス橋,アーチ橋の支承部の腐食例を示す。写真に示す通り,伸縮装置, 床版端部からの漏水や滞水,ゴミ,土砂の堆積等により,桁端部の支承周辺は,腐食損傷を 受ける事例が多く報告されている<sup>4)</sup>。地震荷重により,支承部が破壊して落橋に至った事例も 報告されており,経年劣化による支承部の損傷は,重大事故につながる恐れがある事例と考 えられる。





①支承の腐食(トラス橋)
 ②支承部の土砂堆積(下路アーチ橋)
 写真-3.2.1 支承部の腐食事例<sup>5)</sup>

b) 床組み部の腐食

**写真-3.2.2** は下路アーチ橋の床組み上フランジの腐食状況を示したものであり、長大なア ーチ橋やトラス橋で報告されている<sup>4),5)</sup>。原因は、輪荷重により主構と縦桁に生じたたわみ差 に起因した床版部幅員方向に生じたひび割れからの雨水の漏水であり、床組および格点部で腐 食が生じる恐れがある。損傷事例を収集した範囲においては、このような損傷により重大事故 は発生していないが、床版の損傷に起因した腐食損傷であるため、橋梁の使用性の観点からは 重要な損傷事例と考える。



写真-3.2.2 アーチ橋の床版部からの漏水<sup>2)</sup>

c) 格点部の腐食

格点部は構造的に雨水や結露水の滞水,ゴミや土砂の堆積が起こりやすく,損傷事例が多い部位である。 写真-3.2.3 は、下路トラス橋格点部の腐食事例を示したものであるが、水 平面は水はけが悪く、かつ日射による乾燥が行われにくいことから腐食が進行する恐れがあ る。また、沿岸地域あるいは融雪・凍結防止剤の散布地域の橋梁については、このような格 点部に塩分が付着・堆積することで腐食の進行がさらに加速することとなる<sup>4)</sup>。

一方,格点部はリベットや高力ボルト現場継手により構成される場合が多く,継ぎ手部の 凹凸形状から一定の塗装品質(塗膜厚)の確保が困難であり,他の部材と比べ,塗膜の劣化が生 じやすい傾向にある。また,部材縁端の面取り処理が十分で無い橋梁では,塗料が十分に付 着せず塗膜が薄くなる傾向にあることが既往の研究<sup>8)</sup>により指摘されている。

従い,格点部では,構造ディテールにより腐食損傷が生じやすい他,塗装品質の確保が困難な部位であることが分かる。写真-3.2.3②では腐食が進行してガセットPLの断面欠損が生じているが,このように腐食が激しく進行すると,複数の部材の破壊につながるため,橋梁 全体の影響に与える影響が大きいと推察され,重大事故の発生が懸念される損傷事例である。



①下路トラス橋の格点部の腐食<sup>®</sup>
 ②下路トラス橋のガセット PL の腐食<sup>5)</sup>
 写真-3.2.3 格点部の腐食状況

d) 弦材の腐食

トラス弦材等の閉断面部材において,写真-3.2.4 のような雨水の浸入による滞水により, 腐食損傷が報告されている<sup>4)</sup>。主な腐食の原因としては,湿気のこもりや結露,高力ボルト 継手部からの漏水や桁端ダイヤフラム開口部からの雨水の浸入と考えられている。このよう な損傷で重大事故が生じた事例は,損傷事例を収集した範囲において報告されていないが, 飛来塩分や凍結防止剤による塩分の影響や橋梁架設位置の地形条件,橋梁の維持修繕状況に よっては,注意が必要と考える。



①外面
 ②内面
 写真-3.2.4 トラス上弦材の腐食状況<sup>9)</sup>

## e) 床版埋め込み部の腐食

鋼トラス橋の斜材やアーチ橋の吊材,中路アーチ橋の主構において,床版埋め込み構造が採 用されている事例があり,コンクリート接触部からの漏水に起因して腐食が生じ,部材が破断 する事例が報告されている<sup>4),9),10)</sup>。**写真-3.2.5**にトラス斜材の事例を示すが,床版上面とトラ ス斜材の境界部で著しい腐食が生じている。埋め込み部の腐食に伴い,部材下面への錆汁の露 出などが見られることがあるが<sup>9)</sup>,外観から内部の腐食状態の判断が困難であり,目視点検が 困難である。主に,引張り部材の損傷となるため,腐食が進行して破断に至った場合は,重大 事故が懸念される重大損傷事例である。



写真-3.2.5 床版コンクリートとトラス斜材貫通部の腐食4)

f) 吊り材の腐食

**写真-3.2.6** ①に吊材の腐食破断の状況を示すが,アーチ橋において,アーチ主構と補剛桁を 繋ぐ吊材が破断する事例が報告されている<sup>9),10)</sup>。この事例では,吊ケーブルをステンレス製の 鞘管で被覆した構造が採用されている。文献 9)では,異種金属が直接接触していなくても結露 や雨水の漏水により水分が供給され,電気的に接触することで異種金属接触腐食が生じること を指摘している。この事例は,埋め込み部の腐食と同様,該当部が引張部材であると共に,目 視点検により腐食状態を確認できない部位であることから,重大事故が懸念される損傷事例で ある。一方,アーチ主構と吊材接合部が腐食により断面欠損している事例も報告されている<sup>10)</sup> (**写真-3.2.6** ②)。この事例についても腐食が進行した場合,吊材の破断に至るため,重大事故 が懸念される損傷事例である。



②吊部材とアーチ王構造接合部の腐食 写真-3.2.6 吊部材の腐食状況

## (2) 疲労損傷の事例

a)桁端切り欠き部の疲労き裂

ゲルバートラス橋の掛け違い部やアーチ橋の側径間部との連結部について,**写真-3.2.7**に示す ような切り欠き部の疲労損傷が報告されている<sup>4),5),8)</sup>。この損傷は,桁を切り欠いたことにより高 い応力集中が生じることや,製作精度の確保が難しい構造であることに起因しているが,現在で は,この部位の構造に関して改良がなされ標準化されており,損傷は見られなくなっている。 しかしながら,過去に建設された橋梁においては,き裂が進展して脆性破壊へ移行する恐れがある ので,重大事故が懸念さえる損傷事例である。



写真-3.2.7 アーチ橋側径間と連結切欠き部の疲労損傷<sup>®)</sup>

b)床組の疲労き裂

鋼トラス橋,アーチ橋の床組について,図-3.2.6に示す横桁と縦桁の接合部,あるいは横桁と 主構の接合部にき裂が発生する事例が報告されている<sup>4),8),11)</sup>。これらの疲労損傷については,2次 部材の疲労損傷であり,重大事故に至る危険性は低いと考えられるが,主構に取りつく部材につ いては,き裂の進展方向によっては主構を貫通する損傷となるため,設計・製作施工時の配慮が 必要である。



トラス,アーチ橋床組みのき裂<sup>8)</sup>
 ②トラス上弦材と横桁接合部のき裂<sup>11)</sup>
 図-3.2.6 鋼トラス橋,アーチ橋の床組みの疲労損傷

c)主構と斜材,吊り材接合部の疲労き裂

鋼トラス橋の斜材やアーチ橋の吊り材において,風による渦振動が生じ,高頻度の繰り返し振動により,疲労き裂が生じることが報告されている<sup>9),4)</sup>。**写真-3**.2.8 は風による振動で,トラス斜材の穴あき鋼板部が破断した例である。また,**写真-3**.2.9 に示すように,下路アーチ橋の吊材

と補剛桁接合部で疲労損傷が報告されている<sup>5)</sup>。引張部材の破断には至っていないが,補剛桁フ ランジが変形しており,き裂進展により接合部の破壊が危惧される。

これらの事例は,引張部材の破断につながる損傷であり,重大事故の発生が懸念される損傷事 例である。



写真-3.2.8 トラス橋斜材の破断<sup>9)</sup>



写真-3.2.9 下路アーチ橋吊材のき裂<sup>12)</sup>

d)アーチ主構と支柱接合部の疲労き裂

鋼アーチ橋において,アーチクラウン付近の短支柱(吊材)や桁端部の支柱とアーチ主構接合 部に疲労き裂が報告されている<sup>4),8),12)</sup>。主な疲労き裂の原因として,図-3.2.7に示すように,ア ーチ主構と補剛桁間に生じる橋軸方向の水平変位差に伴う支柱の曲げ変形があげられる<sup>4),8)</sup>。写 真-3.2.10および写真-3.2.11にアーチリブと支柱接合部の損傷事例を示すが,上路,中路アーチ 橋において,支柱(吊材)とアーチ主構接合部にき裂が生じている。

上路アーチ橋の損傷事例は、圧縮部材に生じたき裂であり、FCM(崩壊危険部材)の定義からは 逸脱する。しかしながら、圧縮部材の破壊により床版や床組みの異常変形の他,他の支柱や吊材, アーチ主構の損傷に影響を与える恐れがあるため、引張り部材のき裂・破断と同様、重大事故が 懸念される損傷事例として考慮する必要があると考える。



図-3.2.7 水平方向変位差の 発生に伴う支柱材の変形<sup>8)</sup>



写真-3.2.10 中路アーチ橋の吊り材の損傷<sup>9)</sup>



写真-3.2.11 上路アーチ橋の支柱と主桁下フランジとの溶接部のき裂<sup>5)</sup>

e) 埋め込み部(アーチ主構造と鋼床版接合部)の疲労き裂

鋼アーチ橋の埋め込み部において,**写真-3.2.12**に示す通り,埋め込み部のコンクリートを 除去して点検した結果,鉛直部材のガセットと鋼床版の溶接部にき裂が確認されている<sup>13)</sup>。

トラス橋斜材埋め込み部の腐食破断と同様,該当部が引張部材であると共に,目視点検によ り腐食状態を確認できない部位であることから,重大事故が懸念される損傷事例である。



写真-3.2.12 アーチ橋の埋め込み部に生じた疲労損傷の例<sup>13)</sup>

## f)鋼トラス橋斜材の疲労き裂

写真-3.2.13 に、鋼トラス橋斜材の疲労き裂の状況を示す。このき裂は定期点検の定点観測箇 所を選定するための事前調査時に発見されたものであり、き裂進展を防ぐ応急処置を経て、迅速 な緊急処置が行われた結果、幸いな事に重大事故には至っていない。現在、損傷原因を調査中で あるが、引張部材の破断につながる重大損傷事例である。



①車道側から撮影

②海側から撮影 写真-3.2.13 鋼トラス橋斜材のき裂状況<sup>14)</sup>

## (3)損傷シナリオ

鋼トラス橋,アーチ橋について,重大事故を引き起こす恐れのある損傷部位を図-3.2.8にまめ る。リダンダンシー解析で考慮すべき重大損傷のシナリオとしては、以下の項目が考えられる。

- ① ゲルバートラス橋の掛け違い部やアーチ橋の側径間部との連結部における切り欠き部の 疲労損傷や,支点部周辺の腐食
- ② 斜材や吊材(支柱)の局部腐食や疲労き裂,部材の破断
- ③ 床版損傷部からの漏水や土砂の堆積による格点全体の腐食
- ④ 設計エラーに起因した格点全体の崩壊
- ⑤ アーチ主構と支柱接合部の疲労損傷
- ⑥ 通行車両等の衝突による偶発的な事故

上記の損傷シナリオには、3.2.2 で述べた支点部、桁端部といった鋼橋の一般的な経年劣化に よる損傷に加え、格点部や斜材、吊材といった鋼トラス、アーチ橋の特徴的な損傷が挙げられる。 特に引張部材や複数の部材が合わせて崩壊する恐れのある格点部の損傷は注意が必要である。ま た 2.2 で述べた I-35W ミネアポリス橋梁の落橋事例であるトラス格点全体の崩壊も損傷シナリ オとして挙げられる。主な落橋原因はガセットプレートの設計エラーとされているが、経年劣化 による主要部材の損傷や維持管理に対する認識不足、事故当時の交通状況等、種々の要因が複合 した結果であると考えられる。一方、下路アーチ橋に代表されるアーチ主構と支柱接合部の損傷 も損傷シナリオとして考慮する必要がある。理由は 3.2.2.(1)で述べた通りであるが、部材の初 期不正や荷重の偏心により、経年劣化による損傷を機に主要部材の座屈による橋梁全体の崩壊が 生じる恐れも考えられる。また、今回のとりまとめでは、アーチ主構の損傷事例について十分な 検証ができていない。特にアーチ主構固定部は腐食環境が良くない状況もあり,経年劣化による 損傷が橋梁全体の挙動に影響を与える恐れもある。その他,偶発的な事故による損傷事例ではあ るが,3.2.4 で述べる通行車両の衝突による橋門構の損傷も落橋に至った事例であり,損傷シナ リオとして考える必要がある。

これらの損傷シナリオについては、引き続きリダンダンシー解析のケーススタディー行い、部 材が破壊した際の橋梁全体の挙動を検証する必要がある。また今回の検証結果では、実際の損傷 事例を全て網羅できていないため、橋梁架設地点の地形条件や交通量、維持管理の方針を加味し た上で、適宜、橋梁毎の損傷シナリオを設定するとともに、リダンダンシー解析を行う際は、実 橋梁の状態に応じた損傷部材の評価が必要と考える。



図-3.2.8 鋼トラス橋,アーチ橋の損傷シナリオ

# 3.2.3 鋼鈑桁橋

既往の文献<sup>2)~10,15)~39</sup>を基に整理した鋼鈑桁橋の損傷事例を表-3.2.4 に示す。ここで示す 損傷事例は、3.2.1 で述べたように地震等自然災害による損傷を除き、主にリダンダンシー評価 の対象としている鋼道路橋の経年劣化における損傷に着目しており、部位毎に発生した損傷事例 をまとめている。発生頻度はそれぞれ異なるが、過去に実施した道路橋を対象とした損傷事例の 調査<sup>15)</sup>では、桁端部では腐食が支配的であるのに対し、支間中央部では疲労損傷の割合が高いこ とが報告されている。

損傷 区分		損傷	部 位	損傷状況	備 考
	桁端部		腹板	減厚,断面欠損	
		主佐	下フランジ	減厚, 断面欠損, 変 形	・ ・伸縮装置からの漏水 ・
		±11J	腹板と下フランジの すみ肉溶接部	き裂状の欠損	・凍結防止剤の散布
			下フランジと支点上補剛材の溶 接部	き裂状の欠損	・結露, 湿気のこもり ・滞水
腐食			<u>上フランジ</u>	減厚 減厚,断面欠損,破	・飛来塩分の付着
			下フランジ、仕口	町 減厚,断面欠損 減厚,断面欠損	
	支間中央部	小山入门设作冉	腹板	減厚、断面欠損	
		主桁	上下フランジ	減厚, 断面欠損	・床版損傷部、打継目からの漏水
		±11J	腹板と下フランジの すみ肉溶接部	減厚	・側道橋からの漏水 ・凍結防止剤の散布
		高力ボルト継手部		減厚	・滞水
		<u>中間横桁</u> 中間対傾構		<u>減厚</u> 減厚	・飛米塩分の付着
<u> </u>	桁端部	中间刈禎柟	支占上の腹板	<u> </u> 減序 き 裂	・ソールプレート端部から進展
			ソールプレート端部の 下フランジ溶接部	さ <u>教</u>	・腐食と支承部機能の劣化
		主桁	ソールプレート範囲の 腹板と下フランジの すみ肉溶接部	き裂	・ソールプレート端部から進展 ・腐食に伴う損傷
			桁端切欠部, ゲルバー掛け違い部の腹板	き裂	・溶接ルート部から進展
			支点上横構ガセットプレート取 合い部の腹板	き裂	
		支点上補剛材	端横桁との取合い部, 上下端の溶接部	き裂, 破断	
		端対傾構 	王桁との取合い部 ガセットプレート	き裂, 破断	
		端横桁		き裂	・腹板単せん断接合の構造
疲労	支間中央部		横構接合部の腹板, 下フランジ	き裂, 破断, 脆性破 壊	・海外
			_	波労破壊, または 横倒れ座屈	<ul> <li>・海外</li> <li>・落橋</li> <li>・ 落橋</li> </ul>
		主桁	溶接継ぎ手部	低温脆性破壊	・海外 ・落橋
				き裂 	<ul> <li>溶接部から進展</li> </ul>
				き裂	
			1 (1) * 対傾 博取 付 部 の 上 ノ フン ジと腹板の 溶接部	き裂	
		垂直補剛材 	徴忙・対傾博取合い部 ウェブギャップ版	き裂 + 제	
		中間 横桁	「新部の腹板   土 佐 k の 取合い 部	き裟	・腹板単せん断接合の構造
		中間対傾構	エ们 この取合い部  ガセットプレート	き裂,破断 <sub>노 제</sub>	・溶接止端部から進展
		<u> </u>	フ セットノレート  構構通 の交差部	さえ あましん ひんしょう ひんしょ ひんしょう ひんしょ ひんしょ ひょう ひんしょ ひんしょ ひんしょう ひんしょ ひんしょう ひんしょ ひょう ひんしょ ひんしょ ひんしょ ひょ ひんしょ ひょう ひょ ひょう ひょ	*浴按止峏部から進展
J		1 1月1日			ļ

**表-3.2.4** 損傷事例 (鋼鈑桁橋)<sup>2)~10), 15)~39)</sup>

## (1) 腐食損傷の事例

a) 桁端支承部周辺における腐食<sup>2)~10), 15)~30)</sup>

桁端部の腐食事例を写真-3.2.14~写真-3.2.17 に示す。桁端部の腐食事例は非常に多く,文献 3)では、鋼鈑桁橋を対象に過去の点検より腐食が生じた事例を抽出・分析しており、鋼部材の腐 食事例の約9割が桁端部に集中していることを確認している。主な発生原因として、桁端支承部 周辺は、伸縮装置からの漏水やごみ、土砂の堆積、また、橋台上の狭隘な環境によって、主桁腹 板、下フランジ、端横桁、端対傾構、支点上補剛材下端部、支承等広い範囲にわたって腐食が生 じる。

桁端部の腐食状況が支点部の耐荷力に及ぼす影響については様々な研究がされており,文献3) では,解析的な検討より,主桁下フランジの腐食範囲がソールプレートの範囲を超える場合には 支点部の耐荷力が急激に減少し,また,ソールプレート先端に局所的に腐食が進行した場合にお いても,応力集中等の影響により耐荷力の低下に大きく影響を及ぼすことを報告している。また, 主桁の腐食損傷に加え支承機能の低下(回転・水平移動)が生じた場合には,設計で想定してい ない二次的な応力集中を招き疲労損傷の発生要因にもなるため注意が必要である。



**写真-3.2.14** 桁端部の腐食事例①<sup>5)</sup> (広範囲にわたって腐食)



**写真-3.2.15** 桁端部の腐食事例②<sup>10)</sup> (主桁腹板に断面欠損)



**写真-3.2.16** 桁端部の腐食事例③<sup>9)</sup> (補剛材下端の破断)



**写真-3.2.17** 桁端部の腐食事例④<sup>16)</sup> (主桁の腐食と支承の機能低下)

b) 床版損傷部, 伸縮装置からの漏水による腐食<sup>2)~10), 15)~30)</sup>

床版,伸縮装置損傷部からの漏水によって腐食した事例を写真-3.2.18,写真-3.2.19 に示す。 これらの損傷は路面からの漏水によるもので(1)a)で述べた桁端部の腐食損傷の原因ともなるが, 桁端部以外にも発生した事例がある。損傷箇所としては,端横桁,端対傾構の上弦材や,主桁上 フランジ等が挙げられる。路面からの主な導水経路として,伸縮装置の排水機能が不十分な場合 の漏水,伸縮装置上を車両が通過する時の衝撃による舗装・床版端部の損傷,床版コンクリート 打ち継ぎ部やひび割れ発生部等が挙げられる。特に,床版内部を伝わった雨水等はアルカリ成分 を含んでおり,アルカリ成分に弱い塗装系を使用している場合には,塗膜が早期に劣化する。3.2.1 で述べたように,過去に実施した橋梁の架け替え理由の調査結果より床版の疲労損傷の事例は多 いため,このような腐食損傷の発生頻度は高いと思われる。



**写真-3.2.18** 伸縮装置からの漏水 による腐食<sup>16)</sup>



**写真-3.2.19** 床版損傷部からの漏水 による腐食<sup>9)</sup>

c) 塗膜の品質が確保しにくい部位における腐食<sup>2)~10), 15)~30)</sup>

塗膜の品質が確保しにくい部位における腐食事例を**写真-3.2.20, 写真-3.2.21** に示す。塗膜の 品質確保が困難な部位は, **3.2.2 (2)** d)で述べた事例と同様であり,現場継手部や部材のコバ面 が挙げられる。これらの部位は一般部よりも塗膜の劣化,腐食損傷が生じやすい。



写真-3.2.20 高力ボルト継手部の腐食 5)



写真-3.2.21 高力ボルト継手部の腐食 9)

d) 周辺環境の影響による腐食<sup>2)~10), 15)~30)</sup>

主に周辺環境の影響によって腐食した事例を**写真-3.2.22** に示す。鋼橋の腐食損傷に影響する 周辺環境としては、沿岸地帯(飛来塩分)、都市・工業地帯(亜硫酸ガス)、高温多湿地帯(例え ば沖縄)、寒冷地・山間部(凍結防止剤)が挙げられる。これら周辺環境によって腐食損傷が進行 するが、これに加え、前述の a) ~c)の事例の部位において著しく腐食損傷が生じることがある。



写真-3.2.22 飛来塩分の影響による腐食 9)

#### (2) 疲労損傷の事例

a) 桁端ソールプレート端部<sup>2)~10), 15)~19), 31)~39)</sup>

支承ソールプレート端部の溶接部において、図-3.2.9、写真-3.2.23、写真-3.2.24 に示すよう な疲労き裂が生じた事例が報告されている。写真-3.2.24 は、支承部の腐食損傷が併発している 事例である。これらは主構造に生じる損傷であり、ピン支承・支承板支承の橋梁、昭和39 年道路 橋示方書に基づいて設計された橋梁、支承が正常に機能していない橋梁等に多く発生している。 損傷としては、ソールプレートのすみ肉溶接周辺より疲労き裂が発生し、その後主桁下フランジ を貫通、主桁腹板への進展、または主桁腹板と下フランジの溶接部に沿って進展する事例も多く、 脆性破壊に移行した事例もある。主な損傷原因としては、ソールプレート部の断面急変に伴う応 力集中の影響や、重ね継手に相当するため疲労強度等級が低いこと、また、腐食やごみの堆積等 による支承部の機能不全(回転・水平移動)に伴う局所的な高い応力の発生等の他、全体構造に 係る問題(全体の剛性不足、支点沈下や支点反力の偏り)、製作上の要因等が挙げられている。こ のような構造ディテールは一般的であり採用されている事例が多く、(1)で述べたように桁端支 承部の機能不全が生じた例も多いため、当該箇所の疲労損傷に対しては注意が必要である。



図-3.2.9 き裂発生位置<sup>31)</sup> (桁端ソールプレート部)



**写真-3.2.23** き裂発生状況<sup>31)</sup> (桁端ソールプレート部)



写真-3.2.24 腐食,き裂発生状況<sup>9)</sup> (桁端ソールプレート部)

b) 桁端切欠き部<sup>2)~10), 15)~19), 31)~39)</sup>

桁端部の桁高調整やゲルバーヒンジ部における主桁切欠き部において,図-3.2.10,写真-3.2.25, 写真-3.2.26 に示すような疲労き裂が生じた事例が報告されている。これらは主桁腹板に生じる き裂であり,切欠きコーナー部の曲率半径が 80mm の円弧状である,コーナー部周辺に補強材が 設けられていない,腹板と下フランジの接合がすみ肉溶接となっている橋梁に多く発生している。 損傷としては,すみ肉溶接のルート部にき裂が発生することが多く,その後腹板母材にまで進展 し,脆性破壊に移行した事例もある。主な損傷原因としては,主桁断面の急変部となるため活荷 重によって局所的に大きな応力が生じること,支承部の機能不全(回転・水平移動)に伴う局所 的な高い応力の発生等の構造的な要因に加え,腹板と下フランジのルートギャップが大きくなり やすいなど製作精度上の問題が指摘されている。なお現在では,この部位の構造に関して改良検 討がなされ標準化されている。



図-3.2.10 き裂発生位置<sup>5),32)</sup> (桁端切欠き部)



**写真-3.2.25** き裂発生状況①<sup>31)</sup> (桁端切欠き部)



**写真-3.2.26** き裂発生状況②<sup>9)</sup> (桁端切欠き部)

c) 中間横桁下フランジと主桁腹板接合部<sup>2)~10), 15)~19), 31)~39)</sup>

主桁の中間横桁との接合部において,図-3.2.11,写真-3.2.27に示すような疲労き裂が生じた 事例が報告されている。これらは主桁腹板に生じるき裂であり,横桁下フランジが主桁腹板に設 けられたスリットを貫通している構造,あるいは外桁でスカラップを設けず横桁下フランジを主 桁腹板に完全溶込み溶接によって取付ける構造に発生する。主な損傷原因としては,スカラップ や回し溶接部を含む複雑な構造であり,主桁作用と横桁作用の2軸応力状態となっていること, 疲労強度等級が低い構造であること等が挙げられている。これらの損傷は,その発生件数は少な いが,主桁の面外曲げによって主桁腹板のき裂が進展し,脆性破壊へ移行,主桁の崩壊といった 重大事故につながる恐れがあることから注意が必要である。なお現在では,主桁スリット型のよ うな応力性状が複雑な構造ディテールはほとんど採用されていない。



**図-3.2.11** き裂発生位置<sup>31)</sup> (中間横桁と主桁腹板接合部)



**写真-3.2.27** き裂発生状況<sup>10)</sup> (中間横桁と主桁腹板接合部)

-65-

d) 横構ガセットプレートとの取付部<sup>2)~10),15)~19),31)~39)</sup>

主桁腹板の横構ガセットプレートとの取付部において、図-3.2.12、写真-3.2.28、写真-3.2.29 に示すような疲労き裂が生じた事例が報告されている。これらの損傷は、ガセットプレートのま わし溶接部の主桁腹板側止端から発生し、溶接線に沿って進展するケースや、溶接線を外れて主 桁腹板に進展するケース、または、ガセットプレートのスカラップ内側にある垂直補剛材溶接部 周辺から発生し溶接線を外れて主桁腹板に進展するケースがある。特に溶接線を外れて主桁腹板 に進展するケースでは、き裂は主桁面内応力によって発生するものであり、写真-3.2.29 に示す ような主桁の脆性破壊、破断を引き起こす可能性があるため注意が必要である。主な損傷原因と しては、主桁下フランジ近傍に取り付けられている場合にはガセットプレートすみ肉溶接部の活 荷重応力が高くなり疲労に対する危険性が増すこと、活荷重による横構軸力によってガセットプ レートスカラップ周辺の主桁腹板に面外変形が生じること等が挙げられている。



**図-3.2.12** き裂発生位置<sup>5),32)</sup> (横構ガセットプレート取付部)



**写真-3.2.28** き裂発生状況①<sup>16)</sup> (横構ガセットプレート取付部)







**写真-3.2.29** き裂発生状況②<sup>18),33)</sup> (横構ガセットプレート取付部)
e) 主桁補剛材と中間横桁・対傾構取合部<sup>2)~10), 15)~19), 31)~39)</sup>

主桁補剛材と中間横桁・対傾構との取合い部において、図-3.2.13、写真-3.2.30、写真-3.2.31 に示すような疲労き裂が生じた事例が報告されている。これらの損傷は、昭和55年の道路橋示方 書改定以前の基準をもとに設計された橋梁で床版支間が大きく、床版厚が薄く橋軸直角方向の剛 性が小さい橋梁において多数発生しており、それ以降の基準で設計された橋梁ではあまり発生し ていない。具体的な損傷箇所としては、中間横桁上フランジと主桁上フランジの間に取り付けら れたリブプレートや、対傾構取合い部の主桁垂直補剛材の溶接部、当該箇所の主桁上フランジと 腹板との首溶接部に発生している。主な損傷原因としては、床版と横桁・対傾構との剛度差によ る変形差(主桁の首振り現象)による応力、または活荷重による主桁変位の相対差による応力、 床版のたわみに伴う二次応力等が挙げられる。また、これらの損傷の多くは支間中央部の外桁及 び第1内桁に発生しており、中央の主桁にはほとんど発生していない傾向がある。



図-3.2.13 き裂発生位置<sup>5),32)</sup> (主桁と中間横桁・対傾構取合い部)



**写真-3.2.30** き裂発生状況①<sup>5),32)</sup> (主桁と中間横桁・対傾構取合い部)



**写真-3.2.31** き裂発生状況②<sup>9</sup> (主桁と中間横桁・対傾構取合い部)

f) その他の部位<sup>2) ~10), 15) ~19), 31) ~39)</sup>

a) ~e) で示した以外の部位に発生した事例を**写真-3**.2.32~写真-3.2.35 に示す。これらの損傷は,橋梁の安全性に直ちに重大な影響を及ぼすものではないが,き裂が主構造に進展し,前述のa) ~e) に示すような損傷となる場合もあるため,注意が必要である。



**写真-3.2.32** き裂発生状況①<sup>15)</sup> (端横桁腹板のき裂)



**写真-3.2.33** き裂発生状況②<sup>9)</sup> (支点上補剛材のき裂)



**写真-3.2.34** き裂発生状況③<sup>15)</sup> (端横桁ニーブレースのき裂)



**写真-3.2.35** き裂発生状況④<sup>9)</sup> (対傾構ガセットプレートのき裂)

(3) 損傷シナリオ

鋼鈑桁橋の腐食,および疲労損傷の発生箇所についてはある程度の傾向があり,点検要領等に おいて重点箇所として記載されている。しかし,鋼鈑桁橋のリダンダンシーの検討にあたっては, これら全ての損傷に対して行うことはいたずらに検討作業を煩雑にするだけであり,橋梁の重要 度,および損傷の発生頻度,損傷が橋梁全体に及ぼす影響を適切に評価し,検討対象とする損傷 を選定する必要がある。

これまでに述べた既往の損傷事例,および後述する偶発的事故による損傷事例の中で,橋梁全体に及ぼす影響が大きい損傷を図-3.2.14にまとめる。重大損傷のシナリオとしては,以下の項目が考えられる。

- ① 桁端部の主桁腹板,下フランジ,支点上補剛材の腐食損傷
- ② 桁端ソールプレート端部より生じる疲労き裂
- ③ 桁端部切欠き部に生じる疲労き裂
- ④ 中間横桁,横構との取合い部より生じる主桁腹板,下フランジの疲労き裂
- ⑤ 桁下における火災による主構造の損傷



図-3.2.14 鋼鈑桁橋の損傷部位 (文献 31), 32) に加筆)

これらの損傷の中で①腐食損傷については,事例数が多く,腐食による主桁のき裂状の断面欠 損,または破断,支承の機能不全を引き起こすものであり,結果として②,③の損傷の発生原因 ともなりうる損傷である。また、②~④の疲労損傷は、き裂が主桁に進展し、さらには脆性破壊 に移行する可能性があるものであり,損傷を受けた主桁部材の耐荷力は急激に低下し,橋梁全体 に及ぼす影響は大きいと考えられる。その他,偶発的事故による損傷事例として,3.2.4 に述べ る桁下における火災の影響による主構造の損傷を挙げている。この損傷事例では、落橋には至ら なかったものの、一定期間の通行止め、復旧工事中の車線規制によって周辺道路に著しい渋滞が 発生するなど、社会的に大きな影響が生じた事例であり、必要に応じて損傷シナリオとして考え る必要がある。

上述の損傷シナリオは、既往の研究等の一部より損傷事例を収集し、その中でリダンダンシー 解析で考慮すべき項目について整理したものである。損傷シナリオについては、既往の事例によ るのみでなく、リダンダンシー解析のケーススタディを行い、損傷を受けた場合の橋梁全体に及 ぼす影響について検証する必要がある。また、今回の整理では、実際の損傷事例を全て網羅でき ていないため、橋梁架設地点の環境や地形条件、交通量、維持管理の方針を考慮した上で適宜橋 梁毎の損傷シナリオを設定することが必要と思われる。

### 3.2.4 偶発的事故による損傷事例

これまでに述べた鋼部材の経年劣化による損傷事例に加えて,橋梁の架設環境特有の偶発的な 要因による損傷についても,必要に応じて適切に考慮する必要がある。偶発的な要因としては, 通行車両の衝突(特に下路形式橋梁),船舶の衝突,桁下における火災(立体交差や二層構造の橋 梁等),地震等が挙げられる。これらの損傷要因は発生頻度,ならびに損傷の程度を予測すること は極めて困難であるが,橋梁の安全性に及ぼす影響が大きくなる場合があるため,検討対象とす る橋梁毎に橋梁の重要度と合わせて検討し,適切に評価することが必要と考えられる。

ここでは, 偶発的な要因による損傷の事例として, 通行車両の衝突, 桁下の火災による損傷事 例を示す。

#### (1) 通行車両の衝突による損傷事例

通行車両の衝突により落橋に至った事例を**写真-3.2.36** に示す。落橋に至った橋梁は、米国ワ シントン州のスカジット川に架かる橋梁であり、カナダのバンクーバーと米国のシアトルを結ぶ 州間高速道路(橋長 339mの鋼トラス橋, 1955 年に建設)である。

米国家運輸安全委員会(NTSB)の調査<sup>40)</sup>によると、崩落の原因は、大型トレーラーがトラス 橋門構に衝突したことであった。また、路面から橋門構までの高さが支点部の最も低い箇所で4.4m であり、大型トレーラーの荷台高さ4.8m以下であったにもかかわらず、橋梁に通行可能な高さの 掲示が無かったことも事故の要因と考えられている。

国内においても,橋梁に船舶や架設重機等が衝突する事故が生じる場合があり,事故の状況に よっては,橋梁の経年劣化による損傷と複合されることで同様の重大事故が生じる恐れもあり, 注意が必要である。



①側面の状況
 ②正面の状況
 写真-3. 2. 36 崩落した米ワシントン州の橋梁<sup>40)</sup>

#### (2) 桁下における火災による損傷事例<sup>19),41)</sup>

桁下の火災の影響により鋼部材に損傷を受けた事例を図-3.2.15,写真-3.2.37,写真-3.2.38 に示す。損傷を受けた橋梁は、2層構造の高架橋であり、上部構造は単純鋼鈑桁とRC床版、下部 構造はRC構造によるラーメン橋脚によって構成されている。火災原因は、下層部を走行してい たタンクローリーが横転し炎上したことによるものであり、鋼桁の受熱温度は一部で1,200℃に達 したと報告されている。鋼部材の損傷としては、火源近傍の上層部主桁腹板に著しい面外変形が 生じ、多主桁の一部は桁高が半分程度にまで減少していた(写真-3.2.37)。その他の損傷として は、鋼桁については、広範囲における主桁腹板の変形、塗膜剥離・消失、床版については、床版 かぶりコンクリートの剥離による鉄筋の露出、広範囲における亀甲上の微細なひび割れ(写真-3.2.38)、橋脚については、かぶりコンクリートの剥離、耐震補強部材(アラミド繊維シート)の 消失が報告されている。

この火災による損傷によって、上層2径間は全面架け替えとなり、復旧までの期間は上下層と もに一部車線規制を余儀なくされ、復旧工事では様々な工夫によって比較的短期間で復旧された ものの、周辺道路に著しい渋滞等、社会的に大きな影響が生じたと報告されている。



図-3.2.15 火災による損傷を受けた橋梁一般図<sup>19)</sup>



**写真-3.2.37** 主桁損傷状況<sup>19)</sup>

**写真-3.2.38** 床版損傷状況<sup>19)</sup>

【3.2節 参考文献】

- 1) 玉越隆史,大久保雅憲,市川明広,武田達也:橋梁の架替に関する調査結果,国土技術政策 総合研究所資料,第444号,2008.4.
- 2)名取暢,西川和廣,村越潤,大野崇:鋼橋の腐食事例調査とその分析,土木学会論文集, No.668 /I-54, pp.299-311, 2001.1.
- 3) 玉越隆史,中州啓太,石尾真理,武田達也,水津紀陽:鋼道路橋の局部腐食に関する調査研究,国土技術政策総合研究所資料,第294号,2006.1.
- 三木千壽,坂野昌弘,舘石和雄,福岡良典:鋼橋の疲労損傷事例のデータベースの構築とその分析,土木学会論文集,No.392/I-9, pp.403-410, 1988.4.
- 5) (社)日本橋梁建設協会:鋼橋の損傷と点検・診断(点検・診断に関する調査報告書), 2000.5.
- 6) 講習と現地実習〔道路橋の維持管理〕鋼橋の疲労について:第29回日本道路会議講習会資料,2011.11.
- 7) 国土交通省 関東地方整備:管理橋梁の現状(平成 25 年度版),国土交通省 HP
- 8) 土木学会鋼構造委員会余寿命評価小委員会:鋼橋の劣化現象と損傷の評価,土木学会論文集, No.501/I-29, pp.21-36, 1994.10.
- 9) 玉越隆史,大久保雅憲,星野誠,横井芳輝,強瀬義輝:道路橋の定期点検に関する参考資料, 国土技術政策総合研究所資料,第748号,2013.7.
- 10) 国土交通省:鋼橋(上部工)の損傷事例,国土交通省 HP
- 11) 大谷祥三,国原博司,谷倉泉,庄中憲:トラス橋横桁取り付け部の疲労損傷対策,土木学 会第49回年次学術講演会概要集,Vol.49, I--254, 1994.9, ppt.506-507
- 12) 西星匡博, 岡隆延, 山田健太郎, 寺田博昌, 杦本正信: 疲労損傷を受けたアーチ橋に対す る補強効果について, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.1097-1106, 1991.3.
- 13) 国土交通省関東地方整備局:一般国道51号成田橋(千葉県成田市)鉛直部材の調査について, 記者発表資料(平成20年1月16日),国土交通省HP
- 14) 生月大橋の損傷事例について、日本道路協会 HP
- 15)前川順道、中村一平、西岡敬治、石崎嘉明、金本功:阪神高速道路の鋼構造物における最近の損傷事例、鋼構造論文集、第4巻、第15号、pp.29-44、1997.9.
- 16) 阪神高速道路㈱設計不具合改善検討会: 166 の道路構造物の実例に学ぶ設計不具合の防ぎ 方, 日経 BP 社, 2012.12.
- 17) 玉越隆史,小林寛,武田達也,平塚慶達:道路橋の健全度に関する基礎的調査に関する研究国土技術政策総合研究所資料,第381号,2007.4.
- 18) (財)道路保全技術センター 道路構造物保全研究会 保全評価部会 性能評価委員会: 橋梁の落橋および重大損傷事例に基づく既設橋梁の性能評価方法に関する研究,平成20年 度報告書,2009.3.
- 19) (社) 日本道路協会:道路橋補修·補強事例集, 2012.3.
- 20) 野上邦栄,山沢哲也,小栗友紀,加藤美幸:腐食減厚に伴う合成 I 桁及び I 断面柱の残存 耐力評価に関する一考察,構造工学論文集, Vol.47A, pp.93-102, 2001.3.
- 21) Vo Thanh Hung, 佐々木栄一,市川篤司,三木千壽:腐食を模擬した模型桁のせん断耐力に 関する実験および解析,構造工学論文集, Vol.48A, pp.1099-1105, 2002.3.

- 22) Vo Thanh Hung, 永澤洋, 佐々木栄一, 市川篤司, 名取暢: 腐食が原因で取り替えられた実 鋼橋支点部の載荷実験および解析, 土木学会論文集, No.710/I-60, pp.141-151, 2002.7.
- 23) 首藤徳義,野上邦栄,山沢哲也:腐食減厚に伴う合成 I 桁の残存耐荷性能について,土木 学会第 56 回年次学術講演会講演概要集, Vol.56, I-B129, 2002.9.
- 24) 井上透,野上邦栄,山沢哲也:腐食減厚に伴う合成 I 桁橋の残存耐荷力,土木学会第 57 回 年次学術講演会講演概要集, Vol.57, I-022, 2002.9.
- 25)海田辰将,藤井堅,中村秀治:腐食したフランジの簡易な圧縮強度評価法,土木学会論文 集,No.766/I-68, pp.59-71, 2004.7.
- 26)能勢和彦,村越潤,麗興一郎,次村英毅,見原理一:FEM 解析による鋼桁橋の損傷が応力, 変位に及ぼす影響に関する検討,土木学会第60回年次学術講演会講演概要集,Vol.60, I-659, 2005.9.
- 27)藤井堅,秋山晃一,時乗良彦,大中英揮:腐食した引張フランジを有するプレートガーダーの曲げ耐荷力,土木学会第64回年次学術講演会講演概要集,Vol.64, I-098, 2009.9.
- 28) 吉田好考,秋山寿行:鋼単純 I 桁橋の桁端部損傷が耐荷力に与える影響解析,土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集, Vol.65, I-530, 2010.9.
- 29) 玉川新悟,金裕哲:既設プレートガーダー橋主桁の耐荷力に及ぼす腐食過程の影響,鋼構造 論文集,第18巻,第69号,pp.41-49,2011.3.
- 30) 臼倉誠,山口隆司,豊田雄介,三ツ木幸子,金銅晃久:鋼桁端部の支点上のウェブと補剛材の下端腐食範囲の違いがその耐力特性に及ぼす影響,構造工学論文集, Vol.57A, pp.724-734, 2011.3.
- 31)(社)日本鋼構造協会 鋼橋性能向上研究委員会・耐久性向上部会:鋼橋の疲労耐久性向上・ 長寿命化技術,2006.10.
- 32)(社)日本道路協会:鋼橋の疲労, 1997.5.
- LEHIGH, FHWA, LICHTENSTEIN : Hoan Bridge Failure Analysis, http://edu.docdat.com/docs/250/index-631881.html, 2001.12.
- 34) 三木千壽:橋梁の疲労と破壊,朝倉書店, 2011.10.
- 35) 木ノ元剛, 仲野孝洋 : 鋼 I 桁橋の横構ガセットスカラップ部に発生した疲労損傷の原因分 析, 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集, Vol.62, I-037, 2007.9.
- 36)町田文孝,三木千壽,吉岡昭彦 : 主桁ウェブ貫通型横構取り合い部の疲労,土木学会論文 集,No.612/I-46, pp.349-357, 1999.1.
- 37) 舘石和雄,名取暢,三木千壽: プレートガーダー支承部の疲労損傷とそのディテール改良に 関する研究,土木学会論文集,No.489/I-27, pp.167-176, 1994.4.
- 38) 中島拓,青山高司,坂元義一,小林潔,須藤典助,曾我明:鋼I桁橋支承部の疲労亀裂損傷 (上),橋梁と基礎,1991.5.
- 39) 中島拓,青山高司,坂元義一,小林潔,須藤典助,曾我明:鋼I桁橋支承部の疲労亀裂損傷 (下),橋梁と基礎, 1991.9.
- 40) 米国家運輸安全委員会 (NTSB): 調查報告書, http://www.microsofttranslator.com
- 41) 桑野忠生, 増井隆, 鈴木寛久, 依田勝雄: 首都高速5号池袋線タンクローリー火災事故の復 旧工事, 土木学会誌, Vol93, No12, 2008.12.

# 3.3 線形解析による鋼ゲルバートラス橋のリダンダンシー評価

### 3.3.1 対象橋梁の概要

ゲルバー形式の鋼トラス橋のリダンダンシー評価の事例として,1937年に建設された13径間 のゲルバートラス橋(写真-3.3.1)の構造諸元を参考に,図-3.3.1のような5径間のゲルバートラ ス橋を対象として,ゲルバー形式のトラス橋のリダンダンシー評価事例を紹介する。

この橋梁の下弦材,上弦材,斜材は,平鋼,L 形鋼,溝型鋼をリベットにより接合した組み合わせ部材になっている。建設後の交通量の増加,および部材の腐食損傷に伴い,一部の部材については,交換と補強が行われている。建設当時の設計図面等は戦災により焼失したため,大規模改修を行った1970年代に,実橋を元にして図面を復元している。本事例では,この復元図を元にして,リダンダンシー評価のための断面諸元を決定している。



写真-3.3.1 対象橋梁



図-3.3.1 対象橋梁の全体図

写真-3.3.2 にゲルバー部を示す。写真(a)のように、吊径間側の上弦材と斜材の接合部を、定 着径間側の鉛直材の2枚のガセットプレート間で、ゲルバー支承によって支持している。下弦材 側は写真(b)のように、吊径間側と定着径間側の下弦材をゲルバーピンにより接合している。吊径 間の両側のゲルバー支承は、図-3.3.1に示しているように、一端はヒンジ支承、他端はローラ支 承になっている。下弦材側のゲルバー支承では、吊径間側の長円孔に、ゲルバーピンと通す構造 により水平変位を非拘束としている。



(a)上弦材側

(b)下弦材側

写真-3.3.2 ケルバー支承

# 3.3.2 モデル化と解析手順

床版はシェル要素を用い,床版以外の主構,横構,橋門構,対傾構,床組は骨組部材でモデル 化する。このとき,それぞれの部材の重心位置は忠実に再現し,それぞれの部材の結合部の重心 位置に剛体要素を挿入する。また,床版と縦桁は剛結合とし,死荷重は床版と縦桁以外の部材で 受け持ち,活荷重に対しては床版と縦桁も含めた合成構造として扱う。



図-3.3.2 解析モデル

解析手順は以下のようになる。

- ① 床版と縦桁を除いた構造系に死荷重を与えて、構造計算を行う。
- ② 上記の応力状態の構造系に、床版と縦桁を追加し、活荷重を与えて、構造計算を行う。この ときの活荷重は、破断想定部材の断面力が最大になるような位置に載荷する。
- ③ 上記の応力状態の構造系で、破断想定部材を取り除き、この部材の断面力と逆向きの力を構造系に作用させて、構造計算を行う。このとき、引張力の作用している部材の解放する力には、破断時の衝撃i<sub>F</sub> = 1.854を考慮し、圧縮力の作用している部材の解放力には、衝撃を含めない(i<sub>F</sub> = 1)こととする。
  - 図-3.3.2に例として、この手順により、吊径間の斜材が破断したと想定したときの結果を示す。

### 3.3.3 部材照查

各部材の照査は、橋梁崩壊への影響度が高いと考えられる主構について行い、横構、橋門構、 対傾構、床組は検討の対象から除外する。

部材照査は、以下の算定式により得られるR値を用いて、R>1の場合に、その部材は終局に達したものと判断する。

#### (1) 軸力が引張の場合

軸力が引張の場合は、軸力と2軸曲げが作用する場合の相関強度式を用いて、*R* = 1において全 塑性状態となるよう状態を終局状態と仮定する。

$$R = \frac{N}{N_p} + \left(\frac{M}{M_p}\right)_{in} + \left(\frac{M}{M_p}\right)_{out}$$
(3.1)

ここで, 添え字 in は主構面内, out は主構面外を表す。また, NとMはそれぞれ作用軸力と作用曲 げモーメント, N<sub>p</sub>とM<sub>p</sub>は全塑性軸力,全塑性曲げモーメントである。

### (2) 軸力が圧縮の場合

軸力が引張の場合は、軸力と2軸曲げが作用する場合の相関強度式を用いて、*R* = 1において全 塑性状態となるよう状態を終局状態と仮定する。

$$R = \frac{P}{P_u} + \left(\frac{1}{1 - \frac{P}{0.8P_E}} \frac{M_{eq}}{M_p}\right)_{in} + \left(\frac{1}{1 - \frac{P}{0.8P_E}} \frac{M_{eq}}{M_p}\right)_{out}$$
(3.3)

ここで、 $P_u$ は道路橋示方書に基づく座屈を考慮した終局圧縮強度、 $P_E$ はオイラー座屈強度、Pは軸 圧縮力、 $M_{eq}$ は換算曲げモーメントである。

格点間で曲げモーメントが直線的に変化することから、次式の道路橋示方書の換算曲げモーメントを用いる。

$$M_{eq} = \max(0.6M_1 + 0.4M_2, 0.4M_1) \tag{3.3}$$

ただし、M<sub>1</sub>とM<sub>2</sub>は部材端の曲げモーメントであり、絶対値の大きい方をM<sub>1</sub>とする。

鋼材はSS400相当を仮定する。SS400の板厚が40mm以下の場合には、基準降伏点は235N/mm<sup>2</sup>、 許容応力度は140N/mm<sup>2</sup>であり、安全率は1.68となっている。これより、座屈を考慮した終局時 の圧縮強度 $P_u$ は、断面積と座屈を考慮した圧縮許容応力 $\sigma_{ca}$ の積に1.68を乗する。SS400の座屈を 考慮した圧縮許容応力は、

$$\sigma_{ca} = \begin{cases} 140 & \left(\frac{l}{r} \le 18\right) \\ 140 - 0.82 \left(\frac{l}{r} - 18\right) & \left(18 < \frac{l}{r} \le 92\right) \\ \frac{1,200,000}{6,700 + (l/r)^2} & \left(92 < \frac{l}{r}\right) \end{cases}$$
(3.4)

ここで, rは部材の断面二次半径, lは部材の有効座屈長である。

トラス圧縮部材の有効座屈長は、道路橋示方書より以下のようになる。

- 弦材の面内有効座屈長は、部材の骨組長とする。
- ガセットにより弦材に連結された斜材や垂直材の面内有効座屈長は、連結ボルト郡の重心間 距離をとる。ただし、骨組長の0.8 倍を下まわらない。
- 全ての圧縮部材の面外有効座屈長は骨組長とする。ただし、横構、対傾構、橋門構によって

横方向に支持された弦材、斜材、垂直材はその支持点間の距離を面外有効座屈長とする。

## 3.3.4 リダンダンシー解析結果

死荷重と対象部材の断面力が最大になる載荷位置に,道路橋示方書に規定された活荷重を載荷 した後で,その部材が破断したと想定して解析した結果として,以下の4ケースを示す。

- 定着径間の上弦材が破断した場合(図-3.3.3)
- 定着径間の斜材が破断した場合(図-3.3.4)
- 吊径間の斜材が破断した場合(図-3.3.5)
- 複定着径間の斜材が破断した場合(図-3.3.6)

なお、活荷重の大きさは示方書の規定の50%の値とした(2.3参照)。



図-3.3.3 定着径間の上弦材が破断した場合の R>1 になる部材と支点反力

図-3.3.3に定着径間の上弦材が破断した後の照査指標 R が1を超えた部材と支点反力, ゲルバー支点の反力を, それぞれの主構面について示している。ゲルバー支承部の反力は支承を圧縮する, または吊径間と定着径間が近づくような方向の反力を圧縮, 逆を引張として示している。9 部材で R が1を超え, 破断した部材と反対側の主構のゲルバー支承付近の斜材で, R は最大になり, その値は 1.52 である。また, 部材破断により反力が不均衡になり, P<sub>1</sub>橋脚の支承には, 1920kNの水平反力が生じている。これは, 地震時の設計水平反力を超えている。また, ゲルバー支承の水平反力も地震時の設計水平反力の 1.5 倍の水平力が作用していることから, ストッパーの破損等が懸念される。



図-3.3.4 定着径間の斜材が破断した場合の R>1 になる部材と支点反力

図-3.3.4 に定着径間の斜材が破断した後の結果を示す。6部材でRが1を超え、破断した斜材の隣の垂直材でRは最大になり、その値は1.75である。P1橋脚上の支承の水平反力は大きく、地震時の設計水平反力を超えている。ただし、ゲルバー支承の反力は設計値以内に収まっている。



図-3.3.5 吊径間の斜材が破断した場合の R>1 になる部材と支点反力

図-3.3.5 に吊径間の斜材が破断した後の結果を示す。3 部材で R が 1 を超え、破断した斜材の 隣の斜材で R は最大になり、その値は 1.34 である。ゲルバー支承部の反力は設計値を超え、上揚 力が 560kN になり設計値を大きく超えている。これより、ゲルバー支承のサイドブロック、スト ッパーの破損の恐れがある。



図-3.3.6 複定着径間の斜材が破断した場合の R>1 になる部材と支点反力

図-3.3.6 に複定着径間の斜材が破断した後の結果を示す。4 部材で R が 1 を超え,破断した部材の隣の垂直材で R は最大になり,その値は 1.29 である。

図-3.3.7 に、個々の部材が破断した時に、R の最大値とカッコ内にR が1を超える部材数を示す。数値の記されていない部材は、その部材が破断しても他の部材はR が1を超えないことを表している。数値の記されている部材はFCM の候補である。これより、FCM について以下のことが分かる。

- 下弦材は FCM ではないと考えられる。
- 支承付近と定着径間の支間中央付近の上弦材は FCM になる。
- 支承付近の斜材は FCM になる。
- 支承直上の垂直材は FCM になる。



図-3.3.7 部材が破断した時にRの最大値とR>1になる部材数

# 3.3.5 まとめ

本節では、線形解析によりゲルバートラス橋のリダンダンシー評価を行った。線形解析では降 伏や座屈を超える応力が計算されるために、部材照査には断面力と塑性時の断面力、あるいは座 屈強度との比で定義される R により部材照査を行い、どこかの部材が破断した時に残りの部材の R が1を超える場合には、連鎖的に破壊が進行する可能性があり、リダンダンシーの無い構造と 考えられる。以降の節で紹介する非線形解析によるリダンダンシー評価に比べて、信頼性に劣る 懸念があるが、解析が簡便なことから、すべての部材を破壊想定部材としてリダンダンシー評価 を行うことができる利点がある。線形解析と非線形解析によるリダンダンシー評価の位置付けは、 今後、検討する必要があるが、線形解析により FCM と想定される部材を見積っておき、詳細につ いては非線形解析によって、FCM 部材の精査を行うなどの使い分けが考えられる。

【3.3節 参考文献】

- 1) 永谷秀樹,明石直光,松田岳憲,安田昌宏,石井博典,宮森雅之,小幡泰弘,平山博,奥井義昭:我国の鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析の検討,土木学会論文集 A, Vol.65, No2, pp.410-425, 2009.5.
- 2) 山口栄輝,山田啓太,高間 徹:曲げモーメントを受ける部材の照査に関する考察,構造工学 論文集, Vol.58A, pp.73-82, 2012.3.
- 3) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説, I共通編, II鋼橋編, 2012.3.

## 3.4 鋼鈑桁橋

# 3.4.1 鋼多主桁橋の線形リダンダンシー解析

### (1) 対象橋梁の概要

国土交通省の道路統計年報<sup>1)</sup>によれば,合計 160,884 箇所のうち,桁橋が 120,540 カ所(74.9%) と最も多い。鋼合理化橋<sup>2)</sup>に限定すれば,1,567 橋のうち,1,227 橋(78.3%)が鈑桁橋となる。こ れにより,鋼鈑桁橋は鋼橋の中でも最も架橋数の多い橋梁形式と言える。ここでは,鋼橋の中で も最も架橋数の多い鈑桁橋を対象とする。

設計条件等は、「ガイドライン型設計適用上の考え方と標準図集」<sup>3)</sup>を参考に、表-3.4.1.1 に示 すように決定した。解析は線形のFEM解析にて実施する。解析ソフトは、MIDAS IT 社のMidas FEA を用いる。

形 式	3径間連続非合成4主1桁	単純非合成4主I桁		
規 格	B活荷重	B活荷重		
支 間 長	37m+55m+37m	37m		
有効幅員	8.875m	8.875m		
舗 装	アスファルト舗装厚 t=80mm	アスファルト舗装厚 t=80mm		
ст. на	鉄筋コンクリート床版厚 t=230mm	鉄筋コンクリート床版厚 t=230mm		
	$\sigma ck = 24 N/mm^2$	$\sigma ck = 24 N/mm^2$		
計画交通量	1000 台/日·方向以上	1000 台/日·方向以上		
	SM490Y, SM400, SS400, S10T	SM490Y, SM400, SS400, S10T		
伊 用 쾟 杓	鉄筋 SD295	鉄筋 SD295		
適用示方書	道路橋示方書 平成 14 年 3 月	道路橋示方書 平成 14 年 3 月		

表-3.4.1.1 対象橋梁の設計条件

対象橋梁の一般図、断面構成を図-3.4.1.1~8に示す。



**図-3.4.1.1** 3 径間連続非合成 4 主 I 桁橋の一般図

	析長 129800											
4	0	37000	)		支間長 55000					37000 40		
	9225 12650 12075 2388 12375 12375 12375 12375						12075	12650	9225			
U.flg		520x16	520x26		520x24	520x29	520x24	520x40	520x26	520x16	520x16	
Web	2400x12							2400x12				
L.flg	g 520x16 520x16 520x32 630x40 520x25 520x29 520x25 630x40 520x32 520x16 520x16								520x16			
材質	材 質 SM490Y											
	G2·G3桁											

	02	00/11
衍	長	129800

	*				114	1						
<u>4</u>	0	37000	)		支間長 55000					<u>37000 40</u>		
	9225	12650	12075	12388	12375	12375	12375	12388	12075	12650	9225	
	k l			4							4	
<u>U.flg</u>	<u>520x16</u>	<u>520x16</u>	<u>520x27</u>	<u>520x35</u>	<u>520x19</u>	<u>520x22</u>	<u>520x19</u>	<u>520x35</u>	<u>520x27</u>	<u>520x16</u>	<u>520x16</u>	
Web	2400x12	_2400x12	_2400x12	2400x12	2400x12	2400x12	_2400x12	2400x12	2400x12	2400x12	2400x12	
L.flg	<u>520x16</u>	520x16	520x29	630x36	520x22	520x22	520x22	630x36	520x29	520x16	520x16	
材質						SM490Y						

図-3.4.1.2 3径間連続非合成4主I桁橋の断面構成図



図-3.4.1.3 横桁の断面構成



図-3.4.1.4 横構の断面構成



図-3.4.1.5 単純非合成4主I桁橋の一般図

		G1・G4桁					G2•G3桁	:
1	析	長 378	00			析	長 378	00
<u>4</u> (	<u>)0</u> 支	0	4 <u>(</u>	<u>)0</u> 支	間長 370	00 4 <u>0</u> (		
	12437.5	12925	12437.5			12437.5	12925	12437.5
ll fla	520v26	520v22	520v26			E20v24	E00,406	E20v24
<u>U. 118</u>	. 520220 .	. 320832 .	. 320220		<u>U. 118</u>	<u>. 520x24</u>	<u>520x20</u>	<u> </u>
Web	_2400x12	_2400x12	.2400x12.		Web	<u>2400x12</u>	2400x12	_2400x12_
L.flg	520x26	520x32	520x26		L.flg	520x19	520x23	520x19
材質		SM490Y			<u>材 質</u>		SM490Y	

図-3.4.1.6 単純非合成4主I桁橋の断面構成図



図-3.4.1.8 横構の断面構成

# (2) 解析モデルの概要

ずれ止め・支承は剛部材,対傾構・横構は弾性梁要素でモデル化し,それ以外の部材はシェル 要素とする。支点上補剛材はモデル化するが,WEBの水平・垂直補剛材は解析結果に影響を与え ないと判断し,モデル化を省略する。





図-3.4.1.10 詳細FEMモデル 全景(下面より)



図-3.4.1.11 詳細FEMモデル 支承付近拡大(下面より)

解析における境界条件は,鉛直方向・橋軸直角方向が固定,橋軸方向は,連続桁は P263~P265 が可動, P266を固定,単純桁は P263 が可動, P264 を固定とする。シェル要素上の1節点に拘束 を与えると,極端な応力集中が発生するため,図-3.4.1.12 のように,ピラミッド形に集約した 1節点に境界条件を与える。





材料	物理定数	ポアソン比	備考
鋼材	$2.0 \mathrm{x} 10^5 \mathrm{N/mm}^2$	0.3	
コンクリート	$2.5 \times 10^4 \text{N/mm}^2$	0.166	$\sigma_{ck}=24N/mm^2$

表-3.4.1.2 解析モデルに使用する物理定数

荷重条件は図-3.4.1.13のように設定する。



### 図-3.4.1.13 荷重載荷図

合成前死荷重は,主桁上に線荷重として載荷させる。合成後死荷重は,床版上に分布させる。 活荷重は1.0倍のB活荷重(L荷重)とする。活荷重の載荷に当っては,所定のP1・P2荷重に対し, 衝撃を乗じた荷重を載荷する。衝撃係数は道路橋示方書<sup>4)</sup>より,式(3.4.1)にて算出する。

$$i = \frac{20}{50+L}$$

$$\overrightarrow{\mathbf{x}}(3.4.1)$$

ここで、L は支間長であるため、対象橋梁に当てはめ P1・P2 荷重を算出すると表-3.4.1.3 のようになる。なお活荷重は影響線を考慮し、側径間の支間中央が最も不利になるよう着目する側径間部中央部付近に載荷する。活荷重の載荷状況を、図-3.4.1.14~17 に示す。

	1		1 =	
	支間長(m)	衝撃係数(i)	P1 (kN/m <sup>2</sup> )	P2 (kN/m <sup>2</sup> )
側径間	37.0	0.230	12.300	4.305
中央径間	55.0	0.190	11.900	4.165

表-3.4.1.3 活荷重







### (3) 損傷部のモデル化

構造部材の損傷部位は,損傷事例を参考に図-3.4.1.18~20 に示す11箇所とし,損傷部のモ デル化を図-3.4.1.21~22 に示す。着目はG3・G4桁とし,それぞれ単独のケースとし,複数の組 み合わせは実施しない。破断させる部材は,連続桁においては側径間(第一径間)の曲げ最大付近に ある横桁近傍とする。単純桁においては支間中央部の分配横桁近傍とする。主桁が破断する場合 は下フランジおよび WEB を対象とし,上フランジは残置する。横桁が破断する場合は,上・下 フランジおよび WEB とし,完全に主桁より切り離す。なお検討の前提として,損傷は鋼桁のみ に与えるものとし,床版は健全な状態であるとする。また,鋼桁も損傷を与える場所以外は健全 とする。



①床版からの漏水を起因とした上フランジと腹板との溶接部の腐食
②ソール PL の溶接部より進展した,下フランジの疲労き裂(端支点)
③ソール PL の溶接部より進展した,下フランジの疲労き裂(中間支点)
④横桁下フランジより進展した,腹板の疲労き裂(下半分)+下フランジの疲労き裂
⑥横桁下フランジより進展した,腹板の疲労き裂(全部)+下フランジの疲労き裂
⑦桁端部の腐食より進展した,下フランジと腹板との溶接部の腐食
⑧端横桁下フランジの疲労き裂
⑨端横桁の破断
⑩分配横桁下フランジの疲労き裂













※1:上フランジは残置する ※2:損傷後は圧縮方向のみに作用する剛なばね要素を設置

損傷-⑦



※3:下フランジは残置する



図-3.4.1.22 横桁部材損傷部の詳細

# (4) 解析手順

対象橋梁は非合成桁ではあるが、床版の合成作用を期待してここでは完全な合成桁として解析 を行う。スラブアンカーはスタッドジベルほど水平せん断力を伝えないが、スラブアンカーの合 成効果を考慮することにより非合成桁の設計値よりもたわみ量が低減することが報告<sup>5)</sup>されてい ることから合成桁として解析を行う。主桁と床版との結合をスラブアンカーに相当するバネとす ることも考えられるが、ここではバネではなく剛部材とする。合成桁として解析を実施するので、 解析は、以下に示す手順によって行う。床版硬化前の荷重(合成前死荷重)は鋼断面で抵抗させ、床 版硬化後の荷重(後死荷重+活荷重)は合成断面で抵抗させるようモデル化する。

① 床版以外をモデル化し、床版・ハンチ・鋼重の各荷重(合成前死荷重)を載荷する。

② 床版をモデル化し、それ以外の荷重(合成後死荷重、活荷重)を載荷する。

③ 対象とする損傷部位を無効化させ、損傷状態を再現する。

### (5) 解析結果の抽出・照査

解析結果は、以下に示す方法で抽出・照査を実施する。

### ①たわみ

たわみは、主桁 WEB の上縁、もしくは下縁を抽出する。

## ②床版

床版応力の抽出は, 主桁直上の要素とし, 床版上面の応力度を抽出し, 設計基準強度にて照査 する。

## ③主桁

主桁応力の抽出は,WEB 側のフランジ要素とし,板厚方向中央の応力度を抽出し,鋼材の降伏 応力にて照査する。



図-3.4.1.23 主桁応力度の抽出箇所

主桁の照査はフランジに発生する応力のほか,WEBに作用するせん断力より算出される合成応 力度でも照査する。合成応力度の照査に用いる許容値は,直応力度・せん断応力度ともに降伏応 力度相当とし,式(3.4.2)によって照査する。

$$\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_b}{\tau_a}\right)^2 \le 1.0$$

$$\vec{x}(3.4.2)$$

④横構·対傾構

梁要素でモデル化した横構・対傾構に発生する軸力を抽出し,部材に作用する応力を算出する。 横構・対傾構の許容圧縮応力度は,道路橋示方書<sup>6</sup>より算出する。なお,道示に示す許容応力度 は常時レベルのため,算出された許容値の1.7倍を許容値と考える。

道示II4.5より、山形またはT形断面圧縮部材の許容圧縮応力度は以下とする。

$$\frac{P}{A_g} \le \sigma_a \left( 0.5 + \frac{l/r}{1000} \right)$$

$$\vec{\mathbf{x}}(3.4.3)$$

ここでσaは、道示II 3.2.1局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度より、以下とする。

$$1.7\left\{140 - 0.82\left(\frac{l}{r} - 18\right)\right\}: 18 < \frac{l}{r} < 92$$

$$1.7\left\{\frac{1200000}{6700 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}\right\}: 92 < \frac{l}{r}$$

$$\ddagger (2.4.5)$$

式(3.4.5)

G3・G4 桁に損傷を与えた場合の解析結果を示す。なお、G4 桁に損傷を与えた場合のみ2次部材(対傾構・横構)がある場合とない場合との解析を実施する。

 G4 桁に損傷が発生した場合(二次部材あり) 損傷を与えた G4 桁に着目し整理する。
 1)たわみ





(a) 主桁に損傷が発生

(b) 横桁に損傷が発生

図-3.4.1.25 G4桁のたわみ

表-3	3.4.	1.4	G4 桁の最大たわみ

	<	笌	§1径間	第	§2径間	第3径間		
		たわみ量	損傷後/損傷前	たわみ量	損傷後/損傷前	たわみ量	損傷後/損傷前	
	損傷前	-36.5	-	-61.3	-	-28.2	-	
	損傷-01	-36.5	1.00	-61.3	1.00	-28.2	1.00	
	損傷-02	-36.5	1.00	-61.3	1.00	-28.2	1.00	
主	損傷-03	-36.5	1.00	-61.3	1.00	-28.2	1.00	
桁	損傷-04	-36.9	1.01	-61.1	1.00	-28.2	1.00	
	損傷-05	-42.5	1.17	-59.8	0.98	-28.6	1.01	
	損傷-06	-47.7	1.31	-58.9	0.96	-28.7	1.02	
	損傷-07	-36.7	1.01	-61.3	1.00	-28.3	1.00	
	損傷-08	-36.5	1.00	-61.3	1.00	-28.2	1.00	
横	損傷-09	-36.5	1.00	-61.3	1.00	-28.2	1.00	
桁	損傷-10	-36.5	1.00	-61.3	1.00	-28.2	1.00	
	損傷-11	-36.5	1.00	-61.3	1.00	-28.2	1.00	

図-3.4.1.24 より,損傷⑥においては損傷を与えた箇所が起点となり,橋梁全体のねじれるような挙動が確認できる。また図-3.4.1.25(a)より,損傷を与えた起点側の側径間はたわみに大きな変化が確認できるが,それ以外のケースにおいてはほとんど変化が確認されない。また,図-3.4.1.25(b)より,横桁に損傷を与えても主桁に対してはほとんど影響がないことが確認された。

表-3.4.1.4 より,損傷⑤・⑥は損傷前に比べて 20~30%程度の増となったが,それ以外のケースはほとんど変化が確認できない。





図-3.4.1.27 G4 桁上の床版応力

表-3.4.1.5 G4 桁上の床版応力

		-									
$\sim$		第1径	間中央	中間す	え点上	第2径	間中央	中間す	え点上	第3径	間中央
		床版応力	損傷後 /損傷前	床版応力	損傷後 /損傷前	床版応力	損傷後 /損傷前	床版応力	損傷後 /損傷前	床版応力	損傷後 /損傷前
	損傷前	-3.11	-	4.03	-	-0.52	_	3.14	-	-1.80	_
	損傷-01	-3.45	1.11	4.03	1.00	-0.52	1.00	3.14	1.00	-1.80	1.00
	損傷-02	-3.11	1.00	4.03	1.00	-0.52	1.00	3.14	1.00	-1.80	1.00
主	損傷-03	-3.11	1.00	4.11	1.02	-0.52	1.00	3.14	1.00	-1.80	1.00
桁	損傷-04	-3.28	1.05	4.03	1.00	-0.52	1.00	3.14	1.00	-1.80	1.00
	損傷-05	-6.96	2.24	4.08	1.01	-0.52	1.01	3.11	0.99	-1.81	1.01
	損傷-06	-12.30	3.95	4.05	1.01	-0.54	1.05	3.10	0.99	-1.81	1.01
	損傷-07	-3.10	1.00	4.02	1.00	-0.52	1.00	3.14	1.00	-1.80	1.00
	損傷-08	-3.11	1.00	4.03	1.00	-0.52	1.00	3.14	1.00	-1.80	1.00
横	損傷-09	-3.12	1.00	4.02	1.00	-0.52	1.00	3.14	1.00	-1.80	1.00
桁	損傷-10	-3.11	1.00	4.03	1.00	-0.52	1.00	3.14	1.00	-1.80	1.00
	損傷-11	-3.11	1.00	3.94	0.98	-0.52	1.00	3.14	1.00	-1.80	1.00

図-3.4.1.27 より,損傷①~⑦においては,主桁に損傷を与えた側径間の極限られた範囲の応力に影響を与えている。損傷⑤・⑥においては応力の極端な増加が確認され,図-3.4.1.26 によっても確認できる。なお,横桁に損傷を与えた損傷⑧~⑪においてはほとんど影響がないことが確認された。

**表**-3.4.1.5 より,損傷⑤・⑥は損傷前に比べて 100%~300%程度の増となった。これは,主桁断面の喪失によって,床版の負担が増えたためである。それ以外のケースは最大でも 10%程度の増となった。しかし,コンクリートの $\sigma_{ck}(24N/mm^2)$ の 1/2 程度であり,床版としては十分に機能しているものと推測できる。





図-3.4.1.28 応力図(損傷-06 発生後上フランジ)図-3.4.1.29 応力図(損傷-06 発生後下フランジ)







図-3.4.1.31 G4 桁下フランジ応力

	表-3.4	. 1. 6	G3 桁上フ	ランジ応力
--	-------	--------	--------	-------

$\sim$	_	第1径	間中央	中間	友点上	第2径	間中央	中間3	友点上	第3径	間中央	合成応	力度
	$\searrow$	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	-55.52	-	94.33	-	-64.65	Ì	92.35	1	-52.32	-	0.078	-
	損傷-01	-54.04	0.97	93.81	0.99	-64.86	1.00	92.52	1.00	-52.23	1.00	0.078	1.00
	損傷-02	-55.52	1.00	94.33	1.00	-64.65	1.00	92.35	1.00	-52.32	1.00	0.079	1.01
主	損傷-03	-55.52	1.00	94.31	1.00	-64.65	1.00	92.36	1.00	-52.32	1.00	0.079	1.01
土桁	損傷-04	-55.29	1.00	94.40	1.00	-64.64	1.00	92.34	1.00	-52.32	1.00	0.079	1.01
	損傷-05	-53.12	0.96	95.20	1.01	-64.56	1.00	92.17	1.00	-52.37	1.00	0.080	1.02
	損傷-06	-50.66	0.91	95.54	1.01	-64.61	1.00	92.11	1.00	-52.37	1.00	0.081	1.03
	損傷-07	-55.45	1.00	94.34	1.00	-64.65	1.00	92.35	1.00	-52.32	1.00	0.079	1.01
	損傷-08	-55.52	1.00	94.33	1.00	-64.65	1.00	92.35	1.00	-52.32	1.00	0.079	1.01
横	損傷-09	-55.53	1.00	94.33	1.00	-64.65	1.00	92.35	1.00	-52.32	1.00	0.079	1.01
桁	損傷-10	-55.52	1.00	94.34	1.00	-64.65	1.00	92.35	1.00	-52.32	1.00	0.079	1.01
	損傷-11	-55.52	1.00	94.35	1.00	-64.65	1.00	92.35	1.00	-52.32	1.00	0.079	1.01

表-3.4.1.7 G4 桁上フランジ応力

		第1径	間中央	中間	友点上	第2径	間中央	中間を	友点上	第3径	間中央	合成応	力度
	$\searrow$	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	-56.32	-	89.40	-	-64.30	-	87.17	-	-52.88	-	0.089	-
	損傷-01	-56.91	1.01	88.56	0.99	-64.69	1.01	87.44	1.00	-52.72	1.00	0.089	1.00
	損傷-02	-56.32	1.00	89.40	1.00	-64.30	1.00	87.17	1.00	-52.88	1.00	0.090	1.01
主	損傷-03	-56.32	1.00	89.28	1.00	-64.30	1.00	87.17	1.00	-52.88	1.00	0.090	1.01
土桁	損傷-04	-56.25	1.00	89.43	1.00	-64.33	1.00	87.17	1.00	-52.88	1.00	0.090	1.01
	損傷-05	-55.34	0.98	89.90	1.01	-64.51	1.00	87.12	1.00	-52.88	1.00	0.090	1.01
	損傷-06	-54.34	0.96	89.61	1.00	-64.94	1.01	87.24	1.00	-52.79	1.00	0.124	1.39
	損傷-07	-56.30	1.00	89.40	1.00	-64.31	1.00	87.17	1.00	-52.88	1.00	0.090	1.01
	損傷-08	-56.32	1.00	89.40	1.00	-64.30	1.00	87.17	1.00	-52.88	1.00	0.090	1.01
横	損傷-09	-56.33	1.00	89.39	1.00	-64.31	1.00	87.17	1.00	-52.88	1.00	0.090	1.01
桁	損傷-10	-56.32	1.00	89.41	1.00	-64.30	1.00	87.17	1.00	-52.88	1.00	0.090	1.01
	指	-56 32	1 00	90 15	1 01	-64 30	1 00	87 17	1 00	-52.88	1 00	0 090	1 01

		第1径	間中央	中間3	支点上	第2径	間中央	中間3	友点上	第3径	間中央	合成応	力度
	$\searrow$	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	117.00	-	-118.60	1	75.38	1	-107.50	I	84.66	1	0.186	-
	損傷-01	115.40	0.99	-118.10	1.00	75.61	1.00	-107.60	1.00	84.57	1.00	0.122	0.65
	損傷-02	117.00	1.00	-118.60	1.00	75.38	1.00	-107.50	1.00	84.66	1.00	0.188	1.01
主	損傷-03	117.10	1.00	-118.90	1.00	75.43	1.00	-107.50	1.00	84.64	1.00	0.189	1.01
桁	損傷-04	118.40	1.01	-119.00	1.00	75.25	1.00	-107.40	1.00	84.70	1.00	0.188	1.01
	損傷-05	132.20	1.13	-124.00	1.05	73.79	0.98	-106.50	0.99	85.22	1.01	0.202	1.09
	損傷-06	149.60	1.28	-127.60	1.08	72.71	0.96	-105.90	0.99	85.59	1.01	0.215	1.16
	損傷-07	117.30	1.00	-118.60	1.00	75.36	1.00	-107.40	1.00	84.67	1.00	0.188	1.01
	損傷-08	117.00	1.00	-118.60	1.00	75.38	1.00	-107.50	1.00	84.66	1.00	0.188	1.01
横	損傷-09	117.00	1.00	-118.60	1.00	75.38	1.00	-107.50	1.00	84.66	1.00	0.188	1.01
桁	損傷-10	117.00	1.00	-118.60	1.00	75.38	1.00	-107.50	1.00	84.66	1.00	0.188	1.01
	損傷-11	117.00	1.00	-118.70	1.00	75.38	1.00	-107.50	1.00	84.66	1.00	0.188	1.01

表-3.4.1.8 G3 桁下フランジ応力

## 表-3.4.1.9 G4 桁下フランジ応力

$\langle$	, ,	第1径	間中央	中間す	支点上	第2径	間中央	中間す	友点上	第3径	間中央	合成応	力度
	$\searrow$	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	119.50	-	-119.60	1	72.29	1	-107.80	I	87.63	-	0.210	-
	損傷-01	115.50	0.97	-118.80	0.99	72.67	1.01	-108.00	1.00	87.49	1.00	0.125	0.60
	損傷-02	119.40	1.00	-119.60	1.00	72.29	1.00	-107.80	1.00	87.63	1.00	0.213	1.01
主	損傷-03	119.50	1.00	-117.80	0.98	72.34	1.00	-107.90	1.00	87.61	1.00	0.191	0.91
- 桁	損傷-04	173.60	1.45	-120.10	1.00	72.12	1.00	-107.70	1.00	87.68	1.00	0.214	1.02
	損傷-05	92.41	0.77	-125.40	1.05	70.25	0.97	-106.50	0.99	88.27	1.01	0.224	1.07
	損傷-06	76.75	0.64	-129.40	1.08	68.83	0.95	-105.70	0.98	88.70	1.01	0.234	1.12
	損傷-07	118.70	0.99	-119.70	1.00	72.25	1.00	-107.80	1.00	87.64	1.00	0.213	1.01
	損傷-08	119.50	1.00	-119.60	1.00	72.29	1.00	-107.80	1.00	87.63	1.00	0.213	1.01
横	損傷-09	119.50	1.00	-119.60	1.00	72.28	1.00	-107.80	1.00	87.63	1.00	0.213	1.01
桁	損傷-10	119.50	1.00	-119.60	1.00	72.29	1.00	-107.80	1.00	87.63	1.00	0.213	1.01
	損傷-11	119.50	1.00	-119.60	1.00	72.29	1.00	-107.80	1.00	87.63	1.00	0.217	1.03

図-3.4.1.30~31 より,損傷①~⑦においては,主桁に損傷を与えた極限られた範囲の応力に やや影響を与えている。特に損傷⑥においては断面が上フランジと床版のみになることから,圧 縮だった上フランジが引張りに変わっていることが確認できる。しかし,鋼材の降伏応力度 (355N/mm<sup>2</sup>)以下であり,フランジとしては十分に機能しているものと推測できる。図-3.4.1.31 では,損傷-④のケースにおいて下フランジの応力が最も卓越している。これは,主桁 WEB が破 断したため,WEB が引張力を負担できないことから,フランジに応力が集中した結果である。な お,横桁に損傷を与えた損傷⑧~⑪においてはほとんど影響がないことが確認された。

表-3.4.1.6~9より,G4桁に損傷を与えたことにより,概ねG4桁に作用する最大応力は損傷 前に比べて低下しているが,G3桁の下フランジの応力が損傷⑤・⑥では20~30%程度の増となっ ていることが確認できる。これはG4桁に損傷が発生したことによってG4桁の力が解放され,主 に隣接であるG3桁で力を負担していると考えられ,図-3.4.1.28~29からも確認できる。しかし, 鋼材の降伏応力度(355N/mm<sup>2</sup>)に達するような応力は確認できないことから,最も影響の大きいと 考える損傷-⑥においても,落橋に至るということはないと考えられる。

# 4)下横構応力

表-3.4.1.10 G4 側下横構応力(1)

					軸力によ	る発生応え	カ(N/mm2)				許容师	与力度
	断面	損傷前	損傷-01	損傷後 /損傷前	損傷-02	損傷後 /損傷前	損傷-03	損傷後 /損傷前	損傷-04	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
Î	1 CT-144x204x12x10	9.8	9.8	1.0	10.2	1.0	10.2	1.0	10.5	1.1	-86.7	235
起	2 CT-144x204x12x10	-9.1	-9.1	1.0	-9.5	1.0	-9.5	1.0	-9.8	1.1	-86.7	235
点	3 CT-144x204x12x10	7.7	7.7	1.0	7.8	1.0	7.9	1.0	8.6	1.1	-87.7	235
側	4 CT-144x204x12x10	-6.5	-6.5	1.0	-6.6	1.0	-6.7	1.0	-7.3	1.1	-87.7	235
	5 CT-118x178x10x8	6.9	7.0	1.0	6.9	1.0	7.1	1.0	8.5	1.2	-74.6	235
	6 CT-118x178x10x8	-4.9	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-5.0	1.0	-6.5	1.3	-74.6	235
	7 CT-118x178x10x8	3.7	3.7	1.0	3.6	1.0	3.7	1.0	2.9	0.8	-74.6	235
	8 CT-118x178x10x8	-1.8	-1.8	1.0	-1.6	0.9	-1.7	0.9	-0.6	0.3	-74.6	235
	9 C1-144x204x12x10	-1.3	-1.3	1.0	-1.4	1.1	-1.4	1.1	-5.1	3.9	-87.7	235
	10 CI-144x204x12x10	2.5	2.5	1.0	2.6	1.0	2.6	1.0	6. I	2.4	-81.1	235
	10 CT 144 204 12 10	-4.8	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-6.7	1.4	-81.1	235
	12 CI-144X204X12X10	5.3	5.3 6 F	1.0	5.4 6.5	1.0	5.4	1.0	1.1	1.3	-81.1	235
	13 DI-140X230X14X14	-0.4	-0.5	1.0	-0.5	1.0	-0.0	1.0	-1.5	1.1	-89.2	200
	14 B1-140x230x14x14	5. 0 14. 6	5.0	1.0	5.6	1.0	5.7	1.0	0.4	1.1	-89.2	235
	$15 \text{ BI}^-140 \text{ x} 230 \text{ x} 14 \text{ x} 14$ 16 PT-140 x 220 x 14 x 14	-14.0	-14.0	1.0	-14.0	1.0	-14.9	1.0	-15.2	1.0	-89.2	200
	$10 \text{ B1}^{-140 \times 230 \times 14 \times 14}$ $17 \text{ BT}^{-140 \times 230 \times 14 \times 14}$	-9.9	-9.9	1.0	-9.9	1.0	-9.9	1.0	-9.7	1.0	-84.7	235
	10 PT-140x230x14x14	-11 0	-11.0	1.0	-11.0	1.0		1.0	_10.9	1.0	_94.7	200
	$10 \text{ BT} = 140 \times 230 \times 14 \times 14$	11.0	11.0	1.0	11.0	1.0	11.0	1.0	10.0	1.0	-84.7	235
	$15 \text{ B1} 140 \times 230 \times 14 \times 14$ 20 BT-140 x 230 x 14 x 14	-2.3	-2.3	1.0	-2 3	1.0	-2 4	1.1	-2.2	1.0	-84.7	235
	$20 \text{ B1} 140 \times 230 \times 14 \times 14$ 21 CT-144 x 204 x 12 x 10	-0.3	-0.3	1.0	-0.3	1.0	-0.3	1.0	-0.4	1.0	-83 0	235
	22  CT - 144  x 204  x 12  x 10	0.0	0.0	1.0	0.0	1.0	0.0	0.8	0.1	1.0	-83 0	235
	23  CT - 144  x 204  x 12  x 10	-0.7	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.8	1 1	-0.7	1.0	-83 0	235
	24  CT - 144  x 204  x 12  x 10	1.8	1.8	1.0	1.8	1.0	1.9	1.1	1.8	1.0	-83 0	235
	25 CT-118x178x10x8	0.8	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.9	1.1	-68.2	235
	26 CT-118x178x10x8	1.1	1.1	1.0	1.1	1.0	1.2	1.1	1.1	1.0	-68.2	235
	27 CT-118x178x10x8	1.8	1.8	1.0	1.8	1.0	1.7	0.9	1.8	1.0	-68.2	235
	28 CT-118x178x10x8	0.3	0.3	1.0	0.3	1.0	0.3	1.0	0.2	0.7	-68.2	235
	29 CT-144x204x12x10	2.2	2.2	1.0	2.2	1.0	2.1	1.0	2.2	1.0	-83.0	235
	30 CT-144x204x12x10	-1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-0.9	0.9	-1.0	1.0	-83.0	235
	31 CT-144x204x12x10	0.0	0.0	#DIV/0!	0.0	#DIV/0!	0.0	#DIV/0!	0.1	#DIV/0!	-83.0	235
	32 CT-144x204x12x10	0.2	0.2	1.0	0.2	1.0	0.3	1.5	0.2	1.0	-83.0	235
	33 BT-140x230x14x14	-2.7	-2.7	1.0	-2.7	1.0	-2.8	1.0	-2.7	1.0	-84.7	235
	34 BT-140x230x14x14	1.8	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.7	0.9	-84.7	235
	35 BT-140x230x14x14	-11.4	-11.4	1.0	-11.4	1.0	-11.4	1.0	-11.3	1.0	-84.7	235
	36 BT-140x230x14x14	-14.2	-14.2	1.0	-14.1	1.0	-14.1	1.0	-14.2	1.0	-84.7	235
	37 BT-140x230x14x14	-10.6	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-10.5	1.0	-89.2	235
	38 BT-140x230x14x14	-10.6	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-89.2	235
	39 BT-140x230x14x14	2.5	2.5	1.0	2.5	1.0	2.5	1.0	2.5	1.0	-89.2	235
	40 BT-140x230x14x14	-3.3	-3.3	1.0	-3.3	1.0	-3.3	1.0	-3.3	1.0	-89.2	235
	41 CT-144x204x12x10	1.9	1.9	1.0	2.0	1.1	1.9	1.0	2.0	1.1	-87.7	235
	42 CT-144x204x12x10	-1.7	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-87.7	235
	43 CT-144x204x12x10	0.8	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	-87.7	235
	44 CT-144x204x12x10	0.0	0.0	#D1V/0!	-0.1	#D1V/0!	-0.1	#D1V/0!	-0.1	#D1V/0!	-87.7	235
	45 CT-118x178x10x8	-1.6	-1.6	1.0	-1.5	0.9	-1.5	0.9	-1.5	0.9	-74.6	235
	40 UI-118x178x10x8	2.8	2.8	1.0	2.7	1.0	2.7	1.0	2.7	1.0	-14.6	235
	4/ UI-118X1/8X10X8	-2.8	-2.8	1.0	-2.8	1.0	-2.8	1.0	-2.8	1.0	-14.6	235
紁	40 CT 144:204:10 10	4.2	4.2	1.0	4.1	1.0	4.1	1.0	4.1	1.0	-14.6	235
「」」」	49 UI=144X204X12X10	-3.2	-3.2	1.0	-3.1	1.0	-3.1	1.0	-3.1	1.0	-81.1	235
個	51 CT-144x204x12x10	4.0	4.0	1.0	4.0	1.0	4.0	1.0	4.0	1.0	-81.1	235
$\downarrow$	$5101^{-144\chi}204\chi12\chi10$ $520T-144\chi204\chi12\chi10$	-3.1	-J. I 3 5	1.0	-3.0	1.0	-3.0	1.0	-3.0	1.0	-86 7	235

				軸力によ	る発生応ス	カ(N/mm2)			許容応	い力度
	断面	損傷前	損傷-05	損傷後 /損傷前	損傷-06	損傷後 /損傷前	損傷-07	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
Î	1 CT-144x204x12x10	9.8	14.3	1.5	19.0	1.9	12.4	1.3	-86.7	235
起	2 CT-144x204x12x10	-9.1	-13.5	1.5	-18.2	2.0	-11.4	1.3	-86.7	235
点	3 CT-144x204x12x10	7.7	15.6	2.0	23.3	3.0	7.0	0.9	-87.7	235
側	4 CT-144x204x12x10	-6.5	-14.5	2.2	-22.2	3.4	-5.8	0.9	-87.7	235
	5 CT-118x178x10x8	6.9	24.9	3.6	40.9	5.9	6.0	0.9	-74.6	235
	6 CT-118x178x10x8	-4.9	-23.2	4.7	-39.5	8.1	-4.0	0.8	-74.6	235
	7 CT-118x178x10x8	3. 7	11.0	3.0	17.7	4.8	2.9	0.8	-74.6	235
	8 CT-118x178x10x8	-1.8	-6.4	3.6	-11.1	6.2	-1.0	0.6	-74.6	235
	9 CT-144x204x12x10	-1.3	-36.6	28.2	-58.9	45.3	-1.6	1.2	-87.7	235
	10 CT-144x204x12x10	2.5	36.3	14.5	57.9	23.2	2.8	1.1	-87.7	235
	11 CT-144x204x12x10	-4.8	-25.2	5.3	-39.0	8.1	-5.0	1.0	-87.7	235
	12 CT-144x204x12x10	5.3	25.1	4.7	38.5	7.3	5.5	1.0	-87.7	235
	13 BT-140x230x14x14	-6.4	-16.1	2.5	-22.7	3.5	-6.5	1.0	-89.2	235
	14 BT-140x230x14x14	5.6	14.8	2.6	21.1	3.8	5.6	1.0	-89.2	235
	15 BT-140x230x14x14	-14.6	-21.7	1.5	-26.4	1.8	-14.7	1.0	-89.2	235
	16 BT-140x230x14x14	-9.9	-7.1	0.7	-5.3	0.5	-9.9	1.0	-89.2	235
	17 BT-140x230x14x14	-16.9	-19.1	1.1	-20.5	1.2	-17.0	1.0	-84.7	235
	18 BT-140x230x14x14	-11.0	-8.5	0.8	-6.7	0.6	-11.0	1.0	-84.7	235
	19 BT-140x230x14x14	1.1	-0.7	-0.6	-2.0	-1.8	1.1	1.0	-84.7	235
	20 BT-140x230x14x14	-2.3	-0.7	0.3	0.4	-0.2	-2.3	1.0	-84.7	235
	21 CT-144x204x12x10	-0.3	-1.6	5.3	-2.6	8.7	-0.3	1.0	-83.0	235
	22 CT-144x204x12x10	0.4	1.5	3.8	2.4	6.0	0.4	1.0	-83.0	235
	23 CT-144x204x12x10	-0.7	-0.8	1.1	-0.9	1.3	-0.7	1.0	-83.0	235
	24 CT-144x204x12x10	1.8	1.7	0.9	1.8	1.0	1.8	1.0	-83.0	235
	25 CT-118x178x10x8	0.8	1.2	1.5	1.3	1.6	0.8	1.0	-68.2	235
	26 CT-118x178x10x8	1.1	0.7	0.6	0.5	0.5	1.1	1.0	-68.2	235
	27 CT-118x178x10x8	1.8	2.4	1.3	2.8	1.6	1.8	1.0	-68.2	235
	28 CT-118x178x10x8	0.3	-0.4	-1.3	-0.8	-2.7	0.2	0.7	-68.2	235
	29 CT-144x204x12x10	2.2	2.8	1.3	3.1	1.4	2.2	1.0	-83.0	235
	30 CT-144x204x12x10	-1.0	-1.6	1.6	-2.0	2.0	-1.0	1.0	-83.0	235
	31 CT-144x204x12x10	0.0	0.7	#DIV/0!	1.0	#DIV/0!	0.0	#DIV/0!	-83.0	235
	32 CT-144x204x12x10	0.2	-0.4	-2.0	-0.8	-4.0	0.2	1.0	-83.0	235
	33 BT-140x230x14x14	-2.7	-2.2	0.8	-2.0	0.7	-2.7	1.0	-84.7	235
	34 BT-140x230x14x14	1.8	1.3	0.7	1.1	0.6	1.8	1.0	-84.7	235
	35 BT-140x230x14x14	-11.4	-10.9	1.0	-10.7	0.9	-11.4	1.0	-84.7	235
	36 BT-140x230x14x14	-14.2	-14.2	1.0	-14.2	1.0	-14.1	1.0	-84.7	235
	37 BT-140x230x14x14	-10.6	-10.2	1.0	-9.9	0.9	-10.6	1.0	-89.2	235
	38 BT-140x230x14x14	-10.6	-10.9	1.0	-11.2	1.1	-10.6	1.0	-89.2	235
	39 BT-140x230x14x14	2.5	2.7	1.1	2.9	1.2	2.5	1.0	-89.2	235
	40 BT-140x230x14x14	-3.3	-3.5	1.1	-3.6	1.1	-3.3	1.0	-89.2	235
	41 CT-144x204x12x10	1.9	2.1	1.1	2.2	1.2	2.0	1.1	-87.7	235
	42 CT-144x204x12x10	-1.7	-1.8	1.1	-1.9	1.1	-1.7	1.0	-87.7	235
	43 CT-144x204x12x10	0.8	0.9	1.1	0.9	1.1	0.8	1.0	-87.7	235
	44 CT-144x204x12x10	0.0	-0.1	#D1V/0!	-0.1	#D1V/0!	-0.1	#D1V/0!	-87.7	235
1	45 CT-118x178x10x8	-1.6	-1.5	0.9	-1.6	1.0	-1.5	0.9	-74.6	235
1	46 CT-118x178x10x8	2.8	2.8	1.0	2.8	1.0	2.7	1.0	-74.6	235
1	47 CT-118x178x10x8	-2.8	-2.8	1.0	-2.8	1.0	-2.8	1.0	-74.6	235
幼女	48 CT-118x178x10x8	4.2	4.2	1.0	4.2	1.0	4.1	1.0	-74.6	235
彩	49 CT-144x204x12x10	-3.2	-3.1	1.0	-3.1	1.0	-3.1	1.0	-87.7	235
品	50 CT-144x204x12x10	4.0	4.0	1.0	4.0	1.0	4.0	1.0	-87.7	235
- 則	51 CT-144x204x12x10	-3.1	-3.0	1.0	-3.0	1.0	-3.0	1.0	-86.7	235
Ψ	$a_{1}a_{1}a_{1}a_{2}a_{3}a_{4}a_{2}a_{2}a_{4}a_{3}a_{4}a_{3}a_{4}a_{3}a_{4}a_{3}a_{4}a_{3}a_{4}a_{3}a_{4}a_{5}a_{4}a_{5}a_{4}a_{5}a_{4}a_{5}a_{5}a_{5}a_{5}a_{5}a_{5}a_{5}a_{5$	3.5	3 4		3 4		I 3 4		-ab (	235

表-3.4.1.11 G4 側下横構応力(2)

表-3.4.1.1	<b>12</b> G4	側下橨	橫構応力	(3)

						軸力によ	る発生応え	カ(N/mm2)				許容师	芯力度
		断面	損傷前	損傷-08	損傷後 /損傷前	損傷-09	損傷後 /損傷前	損傷-10	損傷後 /損傷前	損傷-11	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
Î	1	CT-144x204x12x10	9.8	10.1	1.0	9.5	1.0	10.1	1.0	10.1	1.0	-86.7	235
起	2	CT-144x204x12x10	-9.1	-9.4	1.0	-8.8	1.0	-9.4	1.0	-9.4	1.0	-86.7	235
点	3	CT-144x204x12x10	7.7	7.8	1.0	7.7	1.0	7.8	1.0	7.8	1.0	-87.7	235
側	4	CT-144x204x12x10	-6.5	-6.6	1.0	-6.5	1.0	-6.6	1.0	-6.6	1.0	-87.7	235
	5	CT-118x178x10x8	6.9	7.0	1.0	6.9	1.0	7.0	1.0	7.0	1.0	-74.6	235
	6	CT-118x178x10x8	-4.9	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-74.6	235
	7	CT-118x178x10x8	3.7	3.6	1.0	3.5	0.9	3.6	1.0	3.6	1.0	-74.6	235
	8	CT-118x178x10x8	-1.8	-1.6	0.9	-1.6	0.9	-1.6	0.9	-1.7	0.9	-74.6	235
	9	CT-144x204x12x10	-1.3	-1.4	1.1	-1.5	1.2	-1.4	1.1	-1.4	1.1	-87.7	235
	10	CT-144x204x12x10	2.5	2.6	1.0	2.7	1.1	2.6	1.0	2.6	1.0	-87.7	235
	11	CT-144x204x12x10	-4.8	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-87.7	235
	12	CT-144x204x12x10	5.3	5.4	1.0	5.4	1.0	5.4	1.0	5.4	1.0	-87.7	235
	13	BT-140x230x14x14	-6.4	-6.5	1.0	-6.5	1.0	-6.5	1.0	-6.5	1.0	-89.2	235
	14	BT-140x230x14x14	5.6	5.6	1.0	5.6	1.0	5.6	1.0	5.6	1.0	-89.2	235
	15	BT-140x230x14x14	-14.6	-14.6	1.0	-14.7	1.0	-14.6	1.0	-14.8	1.0	-89.2	235
	16	BT-140x230x14x14	-9.9	-9.9	1.0	-9.9	1.0	-9.9	1.0	-9.6	1.0	-89.2	235
	17	BT-140x230x14x14	-16.9	-17.0	1.0	-17.0	1.0	-16.9	1.0	-16.6	1.0	-84.7	235
	18	BT-140x230x14x14	-11.0	-11.0	1.0	-11.0	1.0	-11.0	1.0	-11.2	1.0	-84.7	235
	19	BT-140x230x14x14	1.1	1.1	1.0	1.1	1.0	1.1	1.0	1.1	1.0	-84.7	235
	20	BT-140x230x14x14	-2.3	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-84.7	235
	21	CT-144x204x12x10	-0.3	-0.3	1.0	-0.3	1.0	-0.3	1.0	-0.3	1.0	-83.0	235
	22	CT-144x204x12x10	0.4	0.4	1.0	0.4	1.0	0.4	1.0	0.4	1.0	-83.0	235
	23	CT-144x204x12x10	-0.7	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.8	1.1	-83.0	235
	24	CT-144x204x12x10	1.8	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	-83.0	235
	25	CT-118x178x10x8	0.8	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	-68.2	235
	26	CT-118x178x10x8	1.1	1.1	1.0	1.1	1.0	1.1	1.0	1.1	1.0	-68.2	235
	27	CT-118x178x10x8	1.8	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	-68.2	235
	28	CT-118x178x10x8	0.3	0.3	1.0	0.2	0.7	0.3	1.0	0.3	1.0	-68.2	235
	29	CT-144x204x12x10	2.2	2.2	1.0	2.2	1.0	2.2	1.0	2.2	1.0	-83.0	235
	30	CT-144x204x12x10	-1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-83.0	235
	31	CT-144x204x12x10	0.0	0.0	#DIV/0!	0.0	#DIV/0!	0.0	#DIV/0!	0.0	#DIV/0!	-83.0	235
	32	CT-144x204x12x10	0.2	0.2	1.0	0.2	1.0	0.2	1.0	0.2	1.0	-83.0	235
	- 33	BT-140x230x14x14	-2.7	-2.7	1.0	-2.7	1.0	-2.7	1.0	-2.7	1.0	-84.7	235
	34	BT-140x230x14x14	1.8	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	-84.7	235
	35	BT-140x230x14x14	-11.4	-11.4	1.0	-11.4	1.0	-11.4	1.0	-11.4	1.0	-84.7	235
	36	BT-140x230x14x14	-14.2	-14.1	1.0	-14.1	1.0	-14.1	1.0	-14.1	1.0	-84.7	235
	37	BT-140x230x14x14	-10.6	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-89.2	235
	38	BT-140x230x14x14	-10.6	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-89.2	235
	39	BT-140x230x14x14	2.5	2.5	1.0	2.5	1.0	2.5	1.0	2.5	1.0	-89.2	235
	40	BT-140x230x14x14	-3.3	-3.3	1.0	-3.3	1.0	-3.3	1.0	-3.3	1.0	-89.2	235
	41	CT-144x204x12x10	1.9	2.0	1.1	2.0	1.1	2.0	1.1	2.0	1.1	-87.7	235
	42	CT-144x204x12x10	-1.7	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-87.7	235
	43	CT-144x204x12x10	0.8	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	-87.7	235
1	44	CT-144x204x12x10	0.0	-0.1	#DIV/0!	-0.1	#DIV/0!	-0.1	#DIV/0!	-0.1	#DIV/0!	-87.7	235
1	45	CT-118x178x10x8	-1.6	-1.5	0.9	-1.5	0.9	-1.5	0.9	-1.5	0.9	-74.6	235
1	46	CT-118x178x10x8	2.8	2.7	1.0	2.7	1.0	2.7	1.0	2.7	1.0	-74.6	235
1	47	CT-118x178x10x8	-2.8	-2.8	1.0	-2.8	1.0	-2.8	1.0	-2.8	1.0	-74.6	235
4/4	48	CT-118x178x10x8	4.2	4.1	1.0	4.1	1.0	4.1	1.0	4.1	1.0	-74.6	235
彩	49	CT-144x204x12x10	-3.2	-3.1	1.0	-3.1	1.0	-3.1	1.0	-3.1	1.0	-87.7	235
品	50	CT-144x204x12x10	4.0	4.0	1.0	4.0	1.0	4.0	1.0	4.0	1.0	-87.7	235
- 則	51	CI-144x204x12x10	-3.1	-3.0	1.0	-3.0	1.0	-3.0	1.0	-3.0	1.0	-86.7	235
↓ ¥	1 52	1 - 1 + 4 + 2 + 2 + 2 + 1 = 1 + 4 + 2 + 2 + 1 = 1 + 4 + 2 + 2 + 1 = 1 + 2 + 1 + 2 + 1 = 1 + 2 + 1 +	I 3 5	1 3 4	I I ()	3 4	I I O	I 34	I I ()	3 4	1 1 0	-8h $7$	235

表-3.4.1.10~12 より,損傷④~⑥においては,損傷を与えたことによって,損傷を与えた付近の下横構の作用軸力が急変し,損傷前と比べて2倍以上の応力が発生している箇所が確認できる。しかしながら,全箇所許容値内であることが確認できた。それ以外のケースにおいては,多少のばらつきは確認できるものの,ほとんど誤差と考えられる程度である。よって,本ケースにおいては主桁に損傷が発生した場合でも,下横構が主桁損傷時に機能し,荷重を受け持っていることが確認できる。これによって,下横構は主桁損傷時にフェールセーフとして有効であると考えられる。しかしながら,場合によっては許容値を超過する恐れがあることは容易に考えられる。

# 5)対傾構応力

						軸力によ	る発生応	カ(N/mm2)				許容』	芯力度
		断面	損傷前	損傷-01	損傷後 /損傷前	損傷-02	損傷後 /損傷前	損傷-03	損傷後 /損傷前	損傷-04	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
Î		1 L-100x100x10	-0.7	-0.7	1.0	-0.5	0.7	-0.5	0.7	-0.5	0.7	-51.5	235
起		2 L-100x100x10	-0.2	-0.2	1.0	0.2	-1.0	0.2	-1.0	0.2	-1.0	-51.5	235
点		3 L-100x100x10	0.2	0.1	0.5	0.7	3.5	0.7	3.5	0.7	3.5	-51.5	235
側		4 L-100x100x10	-1.4	-1.4	1.0	-1.4	1.0	-1.4	1.0	-1.5	1.1	-51.5	235
		5 L-100x100x10	-2.1	-2.1	1.0	-2.1	1.0	-2.1	1.0	-2.1	1.0	-51.5	235
		6 L-100x100x10	-0.4	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-51.5	235
		7 L-100x100x10	0.7	0.7	1.0	0.7	1.0	0.7	1.0	0.7	1.0	-51.5	235
		8 L-100x100x10	-1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-0.9	0.9	-1.0	1.0	-51.5	235
	上	9 L-100x100x10	-2.3	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-51.5	235
	段	10 L-100x100x10	-2.3	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-51.5	235
		11 L-100x100x10	-0.8	-0.8	1.0	-0.9	1.1	-0.9	1.1	-0.9	1.1	-51.5	235
		12 L-100x100x10	0.8	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	-51.5	235
		13 L-100x100x10	-0.4	-0.4	1.0	-0.3	0.8	-0.3	0.8	-0.3	0.8	-51.5	235
		14 L-100x100x10	-2.2	-2.2	1.0	-2.2	1.0	-2.2	1.0	-2.2	1.0	-51.5	235
終		15 L-100x100x10	-1.7	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-51.5	235
点		16 L-100x100x10	-0.6	-0.6	1.0	-0.6	1.0	-0.6	1.0	-0.6	1.0	-51.5	235
側		17 L-100x100x10	-0.7	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-51.5	235
$\downarrow$		18 L-100x100x10	-0.8	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-51.5	235
Î		1 L-100x100x10	2.1	2.1	1.0	2.5	1.2	2.4	1.1	1.8	0.9	-95.6	235
起		2 L-100x100x10	3.0	3.1	1.0	2.7	0.9	2.7	0.9	2.7	0.9	-95.6	235
点		3 L-100x100x10	3.7	3.7	1.0	2.7	0.7	2.7	0.7	4.1	1.1	-95.6	235
側		4 L-100x100x10	3.6	3.6	1.0	3.4	0.9	3.5	1.0	1.8	0.5	-95.6	235
		5 L-100x100x10	5.6	5.6	1.0	5.5	1.0	5.8	1.0	4.8	0.9	-95.6	235
		6 L-100x100x10	18.0	18.0	1.0	18.0	1.0	18.3	1.0	17.6	1.0	-95.6	235
		7 L-100x100x10	18.3	18.3	1.0	18.4	1.0	18.7	1.0	18.3	1.0	-95.6	235
		8 L-100x100x10	4.9	4.9	1.0	5.0	1.0	5.1	1.0	4.9	1.0	-95.6	235
	下	9 L-100x100x10	-6.9	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-7.0	1.0	-6.9	1.0	-95.6	235
	段	10 L-100x100x10	-6.9	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-95.6	235
		11 L-100x100x10	5.0	5.0	1.0	5.0	1.0	5.0	1.0	5.0	1.0	-95.6	235
		12 L-100x100x10	17.8	17.8	1.0	17.8	1.0	17.8	1.0	17.8	1.0	-95.6	235
		13 L-100x100x10	16.2	16.2	1.0	16.2	1.0	16.2	1.0	16.2	1.0	-95.6	235
		14 L-100x100x10	4.1	4.1	1.0	4.1	1.0	4.0	1.0	4.1	1.0	-95.6	235
終		15 L-100x100x10	1.4	1.4	1.0	1.4	1.0	1.4	1.0	1.4	1.0	-95.6	235
点		16 L-100x100x10	-4.1	-4.1	1.0	-4.1	1.0	-4.1	1.0	-4.1	1.0	-95.6	235
側		17 L-100x100x10	-3.8	-3.8	1.0	-3.8	1.0	-3.8	1.0	-3.8	1.0	-95.6	235
$\downarrow$		18 L-100x100x10	-3.4	-3.4	1.0	-3.4	1.0	-3.4	1.0	-3.4	1.0	-95.6	235

# 表-3.4.1.13 G3-G4 間対傾構応力(1)

					軸力によ	る発生応え	カ(N/mm2)			許容応	5力度
		断面	損傷前	損傷-05	損傷後 /損傷前	損傷-06	損傷後 /損傷前	損傷-07	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
Î		1 L-100x100x10	-0.7	-0.7	1.0	-0.9	1.3	-0.4	0.6	-51.5	235
起		2 L-100x100x10	-0.2	-0.2	1.0	-0.7	3.5	0.2	-1.0	-51.5	235
点		3 L-100x100x10	0.2	0.8	4.0	0.7	3.5	0.7	3.5	-51.5	235
側		4 L-100x100x10	-1.4	-2.2	1.6	-2.9	2.1	-1.4	1.0	-51.5	235
		5 L-100x100x10	-2.1	-2.6	1.2	-2.9	1.4	-2.1	1.0	-51.5	235
		6 L-100x100x10	-0.4	-0.6	1.5	-0.8	2.0	-0.4	1.0	-51.5	235
		7 L-100x100x10	0.7	0.8	1.1	0.8	1.1	0.7	1.0	-51.5	235
		8 L-100x100x10	-1.0	-0.9	0.9	-0.9	0.9	-1.0	1.0	-51.5	235
	上	9 L-100x100x10	-2.3	-2.4	1.0	-2.4	1.0	-2.3	1.0	-51.5	235
	段	10 L-100x100x10	-2.3	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-51.5	235
		11 L-100x100x10	-0.8	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-0.9	1.1	-51.5	235
		12 L-100x100x10	0.8	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	-51.5	235
		13 L-100x100x10	-0.4	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-0.3	0.8	-51.5	235
44		14 L-100x100x10	-2.2	-2.1	1.0	-2.1	1.0	-2.2	1.0	-51.5	235
終		15 L-100x100x10	-1.7	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-51.5	235
息		16 L-100x100x10	-0.6	-0.6	1.0	-0.6	1.0	-0.6	1.0	-51.5	235
側		17 L-100x100x10	-0.7	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-51.5	235
↓		18 L-100x100x10	-0.8	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-51.5	235
Ť		1 L-100x100x10	2.1	3.8	1.8	-7.7	-3.7	6.4	3.0	-95.6	235
起		2 L-100x100x10	3.0	8.8	2.9	11.6	3.9	2.6	0.9	-95.6	235
点		3 L-100x100x10	3.7	15.6	4.2	22.8	6.2	2.5	0.7	-95.6	235
側		4 L-100x100x10	3.6	-15.9	-4.4	-27.1	-7.5	3.3	0.9	-95.6	235
		5 L-100x100x10	5.6	5.7	1.0	-10.7	-1.9	5.5	1.0	-95.6	235
		6 L-100x100x10	18.0	15.5	0.9	16.0	0.9	18.0	1.0	-95.6	235
		7 L-100x100x10	18.3	17.1	0.9	16.2	0.9	18.4	1.0	-95.6	235
		8 L-100x100x10	4.9	3.7	0.8	2.8	0.6	4.9	1.0	-95.6	235
	下	9 L-100x100x10	-6.9	-7.1	1.0	-7.2	1.0	-6.9	1.0	-95.6	235
	段	10 L-100x100x10	-6.9	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-95.6	235
		11 L-100x100x10	5.0	4.9	1.0	4.9	1.0	5.0	1.0	-95.6	235
		12 L-100x100x10	17.8	17.8	1.0	17.9	1.0	17.8	1.0	-95.6	235
		13 L-100x100x10	16.2	16.4	1.0	16.6	1.0	16.2	1.0	-95.6	235
44		14 L-100x100x10	4.1	4.2	1.0	4.4	1.1	4.1	1.0	-95.6	235
終		15 L-100x100x10	1.4	1.5	1.1	1.6	1.1	1.4	1.0	-95.6	235
点		16 L-100x100x10	-4.1	-4.1	1.0	-4.1	1.0	-4.1	1.0	-95.6	235
側		17 L-100x100x10	-3.8	-3.8	1.0	-3.9	1.0	-3.8	1.0	-95.6	235
↓↓		18 L-100x100x10	-3.4	-3.4	1.0	-3.4	1.0	-3.4	1.0	-95.6	235

# 表-3.4.1.14 G3-G4 間対傾構応力(2)

						軸力によ	る発生応え	カ(N/mm2)				許容点	与力度
		断面	損傷前	損傷-08	損傷後 /損傷前	損傷-09	損傷後 /損傷前	損傷-10	損傷後 /損傷前	損傷-11	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
Î		1 L-100x100x10	-0.7	-0.5	0.7	-0.5	0.7	-0.5	0.7	-0.5	0.7	-51.5	235
起		2 L-100x100x10	-0.2	0.2	-1.0	0.2	-1.0	0.2	-1.0	0.2	-1.0	-51.5	235
点		3 L-100x100x10	0.2	0.7	3.5	0.7	3.5	0.7	3.5	0.7	3.5	-51.5	235
側		4 L-100x100x10	-1.4	-1.4	1.0	-1.4	1.0	-1.4	1.0	-1.4	1.0	-51.5	235
		5 L-100x100x10	-2.1	-2.1	1.0	-2.1	1.0	-2.1	1.0	-2.1	1.0	-51.5	235
		6 L-100x100x10	-0.4	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-51.5	235
		7 L-100x100x10	0.7	0.7	1.0	0.7	1.0	0.7	1.0	0.7	1.0	-51.5	235
		8 L-100x100x10	-1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-51.5	235
	上	9 L-100x100x10	-2.3	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-51.5	235
	段	10 L-100x100x10	-2.3	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-51.5	235
		11 L-100x100x10	-0.8	-0.9	1.1	-0.9	1.1	-0.9	1.1	-0.9	1.1	-51.5	235
		12 L-100x100x10	0.8	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	-51.5	235
		13 L-100x100x10	-0.4	-0.3	0.8	-0.3	0.8	-0.3	0.8	-0.3	0.8	-51.5	235
		14 L-100x100x10	-2.2	-2.2	1.0	-2.2	1.0	-2.2	1.0	-2.2	1.0	-51.5	235
終		15 L-100x100x10	-1.7	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-51.5	235
◎ 点 側 -		16 L-100x100x10	-0.6	-0.6	1.0	-0.6	1.0	-0.6	1.0	-0.6	1.0	-51.5	235
		17 L-100x100x10	-0.7	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-51.5	235
$\downarrow$		18 L-100x100x10	-0.8	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-51.5	235
Î		1 L-100x100x10	2.1	2.3	1.1	1.7	0.8	2.3	1.1	2.3	1.1	-95.6	235
起		2 L-100x100x10	3.0	2.7	0.9	2.6	0.9	2.7	0.9	2.7	0.9	-95.6	235
点		3 L-100x100x10	3.7	2.7	0.7	2.6	0.7	2.7	0.7	2.7	0.7	-95.6	235
側		4 L-100x100x10	3.6	3.4	0.9	3.4	0.9	3.4	0.9	3.4	0.9	-95.6	235
		5 L-100x100x10	5.6	5.5	1.0	5.5	1.0	5.5	1.0	5.6	1.0	-95.6	235
		6 L-100x100x10	18.0	18.0	1.0	18.0	1.0	18.0	1.0	18.3	1.0	-95.6	235
		7 L-100x100x10	18.3	18.4	1.0	18.4	1.0	18.4	1.0	18.7	1.0	-95.6	235
		8 L-100x100x10	4.9	5.0	1.0	4.9	1.0	5.0	1.0	5.0	1.0	-95.6	235
	下	9 L-100x100x10	-6.9	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-95.6	235
	段	10 L-100x100x10	-6.9	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-95.6	235
		11 L-100x100x10	5.0	5.0	1.0	5.0	1.0	5.0	1.0	5.0	1.0	-95.6	235
		12 L-100x100x10	17.8	17.8	1.0	17.8	1.0	17.8	1.0	17.8	1.0	-95.6	235
		13 L-100x100x10	16.2	16.2	1.0	16.2	1.0	16.2	1.0	16.2	1.0	-95.6	235
		14 L-100x100x10	4.1	4.1	1.0	4.1	1.0	4.1	1.0	4.1	1.0	-95.6	235
終		15 L-100x100x10	1.4	1.4	1.0	1.4	1.0	1.4	1.0	1.4	1.0	-95.6	235
点		16 L-100x100x10	-4.1	-4.1	1.0	-4.1	1.0	-4.1	1.0	-4.1	1.0	-95.6	235
側		17 L-100x100x10	-3.8	-3.8	1.0	-3.8	1.0	-3.8	1.0	-3.8	1.0	-95.6	235
$\downarrow$		18 L-100x100x10	-3.4	-3.4	1.0	-3.4	1.0	-3.4	1.0	-3.4	1.0	-95.6	235

表-3.4.1.15 G3-G4 間対傾構応力(3)

**表-3.4.1.13~15** より,局部的に数倍の応力の増加が確認されるが,損傷前の段階でほとんど 応力が発生していない部材なので,誤差と考えても問題無い程度であると考える。下横構と異な り,損傷前後において応力が急変している箇所がほとんど確認できないことから,損傷前後の解 析においてはほとんど影響のない部材と考えても良いと思われる。
# ②G4 桁に損傷が発生した場合(二次部材なし)

損傷を与えた G4 桁に着目し整理する。

1)たわみ



(a) 主桁に損傷が発生

(b) 横桁に損傷が発生

図-3.4.1.33 G4桁のたわみ

表-3.4.1.16	G4 桁の最大たわみ
------------	------------

		勞	第1径間	贫	§2径間	贫	等3径間
		たわみ量	損傷後/損傷前	たわみ量	損傷後/損傷前	たわみ量	損傷後/損傷前
	損傷前	-38.3	1.00	-60.4	1.00	-28.7	1.00
	損傷-01	-38.3	1.00	-60.4	1.00	-28.7	1.00
	損傷-02	-38.3	1.00	-60.4	1.00	-28.7	1.00
主	損傷-03	-38.3	1.00	-60.5	1.00	-28.7	1.00
桁	損傷-04	-39.0	1.02	-60.2	1.00	-28.8	1.00
	損傷-05	-49.0	1.28	-56.9	0.94	-29.4	1.02
	損傷-06	-60.6	1.58	-53.7	0.89	-29.9	1.04
	損傷-07	-38.6	1.01	-60.4	1.00	-28.8	1.00
	損傷-08	-38.3	1.00	-60.4	1.00	-28.7	1.00
横	損傷-09	-38.3	1.00	-60.4	1.00	-28.7	1.00
桁	損傷-10	-38.3	1.00	-60.4	1.00	-28.7	1.00
	損傷-11	-38.3	1.00	-60.4	1.00	-28.7	1.00

図-3.4.1.32 より、二次部材を設けたケースよりも、より橋梁全体のねじれるような挙動が卓越していることが確認できる。図-3.4.1.33(a)より、損傷を与えた起点側の側径間はたわみに大きな変化が確認できるが、それ以外のケースにおいてはほとんど変化が確認されない。

また,図-3.4.1.33(b)より,横桁に損傷を与えても,主桁に対してはほとんど影響がないことが確認された。これは二次部材を考慮したケースと同様の傾向である。

表-3.4.1.16 より,損傷⑤・⑥は損傷前に比べて 30~60%程度の増となった。損傷⑤・⑥は二 次部材を考慮したケースが 20%~30%程度の増であったことを考えると、二次部材を省略したこ とによって、たわみが最大で 30%程度増加したものと考えられる。



図-3.4.1.35 G4 桁上の床版応力

表-3.4.1.17 G4 桁上の床版応力

$\sim$		第1径	間中央	中間支	支点上	第2径	間中央	中間支	支点上	第3径	間中央
		床版応力	損傷後 /損傷前	床版応力	損傷後 /損傷前	床版応力	損傷後 /損傷前	床版応力	損傷後 /損傷前	床版応力	損傷後 /損傷前
	損傷前	-3.38	1	4.18	1	-0.49	-	3.19	-	-1.91	1
	損傷-01	-3.71	1.10	4.18	1.00	-0.49	1.00	3.19	1.00	-1.91	1.00
	損傷-02	-3.38	1.00	4.18	1.00	-0.49	1.00	3.19	1.00	-1.91	1.00
主	損傷-03	-3.38	1.00	4.26	1.02	-0.49	1.00	3.19	1.00	-1.91	1.00
桁	損傷-04	-3.64	1.08	4.18	1.00	-0.48	0.99	3.18	1.00	-1.92	1.00
	損傷-05	-8.96	2.65	4.26	1.02	-0.43	0.88	3.08	0.96	-1.96	1.02
	損傷-06	-16.03	4.74	4.27	1.02	-0.40	0.81	2.99	0.94	-1.99	1.04
	損傷-07	-3.38	1.00	4.18	1.00	-0.49	1.00	3.19	1.00	-1.91	1.00
	損傷-08	-3.38	1.00	4.18	1.00	-0.49	1.00	3.19	1.00	-1.91	1.00
横	損傷-09	-3.38	1.00	4.17	1.00	-0.49	1.00	3.19	1.00	-1.91	1.00
桁	損傷-10	-3.38	1.00	4.18	1.00	-0.49	1.00	3.19	1.00	-1.91	1.00
	損傷-11	-3.38	1.00	4.05	0.97	-0.49	1.00	3.19	1.00	-1.91	1.00

損傷⑥に限定すると、二次部材を考慮したケースと比較して 12.30 N/mm<sup>2</sup>から 16.03N/mm<sup>2</sup>に、約 30%増加した。数字には差があるものの、他のケースにおいても応力の増加が確認できる。 荷重条件や基本構造が同じであることから、二次部材が負担していた荷重が開放された分床版の 3)主桁応力



図-3.4.1.36 応力図(損傷-06 発生後上フランジ)図-3.4.1.37 応力図(損傷-06 発生後下フランジ)







図-3.4.1.39 G4 桁下フランジ応力

表-3.4.1.18 G3 桁上フランジ応力

		第1径	間中央	中間す	友点上	第2径	間中央	中間す	友点上	第3径	間中央	合成応	力度
	$\searrow$	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	-56.11	-	94.50	I	-64.82	Ì	92.51	I	-52.70	1	0.080	-
	損傷-01	-54.98	0.98	93.95	0.99	-65.02	1.00	92.67	1.00	-52.60	1.00	0.080	1.00
	損傷-02	-56.11	1.00	94.50	1.00	-64.82	1.00	92.51	1.00	-52.70	1.00	0.081	1.01
主	損傷-03	-56.11	1.00	94.48	1.00	-64.82	1.00	92.52	1.00	-52.69	1.00	0.081	1.01
上桁	損傷-04	-55.93	1.00	94.57	1.00	-64.80	1.00	92.49	1.00	-52.70	1.00	0.081	1.01
	損傷-05	-53.77	0.96	95.47	1.01	-64.59	1.00	92.17	1.00	-52.80	1.00	0.084	1.06
	損傷-06	-50.65	0.90	96.10	1.02	-64.51	1.00	91.91	0.99	-52.86	1.00	0.089	1.11
	損傷-07	-56.09	1.00	94.51	1.00	-64.81	1.00	92.51	1.00	-52.70	1.00	0.081	1.01
	損傷-08	-56.11	1.00	94.50	1.00	-64.82	1.00	92.51	1.00	-52.70	1.00	0.081	1.01
横	損傷-09	-56.11	1.00	94.50	1.00	-64.82	1.00	92.51	1.00	-52.70	1.00	0.081	1.01
桁	損傷-10	-56.11	1.00	94.50	1.00	-64.82	1.00	92.51	1.00	-52.70	1.00	0.081	1.01
竹丁	損傷-11	-56.11	1.00	94.56	1.00	-64.82	1.00	92.52	1.00	-52.70	1.00	0.081	1.01

表-3.4.1.19 G4 桁上フランジ応力

		第1径	間中央	中間寸	5点ト	第2径	間中央	中間寸	5点 ト	第3径	間中央	合成応	力度
		主桁応力	<u>Ⅰ</u> 損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	-57.42	-	89.80	-	-64.37	I	87.27	-	-53.31	-	0.091	1
	損傷-01	-57.93	1.01	88.99	0.99	-64.76	1.01	87.53	1.00	-53.14	1.00	0.091	1.00
	損傷-02	-57.43	1.00	89.80	1.00	-64.37	1.00	87.27	1.00	-53.31	1.00	0.092	1.01
主	損傷-03	-57.43	1.00	89.70	1.00	-64.37	1.00	87.28	1.00	-53.31	1.00	0.092	1.01
桁	損傷-04	-57.46	1.00	89.84	1.00	-64.37	1.00	87.25	1.00	-53.32	1.00	0.092	1.01
	損傷-05	-57.54	1.00	90.67	1.01	-64.25	1.00	86.92	1.00	-53.43	1.00	0.090	0.99
	損傷-06	-57.72	1.01	90.82	1.01	-64.48	1.00	86.76	0.99	-53.45	1.00	0.204	2.26
	損傷-07	-57.44	1.00	89.80	1.00	-64.37	1.00	87.27	1.00	-53.31	1.00	0.092	1.01
	損傷-08	-57.43	1.00	89.80	1.00	-64.37	1.00	87.27	1.00	-53.31	1.00	0.092	1.01
横	損傷-09	-57.43	1.00	89.79	1.00	-64.37	1.00	87.27	1.00	-53.31	1.00	0.092	1.01
桁	損傷-10	-57.42	1.00	89.80	1.00	-64.37	1.00	87.27	1.00	-53.31	1.00	0.092	1.01
竹丁	損傷-11	-57.43	1.00	90.49	1.01	-64.37	1.00	87.27	1.00	-53.31	1.00	0.092	1.01

表-3.4.1.20 G3 桁下フランジ応力

		第1径	間中央	中間す	友点上	第2径	間中央	中間す	友点上	第3径	間中央	合成応	力度
	$\searrow$	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	119.10	-	-118.40	1	75.25	I	-106.70	-	84.62	1	0.190	-
	損傷-01	117.70	0.99	-117.90	1.00	75.49	1.00	-106.90	1.00	84.51	1.00	0.190	1.00
	損傷-02	119.10	1.00	-118.40	1.00	75.25	1.00	-106.70	1.00	84.62	1.00	0.192	1.01
主	損傷-03	119.20	1.00	-118.70	1.00	75.31	1.00	-106.70	1.00	84.60	1.00	0.193	1.01
桁	損傷-04	120.60	1.01	-119.00	1.01	75.06	1.00	-106.60	1.00	84.68	1.00	0.194	1.02
	損傷-05	140.40	1.18	-126.10	1.07	72.68	0.97	-105.00	0.98	85.42	1.01	0.218	1.15
	損傷-06	171.20	1.44	-133.20	1.13	70.24	0.93	-103.40	0.97	86.15	1.02	0.244	1.29
	損傷-07	119.50	1.00	-118.50	1.00	75.22	1.00	-106.70	1.00	84.63	1.00	0.192	1.01
	損傷-08	119.10	1.00	-118.40	1.00	75.25	1.00	-106.70	1.00	84.62	1.00	0.192	1.01
横	損傷-09	119.10	1.00	-118.40	1.00	75.25	1.00	-106.70	1.00	84.62	1.00	0.192	1.01
桁	損傷-10	119.10	1.00	-118.40	1.00	75.25	1.00	-106.70	1.00	84.62	1.00	0.192	1.01
	損傷-11	119.10	1.00	-118.50	1.00	75.25	1.00	-106.70	1.00	84.62	1.00	0.192	1.01

表-3.4.1.21 G4 桁下フランジ応力

_				-									
$\sim$		第1径	間中央	中間	友点上	第2径	間中央	中間す	友点上	第3径	間中央	合成応	力度
	$\searrow$	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	125.10	-	-122.30	-	71.28	-	-108.80	-	88.97	-	0.223	-
	損傷-01	120.80	0.97	-121.60	0.99	71.68	1.01	-109.00	1.00	88.78	1.00	0.223	1.00
	損傷-02	125.10	1.00	-122.30	1.00	71.28	1.00	-108.80	1.00	88.97	1.00	0.225	1.01
主	損傷-03	125.20	1.00	-120.60	0.99	71.36	1.00	-108.80	1.00	88.95	1.00	0.196	0.88
土桁	損傷-04	188.10	1.50	-123.00	1.01	70.96	1.00	-108.60	1.00	89.05	1.00	0.227	1.02
	損傷-05	99.67	0.80	-131.20	1.07	66.87	0.94	-105.80	0.97	90.11	1.01	0.244	1.10
	損傷-06	77.71	0.62	-140.00	1.14	63.05	0.88	-103.10	0.95	91.18	1.02	0.264	1.18
	損傷-07	124.60	1.00	-122.50	1.00	71.22	1.00	-108.70	1.00	88.99	1.00	0.226	1.01
	損傷-08	125.10	1.00	-122.30	1.00	71.28	1.00	-108.80	1.00	88.97	1.00	0.225	1.01
横	損傷-09	125.10	1.00	-122.40	1.00	71.28	1.00	-108.80	1.00	88.98	1.00	0.225	1.01
桁	損傷-10	125.10	1.00	-122.40	1.00	71.28	1.00	-108.80	1.00	88.97	1.00	0.225	1.01
	損傷-11	125.00	1.00	-122.50	1.00	71.28	1.00	-108.80	1.00	88.97	1.00	0.230	1.03

損傷④に限定すると、二次部材を考慮したケースと比較して G4 桁下フランジは 173.60 N/mm<sup>2</sup> から 188.10N/mm<sup>2</sup>に、約 10%増加した。数字には差があるものの、他のケースにおいても応力の 増加が確認できる。荷重条件や基本構造が同じであることから、床版同様二次部材が負担してい た荷重が開放された分主桁の応力が全体的に増えたと考えられる。

### ③G3 桁に損傷が発生した場合

損傷を与えた G3 桁に着目し整理する。

1)たわみ





(a) 主桁に損傷が発生

(b) 横桁に損傷が発生

図-3.4.1.41 G3 桁のたわみ

表-3.4.1.22 G3 桁の最大たわみ

$\frown$	/	第	51径間	第	52径間	第	3径間
	$\sim$	たわみ量	損傷後/損傷前	たわみ量	損傷後/損傷前	たわみ量	損傷後/損傷前
	損傷前	-35.1	_	-61.2	_	-27.4	-
	損傷-01	-33.6	0.96	-61.9	1.01	-27.3	0.99
	損傷-02	-35.1	1.00	-61.2	1.00	-27.4	1.00
主	損傷-03	-35.6	1.01	-61.9	1.01	-27.3	1.00
桁	損傷-04	-35.4	1.01	-61.1	1.00	-27.4	1.00
	損傷-05	-37.5	1.07	-60.3	0.98	-27.6	1.01
	損傷-06	-39.1	1.11	-60.1	0.98	-27.7	1.01
	損傷-07	-35.3	1.01	-61.2	1.00	-27.5	1.00
	損傷-08	-35.1	1.00	-61.2	1.00	-27.4	1.00
横	損傷-09	-35.1	1.00	-61.2	1.00	-27.4	1.00
桁	損傷-10	-35.1	1.00	-61.2	1.00	-27.4	1.00
	損傷-11	-35.1	1.00	-61.2	1.00	-27.4	1.00

図-3.4.1.40より,損傷⑥の様に大きな損傷を与えてもG4桁に損傷を与えた時のように橋梁全体が大きくねじれるような挙動は確認できない。表-3.4.1.22より,損傷⑤・⑥は損傷前に比べて10%程度の増となったが,それ以外のケースはほとんど変動がない。



		第1径	間中央	中間支	え点上	第2径	間中央	中間支	え点上	第3径	間中央
		床版応力	損傷後 /損傷前	床版応力	損傷後 /損傷前	床版応力	損傷後 /損傷前	床版応力	損傷後 /損傷前	床版応力	損傷後 /損傷前
	損傷前	-2.92	-	3.18	-	-0.54	-	2.40		-1.66	1
	損傷-01	-3.30	1.13	3.18	1.00	-0.54	1.00	2.40	1.00	-1.66	1.00
	損傷-02	-2.92	1.00	3.18	1.00	-0.54	1.00	2.40	1.00	-1.66	1.00
主	損傷-03	-2.95	1.01	4.11	1.29	-0.57	1.05	2.42	1.01	-1.64	0.99
工桁	損傷-04	-3.08	1.06	3.18	1.00	-0.54	0.99	2.39	1.00	-1.66	1.00
	損傷-05 -5.38		1.85	3.17	0.99	-0.51	0.93	2.36	0.98	-1.67	1.01
	損傷-06	-10.20	3.50	3.16	0.99	-0.49	0.90	2.34	0.98	-1.68	1.01
	損傷-07	-2.91	1.00	3.18	1.00	-0.54	1.00	2.39	1.00	-1.66	1.00
	損傷-08	-2.92	1.00	3.18	1.00	-0.54	1.00	2.40	1.00	-1.66	1.00
横桁	損傷-09	-2.92	1.00	3.18	1.00	-0.54	1.00	2.40	1.00	-1.66	1.00
	損傷-10	-2.92	1.00	3.18	1.00	-0.54	1.00	2.40	1.00	-1.66	1.00
	損傷-11	-2.92	1.00	3.12	0.98	-0.54	1.00	2.39	1.00	-1.66	1.00

発生応力は、G4 桁に損傷を与えた場合より低減しているものの、図-3.4.1.43 より G4 桁が損 傷した時とほぼ同じ傾向であることが確認された。しかしながら、図-3.4.1.42 より床版の応力 が急変している箇所は限られた範囲であり、損傷を与えた付近以外に全く変化は見られない。

表-3.4.1.23 より,損傷⑤・⑥は損傷前に比べて 100%~250%程度の増となったが,それ以外の ケースは最大でも 10%程度の増となった。





図-3.4.1.47 G3 桁上フランジ応力

表-3.4.1.24 G3 桁上フランジ応力

$\langle$		第1径	間中央	中間す	友点上	第2径	間中央	中間す	友点上	第3径	間中央	合成応:	力度
	$\searrow$	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	-55.52	-	94.33	-	-64.65	-	92.35	-	-52.32	-	0.078	-
	損傷-01	-54.97	0.99	93.41	0.99	-65.04	1.01	92.65	1.00	-52.15	1.00	0.078	1.00
	損傷-02	-55.52	1.00	94.33	1.00	-64.65	1.00	92.35	1.00	-52.32	1.00	0.079	1.02
主	損傷-03	-55.65	1.00	92.65	0.98	-64.77	1.00	92.46	1.00	-52.28	1.00	0.083	1.07
桁	損傷-04	-55.69	1.00	94.39	1.00	-64.64	1.00	92.34	1.00	-52.32	1.00	0.079	1.02
	損傷-05	-57.16	1.03	94.92	1.01	-64.51	1.00	92.21	1.00	-52.37	1.00	0.078	1.01
	損傷-06	-57.30	1.03	94.83	1.01	-64.59	1.00	92.26	1.00	-52.33	1.00	0.078	1.00
	損傷-07	-55.56	1.00	94.34	1.00	-64.65	1.00	92.35	1.00	-52.32	1.00	0.079	1.02
	損傷-08	-55.52	1.00	94.33	1.00	-64.65	1.00	92.35	1.00	-52.32	1.00	0.079	1.02
横	損傷-09	-55.52	1.00	94.33	1.00	-64.65	1.00	92.35	1.00	-52.32	1.00	0.079	1.02
桁	損傷-10	-55.52	1.00	94.34	1.00	-64.65	1.00	92.35	1.00	-52.32	1.00	0.079	1.02
	損傷-11	-55.52	1.00	94.86	1.01	-64.65	1.00	92.35	1.00	-52.32	1.00	0.079	1.02

表-3.4.1.25 G4 桁上フランジ応力

		第1径	間中央	中間す	支点上	第2径	間中央	中間す	友点上	第3径	間中央	合成応:	力度
	$\searrow$	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	-56.32	-	89.40	Ì	-64.30	Ì	87.17	-	-52.88	1	0.088	-
	損傷-01	-51.12	0.91	88.02	0.98	-64.94	1.01	87.61	1.01	-52.61	0.99	0.088	1.00
	損傷-02	-56.32	1.00	89.40	1.00	-64.30	1.00	87.17	1.00	-52.88	1.00	0.090	1.02
主	損傷-03	-56.43	1.00	89.17	1.00	-64.38	1.00	87.27	1.00	-52.85	1.00	0.094	1.06
桁	損傷-04	-56.16	1.00	89.46	1.00	-64.30	1.00	87.16	1.00	-52.89	1.00	0.091	1.03
	損傷-05	-55.06	0.98	89.99	1.01	-64.22	1.00	87.05	1.00	-52.92	1.00	0.094	1.06
	損傷-06	-52.88	0.94	89.71	1.00	-64.45	1.00	87.18	1.00	-52.84	1.00	0.095	1.07
	損傷-07	-56.26	1.00	89.40	1.00	-64.30	1.00	87.16	1.00	-52.88	1.00	0.090	1.02
	損傷-08	-56.32	1.00	89.40	1.00	-64.30	1.00	87.17	1.00	-52.88	1.00	0.090	1.02
横	損傷-09	-56.33	1.00	89.39	1.00	-64.31	1.00	87.17	1.00	-52.88	1.00	0.090	1.02
桁	損傷-10	-56.32	1.00	89.41	1.00	-64.30	1.00	87.17	1.00	-52.88	1.00	0.090	1.02
	損傷-11	-56.31	1.00	89.36	1.00	-64.30	1.00	87.16	1.00	-52.89	1.00	0.090	1.02

#### 表-3.4.1.26 G3 桁下フランジ応力

/		第1径	間中央	中間支	5点上	第2径	間中央	中間支	支点上	第3径	間中央	合成応:	力度
	$\searrow$	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	117.00	1	-118.60	-	75.38	-	-107.50	I	84.66	-	0.185	-
	損傷-01	112.70	0.96	-117.80	0.99	75.80	1.01	-107.70	1.00	84.48	1.00	0.185	1.00
	損傷-02	117.00	1.00	-118.60	1.00	75.38	1.00	-107.50	1.00	84.66	1.00	0.188	1.01
主	損傷-03	117.70	1.01	-80.88	0.68	75.96	1.01	-108.00	1.00	84.38	1.00	0.172	0.93
- 桁	損傷-04	161.20	1.38	-118.70	1.00	75.28	1.00	-107.40	1.00	84.70	1.00	0.187	1.01
	損傷-05	96.45	0.82	-119.90	1.01	74.32	0.99	-106.80	0.99	85.05	1.00	0.186	1.00
	損傷-06	86.34	0.74	-120.30	1.01	73.99	0.98	-106.60	0.99	85.16	1.01	0.186	1.01
	損傷-07	116.30	0.99	-118.60	1.00	75.37	1.00	-107.50	1.00	84.67	1.00	0.188	1.01
	損傷-08	117.00	1.00	-118.60	1.00	75.38	1.00	-107.50	1.00	84.66	1.00	0.188	1.01
横	損傷-09	117.00	1.00	-118.60	1.00	75.38	1.00	-107.50	1.00	84.66	1.00	0.188	1.01
桁	損傷-10	117.00	1.00	-118.60	1.00	75.38	1.00	-107.50	1.00	84.66	1.00	0.188	1.01
	損傷-11	117.00	1.00	-118.60	1.00	75.38	1.00	-107.50	1.00	84.66	1.00	0.190	1.03

表-3.4.1.27 G4 桁下フランジ応力

		第1径	間中央	中間う	友点上	第2径	間中央	中間す	友点上	第3径	間中央	合成応	力度
		主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	119.50	-	-119.60	-	72.29	-	-107.80	-	87.63	-	0.209	-
	損傷-01	113.90	0.95	-118.40	0.99	72.91	1.01	-108.20	1.00	87.39	1.00	0.209	1.00
	損傷-02	119.50	1.00	-119.60	1.00	72.29	1.00	-107.80	1.00	87.63	1.00	0.213	1.02
主	損傷-03	121.10	1.01	-125.60	1.05	73.29	1.01	-108.40	1.01	87.34	1.00	0.227	1.09
桁	損傷-04	120.50	1.01	-120.00	1.00	72.17	1.00	-107.70	1.00	87.67	1.00	0.214	1.03
	損傷-05	130.90	1.10	-123.40	1.03	71.16	0.98	-107.10	0.99	88.04	1.00	0.224	1.08
	損傷-06	138.10	1.16	-124.70	1.04	70.87	0.98	-106.90	0.99	88.14	1.01	0.228	1.09
	損傷-07	119.70	1.00	-119.60	1.00	72.27	1.00	-107.80	1.00	87.63	1.00	0.213	1.02
	損傷-08	119.50	1.00	-119.60	1.00	72.29	1.00	-107.80	1.00	87.63	1.00	0.213	1.02
横	損傷-09	119.50	1.00	-119.60	1.00	72.28	1.00	-107.80	1.00	87.63	1.00	0.213	1.02
桁	損傷-10	119.50	1.00	-119.60	1.00	72.29	1.00	-107.80	1.00	87.63	1.00	0.213	1.02
	損傷-11	119.50	1.00	-119.60	1.00	72.29	1.00	-107.80	1.00	87.62	1.00	0.213	1.02

G4 桁に損傷を与えたとき,損傷④における G4 桁下フランジで 173.6N/mm<sup>2</sup>に対し,G3 に損傷 を与えたとき,損傷④における G3 桁下フランジは 161.2N/mm<sup>2</sup>であった。損傷前における主桁応 力に大きな差はないことから,損傷による影響は,G4 桁に損傷を与えた場合よりは小さいと言え る。

表-3.4.1.24~27より,G3桁に損傷を与えたことにより,概ねG3桁に作用する最大応力は損 傷前に比べて低下しているが,G4桁の下フランジの応力が損傷⑤・⑥では20%程度の増となって いることが確認できる。それ以外のケースにおいても最大で5%程度の増となった。これはG3桁 に損傷が発生したことによって,G3桁の隣接であるG2・G4桁が力を負担したためと考える。し かし,鋼材の降伏応力度(355N/mm<sup>2</sup>)に達するような応力は確認できない。

# 4)下横構応力

表-3.4.1.28 G4 側下横構応力(1)

			軸力による発生応力(N/mm2)									
	断面	損傷前	損傷-01	損傷後 /損傷前	損傷-02	損傷後 /損傷前	損傷-03	損傷後 /損傷前	損傷-04	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
Î	1 CT-144x204x12x10	9.9	9.9	1.0	10.1	1.0	10.1	1.0	10.5	1.1	-86.7	235
起	2 CT-144x204x12x10	-9.2	-9.2	1.0	-9.4	1.0	-9.4	1.0	-9.7	1.1	-86.7	235
点	3 CT-144x204x12x10	7.8	7.8	1.0	7.8	1.0	7.8	1.0	7.8	1.0	-87.7	235
側	4 CT-144x204x12x10	-6.6	-6.6	1.0	-6.6	1.0	-6.6	1.0	-6.6	1.0	-87.7	235
	5 CT-118x178x10x8	6.9	6.9	1.0	7.0	1.0	7.0	1.0	6.0	0.9	-74.6	235
	6 CT-118x178x10x8	-5.0	-5.0	1.0	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-4.0	0.8	-74.6	235
	7 CT-118x178x10x8	3.5	3.5	1.0	3.6	1.0	3.6	1.0	1.0	0.3	-74.6	235
	8 CT-118x178x10x8	-1.7	-1.7	1.0	-1.6	0.9	-1.6	0.9	1.0	-0.6	-74.6	235
	9 CT-144x204x12x10	-1.5	-1.5	1.0	-1.4	0.9	-1.4	0.9	0.0	0.0	-87.7	235
	10 CT-144x204x12x10	2.6	2.7	1.0	2.6	1.0	2.6	1.0	1.2	0.5	-87.7	235
	11 CT-144x204x12x10	-4.9	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-4.5	0.9	-87.7	235
	12 CT-144x204x12x10	5.4	5.4	1.0	5.4	1.0	5.4	1.0	5.0	0.9	-87.7	235
	13 BT-140x230x14x14	-6.4	-6.4	1.0	-6.5	1.0	-6.5	1.0	-6.6	1.0	-89.2	235
	14 BT-140x230x14x14	5.6	5.6	1.0	5.6	1.0	5.6	1.0	5.7	1.0	-89.2	235
	15 BT-140x230x14x14	-14.6	-14.6	1.0	-14.6	1.0	-14.6	1.0	-14.9	1.0	-89.2	235
	16 BT-140x230x14x14	-9.9	-9.9	1.0	-9.9	1.0	-9.9	1.0	-9.7	1.0	-89.2	235
	17 BT-140x230x14x14	-16.8	-16.8	1.0	-17.0	1.0	-17.0	1.0	-17.2	1.0	-84.7	235
	18 BT-140x230x14x14	-10.9	-10.9	1.0	-11.0	1.0	-11.0	1.0	-10.9	1.0	-84.7	235
	19 BT-140x230x14x14	1.1	1.1	1.0	1.1	1.0	1.1	1.0	1.0	0.9	-84.7	235
	20 BT-140x230x14x14	-2.3	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.2	1.0	-84.7	235
	21 CT-144x204x12x10	-0.3	-0.3	1.0	-0.3	1.0	-0.3	1.0	-0.4	1.3	-83.0	235
	22 CT-144x204x12x10	0.4	0.4	1.0	0.4	1.0	0.4	1.0	0.4	1.0	-83.0	235
	23 CT-144x204x12x10	-0.7	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-83.0	235
	24 CT-144x204x12x10	1.8	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	-83.0	235
	25 CT-118x178x10x8	0.8	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	-68.2	235
	26 CT-118x178x10x8	1.2	1.2	1.0	1.1	0.9	1.1	0.9	1.1	0.9	-68.2	235
	27 CT-118x178x10x8	1.8	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	-68.2	235
	28 CT-118x178x10x8	0.3	0.3	1.0	0.3	1.0	0.3	1.0	0.2	0.7	-68.2	235
	29 CT-144x204x12x10	2.2	2.2	1.0	2.2	1.0	2.2	1.0	2.2	1.0	-83.0	235
	30 CT-144x204x12x10	-1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-83.0	235
	31 CT-144x204x12x10	0.0	0.0	#DIV/0!	0.0	#DIV/0!	0.0	#DIV/0!	0.1	#DIV/0!	-83.0	235
	32 CT-144x204x12x10	0.2	0.2	1.0	0.2	1.0	0.2	1.0	0.2	1.0	-83.0	235
	33 BT-140x230x14x14	-2.7	-2.7	1.0	-2.7	1.0	-2.7	1.0	-2.7	1.0	-84.7	235
	34 BT-140x230x14x14	1.8	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	-84.7	235
	35 BT-140x230x14x14	-11.4	-11.4	1.0	-11.4	1.0	-11.4	1.0	-11.3	1.0	-84.7	235
	36 BT-140x230x14x14	-14.2	-14.2	1.0	-14.1	1.0	-14.1	1.0	-14.1	1.0	-84.7	235
	37 B1-140x230x14x14	-10.6	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-10.5	1.0	-89.2	235
	38 B1-140x230x14x14	-10.6	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-89.2	235
	39 B1-140x230x14x14	2.4	2.4	1.0	2.5	1.0	2.5	1.0	2.5	1.0	-89.2	235
	40 B1-140x230x14x14	-3.3	-3.3	1.0	-3.3	1.0	-3.3	1.0	-3.3	1.0	-89.2	235
	41 C1-144x204x12x10	1.9	1.9	1.0	2.0	1.1	2.0	1.1	2.0	1.1	-87.7	235
	42 CI-144x204x12x10	-1.7	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-1. /	1.0	-1. /	1.0	-87.7	235
	43 CI-144 204 12 10	0.8	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	-87.7	235
L	44 UI=144X204X12X10 45 CT=118x178x10-9	-1.6	0.0	#DIV/U!	-0.1	#DTA\A	-0.1	HDIV/U!	-0.1	#DTA\A	-74 6	235
L	46 CT=110X170X10X8	-1.6	-1.6	1.0	-1.5	1.9	-1.5	1.9	-1.5	1.0	-74.0	200
	40 01-110X1/0X10X8 47 CT=118x179x10x9	_2.0	_2.0	1.0	0	1.0	0	1.0	0	1.0	-74.0	
	41 01-110X1/0X10X8 48 CT-118v178v10v9	-2.9	-2.9	1.0	-4.8	1.0	-2.8	1.0	-2.8	1.0	-74.0	 
終	49  CT = 144  y 204  y 19  y 10	-3 2	-3 9	1.0	-3 1	1.0	-3 1	1.0	-3 1	1.0	-87 7	200
点	50  CT - 144  y 204  y 12  y 10	4 0	3.2 4 0	1.0	4 0	1.0	4 0	1.0	4.0	1.0	-87 7	235
側	51  CT - 144  x 204  x 12  x 10	-3 1	-3 1	1.0	-3 0	1.0	-3.0	1.0	-3 0	1.0	-86 7	235
$\downarrow$	52  CT = 144  y 204  y 12  y 10	35	35	1.0	3.0	1.0	3.0	1.0	3.0	1.0	-86 7	235

				軸力によ	る発生応え	カ(N/mm2)			許容点	5力度
	断面	損傷前	損傷-05	損傷後 /損傷前	損傷-06	損傷後 /損傷前	損傷-07	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
Ť	1 CT-144x204x12x10	9.9	14.5	1.5	15.7	1.6	10.6	1.1	-86.7	235
起	2 CT-144x204x12x10	-9.2	-13.7	1.5	-14.9	1.6	-9.9	1.1	-86.7	235
点	3 CT-144x204x12x10	7.8	9.6	1.2	9.0	1.2	8.8	1.1	-87.7	235
側	4 CT-144x204x12x10	-6.6	-8.4	1.3	-7.8	1.2	-7.5	1.1	-87.7	235
	5 CT-118x178x10x8	6.9	1.1	0.2	-4.7	-0.7	7.6	1.1	-74.6	235
	6 CT-118x178x10x8	-5.0	1.0	-0.2	6.9	-1.4	-5.5	1.1	-74.6	235
	7 CI-118x178x10x8	3.5	-18.1	-5.2	-31.5	-9.0	3.8	1.1	-74.6	235
	8 CI-118x178x10x8	-1.7	19.7	-11.6	33.2	-19.5	-1.9	1.1	-74.6	235
	9C1 - 144x204x12x10	-1.0	-11 1	-8.0	-16.6	-12. 3	-1.4	0.9	-07.7	200
	10 CT = 144x204x12x10 11 CT = 144x204x12x10	-4.0	-1.1	-4.3	-10.0	-0.4	-4.0	1.0	-87.7	235
	12  CT = 144 x 204 x 12 x 10	4.J	1.4	0.3	0.0	0.0	4. J 5. 4	1.0	-87 7	235
	13  BT - 140  y 230  y 14  y 14	-6.4	-7.8	1.2	-8.5	13	-6.4	1.0	-89 2	235
	14  BT - 140  x 230  x 14  x 14	5.6	6.8	1.2	7.5	1.0	5.6	1.0	-89 2	235
	15  BT - 140  x 230  x 14  x 14	-14 6	-17 4	1.2	-18 7	1.0	-14 6	1.0	-89 2	235
	16  BT - 140  x 230  x 14  x 14	-9.9	-8.0	0.8	-7.1	0.7	-9.9	1.0	-89.2	235
	17  BT - 140  x 230  x 14  x 14	-16.8	-18.9	1.1	-19.8	1.2	-17.0	1.0	-84.7	235
	18  BT - 140  x 230  x 14  x 14	-10.9	-10.0	0.9	-9.4	0.9	-11.0	1.0	-84.7	235
	19 BT-140x230x14x14	1.1	0.4	0.4	0.0	0.0	1.1	1.0	-84.7	235
	20 BT-140x230x14x14	-2.3	-1.7	0.7	-1.4	0.6	-2.3	1.0	-84.7	235
	21 CT-144x204x12x10	-0.3	-0.7	2.3	-1.0	3.3	-0.3	1.0	-83.0	235
	22 CT-144x204x12x10	0.4	0.7	1.8	0.9	2.3	0.4	1.0	-83.0	235
	23 CT-144x204x12x10	-0.7	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-83.0	235
	24 CT-144x204x12x10	1.8	1.7	0.9	1.7	0.9	1.8	1.0	-83.0	235
	25 CT-118x178x10x8	0.8	1.0	1.3	1.0	1.3	0.8	1.0	-68.2	235
	26 CT-118x178x10x8	1.2	0.9	0.8	0.9	0.8	1.1	0.9	-68.2	235
	27 CT-118x178x10x8	1.8	1.9	1.1	2.0	1.1	1.8	1.0	-68.2	235
	28 CT-118x178x10x8	0.3	0.0	0.0	-0.1	-0.3	0.3	1.0	-68.2	235
	29 CT-144x204x12x10	2.2	2.3	1.0	2.4	1.1	2.2	1.0	-83.0	235
	30 CT-144x204x12x10	-1.0	-1.2	1.2	-1.3	1.3	-1.0	1.0	-83.0	235
	31 CT-144x204x12x10	0.0	0.2	#DIV/0!	0.3	#DIV/0!	0.0	#DIV/0!	-83.0	235
	32 CT-144x204x12x10	0.2	0.0	0.0	-0.1	-0.5	0.2	1.0	-83.0	235
	33 BT-140x230x14x14	-2.7	-2.6	1.0	-2.5	0.9	-2.7	1.0	-84.7	235
	34 BT-140x230x14x14	1.8	1.6	0.9	1.6	0.9	1.8	1.0	-84.7	235
	35 BT-140x230x14x14	-11.4	-11.2	1.0	-11.1	1.0	-11.4	1.0	-84.7	235
	36 BT-140x230x14x14	-14.2	-14.1	1.0	-14.1	1.0	-14.1	1.0	-84.7	235
	37 BT-140x230x14x14	-10.6	-10.4	1.0	-10.3	1.0	-10.6	1.0	-89.2	235
	38 B1-140x230x14x14	-10.6	-10.7	1.0	-10.7	1.0	-10.6	1.0	-89.2	235
	39 BI-140x230x14x14	2.4	2.5	1.0	2.6	1.1	2.5	1.0	-89.2	235
	$40 \text{ B1} = 140 \times 230 \times 14 \times 14$	-3.3	-3.3	1.0	-3.4	1.0	-3.3	1.0	-09.2	200
	41 C1 - 144x 204x 12x 10 42 CT - 144x 204x 12x 10	-1.7	_1.0	1.1	_1 9	1.1	7	1.1	-07.7	200
	42  CT = 144  x 204  x 12  x 10	-1.7	-1.0	1.1	-1.0	1.1	-1.7	1.0	-87.7	235
	43  C1 1443204312310	0.0	-0.1	#DIV/01	-0.1	#DIV/01	-0.1	#DIV/01	-87 7	235
	45 CT-118x178x10v8	-1 6	-1 5	U 0	-1 6	1 0	-1 5	U 0	-74 6	233
	46 CT-118x178x10x8	2.8	2 7	1.0	2.8	1.0	2 7	1.0	-74.6	235
	47 CT-118x178x10x8	-2.9	-2.8	1.0	-2.8	1.0	-2.8	1.0	-74 6	235
	48 CT-118x178x10x8	4.2	4 1	1.0	4 2	1.0	4 1	1.0	-74.6	235
終	49 CT-144x204x12x10	-3.2	-3.1	1.0	-3.1	1.0	-3.1	1.0	-87.7	235
点	50 CT-144x204x12x10	4.0	4.0	1.0	4.0	1.0	4.0	1.0	-87.7	235
側	51 CT-144x204x12x10	-3.1	-3.0	1.0	-3.0	1.0	-3.0	1.0	-86.7	235
$\downarrow$	52 CT-144x204x12x10	3.5	3.4	1.0	<u>3.</u> 4	<u>1</u> .0	3.4	1.0	-86.7	235

表-3.4.1.29 G4 側下横構応力(2)

表-3.4.1.30 G4 側下横構応力(3)

Jhřím         竹香の         「日本         「日本 </th <th></th> <th></th> <th></th> <th></th> <th></th> <th></th> <th>軸力によ</th> <th>る発生応ス</th> <th>カ(N/mm2)</th> <th></th> <th></th> <th></th> <th>許容局</th> <th>的方度</th>							軸力によ	る発生応ス	カ(N/mm2)				許容局	的方度
I         I         I         I         0         1         0         1         1         0         1         1         0         1         1         0         1         1         0         1         1         0         1         1         0         1         1         0         0         1         0         0         1         0         0         1         0         1         0         1         1         0         1         0         1         0         1         0         1         0         1         0         1         0         1         0         1         1         1         1         1			断面	損傷前	損傷-08	損傷後 /損傷前	損傷-09	損傷後 /損傷前	損傷-10	損傷後 /損傷前	損傷-11	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
E         2(T-144x204x12x10)         -9.2         -9.4         1.0         -9.4         1.0         -9.4         1.0         -9.4         1.0         -9.6         1.0         -7.8         1.0         7.8         1.0         7.7         235           3         GT-144x204x12x10         -6.6         -6.6         1.0         -7.2<	Î	1	CT-144x204x12x10	9.9	10.1	1.0	10.0	1.0	10.1	1.0	10.1	1.0	-86.7	235
A:       3 (T-144x204x12x10       7.8       7.8       1.0       7.8       1.0       7.8       1.0       7.7       235         A:       CT-144x204x12x10       6.6       6.6       0.0       6.6       1.0       6.7       7.2	起	2	CT-144x204x12x10	-9.2	-9.4	1.0	-9.3	1.0	-9.4	1.0	-9.4	1.0	-86.7	235
III         d(T-14429431210)         -6.6         -6.6         1.0         -6.6         1.0         -6.6         1.0         -7.7         25.5           5[CT-118x178x10x8         -5.0         -4.9         1.0         -7.4         9         1.0         -7.4         6         25.5           7[CT-118x178x10x8         -5.5         -4.9         1.0         -4.9         1.0         -4.6         0.3.6         1.0         3.6         1.0 <td< td=""><td>点</td><td>3</td><td>CT-144x204x12x10</td><td>7.8</td><td>7.8</td><td>1.0</td><td>7.8</td><td>1.0</td><td>7.8</td><td>1.0</td><td>7.8</td><td>1.0</td><td>-87.7</td><td>235</td></td<>	点	3	CT-144x204x12x10	7.8	7.8	1.0	7.8	1.0	7.8	1.0	7.8	1.0	-87.7	235
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	側	4	CT-144x204x12x10	-6.6	-6.6	1.0	-6.6	1.0	-6.6	1.0	-6.6	1.0	-87.7	235
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		5	CT-118x178x10x8	6.9	7.0	1.0	7.0	1.0	7.0	1.0	6.9	1.0	-74.6	235
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		6	CT-118x178x10x8	-5.0	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-74.6	235
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		7	CT-118x178x10x8	3.5	3.6	1.0	3.6	1.0	3.6	1.0	3.5	1.0	-74.6	235
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		8	CT-118x178x10x8	-1.7	-1.6	0.9	-1.6	0.9	-1.6	0.9	-1.6	0.9	-74.6	235
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		9	CT-144x204x12x10	-1.5	-1.4	0.9	-1.4	0.9	-1.4	0.9	-1.5	1.0	-87.7	235
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		10	CT-144x204x12x10	2.6	2.6	1.0	2.6	1.0	2.6	1.0	2.7	1.0	-87.7	235
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		11	CT-144x204x12x10	-4.9	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-4.9	1.0	-87.7	235
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		12	CT-144x204x12x10	5.4	5.4	1.0	5.4	1.0	5.4	1.0	5.4	1.0	-87.7	235
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		13	BT-140x230x14x14	-6.4	-6.5	1.0	-6.5	1.0	-6.5	1.0	-6.5	1.0	-89.2	235
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		14	BT-140x230x14x14	5.6	5.6	1.0	5.6	1.0	5.6	1.0	5.6	1.0	-89.2	235
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		15	BT-140x230x14x14	-14.6	-14.6	1.0	-14.6	1.0	-14.6	1.0	-14.7	1.0	-89.2	235
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		16	BT-140x230x14x14	-9.9	-9.9	1.0	-9.9	1.0	-9.9	1.0	-9.8	1.0	-89.2	235
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		17	BT-140x230x14x14	-16.8	-17.0	1.0	-17.0	1.0	-17.0	1.0	-16.8	1.0	-84.7	235
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		18	BT-140x230x14x14	-10.9	-11.0	1.0	-11.0	1.0	-11.0	1.0	-11.1	1.0	-84.7	235
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		19	BT-140x230x14x14	1.1	1.1	1.0	1.1	1.0	1.1	1.0	1.1	1.0	-84.7	235
$ \begin{array}{c} 1 \\ 21 \\ 12 \\ 12 \\ 12 \\ 12 \\ 12 \\ 12 \\$		20	BT-140x230x14x14	-2.3	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-84.7	235
$\begin{array}{c} 22 \mbox{C} -1442 \mbox{Q} 412 \mbox{L} 0 & 0. 4 & 0. 4 & 1.0 & 0. 4 & 1.0 & 0. 4 & 1.0 & 0.3 & 0.8 & -83.0 & 235 \\ 23 \mbox{C} -1442 \mbox{Q} 412 \mbox{L} 10 & 1.8 & 1.8 & 1.0 & 1.8 & 1.0 & 1.8 & 1.0 & 1.8 & 1.0 & 1.8 & 1.0 & 235 \\ 24 \mbox{C} -1148 \mbox{L} 178 \mbox{L} 10 & 1.8 & 1.8 & 1.0 & 1.8 & 1.0 & 1.8 & 1.0 & 1.8 & 1.0 & 1.8 & 1.0 & -83.0 & 235 \\ 25 \mbox{C} -118 \mbox{L} 178 \mbox{L} 10 \mbox{R} & 0.8 & 0.8 & 1.0 & 0.8 & 1.0 & 0.8 & 1.0 & 0.8 & 1.0 & 0.8 & 1.0 & -68.2 & 235 \\ 25 \mbox{C} -118 \mbox{L} 178 \mbox{L} 10 \mbox{R} & 1.2 & 1.1 & 0.9 & 1.1 & 0.9 & 1.1 & 0.9 & 1.1 & 0.9 & 1.1 & 0.9 & 68.2 & 235 \\ 27 \mbox{C} -118 \mbox{L} 178 \mbox{L} 10 \mbox{R} & 0.3 & 0.3 & 1.0 & 0.3 & 1.0 & 0.3 & 1.0 & 0.2 & 0.7 & -68.2 & 235 \\ 29 \mbox{C} -1148 \mbox{L} 12 \mbox{L} 10 \mbox{R} & 0.3 & 0.3 & 1.0 & 0.3 & 1.0 & 0.3 & 1.0 & 0.2 & 0.7 & -68.2 & 235 \\ 30 \mbox{C} -144 \mbox{Q} 12 \mbox{L} 10 \mbox{L} 21 \mbox{L} 0 \mbox{L} 22 \mbox{L} 10 \mbox{L} 22 \mbox{L} 10 \mbox{L} 22 \mbox{L} 10 \mbox{L} 23 \mbox{L} 30 \mbox{L} 10 \mbox{L} 11 \mbox{L} 10 $		21	CT-144x204x12x10	-0.3	-0.3	1.0	-0.3	1.0	-0.3	1.0	-0.3	1.0	-83.0	235
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		22	CT-144x204x12x10	0.4	0.4	1.0	0.4	1.0	0.4	1.0	0.3	0.8	-83.0	235
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		23	CT-144x204x12x10	-0.7	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-83.0	235
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		24	CT-144x204x12x10	1.8	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	-83.0	235
$ \begin{array}{c} 26 \ (C-118x178x10x8 & 1.2 & 1.1 & 0.9 & 1.1 & 0.9 & 1.1 & 0.9 & 1.1 & 0.9 & 1.1 & 0.9 & 68.2 & 235 \\ 27 \ (C-118x178x10x8 & 0.3 & 0.3 & 1.0 & 0.3 & 1.0 & 0.3 & 1.0 & 0.2 & 0.7 & 68.2 & 235 \\ 29 \ (C-14x204x12x10 & 2.2 & 2.2 & 1.0 & 2.2 & 1.0 & 2.2 & 1.0 & 2.2 & 1.0 & 2.2 & 1.0 & 2.8 \\ 30 \ (C-144x204x12x10 & -1.0 & -1.0 & 1.0 & -1.0 & 1.0 & -1.0 & 1.0 & -1.0 & 1.0 & -83.0 & 235 \\ 31 \ (C-144x204x12x10 & 0.2 & 0.2 & 1.0 & 0.4 & 0.4 & 0.4 & 0.4 & 0.4 & 0.4 & 0.4 & 0.4 & 0.4 \\ 31 \ (C-144x204x12x10 & 0.2 & 0.2 & 1.0 & 0.4 & 0 & 0 & 0.4 & 0 & 0.4 & 0 & 0.4 & 0 & 0 & 0.4 & 0 $		25	CT-118x178x10x8	0.8	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	-68.2	235
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		26	CT-118x178x10x8	1.2	1.1	0.9	1.1	0.9	1.1	0.9	1.1	0.9	-68.2	235
$ \begin{array}{c} 28 \ C1-118x178x10x8 & 0.3 & 0.3 & 1.0 & 0.3 & 1.0 & 0.3 & 1.0 & 0.2 & 0.7 & -68.2 & 235 \\ 29 \ CT-144x204x12x10 & 2.2 & 2.2 & 2.1 & 0 & 2.2 & 1.0 & 2.2 & 1.0 & -2.2 & 1.0 & -83.0 & 235 \\ 30 \ CT-144x204x12x10 & 0.0 & 0.0 & \#DIV/0! & 0.0 & \#DIV/0! & 0.0 & \#DIV/0! & 0.0 & \#DIV/0! & -83.0 & 235 \\ 31 \ CT-144x204x12x10 & 0.2 & 0.2 & 1.0 & 0.2 & 1.0 & 0.2 & 1.0 & 0.2 & 1.0 & -83.0 & 235 \\ 33 \ BT-140x230x14x14 & -2.7 & -2.7 & 7.1 & 0 & -2.7 & 1.0 & -2.7 & 1.0 & -2.7 & 1.0 & -84.7 & 235 \\ 34 \ BT-140x230x14x14 & -18 & 1.8 & 1.0 & 1.8 & 1.0 & 1.8 & 1.0 & 1.8 & 1.0 & -18 & 1.0 & -84.7 & 235 \\ 35 \ BT-140x230x14x14 & -11.4 & -11.4 & 1.0 & -11.4 & 1.0 & -11.4 & 1.0 & -11.4 & 1.0 & -84.7 & 235 \\ 36 \ BT-140x230x14x14 & -10.6 & -10.6 & 1.0 & -10.6 & 1.0 & -10.6 & 1.0 & -10.6 & 1.0 & -89.2 & 235 \\ 37 \ BT-140x230x14x14 & -10.6 & -10.6 & 1.0 & -10.6 & 1.0 & -10.6 & 1.0 & -10.6 & 1.0 & -89.2 & 235 \\ 38 \ BT-140x230x14x14 & -10.6 & -10.6 & 1.0 & -10.6 & 1.0 & -10.6 & 1.0 & -10.6 & 1.0 & -89.2 & 235 \\ 39 \ BT-140x230x14x14 & -10.6 & -10.6 & 1.0 & -10.6 & 1.0 & -10.6 & 1.0 & -89.2 & 235 \\ 39 \ BT-140x230x14x14 & -3.3 & -3.3 & 1.0 & -3.3 & 1.0 & -3.3 & 1.0 & -3.3 & 1.0 & -89.2 & 235 \\ 41 \ CT-144x204x12x10 & -1.7 & -1.7 & 1.0 & 2.5 & 1.0 & 2.5 & 1.0 & 2.5 & 1.0 & -89.2 & 235 \\ 42 \ CT-144x204x12x10 & -1.7 & -1.7 & 1.0 & -1.7 & 1.0 & -1.7 & 1.0 & -87.7 & 235 \\ 43 \ CT-144x204x12x10 & -1.7 & -1.7 & 1.0 & -1.7 & 1.0 & -1.7 & 1.0 & -87.7 & 235 \\ 44 \ CT-144x204x12x10 & 0.8 & 0.8 & 1.0 & 0.8 & 1.0 & 0.8 & 1.0 & 0.8 & 1.0 & -87.7 & 235 \\ 45 \ CT-118x178x10x8 & -2.8 & 2.7 & 1.0 & 2.7 & 1.0 & 2.7 & 1.0 & -74.6 & 235 \\ 48 \ CT-118x178x10x8 & -2.8 & 2.7 & 1.0 & 2.7 & 1.0 & 2.7 & 1.0 & -74.6 & 235 \\ 48 \ CT-114x204x12x10 & -3.2 & -3.1 & 1.0 & -3.1 & 1.0 & -3.1 & 1.0 & -87.7 & 235 \\ 50 \ CT-144x204x12x10 & -3.2 & -3.1 & 1.0 & -3.1 & 1.0 & -3.0 & 1.0 & -87.7 & 235 \\ 50 \ CT-144x204x12x10 & -3.2 & -3.1 & 1.0 & -3.1 & 1.0 & -3.0 & 1.0 & -87.7 & 235 \\ 50 \ CT-144x204x12x10 & -3.2 & -3.1 & 1.0 & -3.1 & 1.0 & -3.0 & 1.0 & -87.7 & 235 \\ 51$		27	CT-118x178x10x8	1.8	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	-68.2	235
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		28	CT-118x178x10x8	0.3	0.3	1.0	0.3	1.0	0.3	1.0	0.2	0.7	-68.2	235
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		29	CT-144x204x12x10	2.2	2.2	1.0	2.2	1.0	2.2	1.0	2.2	1.0	-83.0	235
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		30	CT-144x204x12x10	-1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-83.0	235
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		31	CT-144x204x12x10	0.0	0.0	#D1V/0!	0.0	#D1V/0!	0.0	#D1V/0!	0.0	#D1V/0!	-83.0	235
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		32	CT-144x204x12x10	0.2	0.2	1.0	0.2	1.0	0.2	1.0	0.2	1.0	-83.0	235
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		33	BI-140x230x14x14	-2.7	-2.7	1.0	-2.7	1.0	-2.7	1.0	-2.7	1.0	-84.7	235
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		34	BI-140x230x14x14	1.8	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	-84.7	235
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		30	BI-140X230X14X14	-11.4	-11.4	1.0	-11.4	1.0	-11.4	1.0	-11.4	1.0	-84.7	235
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		30	BI-140X230X14X14 BT 140x230x14x14	-14.2	-14.1	1.0	-14.1	1.0	-14.1	1.0	-14. 2	1.0	-84.7	235
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		31	DI-140x230x14x14	-10.6	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-89.2	200
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		38	D1 = 140X230X14X14 BT = 140x230x14x14	-10.6	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-10.6	1.0	-89.2	235
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		39	BT = 140X430X14X14 BT = 140x930x14x14	_2 9	_2.0	1.0	_2. 0 _2. 0	1.0	_2.0 _2.2	1.0	_2.0	1.0	-80 0	235
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		40	DT = 140x230x14x14 CT = 144x204x19x10	1.0	2.0	1.0	2.0	1.0	2.0	1.0	2.0	1.0	-97 7	235
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		41	CT = 144x204x12x10 CT = 144x204x12x10	-1.7	_1 7	1.1	_1 7	1.1	_1 7	1.1	_1 7	1.1	_07.7	200
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		42	CT = 144x204x12x10	-1.7	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-97.7	235
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		43	CT = 144x204x12x10 CT = 144x204x12x10	0.0	-0.1	#DIV/01	-0.1	#DIV/01	-0.1	#DTV/01	-0.1	#DTV/01	-97 7	235
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	1	44	CT-118x178x10v8	-1.6	-1 5	1 0 0	-1 5	<u>"DTI/O</u>	-1 5	0.0	-1 5	1 0 0	-74 6	200
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		46	CT-118x178x10x8	2.0	9.7	1 0	9.7	1 0	9.7	1 0	9.7	1.9	-74 6	235
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	1	47	CT-118v178v10v8	-2.0	-2.1	1.0	-2.1	1.0	-2.1	1.0	-2.1	1.0	-74 6	200
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	1	48	$CT = 118 \times 178 \times 10 \times 8$	<u> </u>	<u> </u>	1.0	<u> </u>	1.0	<u> </u>	1.0	<u> </u>	1.0	-74 6	235
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	終	49	CT - 144x204x12x10	-3.2	-3 1	1.0	-3 1	1.0	-3 1	1.0	-3 1	1.0	-87 7	235
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	点	50	CT - 144x204x12x10	4 0	4 0	1.0	4 0	1.0	4 0	1.0	4 0	1.0	-87 7	235
	側	51	CT - 144x204x12x10	-3.1	-3.0	1.0	-3.0	1.0	-3.0	1.0	-3.0	1.0	-86.7	235
$[ \cdot                                   $	$\downarrow$	52	CT-144x204x12x10	3.5	3.4	1.0	3.4	1.0	3.4	1.0	3.4	1.0	-86.7	235

発生応力には差があるものの,G4桁が損傷した時とほぼ同じ傾向であることが確認された。

# (5)対傾構応力

|--|

							軸力によ	る発生応え	カ(N/mm2)		軸力による発生応力(N/mm2)								
			断面	損傷前	損傷-01	損傷後 /損傷前	損傷-02	損傷後 /損傷前	損傷-03	損傷後 /損傷前	損傷-04	損傷後 /損傷前	圧縮	引張					
Î		1	L-100x100x10	-0.3	-0.3	1.0	-0.5	1.7	-0.5	1.7	-0.4	1.3	-51.5	235					
起		2	L-100x100x10	0.5	0.5	1.0	0.2	0.4	0.2	0.4	0.2	0.4	-51.5	235					
点		3	L-100x100x10	1.0	1.0	1.0	0.7	0.7	0.7	0.7	0.8	0.8	-51.5	235					
側		4	L-100x100x10	-1.4	-1.4	1.0	-1.4	1.0	-1.4	1.0	-1.3	0.9	-51.5	235					
		5	L-100x100x10	-2.1	-2.1	1.0	-2.1	1.0	-2.1	1.0	-2.1	1.0	-51.5	235					
		6	L-100x100x10	-0.4	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-51.5	235					
		7	L-100x100x10	0.7	0.7	1.0	0.7	1.0	0.7	1.0	0.7	1.0	-51.5	235					
		8	L-100x100x10	-1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-51.5	235					
	上	9	L-100x100x10	-2.3	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-51.5	235					
	段	10	L-100x100x10	-2.3	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-51.5	235					
		11	L-100x100x10	-0.8	-0.8	1.0	-0.9	1.1	-0.9	1.1	-0.9	1.1	-51.5	235					
		12	L-100x100x10	0.8	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	-51.5	235					
		13	L-100x100x10	-0.4	-0.4	1.0	-0.3	0.8	-0.3	0.8	-0.3	0.8	-51.5	235					
		14	L-100x100x10	-2.2	-2.2	1.0	-2.2	1.0	-2.2	1.0	-2.2	1.0	-51.5	235					
終		15	L-100x100x10	-1.7	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-51.5	235					
点		16	L-100x100x10	-0.6	-0.6	1.0	-0.6	1.0	-0.6	1.0	-0.6	1.0	-51.5	235					
側		17	L-100x100x10	-0.7	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-51.5	235					
$\downarrow$		18	L-100x100x10	-0.8	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-51.5	235					
Î		1	L-100x100x10	2.1	2.1	1.0	2.4	1.1	2.3	1.1	2.8	1.3	-95.6	235					
起		2	L-100x100x10	2.8	2.8	1.0	2.7	1.0	2.7	1.0	3.7	1.3	-95.6	235					
点		3	L-100x100x10	2.2	2.1	1.0	2.7	1.2	2.7	1.2	3.7	1.7	-95.6	235					
側		4	L-100x100x10	3.4	3.4	1.0	3.4	1.0	3.4	1.0	4.9	1.4	-95.6	235					
		5	L-100x100x10	5.5	5.5	1.0	5.5	1.0	5.5	1.0	6.3	1.1	-95.6	235					
		6	L-100x100x10	17.9	17.9	1.0	18.0	1.0	18.0	1.0	18.4	1.0	-95.6	235					
		7	L-100x100x10	18.3	18.3	1.0	18.4	1.0	18.4	1.0	18.3	1.0	-95.6	235					
		8	L-100x100x10	4.9	4.9	1.0	5.0	1.0	5.0	1.0	4.9	1.0	-95.6	235					
	下	9	L-100x100x10	-6.9	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-95.6	235					
	段	10	L-100x100x10	-6.9	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-95.6	235					
		11	L-100x100x10	5.0	5.0	1.0	5.0	1.0	5.0	1.0	5.0	1.0	-95.6	235					
		12	L-100x100x10	17.8	17.8	1.0	17.8	1.0	17.8	1.0	17.8	1.0	-95.6	235					
		13	L-100x100x10	16.3	16.2	1.0	16.2	1.0	16.2	1.0	16.2	1.0	-95.6	235					
		14	L-100x100x10	4.1	4.1	1.0	4.1	1.0	4.1	1.0	4.1	1.0	-95.6	235					
終		15	L-100x100x10	1.4	1.4	1.0	1.4	1.0	1.4	1.0	1.4	1.0	-95.6	235					
点		16	L-100x100x10	-4.1	-4.1	1.0	-4.1	1.0	-4.1	1.0	-4.1	1.0	-95.6	235					
側		17	L-100x100x10	-3.8	-3.8	1.0	-3.8	1.0	-3.8	1.0	-3.8	1.0	-95.6	235					
$\downarrow$		18	L-100x100x10	-3.4	-3.4	1.0	-3.4	1.0	-3.4	1.0	-3.4	1.0	-95.6	235					

					軸力によ	る発生応フ	ל (N/mm2)			許容応	力度
		断面	損傷前	損傷-05	損傷後 /損傷前	損傷-06	損傷後 /損傷前	損傷-07	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
Î		1 L-100x100x10	-0.3	-0.4	1.3	-0.2	0.7	-0.5	1.7	-51.5	235
起		2 L-100x100x10	0.5	0.5	1.0	0.8	1.6	0.2	0.4	-51.5	235
点		3 L-100x100x10	1.0	1.5	1.5	1.9	1.9	0.7	0.7	-51.5	235
側		4 L-100x100x10	-1.4	-0.8	0.6	-0.5	0.4	-1.4	1.0	-51.5	235
		5 L-100x100x10	-2.1	-1.9	0.9	-1.7	0.8	-2.1	1.0	-51.5	235
		6 L-100x100x10	-0.4	-0.3	0.8	-0.3	0.8	-0.4	1.0	-51.5	235
		7 L-100x100x10	0.7	0.7	1.0	0.7	1.0	0.7	1.0	-51.5	235
		8 L-100x100x10	-1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-51.5	235
	上	9 L-100x100x10	-2.3	-2.3	1.0	-2.4	1.0	-2.3	1.0	-51.5	235
	段	10 L-100x100x10	-2.3	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-51.5	235
		11 L-100x100x10	-0.8	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-0.9	1.1	-51.5	235
		12 L-100x100x10	0.8	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	-51.5	235
		13 L-100x100x10	-0.4	-0.3	0.8	-0.3	0.8	-0.3	0.8	-51.5	235
		14 L-100x100x10	-2.2	-2.1	1.0	-2.1	1.0	-2.2	1.0	-51.5	235
終		15 L-100x100x10	-1.7	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-51.5	235
点		16 L-100x100x10	-0.6	-0.6	1.0	-0.6	1.0	-0.6	1.0	-51.5	235
側		17 L-100x100x10	-0.7	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-51.5	235
$\downarrow$		18 L-100x100x10	-0.8	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-51.5	235
Î		1 L-100x100x10	2.1	6.0	2.9	8.6	4.1	2.6	1.2	-95.6	235
起		2 L-100x100x10	2.8	11.4	4.1	16.6	5.9	3.5	1.3	-95.6	235
点		3 L-100x100x10	2.2	17.6	8.0	25.0	11.4	2.9	1.3	-95.6	235
側		4 L-100x100x10	3.4	18.2	5.4	24.1	7.1	3.4	1.0	-95.6	235
		5 L-100x100x10	5.5	13.6	2.5	17.0	3.1	5.5	1.0	-95.6	235
		6 L-100x100x10	17.9	21.2	1.2	22.6	1.3	18.0	1.0	-95.6	235
		7 L-100x100x10	18.3	17.7	1.0	17.4	1.0	18.4	1.0	-95.6	235
		8 L-100x100x10	4.9	4.4	0.9	4.0	0.8	5.0	1.0	-95.6	235
	下	9 L-100x100x10	-6.9	-6.9	1.0	-6.8	1.0	-6.9	1.0	-95.6	235
	段	10 L-100x100x10	-6.9	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-95.6	235
		11 L-100x100x10	5.0	5.0	1.0	4.9	1.0	5.0	1.0	-95.6	235
		12 L-100x100x10	17.8	17.7	1.0	17.7	1.0	17.8	1.0	-95.6	235
		13 L-100x100x10	16.3	16.2	1.0	16.2	1.0	16.2	1.0	-95.6	235
		14 L-100x100x10	4.1	4.1	1.0	4.1	1.0	4.1	1.0	-95.6	235
終		15 L-100x100x10	1.4	1.4	1.0	1.4	1.0	1.4	1.0	-95.6	235
点		16 L-100x100x10	-4.1	-4.1	1.0	-4.1	1.0	-4.1	1.0	-95.6	235
側		17 L-100x100x10	-3.8	-3.8	1.0	-3.8	1.0	-3.8	1.0	-95.6	235
$\downarrow$		18 L-100x100x10	-3.4	-3.4	1.0	-3.4	1.0	-3.4	1.0	-95.6	235

表-3.4.1.32 G3-G4 間対傾構応力(2)

			1			軸力によ	る発生応え	カ(N/mm2)				許容点	芯力度
		断面	損傷前	損傷-08	損傷後 /損傷前	損傷-09	損傷後 /損傷前	損傷-10	損傷後 /損傷前	損傷-11	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
Î		1 L-100x100x10	-0.3	-0.5	1.7	-0.5	1.7	-0.5	1.7	-0.5	1.7	-51.5	235
起		2 L-100x100x10	0.5	0.2	0.4	0.2	0.4	0.2	0.4	0.2	0.4	-51.5	235
点		3 L-100x100x10	1.0	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	-51.5	235
側		4 L-100x100x10	-1.4	-1.4	1.0	-1.4	1.0	-1.4	1.0	-1.4	1.0	-51.5	235
		5 L-100x100x10	-2.1	-2.1	1.0	-2.1	1.0	-2.1	1.0	-2.1	1.0	-51.5	235
		6 L-100x100x10	-0.4	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-51.5	235
		7 L-100x100x10	0.7	0.7	1.0	0.7	1.0	0.7	1.0	0.7	1.0	-51.5	235
		8 L-100x100x10	-1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-51.5	235
	上	9 L-100x100x10	-2.3	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-51.5	235
	段	10 L-100x100x10	-2.3	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-2.3	1.0	-51.5	235
		11 L-100x100x10	-0.8	-0.9	1.1	-0.9	1.1	-0.9	1.1	-0.9	1.1	-51.5	235
		12 L-100x100x10	0.8	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	0.8	1.0	-51.5	235
		13 L-100x100x10	-0.4	-0.3	0.8	-0.3	0.8	-0.3	0.8	-0.3	0.8	-51.5	235
		14 L-100x100x10	-2.2	-2.2	1.0	-2.2	1.0	-2.2	1.0	-2.2	1.0	-51.5	235
終		15 L-100x100x10	-1.7	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-1.7	1.0	-51.5	235
点		16 L-100x100x10	-0.6	-0.6	1.0	-0.6	1.0	-0.6	1.0	-0.6	1.0	-51.5	235
側		17 L-100x100x10	-0.7	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-51.5	235
$\downarrow$		18 L-100x100x10	-0.8	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-0.8	1.0	-51.5	235
Î		1 L-100x100x10	2.1	2.3	1.1	2.2	1.0	2.3	1.1	2.3	1.1	-95.6	235
起		2 L-100x100x10	2.8	2.7	1.0	2.7	1.0	2.7	1.0	2.7	1.0	-95.6	235
点		3 L-100x100x10	2.2	2.7	1.2	2.7	1.2	2.7	1.2	2.7	1.2	-95.6	235
側		4 L-100x100x10	3.4	3.4	1.0	3.4	1.0	3.4	1.0	3.4	1.0	-95.6	235
		5 L-100x100x10	5.5	5.5	1.0	5.5	1.0	5.5	1.0	5.5	1.0	-95.6	235
		6 L-100x100x10	17.9	18.0	1.0	18.0	1.0	18.0	1.0	18.0	1.0	-95.6	235
		7 L-100x100x10	18.3	18.4	1.0	18.4	1.0	18.4	1.0	18.4	1.0	-95.6	235
		8 L-100x100x10	4.9	5.0	1.0	5.0	1.0	5.0	1.0	5.0	1.0	-95.6	235
	下	9 L-100x100x10	-6.9	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-95.6	235
	段	10 L-100x100x10	-6.9	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-6.9	1.0	-95.6	235
		11 L-100x100x10	5.0	5.0	1.0	5.0	1.0	5.0	1.0	5.0	1.0	-95.6	235
		12 L-100x100x10	17.8	17.8	1.0	17.8	1.0	17.8	1.0	17.8	1.0	-95.6	235
		13 L-100x100x10	16.3	16.2	1.0	16.2	1.0	16.2	1.0	16.2	1.0	-95.6	235
		14 L-100x100x10	4.1	4.1	1.0	4.1	1.0	4.1	1.0	4.1	1.0	-95.6	235
終		15 L-100x100x10	1.4	1.4	1.0	1.4	1.0	1.4	1.0	1.4	1.0	-95.6	235
点		16 L-100x100x10	-4.1	-4.1	1.0	-4.1	1.0	-4.1	1.0	-4.1	1.0	-95.6	235
側		17 L-100x100x10	-3.8	-3.8	1.0	-3.8	1.0	-3.8	1.0	-3.8	1.0	-95.6	235
$\downarrow$		18 L-100x100x10	-3.4	-3.4	1.0	-3.4	1.0	-3.4	1.0	-3.4	1.0	-95.6	235

# 表-3.4.1.33 G3-G4 間対傾構応力(3)

発生応力には差があるものの,G4桁が損傷した時とほぼ同じ傾向であることが確認された。

#### (7) 単純桁の解析結果

G3・G4 桁に損傷を与えた場合の解析結果を示す。

①G4 桁に損傷が発生した場合

損傷を与えた G4 桁に着目し整理する。

1)たわみ



(a) 主桁に損傷が発生

(b) 横桁に損傷が発生

図-3.4.1.49 G4桁のたわみ

表-3.4.1.34 G4 桁の最大たわみ

/		第	§1径間
		たわみ量	損傷後/損傷前
	損傷前	-79.9	-
	損傷-01	-79.3	0.99
<u></u>	損傷-02	-79.9	1.00
土	損傷-04	-80.6	1.01
111	損傷-05	-100.5	1.26
	損傷-06	-113.5	1.42
	損傷-07	-80.0	1.00
	損傷-08	-79.9	1.00
横	損傷-09	-79.9	1.00
桁	損傷-10	-79.9	1.00
	損傷-11	-79.8	1.00

図-3.4.1.48 より,損傷⑥においては損傷を与えた箇所起点となり,橋梁全体のねじれるよう な挙動が確認できる。また図-3.4.1.49(a)より,損傷を与えた起点側の側径間はたわみに大きな 変化が確認できるが,それ以外のケースにおいてはほとんど変化が確認されない。

また,図-3.4.1.49(b)より,横桁に損傷を与えても,主桁に対してはほとんど影響がないこと が確認された。

表-3.4.1.34 より、損傷⑤・⑥は損傷前に比べて 30~40%程度の増となることが確認された。



2)床版応力

表-3.4.1.35 G4 桁上の床版応力

		第1径	間中央
		床版応力	損傷後 /損傷前
	損傷前	-4.16	-
	損傷-01	-4.34	1.04
÷-	損傷-02	-4.16	1.00
土伝	損傷-04	-4.55	1.09
111	損傷-05	-14.55	3.50
	損傷-06	-22.33	5.37
	損傷-07	-4.15	1.00
	損傷-08	-4.16	1.00
横	損傷-09	-4.16	1.00
桁	損傷-10	-4.16	1.00
	損傷-11	-4.08	0.98

図-3.4.1.51 より,損傷①~⑦においては,主桁に損傷を与えた極限られた範囲の応力に影響 を与えている。損傷⑤・⑥においては応力の極端な増加が確認され、図−3.4.1.50 によっても確 認できる。なお、横桁に損傷を与えた損傷⑧~⑪においてはほとんど影響がないことが確認され た。

表-3.4.1.35 より,損傷⑤・⑥は損傷前に比べて 3.5~5.5 倍程度に増えた。それ以外のケース

は最大でも 10%程度の増となった。損傷⑥に限定すると、床版に発生する応力は連続桁のケースの2倍程度であり、連続桁の場合よりも影響が大きいと判断できる。また、損傷⑥における床版の応力は、コンクリートの σ<sub>ck</sub>(24N/mm<sup>2</sup>)に迫る応答値であり、床版として機能するかどうか十分注意が必要と考える。

3)主桁応力







(a) 主桁に損傷が発生

(b) 横桁に損傷が発生









(a) 主桁に損傷が発生

(b) 横桁に損傷が発生

図-3.4.1.56 G1 桁下フランジ応力

表-3.4.1.36	G3 桁上フ	ラ	ン	「ジ応力」
------------	--------	---	---	-------

$\sim$		第1径	間中央	合成応	力度
		主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	-91.35	-	0.066	-
	損傷-01	-91.15	1.00	0.066	1.00
<u></u>	損傷-02	-91.35	1.00	0.066	1.00
土	損傷-04	-91.20	1.00	0.066	1.00
111	損傷-05	-92.28	1.01	0.071	1.07
	損傷-06	-88.64	0.97	0.074	1.12
	損傷-07	-91.32	1.00	0.066	1.00
	損傷-08	-91.35	1.00	0.066	1.00
横	損傷-09	-91.35	1.00	0.066	1.00
桁	損傷-10	-91.35	1.00	0.066	1.00
	損傷-11	-91.05	1.00	0.066	0.99

表-3.4.1.37 G4 桁上フランジ応力

		第1径	間中央	合成応	力度
		主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	-92.62	-	0.074	-
	損傷-01	-97.17	1.05	0.073	0.99
÷	損傷-02	-92.62	1.00	0.074	1.00
土	損傷-04	-91.91	0.99	0.074	1.00
111	損傷-05	-90.63	0.98	0.215	2.92
	損傷-06	-90.62	0.98	0.225	3.06
	損傷-07	-92.61	1.00	0.074	1.00
	損傷-08	-92.62	1.00	0.074	1.00
横桁	損傷-09	-92.62	1.00	0.074	1.00
	損傷-10	-92.60	1.00	0.074	1.00
	損傷-11	-92.60	1.00	0.074	1.00

表-3.4.1.38 G3 桁下フランジ応力

表-3.4.1.39 G4 桁下フランジ応力

		第1径	間中央	合成応力度					第1径	間中央	合成応:	力度
		主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前			$\searrow$	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	158.60	-	0.200	-		+	員傷前	158.10	-	0.199	-
	損傷-01	157.30	0.99	0.196	0.98		揁	員傷-01	156.20	0.99	0.196	0.98
÷	損傷-02	158.60	1.00	0.200	1.00	-	- 推	員傷-02	158.10	1.00	0.199	1.00
土	損傷-04	161.00	1.02	0.206	1.03	14	上損	員傷-04	219.40	1.39	0.362	1.82
桁	損傷-05	232.90	1.47	0.432	2.17	11	山損	員傷-05	105.90	0.67	0.115	0.58
	損傷-06	280.20	1.77	0.627	3.14		揁	員傷-06	73.98	0.47	0.156	0.78
	損傷-07	158.60	1.00	0.200	1.00		揁	員傷-07	157.80	1.00	0.198	0.99
	損傷-08	158.60	1.00	0.200	1.00		捎	員傷-08	158.10	1.00	0.199	1.00
横	損傷-09	158.60	1.00	0.200	1.00	樟	黄 損	員傷-09	158.10	1.00	0.199	1.00
桁	損傷-10	158.60	1.00	0.200	1.00	桁	行損	員傷−10	158.00	1.00	0.199	1.00
	損傷-11	161.50	1.02	0.207	1.04		揁	員傷-11	156.10	0.99	0.199	1.00

図-3.4.1.54~55 より,損傷①~⑦においては,主桁に損傷を与えた極限られた範囲の応力に 影響を与えている。損傷⑥においては断面が上フランジと床版のみになることから,圧縮だった 上フランジが引張りに変わっていることが確認できる。しかし,鋼材の降伏応力度(355N/mm<sup>2</sup>)以 下であり,フランジとしては十分に機能しているものと推測できる。図-3.4.1.55 では,損傷-④ のケースにおいて下フランジの応力が最も卓越している。これは,主桁 WEB が破断したため, WEB が引張力を負担できないことから,フランジに応力が集中した結果である。下フランジが損 傷している損傷⑤・⑥においては終点側の支承付近で圧縮応力が作用している。終点側の水平変位 が拘束されていることも影響していると推測するが,損傷部から終点側の下フランジに圧縮力が 作用しているためである。逆に,G1 側では引張力が作用している(図-3.4.1.56)。これにより, 損傷を与えた箇所を中心に桁が平面的に回転する力が作用していることが確認できた。なお,横 桁に損傷を与えた損傷⑧~⑪においてはほとんど影響がないことが確認された。

表-3.4.1.36~39 より, G4 桁に損傷を与えたことにより, 概ね G4 桁に作用する最大応力は 損傷前に比べて低下しているが, G3 桁の下フランジの応力が損傷⑤・⑥では 50~80%程度の増と なっていることが確認できる。それ以外のケースにおいては最大でも 5%程度の増となった。

単純桁においては、連続桁よりも床版の発生応力が大きいことから、床版の状況も加味した検討も必要と考えられるが、床版に問題が無いと仮定すると、最も影響の大きいと考える損傷-⑥においても、落橋に至るということはないと考えられる。

4)下横構応力

表-3.4.1.40 G4 側下横構応力(1)

,			計 + 1ァ ト	乙 愁 仕 亡 -	$+(N/mm^2)$			<u></u> 金内	・五座
hier	L		軸力によ	る宠生心ノ	/) (N/mm2)	·		计谷川	5.刀皮
断面	損傷前	損傷-01	損傷後 /損傷前	損傷-02	損傷後 /損傷前	損傷-04	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
1 CT-144x204x12x10	5.0	3.9	0.8	5.1	1.0	5.2	1.0	-61.4	235
2 CT-144x204x12x10	-4.3	-3.2	0.7	-4.4	1.0	-4.6	1.1	-61.4	235
3 CT-144x204x12x10	3.8	2.9	0.8	3.8	1.0	4.4	1.2	-58.0	235
4 CT-144x204x12x10	-2.2	-1.3	0.6	-2.2	1.0	-2.7	1.2	-58.0	235
5 CT-118x178x10x8	4.0	3.1	0.8	4.0	1.0	5.0	1.3	-45.0	235
6 CT-118x178x10x8	-0.7	0.1	-0.1	-0.7	1.0	-1.7	2.4	-45.0	235
7 CT-118x178x10x8	1.2	0.8	0.7	1.2	1.0	-0.3	-0.3	-45.0	235
8 CT-118x178x10x8	3.3	3.7	1.1	3.3	1.0	5.6	1.7	-45.0	235
9 CT-118x178x10x8	0.3	0.9	3.0	0.3	1.0	-5.5	-18.3	-45.0	235
10 CT-118x178x10x8	4.2	3.6	0.9	4.2	1.0	9.4	2.2	-45.0	235
11 CT-118x178x10x8	-2.9	-2.1	0.7	-2.9	1.0	-5.0	1.7	-45.0	235
12 CT-118x178x10x8	6.0	5.2	0.9	6.0	1.0	8.2	1.4	-45.0	235
13 CT-144x204x12x10	-3.0	-2.3	0.8	-3.0	1.0	-3.7	1.2	-58.0	235
14 CT-144x204x12x10	4.5	3.8	0.8	4.5	1.0	5.2	1.2	-58.0	235
15 CT-144x204x12x10	-3.9	-3.2	0.8	-3.9	1.0	-4.2	1.1	-61.4	235
16 CT-144x204x12x10	4 5	3.8	0.8	4 5	1 0	4 8	1 1	-61 4	235

**表-3.4.1.41** G4 側下横構応力(2)

			軸力によ	る発生応フ	カ(N/mm2)			許容点	与力度
断面	損傷前	損傷-05	損傷後 /損傷前	損傷-06	損傷後 /損傷前	損傷-07	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
1 CT-144x204x12x10	5.0	19.0	3.8	28.5	5.7	8.1	1.6	-61.4	235
2 CT-144x204x12x10	-4.3	-18.1	4.2	-27.5	6.4	-6.9	1.6	-61.4	235
3 CT-144x204x12x10	3.8	25.8	6.8	40.7	10.7	3.0	0.8	-58.0	235
4 CT-144x204x12x10	-2.2	-24.2	11.0	-39.3	17.9	-1.4	0.6	-58.0	235
5 CT-118x178x10x8	4.0	49.1	12.3	79.6	19.9	2.9	0.7	-45.0	235
6 CT-118x178x10x8	-0.7	-46.3	66.1	-77.2	110.3	0.4	-0.6	-45.0	235
7 CT-118x178x10x8	1.2	21.8	18.2	34.7	28.9	0.5	0.4	-45.0	235
8 CT-118x178x10x8	3.3	-8.1	-2.5	-14.9	-4.5	4.1	1.2	-45.0	235
9 CT-118x178x10x8	0.3	-101.4	-338.0	-163.0	-543.3	-0.1	-0.3	-45.0	235
10 CT-118x178x10x8	4.2	100.6	24.0	159.2	37.9	4.5	1.1	-45.0	235
11 CT-118x178x10x8	-2.9	-57.4	19.8	-91.4	31.5	-3.1	1.1	-45.0	235
12 CT-118x178x10x8	6.0	60.1	10.0	93.7	15.6	6.2	1.0	-45.0	235
13 CT-144x204x12x10	-3.0	-23.6	7.9	-35.7	11.9	-3.0	1.0	-58.0	235
14 CT-144x204x12x10	4.5	24.5	5.4	36.2	8.0	4.6	1.0	-58.0	235
15 CT-144x204x12x10	-3.9	-12.8	3.3	-16.9	4.3	-3.9	1.0	-61.4	235
16 CT-144x204x12x10	4.5	13.1	2.9	16.9	3.8	4.5	1.0	-61.4	235

軸力による発生応力(N/mm2) 許容応力度 断面 損傷後 損傷後 損傷後 損傷後 損傷-09 損傷-10 損傷-11 損傷前 損傷-08 圧縮 引張 /損傷前 /損傷前 /損傷前 /損傷前 1 CT-144x204x12x10 5.0 5.0 235 5.0 4.7 4.2 -61.41.0 0.9 1.0 0.8 1.0 2 CT-144x204x12x10 -4.3 -4.3 1.0 -4.0 0.9 -4.3 -3.5 0.8 -61.4 235 3 CT-144x204x12x10 3.8 3.8 1.0 3.8 1.0 3.9 1.0 3.1 0.8 -58.0235 1.0 4 CT-144x204x12x10 -2.2 1.0 -2.1 1.0 -1.4 0.6 -58.0 235 -2.2 -2.2 3.9 CT-118x178x10x8 4.0 1.0 1.0 1.0 0.9 -45.0 4.0 4.0 3.4 235 0.9 6 CT-118x178x10x8 -0.7 -0.7 1.0 -0.6 -0.7 1.0 0.0 0.0 -45.0 235 CT-118x178x10x8 1.0 1.0 2.3 235 7 1.2 1.2 1.0 2.8 -45.01.2 1.2 8 CT-118x178x10x8 1.0 3.3 3.3 1.0 3.4 1.0 3.3 1.8 0.5 -45.0235 9 CT-118x178x10x8 0.3 0.3 1.00.20.7 0.3 1.0 -1.1 -3.7 -45.0235235 10 CT-118x178x10x8 4 2 4 2 1 0 4 3 1 0 4 2 1 0 5 7 1 4 -45011 CT-118x178x10x8 -2.9 -2.9 1.0 -2.9 1.0 -2.9 1.0 -2.2 0.8 -45.0 235 12 CT-118x178x10x8 6.0 6.0 1.0 6.1 1.0 6.0 1.0 5.4 0.9 -45.0 235 -3.0 -3.0 1.0 -3.0 1.0 -3.0 1.0 -2.3 0.8 13 CT-144x204x12x10 -58.0235 14 CT-144x204x12x10 1.0 1.0 0.8 4.5 4.5 4.5 1.0 4.5 3.8 -58.0 235 235 15 CT-144x204x12x10 3.0 3.9 1.0 -3.9 1.0 -3.9 1.0 3.4 0.9 -61.4 16 CT-144x204x12x10 4.5 4.5 1.0 4.5 1.0 4.5 1.0 0.9 4.0 -61.4 235

表-3.4.1.42 G4 側下横構応力(3)

**表-3.4.1.40~42**より,損傷④~⑥においては,損傷を与えたことによって,損傷を与えた付近の下横構の作用軸力が急変し,損傷前と比べて2倍以上の応力が発生している箇所が確認できる。一部の横構は応力を超過しているがほとんどの横構は許容値内であることが確認できた。それ以外のケースにおいては,多少のばらつきは確認できるものの,ほとんど誤差と考えられる程度である。よって,主桁に損傷が発生した場合でも下横構が主桁損傷時に機能し,荷重を受け持っていることが確認できる。しかしながら,一部部材の応力が超過したことから主桁損傷時に下横構を有効とする場合には十分な検討が必要と考えられる。

5)対傾構応力

						軸力によ	る発生応フ	り(N/mm2)			許容応	5力度
			断面	損傷前	損傷-01	損傷後 /損傷前	損傷-02	損傷後 /損傷前	損傷-04	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
↑ #⊒		1	L-100x100x10	-0.4	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-51.5	235
些点		2	L-100x100x10	-0.5	-0.5	1.0	-0.5	1.0	-0.6	1.2	-51.5	235
側	Ŀ	3	L-100x100x10	-0.1	-0.1	1.0	-0.1	1.0	0.0	0.0	-51.5	235
終	段	4	L-100x100x10	0.1	0.1	1.0	0.1	1.0	0.0	0.0	-51.5	235
息側		5	L-100x100x10	-0.1	-0.1	1.0	-0.1	1.0	-0.1	1.0	-51.5	235
Ļ		6	L-100x100x10	0.1	0.1	1.0	0.1	1.0	0.1	1.0	-51.5	235
1 10 10		1	L-100x100x10	-1.8	-1.7	0.9	-1.7	0.9	-1.4	0.8	-95.6	235
起点		2	L-100x100x10	-2.4	-2.4	1.0	-2.4	1.0	-1.7	0.7	-95.6	235
側	下	3	L-100x100x10	1.9	2.1	1.1	1.9	1.0	3.8	2.0	-95.6	235
終 点 側→	段	4	L-100x100x10	-1.2	-1.4	1.2	-1.2	1.0	-4.2	3.5	-95.6	235
		5	L-100x100x10	-3.5	-3.4	1.0	-3.5	1.0	-3.7	1.1	-95.6	235
		6	L-100x100x10	-3 1	-3.0	1 0	-3 1	1 0	-3 1	1 0	-95 6	235

表-3.4.1.43 G3-G4 間対傾構応力(1)

					軸力によ	る発生応フ	り(N/mm2)			許容応	力度
		断面	損傷前	損傷-05	損傷後 /損傷前	損傷-06	損傷後 /損傷前	損傷-07	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
↑ ≠⊒		1 L-100x100x10	-0.4	-0.9	2.3	-1.3	3.3	-0.3	0.8	-51.5	235
些 点		2 L-100x100x10	-0.5	-1.6	3.2	-2.4	4.8	-0.6	1.2	-51.5	235
側	上	3 L-100x100x10	-0.1	0.1	-1.0	0.2	-2.0	-0.1	1.0	-51.5	235
終	段	4 L-100x100x10	0.1	-1.6	-16.0	-2.8	-28.0	0.1	1.0	-51.5	235
点側		5 L-100x100x10	-0.1	-1.0	10.0	-1.7	17.0	-0.1	1.0	-51.5	235
$\downarrow$		6 L-100x100x10	0.1	-0.2	-2.0	-0.4	-4.0	0.1	1.0	-51.5	235
↑ ±⊐		1 L-100x100x10	-1.8	-10.0	5.6	-17.7	9.8	6.1	-3.4	-95.6	235
些 点		2 L-100x100x10	-2.4	-14.5	6.0	-23.8	9.9	-3.1	1.3	-95.6	235
側	下	3 L-100x100x10	1.9	28.4	14.9	44.0	23.2	1.6	0.8	-95.6	235
終	段	4 L-100x100x10	-1.2	-43.2	36.0	-67.9	56.6	-1.3	1.1	-95.6	235
点側		5 L-100x100x10	-3.5	-27.6	7.9	-44.8	12.8	-3.5	1.0	-95.6	235
$\downarrow$		6 L-100x100x10	-3.1	-16.3	5.3	-27.2	8.8	-3.1	1.0	-95.6	235

表-3.4.1.44 G3-G4 間対傾構応力(2)

表-3.4.1.45	G3-G4 間対傾構応力(3)
------------	-----------------

							軸力によ	る発生応フ	カ(N/mm2)				許容点	芯力度
	断面			損傷前	損傷-08	損傷後 /損傷前	損傷-09	損傷後 /損傷前	損傷-10	損傷後 /損傷前	損傷-11	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
↑ #7		1	L-100x100x10	-0.4	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-51.5	235
起点		2	L-100x100x10	-0.5	-0.5	1.0	-0.5	1.0	-0.5	1.0	-0.5	1.0	-51.5	235
側	上	3	L-100x100x10	-0.1	-0.1	1.0	-0.1	1.0	-0.1	1.0	-0.1	1.0	-51.5	235
終	段	4	L-100x100x10	0.1	0.1	1.0	0.1	1.0	0.1	1.0	0.1	1.0	-51.5	235
息側		5	L-100x100x10	-0.1	-0.1	1.0	-0.1	1.0	-0.1	1.0	0.0	0.0	-51.5	235
$\downarrow$		6	L-100x100x10	0.1	0.1	1.0	0.1	1.0	0.1	1.0	0.1	1.0	-51.5	235
↑ #⊒		1	L-100x100x10	-1.8	-1.8	1.0	-2.0	1.1	-1.8	1.0	1.1	-0.6	-95.6	235
<u></u> 点		2	L-100x100x10	-2.4	-2.4	1.0	-2.5	1.0	-2.4	1.0	-1.1	0.5	-95.6	235
側	下	3	L-100x100x10	1.9	1.9	1.0	1.8	0.9	1.9	1.0	4.8	2.5	-95.6	235
終	段	4	L-100x100x10	-1.2	-1.2	1.0	-1.2	1.0	-1.1	0.9	4.0	-3.3	-95.6	235
点側		5	L-100x100x10	-3.5	-3.5	1.0	-3.5	1.0	-3.5	1.0	-1.9	0.5	-95.6	235
$\downarrow$		6	L-100x100x10	-3.1	-3.1	1.0	-3.1	1.0	-3.1	1.0	-2.4	0.8	-95.6	235

表-3.4.1.43~45 より,損傷⑤~⑥において,局部的に数十倍の応力の増加が確認されるが, 許容値内に収まっている。連続桁においては単純桁の場合よりも応力が発生していなかったこと から,単純桁においてはフェールセーフとして有効であると考えられる。しかしながら,本ケー スにおいては許容値以下となったが,場合によっては許容値を超過する恐れがあることは容易に 考えられる。よって,対傾構を有効とする場合には十分な検討が必要と考えられる。

### ②G3 桁に損傷が発生した場合

損傷を与えた G3 桁に着目し整理する。

1)たわみ





(a) 主桁に損傷が発生

(b) 横桁に損傷が発生

义	]-3. 4.	1. 58	G3 桁のたわる
凶	]-3.4.	1.58	G桁のたわ。

/	/	第	§1径間
		たわみ量	損傷後/損傷前
	損傷前	-78.8	-
	損傷-01	-78.4	1.00
$\rightarrow$	損傷-02	-78.8	1.00
土	損傷-04	-79.3	1.01
111	損傷-05	-86.5	1.10
	損傷-06	-89.9	1.14
	損傷-07	-78.9	1.00
	損傷-08	-78.8	1.00
横	損傷-09	-78.8	1.00
桁	損傷-10	-78.9	1.00
	損傷-11	-79.1	1.00

表-3.4.1.46 G3 桁の最大たわみ

図-3.4.1.57より,損傷⑥の様に大きな損傷を与えてもG4桁の時のように橋梁全体が大きくね じれるような挙動は確認できない。表-3.4.1.46より,損傷⑤・⑥は損傷前に比べて10%程度の 増となったが,それ以外のケースはほとんど変動がない。



図-3.4.1.60 G3 桁上の床版応力



/	/	第1径	間中央
		床版応力	損傷後 /損傷前
	損傷前	-3.86	-
	損傷-01	-4.07	1.06
÷	損傷-02	-3.86	1.00
土	損傷-04	-4.16	1.08
111	損傷-05	-9.19	2.38
	損傷-06	-14.22	3.69
	損傷-07	-3.85	1.00
	損傷-08	-3.86	1.00
横桁	損傷-09	-3.86	1.00
	損傷-10	-3.86	1.00
	損傷-11	-3.94	1.02

発生応力には差があるものの,G4桁が損傷した時とほぼ同じ傾向であることが確認された。 **表-3.4.1.47**より,損傷⑤・⑥は損傷前に比べて2.5~3.5倍程度となったが,それ以外のケース は最大でも10%程度の増となった。しかし,コンクリートのσ<sub>ck</sub>(24N/mm<sup>2</sup>)の1/2程度以下であり, 床版としては十分に機能しているものと推測できる。

連続桁においては G4 に損傷を与えた場合と G3 に損傷を与えた場合とで,発生応力にそれほど 大きな差はなかったものの,単純桁においては G4 に損傷を与えた場合と G3 に損傷を与えた場合 とで 2 倍程度の応力差が生じていることが確認できる。

損傷⑧~⑪においては、目立った変化は確認されなかった。これにより、下フランジに損傷を

与えた損傷⑤・⑥以外は床版に与える影響はほぼないと言っても良いと考える。



図-3.4.1.61 応力図(損傷-06 発生後上フランジ)図-3.4.1.62 応力図(損傷-06 発生後下フランジ)





(b) 横桁に損傷が発生







/	_	第1径	間中央	合成応	力度
		主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	-91.35	-	0.066	-
	損傷-01	-96.69	1.06	0.065	0.98
<b>+</b>	損傷-02	-91.35	1.00	0.066	1.00
土	損傷-04	-90.56	0.99	0.065	0.98
111	損傷-05	-90.92	1.00	0.089	1.34
	損傷-06	-93.45	1.02	0.079	1.18
	損傷-07	-91.36	1.00	0.066	1.00
	損傷-08	-91.35	1.00	0.066	1.00
横	損傷-09	-91.35	1.00	0.066	1.00
桁	損傷-10	-91.32	1.00	0.066	1.00
	指傷-11	-91.13	1.00	0.066	0, 99

表-3.4.1.48 G3 桁上フランジ応力

表-3.4.1.49 G4 桁上フランジ応力

<u> </u>		1.1. E		A 15 1	
		第1径	間中央	合成応	力度
		主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	-92.62	-	0.074	I
	損傷-01	-92.43	1.00	0.073	0.99
<u></u>	損傷-02	-92.62	1.00	0.074	1.00
土板	損傷-04	-92.44	1.00	0.074	1.00
111	損傷-05	-92.40	1.00	0.078	1.06
	損傷-06	-91.06	0.98	0.080	1.08
	損傷-07	-92.58	1.00	0.074	1.00
	損傷-08	-92.62	1.00	0.074	1.00
横桁	損傷-09	-92.62	1.00	0.074	1.00
	損傷-10	-92.63	1.00	0.074	1.00
	損傷-11	-92.72	1.00	0.074	1.00

表-3.4.1.50 G3 桁下フランジ応力

		第1径	間中央	合成応	力度
		主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	158.60	-	0.200	I
	損傷-01	157.10	0.99	0.196	0.98
<u></u>	損傷-02	158.60	1.00	0.200	1.00
土	損傷-04	239.70	1.51	0.392	1.96
111	損傷-05	116.40	0.73	0.108	0.54
	損傷-06	101.00	0.64	0.081	0.41
	損傷-07	158.40	1.00	0.199	1.00
	損傷-08	158.60	1.00	0.200	1.00
横	損傷-09	158.60	1.00	0.200	1.00
桁	損傷-10	158.60	1.00	0.200	1.00
	損傷-11	161.00	1.02	0.206	1.03

表-3.4.1.51 G4 桁下フランジ応力

$\overline{}$	,	第1径	間中央	合成応	力度
		主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	158.10	-	0.199	-
	損傷-01	156.80	0.99	0.197	0.99
÷.	損傷-02	158.10	1.00	0.199	1.00
土	損傷-04	160.60	1.02	0.205	1.03
111	損傷-05	196.90	1.25	0.308	1.55
	損傷-06	212.30	1.34	0.359	1.80
	損傷-07	158.10	1.00	0.200	1.00
	損傷-08	158.10	1.00	0.199	1.00
横	損傷-09	158.10	1.00	0.199	1.00
桁	損傷-10	158.10	1.00	0.199	1.00
	損傷-11	157.40	1.00	0.199	1.00

発生応力は、G4 桁に損傷を与えた場合より低減していることが確認された。

表-3.4.1.48~51 より, G3 桁に損傷を与えたことにより, 概ね G3 桁に作用する最大応力は損 傷前に比べて低下しているが, G4 桁の下フランジの応力が損傷⑤・⑥では 20~30%程度の増とな っていることが確認できる。それ以外のケースにおいても最大で 5%程度の増となった。これは G3 桁に損傷が発生したことによって, G3 桁の隣接である G2・G4 桁が力を負担したためと考え る。しかし, 鋼材の降伏応力度(355N/mm<sup>2</sup>)に達するような応力は確認できない。

4)下横構応力

表-3.4.1.52 G4 侧下横構応力(1)

				軸力によ	る発生応え	力(N/mm2)			許容局	志力度
	断面	損傷前	損傷-01	損傷後 /損傷前	損傷-02	損傷後 /損傷前	損傷-04	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
Î	1 CT-144x204x12x10	5.0	4.7	0.9	5.0	1.0	5.4	1.1	-61.4	235
起	2 CT-144x204x12x10	-4.3	-4.1	1.0	-4.3	1.0	-4.7	1.1	-61.4	235
点	3 CT-144x204x12x10	3.8	3.7	1.0	3.9	1.0	4.0	1.1	-58.0	235
側	4 CT-144x204x12x10	-2.2	-2.0	0.9	-2.2	1.0	-2.3	1.0	-58.0	235
	5 CT-118x178x10x8	4.0	3.9	1.0	4.0	1.0	3.0	0.8	-45.0	235
	6 CT-118x178x10x8	-0.7	-0.6	0.9	-0.7	1.0	0.3	-0.4	-45.0	235
	7 CT-118x178x10x8	1.2	1.3	1.1	1.2	1.0	-1.7	-1.4	-45.0	235
	8 CT-118x178x10x8	3.3	3.2	1.0	3.3	1.0	6.4	1.9	-45.0	235
	9 CT-118x178x10x8	0.3	0.1	0.3	0.3	1.0	3.1	10.3	-45.0	235
	10 CT-118x178x10x8	4.2	4.3	1.0	4.2	1.0	1.6	0.4	-45.0	235
	11 CT-118x178x10x8	-2.9	-2.8	1.0	-2.9	1.0	-2.1	0.7	-45.0	235
	12 CT-118x178x10x8	6.0	5.9	1.0	6.0	1.0	5.3	0.9	-45.0	235
終	13 CT-144x204x12x10	-3.0	-2.8	0.9	-3.0	1.0	-3.0	1.0	-58.0	235
点	14 CT-144x204x12x10	4.5	4.4	1.0	4.5	1.0	4.6	1.0	-58.0	235
側	15 CT-144x204x12x10	-3.9	-3.7	0.9	-3.9	1.0	-4.1	1.1	-61.4	235
↓↓	16 CT-144x204x12x10	4.5	4.3	1.0	4.5	1.0	4.7	1.0	-61.4	235

				軸力によ	る発生応え	カ(N/mm2)			許容応	いたので、「「「」」の「「」」の「「」」ので、「」」ので、「」」ので、「」」ので、「」」ので、「」」ので、「」」ので、「」ので、「
	断面	損傷前	損傷-05	損傷後 /損傷前	損傷-06	損傷後 /損傷前	損傷-07	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
Î	1 CT-144x204x12x10	5.0	12.5	2.5	14.6	2.9	5.9	1.2	-61.4	235
起	2 CT-144x204x12x10	-4.3	-11.8	2.7	-13.9	3.2	-5.1	1.2	-61.4	235
点	3 CT-144x204x12x10	3.8	6.4	1.7	6.0	1.6	4.8	1.3	-58.0	235
側	4 CT-144x204x12x10	-2.2	-4.8	2.2	-4.4	2.0	-3.1	1.4	-58.0	235
	5 CT-118x178x10x8	4.0	-8.8	-2.2	-17.0	-4.3	4.6	1.2	-45.0	235
	6 CT-118x178x10x8	-0.7	12.3	-17.6	20.7	-29.6	-1.3	1.9	-45.0	235
	7 CT-118x178x10x8	1.2	-41.7	-34.8	-62.3	-51.9	1.5	1.3	-45.0	235
	8 CT-118x178x10x8	3.3	45.0	13.6	65.9	20.0	3.1	0.9	-45.0	235
	9 CT-118x178x10x8	0.3	38.8	129.3	54.5	181.7	0.3	1.0	-45.0	235
	10 CT-118x178x10x8	4.2	-31.9	-7.6	-46.5	-11.1	4.2	1.0	-45.0	235
	11 CT-118x178x10x8	-2.9	6.2	-2.1	10.4	-3.6	-2.8	1.0	-45.0	235
I	12 CT-118x178x10x8	6.0	-3.4	-0.6	-7.6	-1.3	6.0	1.0	-45.0	235
終	13 CT-144x204x12x10	-3.0	-5.4	1.8	-6.1	2.0	-2.9	1.0	-58.0	235
点	14 CT-144x204x12x10	4.5	6.8	1.5	7.5	1.7	4.5	1.0	-58.0	235
側	15 CT-144x204x12x10	-3.9	-8.1	2.1	-9.6	2.5	-3.8	1.0	-61.4	235
$\downarrow$	16 CT-144x204x12x10	4.5	8.7	1.9	10.1	2.2	4.4	1.0	-61.4	235

表-3.4.1.53 G4 側下横構応力(2)

表-3.4.1.54 G4 側下横構応力(3)

					軸力によ	る発生応え	カ(N/mm2)				許容応	动度
	断面	損傷前	損傷-08	損傷後 /損傷前	損傷-09	損傷後 /損傷前	損傷-10	損傷後 /損傷前	損傷-11	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
Î	1 CT-144x204x12x10	5.0	5.0	1.0	5.0	1.0	4.9	1.0	4.4	0.9	-61.4	235
起	2 CT-144x204x12x10	-4.3	-4.3	1.0	-4.3	1.0	-4.3	1.0	-3.7	0.9	-61.4	235
点	3 CT-144x204x12x10	3.8	3.8	1.0	3.9	1.0	3.8	1.0	3.2	0.8	-58.0	235
側	4 CT-144x204x12x10	-2.2	-2.2	1.0	-2.2	1.0	-2.2	1.0	-1.5	0.7	-58.0	235
	5 CT-118x178x10x8	4.0	4.0	1.0	4.0	1.0	3.9	1.0	2.6	0.7	-45.0	235
	6 CT-118x178x10x8	-0.7	-0.7	1.0	-0.7	1.0	-0.6	0.9	0.8	-1.1	-45.0	235
	7 CT-118x178x10x8	1.2	1.2	1.0	1.2	1.0	1.0	0.8	-2.3	-1.9	-45.0	235
	8 CT-118x178x10x8	3.3	3.3	1.0	3.3	1.0	3.4	1.0	6.8	2.1	-45.0	235
	9 CT-118x178x10x8	0.3	0.3	1.0	0.3	1.0	0.4	1.3	3.8	12.7	-45.0	235
	10 CT-118x178x10x8	4.2	4.2	1.0	4.2	1.0	4.0	1.0	0.7	0.2	-45.0	235
	11 CT-118x178x10x8	-2.9	-2.9	1.0	-2.9	1.0	-2.8	1.0	-1.4	0.5	-45.0	235
	12 CT-118x178x10x8	6.0	6.0	1.0	6.0	1.0	6.0	1.0	4.7	0.8	-45.0	235
終	13 CT-144x204x12x10	-3.0	-3.0	1.0	-3.0	1.0	-2.9	1.0	-2.3	0.8	-58.0	235
点	14 CT-144x204x12x10	4.5	4.5	1.0	4.5	1.0	4.5	1.0	3.9	0.9	-58.0	235
側	15 CT-144x204x12x10	-3.9	-3.9	1.0	-3.9	1.0	-3.9	1.0	-3.5	0.9	-61.4	235
↓	16 CT-144x204x12x10	4.5	4.5	1.0	4.5	1.0	4.5	1.0	4.1	0.9	-61.4	235

発生応力には差があるものの,G4桁が損傷した時とほぼ同じ傾向であることが確認された。

5)対傾構応力

表-3.4.1.55 G3-G4 間対傾構応力(1)

						軸力によ	る発生応フ	り(N/mm2)			許容応力度	
			断面	損傷前	損傷-01	損傷後 /損傷前	損傷-02	損傷後 /損傷前	損傷-04	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
↑ #⊒		1	L-100x100x10	-0.4	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-51.5	235
些 点		2	L-100x100x10	-0.5	-0.5	1.0	-0.5	1.0	-0.5	1.0	-51.5	235
側	上	3	L-100x100x10	-0.1	-0.1	1.0	-0.1	1.0	0.0	0.0	-51.5	235
終し	段	4	L-100x100x10	0.1	0.1	1.0	0.1	1.0	0.2	2.0	-51.5	235
息側		5	L-100x100x10	-0.1	-0.1	1.0	-0.1	1.0	0.0	0.0	-51.5	235
Ų,		6	L-100x100x10	0.1	0.1	1.0	0.1	1.0	0.1	1.0	-51.5	235
↑ ±⊐		1	L-100x100x10	-1.8	-1.9	1.1	-1.7	0.9	-2.2	1.2	-95.6	235
起点		2	L-100x100x10	-2.4	-2.7	1.1	-2.4	1.0	-2.9	1.2	-95.6	235
側	下	3	L-100x100x10	1.9	1.3	0.7	1.9	1.0	2.4	1.3	-95.6	235
終	段	4	L-100x100x10	-1.2	-1.4	1.2	-1.2	1.0	1.3	-1.1	-95.6	235
点側		5	L-100x100x10	-3.5	-3.7	1.1	-3.5	1.0	-4.1	1.2	-95.6	235
$\downarrow$		6	L-100x100x10	-3.1	-3.2	1.0	-3.1	1.0	-3.5	1.1	-95.6	235

					軸力によ	る発生応フ	カ(N/mm2)			許容応	5力度
		断面	損傷前	損傷-05	損傷後 /損傷前	損傷-06	損傷後 /損傷前	損傷-07	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
↑ #⊒		1 L-100x100x10	-0.4	-0.2	0.5	0.0	0.0	-0.4	1.0	-51.5	235
起点		2 L-100x100x10	-0.5	0.2	-0.4	0.6	-1.2	-0.5	1.0	-51.5	235
側	上	3 L-100x100x10	-0.1	1.4	-14.0	2.0	-20.0	-0.1	1.0	-51.5	235
終	段	4 L-100x100x10	0.1	1.3	13.0	1.9	19.0	0.1	1.0	-51.5	235
息側		5 L-100x100x10	-0.1	0.5	-5.0	0.8	-8.0	-0.1	1.0	-51.5	235
$\downarrow$		6 L-100x100x10	0.1	0.2	2.0	0.3	3.0	0.1	1.0	-51.5	235
↑ ±⊐		1 L-100x100x10	-1.8	8.6	-4.8	12.4	-6.9	0.8	-0.4	-95.6	235
起点		2 L-100x100x10	-2.4	16.5	-6.9	24.4	-10.2	-1.3	0.5	-95.6	235
側	下	3 L-100x100x10	1.9	29.1	15.3	40.9	21.5	2.1	1.1	-95.6	235
終	段	4 L-100x100x10	-1.2	25.6	-21.3	35.9	-29.9	-1.2	1.0	-95.6	235
「「」(川		5 L-100x100x10	-3.5	-14.3	4.1	-18.5	5.3	-3.5	1.0	-95.6	235
$\downarrow$		6 L-100x100x10	-3.1	-10.1	3.3	-12.9	4.2	-3.1	1.0	-95.6	235

表-3.4.1.56 G3-G4 間対傾構応力(2)

表-3.4.1.57	G3-G4 間対傾構応力(3)
------------	-----------------

							軸力によ	る発生応フ	カ(N/mm2)				許容応力度	
			断面	損傷前	損傷-08	損傷後 /損傷前	損傷-09	損傷後 /損傷前	損傷-10	損傷後 /損傷前	損傷-11	損傷後 /損傷前	圧縮	引張
↑ #7		1	L-100x100x10	-0.4	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-0.4	1.0	-51.5	235
起点		2	L-100x100x10	-0.5	-0.5	1.0	-0.5	1.0	-0.5	1.0	-0.5	1.0	-51.5	235
側	上	3	L-100x100x10	-0.1	-0.1	1.0	-0.1	1.0	-0.1	1.0	0.0	0.0	-51.5	235
終」	段	4	L-100x100x10	0.1	0.1	1.0	0.1	1.0	0.1	1.0	0.2	2.0	-51.5	235
息側		5	L-100x100x10	-0.1	-0.1	1.0	-0.1	1.0	-0.1	1.0	0.0	0.0	-51.5	235
$\downarrow$		6	L-100x100x10	0.1	0.1	1.0	0.1	1.0	0.1	1.0	0.1	1.0	-51.5	235
↑ ≠⊒		1	L-100x100x10	1.1	-1.8	1.0	-1.7	0.9	-1.7	0.9	1.2	-0.7	-95.6	235
<u></u> 点		2	L-100x100x10	-2.4	-2.4	1.0	-2.4	1.0	-2.3	1.0	-0.5	0.2	-95.6	235
側	下	3	L-100x100x10	1.9	1.9	1.0	1.9	1.0	2.1	1.1	6.8	3.6	-95.6	235
終	段	4	L-100x100x10	-1.2	-1.2	1.0	-1.2	1.0	1.2	-1.0	5.9	-4.9	-95.6	235
点側		5	L-100x100x10	-3.5	-3.5	1.0	-3.5	1.0	-3.4	1.0	-1.7	0.5	-95.6	235
$\downarrow$		6	L-100x100x10	-3.1	-3.1	1.0	-3.1	1.0	-3.1	1.0	-2.4	0.8	-95.6	235

発生応力には差があるものの,G4桁が損傷した時とほぼ同じ傾向であることが確認された。

(8) まとめ

- 床版が健全な状態であれば、桁に損傷が発生しても床版が抵抗するので、落橋に至るケース は少ないと言える。しかしながら、床版は輪荷重が直接作用する過酷な条件で使用されるこ とから、劣化が表れやすい部材でもある。よって、床版をどのように評価すべきがが今後の 課題と言える。
- 損傷を受ける場所・程度によって異なるが、損傷を受ける前後でたわみが変化していること から、たわみを把握することによって、どの程度重大な損傷を受けているかは今後の検討に よってある程度推測されることを期待する。
- 単純桁の外桁に損傷が発生した場合、床版の発生応力が他のケースに比べて非常に高いこと から、十分な注意が必要と考えられる。
- ・ 主桁の引張フランジに損傷が発生下場合が最も落橋の危険性が高く、それ以外のケースでは それほど大きな影響はないといえる。なお、き裂等の進展具合によっては落橋に至るケース もありえると思われる。
- 損傷を受けた際に二次部材(対傾構・横構)も効果的に機能することから、リダンダンシー解析 においては強度部材としても良いと考える。一方、一般的に座屈に対する強度が低いため強 度部材としないほうが安全側の検討となる。よって、強度部材とする場合には桁が損傷を受 けた場合に二次部材が健全に機能するということが前提となる。
- 外桁が損傷を受けた場合は、たわみ・応力に対する影響が非常に大きく、特に単純桁は連続 桁と比較して非常に危険な状態になりえる。一方、中桁が損傷を受けた場合は隣接の主桁に よる代替性が高く、外桁が損傷を受けた場合と比較して危険な状態にはなりにくい。
- ・ 連続桁は一箇所損傷しても隣の桁や径間で力を分担するので,落橋には至りにくい。一方, 単純桁は連続桁に比べて代替性が低いので,損傷度合いによっては落橋に至る危険性がある。
- ・ 横桁に損傷が発生した場合,橋梁全体に与える影響は程度によらずほとんど影響がない。

【3.4.1節 参考文献】

- 1) 道路統計年報 2013 表 40 橋梁現況総括表 国土交通省
- 2) 鋼橋の統計データ 社団法人日本橋梁建設協会
- 3) ガイドライン型設計適用上の考え方と標準図集(改訂版)(社)日本橋梁建設協会平成15年3月
- 4) 道路橋示方書·同解説 I 共通編 社団法人日本道路協会 平成 24 年 3 月
- 5) 中島・溝江 活荷重レベルにおける連続非合成桁の挙動に関する一考察 土木学会論文集No.626/I-48 pp.163-172, 1999.7
- 6) 道路橋示方書・同解説 Ⅱ鋼橋編 社団法人日本道路協会 平成24年3月

### 3.4.2 鋼2主桁橋の線形リダンダンシー解析

#### (1) 対象橋梁の概要

橋梁の合理化・省力化によるコストダウンを目的に生まれた合理化橋の一つである鋼2主鈑桁橋を対象とする。設計条件等は、「新しい鋼橋の設計、山海堂、H14.12」<sup>1)</sup>を参考に、表-3.4.2.1 に示すように決定した。解析は線形の FEM 解析にて実施する。解析ソフトは、MIDAS IT 社のMidas FEA を用いる。

形 式	連続合成2主鈑桁橋	単純合成2主鈑桁橋
規 格	B活荷重	B活荷重
支 間 長	50m+50m+50m	50m
有効幅員	9.500m	9.500m
舗 装	アスファルト舗装厚 t=80mm	アスファルト舗装厚 t=80mm
ь н	PRC 床版厚 t=300mm	プレストレストコンクリート床版厚 t=300mm
IN TR	$\sigma  ck = 40 \text{N/mm}^2$	$\sigma ck = 40 N/mm^2$
使用细材	SM490Y, SM400, SS400, S10T	SM490Y, SM400, SS400, S10T
使用啊的	鉄筋 SD345	鉄筋 SD345
適用示方書	道路橋示方書 平成 14 年 3 月	道路橋示方書 平成 14 年 3 月

表-3.4.2.1 対象橋梁の設計条件

対象橋梁の一般図,断面構成を図-3.4.2.1~6に示す。



		G1·G2构T														
								桁長	151200							,
6	00	5	0000		支間長 50000					-	50000 6					
	12319	10937	10938	10937	109	38	9375	9375	10937	9375	109	38	10937	10938	10937	12319
ļ																
U.flg	. 750x25	.750x26	750x26	.750x23	750	x29	750x23	750x23	_750x23	.750x23	. 750	x29.	750x23	750x26	.750x26	750x25
Web	2925x15	2924x15	2924x15	2927x15	2921	x20_	2927x15	2927x15	<u>2927x15</u>	2927x15	292	x20	2927x15	<u>2924x15</u>	2924x15	2925x15
L.flg	750x28	750x38	750x38	750x32	800	x50_	750x36	750x23	750x23	750x36	800	x50.	750x32	750x38	.750x38	750x28
材 質								SM4	490Y							



端支点上横桁

中間支点上横桁

中間横桁



図-3.4.2.3 横桁の断面構成



図-3.4.2.4 単純合成4主I桁橋の一般図



図-3.4.2.5 単純合成4主I桁橋の断面構成図





図-3.4.2.6 横桁の断面構成

## (2) 解析モデルの概要

ずれ止め・支承は梁要素でモデル化し、それ以外の部材はシェル要素とする。



図-3.4.2.7 詳細FEMモデル 全景(上面より)

te



図-3.4.2.9 詳細FEMモデル 支承付近拡大(下面より)

解析における境界条件は,鉛直方向・橋軸直角方向は固定とする。橋軸方向に対しては連続桁はA1~P2が可動,A2を固定,単純桁はA1が可動,A2を固定とする。シェル要素上の1節点に 拘束を与えると,極端な応力集中が発生するため,図-3.4.2.10のように,ピラミッド形に集約 した1節点に境界条件を与える。



図-3.4.2.10 節点の拘束位置

解析に使用する物理定数を表-3.4.2.2 に示す。鋼材は主桁・横桁に適用し、コンクリートは床版 に適用する。

材料	物理定数	ポアソン比	備考			
鋼材	$2.0 \mathrm{x} 10^5 \mathrm{N/mm}^2$	0.3				
コンクリート	$2.5 \times 10^4 \text{N/mm}^2$	0.166	$\sigma_{ck}=24$ N/mm <sup>2</sup>			

表-3.4.2.2 解析モデルに使用する物理定数

荷重条件は図-3.4.2.11のように設定する。





合成前死荷重は、主桁上に線荷重として載荷させる。合成後死荷重は、床版上に分布させる。

活荷重は 1.0 倍の B 活荷重(L 荷重)とする。活荷重の載荷に当っては,所定の P1・P2 荷重に対し, 衝撃を乗じた荷重を載荷する。衝撃係数は道路橋示方書<sup>2)</sup>より,式(3.4.6)にて算出する。

$$i = \frac{20}{50 + L}$$
 式(3.4.6)

ここで、L は支間長であるため、対象橋梁に当てはめ P1・P2 荷重を算出すると表-3.4.2.3 のようになる。なお活荷重は影響線を考慮し、側径間の支間中央が最も不利になるよう着目する側径間部中央部付近に載荷する。活荷重の載荷状況を、図-3.4.2.12~15 に示す。

	支間長(m)	衝撃係数(i)	P1 (kN/m <sup>2</sup> )	P2 ( $kN/m^2$ )
側径間	50.0	0.200	12.000	4.200
中央径間	50.0	0.200	12.000	4.200

表-3.4.2.3 活荷重



活荷重(P1)

活荷重(P1/2)

図-3.4.2.12 連続桁における P1 荷重載荷状況



図-3.4.2.13 連続桁における P2 荷重載荷状況









#### (3) 損傷部のモデル化

構造部材の損傷部位は損傷事例を参考に,図-3.4.2.16~18に示す11箇所とする。着目はG2 桁とし,それぞれ単独のケースとする。破断させる部材は連続桁においては側径間(第一径間)の曲 げ最大付近にある横桁近傍とする。単純桁においては支間中央部の分配横桁近傍とする。主桁が 破断する場合は下フランジおよび WEB を対象とし,上フランジは残存する。横桁が破断する場 合は,上・下フランジおよび WEB とし,完全に主桁より切り離す。なお検討の前提として,損 傷は鋼桁のみに与えるものとし,床版は健全な状態であるとする。また,鋼桁も損傷を与える場 所以外は健全とする。



①床版からの漏水を起因とした上フランジと腹板との溶接部の腐食
②ソール PL の溶接部より進展した,下フランジの疲労き裂(端支点)
③ソール PL の溶接部より進展した,下フランジの疲労き裂(中間支点)
④横桁下フランジより進展した,腹板の疲労き裂(下半分)
⑤横桁下フランジより進展した,腹板の疲労き裂(全部)+下フランジの疲労き裂
⑥横桁下フランジの疲労き裂
⑦桁端部の腐食より進展した,下フランジと腹板との溶接部の腐食
⑧端横桁の破断
⑩分配横桁下フランジの疲労き裂
⑪分配横桁下フランジの疲労き裂

損傷部位のモデル化は鋼多主桁と同様とするため、ここでは省略する。
#### (4) 解析手順

対象橋梁は合成桁である事から,床版の合成作用を期待して合成桁として解析を行う。解析は, 以下に示す手順によって行う。床版硬化前の荷重(合成前死荷重)は鋼断面で抵抗させ,床版硬化後 の荷重(後死荷重+活荷重)は合成断面で抵抗させるようモデル化する。主桁と床版との結合をずれ 止めに相当するバネとすることも考えられるが,ここではバネではなく剛部材とする。

① 床版以外をモデル化し、床版・ハンチ・鋼重の各荷重(合成前死荷重)を載荷する。

② 床版をモデル化し、それ以外の荷重(合成後死荷重、活荷重)を載荷する。

③ 対象とする損傷部位を無効化させ、損傷状態を再現する。

# (5) 解析結果の抽出

解析結果は、如何に示す方法で抽出・照査を実施する。

①たわみ

たわみは、主桁 WEB の上縁、もしくは下縁を抽出する。

#### ②床版

床版応力の抽出は, 主桁直上の要素とし, 床版上面の応力度を抽出し, 設計基準強度にて照査 する。

③主桁

主桁応力の抽出は,WEB 側のフランジ要素とし,板厚方向中央の応力度を抽出し,鋼材の降伏 応力にて照査する。



図-3.4.2.19 主桁応力度の抽出箇所

主桁の照査はフランジに発生する応力のほか,WEBに作用するせん断力より算出される合成応 力度でも照査する。合成応力度の照査は以下の式によって照査する。合成応力度の照査に用いる 許容値は,直応力度・せん断応力度ともに降伏応力度相当とし,式(3.4.7)によって照査する。

$$\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_b}{\tau_a}\right)^2 \le 1.0$$

$$\vec{\mathbf{x}}(3.4.7)$$

(6) 連続桁の解析結果

損傷を与えた G2 桁に着目し整理する。 1)たわみ





(a) 主桁に損傷が発生

(b) 横桁に損傷が発生

図-3.4.2.21 G2桁のたわみ

表-3.4.2.4 G2 桁の最大たわみ

/	/	第	§1径間	第	52径間	第	53径間
		たわみ量	損傷後/損傷前	たわみ量	損傷後/損傷前	たわみ量	損傷後/損傷前
	損傷前	-134.6	-	13.7	-	-120.3	-
	損傷-01	-133.0	0.99	13.4	0.97	-120.2	1.00
	損傷-02	-134.6	1.00	13.7	1.00	-120.3	1.00
主	損傷-03	-134.6	1.00	13.7	1.00	-120.3	1.00
桁	損傷-04	-135.6	1.01	13.9	1.01	-120.4	1.00
	損傷-05	-186.4	1.38	22.5	1.64	-123.1	1.02
	損傷-06	-291.1	2.16	42.1	3.07	-128.4	1.07
	損傷-07	-134.9	1.00	13.8	1.00	-120.4	1.00
	損傷-08	-134.6	1.00	13.7	1.00	-120.3	1.00
横桁	損傷-09	-134.6	1.00	13.7	1.00	-120.3	1.00
	損傷-10	-134.6	1.00	13.7	1.00	-120.3	1.00
	損傷-11	-134.6	1.00	13.7	1.00	-120.3	1.00

図-3.4.2.20 より,損傷⑥においては損傷を与えた箇所が起点となり,橋梁全体のねじれるような挙動が確認できる。また図-3.4.2.21(a)より,損傷を与えた起点側の側径間はたわみに大きな変化が確認できる。また図-3.4.2.21(b)より,横桁に損傷を与えても主桁に対してはほとんど影響がないことが確認された。

**表-3.4.2.4** より,第1径間における損傷⑤・⑥は損傷前に比べて 40~120%程度の増となった が,それ以外のケースではほとんど差はなかった。一方,第2径間においては,浮き上がる現象 が確認され,損傷⑤・⑥は損傷前に比べて 60~200%程度の増となった。

2)床版応力



図-3.4.2.23 G2 桁上の床版応力

表-3.4.2.5 G2 桁上の床版応力

		第1径	間中央	中間す	え点上	第2径	間中央	中間す	え点上	第3径	間中央
		床版応力 損傷後 /損傷前		床版応力	損傷後 /損傷前	床版応力	損傷後 /損傷前	床版応力	損傷後 /損傷前	床版応力	損傷後 /損傷前
	損傷前	-2.94	-	3.28	_	0.75	1	1.99	Ι	-1.72	-
	損傷-01	-3.35	1.14	3.17	0.97	0.74	1.00	2.01	1.01	-1.72	1.00
	損傷-02	-2.94	1.00	3.28	1.00	0.75	1.00	1.99	1.00	-1.72	1.00
主	損傷-03	-2.94	1.00	3.30	1.01	0.75	1.00	1.99	1.00	-1.72	1.00
桁	損傷-04	-2.94	1.00	3.28	1.00	0.75	1.00	1.99	1.00	-1.72	1.00
	損傷-05	-20.02	6.81	4.42	1.35	0.53	0.72	1.54	0.77	-1.88	1.09
	損傷-06	-63.57	21.62	6.43	1.96	-0.16	-0.21	1.16	0.58	-2.22	1.29
	損傷-07	-2.94	1.00	3.28	1.00	0.74	1.00	1.98	1.00	-1.73	1.00
	損傷-08	-2.94	1.00	3.28	1.00	0.75	1.00	1.99	1.00	-1.72	1.00
横	損傷-09	-2.95	1.00	3.25	0.99	0.74	0.99	1.99	1.00	-1.72	1.00
桁	損傷-10	-2.94	1.00	3.28	1.00	0.75	1.00	1.99	1.00	-1.72	1.00
	損傷-11	-2.94	1.00	3.28	1.00	0.75	1.00	1.99	1.00	-1.72	1.00

図-3.4.2.23 より,損傷①~⑦においては,主桁に損傷を与えた極限られた範囲の応力に影響 を与えている。損傷⑤・⑥においては応力の極端な増加が確認され,図-3.4.2.22 によっても確 認できる。なお,横桁に損傷を与えた損傷⑧~⑪においてはほとんど影響がないことが確認され た。

表-3.4.2.5より,第1径間における床版応力は損傷前に比べて損傷⑤では約7倍,損傷⑥では約2倍となった。特に損傷⑥においては、コンクリートのσ<sub>ck</sub>(40N/mm<sup>2</sup>)を超える応力が発生していることから、局部的にではあるがコンクリートが圧壊し床版としては機能していないものと考えられる。一方、中間支点上においても、コンクリートの引張応力が2倍程度に増大していることから、PC 床版の長期的な耐力・安全性を考慮すると鉄筋の照査やコンクリートのひび割れといった検討が必要であると考えられる。

3)主桁応力



図-3.4.2.24 応力図(損傷-06 発生後上フランジ)図-3.4.2.25 応力図(損傷-06 発生後下フランジ)



図-3.4.2.26 G2 桁上フランジ応力



(a) 主桁に損傷が発生

(b) 横桁に損傷が発生

# 図-3.4.2.27 G2 桁下フランジ応力 表-3.4.2.6 G1 桁上フランジ応力

$\square$		第1径	間中央	中間支	支点上	第2径	間中央	中間支	支点上	第3径	間中央	合成応知	力度
	$\searrow$	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	-143.80	-	153.50	-	-39.92	-	152.00	-	-141.30	-	0.203	-
	損傷-01	-143.70	1.00	153.40	1.00	-39.95	1.00	152.00	1.00	-141.30	1.00	0.203	1.00
	損傷-02	-143.80	1.00	153.50	1.00	-39.92	1.00	152.00	1.00	-141.30	1.00	0.203	1.00
主	損傷-03	-143.80	1.00	153.50	1.00	-39.92	1.00	152.00	1.00	-141.30	1.00	0.203	1.00
桁	損傷-04	-143.80	1.00	153.50	1.00	-39.88	1.00	152.00	1.00	-141.30	1.00	0.204	1.00
	損傷-05	-144.30	1.00	156.70	1.02	-38.13	0.96	151.70	1.00	-141.50	1.00	0.213	1.05
	損傷-06	-144.50	1.00	163.90	1.07	-34.13	0.85	151.00	0.99	-142.00	1.00	0.235	1.15
	損傷-07	-143.80	1.00	153.50	1.00	-39.89	1.00	152.00	1.00	-141.30	1.00	0.204	1.00
	損傷-08	-143.80	1.00	153.50	1.00	-39.92	1.00	152.00	1.00	-141.30	1.00	0.203	1.00
横	損傷-09	-143.80	1.00	153.60	1.00	-39.86	1.00	152.00	1.00	-141.30	1.00	0.204	1.00
桁	損傷-10	-143.80	1.00	153.50	1.00	-39.92	1.00	152.00	1.00	-141.30	1.00	0.203	1.00
	損傷-11	-143.80	1.00	153.50	1.00	-39.92	1.00	152.00	1.00	-141.30	1.00	0.203	1.00

表-3.4.2.7 G2 桁上フランジ応力

/	/	第1径	間中央	中間支	z点上	第2径	間中央	中間支	z点上	第3径	間中央	合成応:	力度
		主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	-145.30	-	154.80	-	-39.69	-	152.90	-	-142.60	-	0.210	-
主	損傷-01	-149.00	1.03	154.70	1.00	-39.73	1.00	152.90	1.00	-142.60	1.00	0.209	1.00
	損傷-02	-145.30	1.00	154.80	1.00	-39.69	1.00	152.90	1.00	-142.60	1.00	0.210	1.00
	損傷-03	-145.30	1.00	154.70	1.00	-39.69	1.00	152.90	1.00	-142.60	1.00	0.210	1.00
	損傷-04	-145.30	1.00	154.90	1.00	-39.70	1.00	152.90	1.00	-142.60	1.00	0.210	1.00
111	損傷-05	-143.00	0.98	157.00	1.01	-39.82	1.00	152.10	0.99	-142.90	1.00	0.519	2.47
	坦/g_0c 標準部	-140.60	0.97	160.30	1.04	-40.53	1.02	150.60	0.98	-143.60	1.01	9 179	10.34
	損傷 損傷部	324.50	-2.23	-	-	-	-	-	-	-	-	2.172	10.54
	損傷-07	-145.30	1.00	154.80	1.00	-39.70	1.00	152.90	1.00	-142.60	1.00	0.210	1.00
	損傷-08	-145.30	1.00	154.80	1.00	-39.69	1.00	152.90	1.00	-142.60	1.00	0.210	1.00
横桁	損傷-09	-145.40	1.00	154.70	1.00	-39.74	1.00	152.90	1.00	-142.60	1.00	0.210	1.00
	損傷-10	-145.30	1.00	154.80	1.00	-39.69	1.00	152.90	1.00	-142.60	1.00	0.210	1.00
	損傷-11	-145.30	1.00	154.80	1.00	-39.69	1.00	152.90	1.00	-142.60	1.00	0.210	1.00

表-3.4.2.8 G1 桁下フランジ応力

$\sim$		第1径	間中央	中間支	支点上	第2径	間中央	中間支	z点上	第3径	間中央	合成応	力度
	$\searrow$	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	169.20	-	-141.60	-	21.88	-	-129.90	-	157.60	-	0.286	-
	損傷-01	168.70	1.00	-141.40	1.00	22.12	1.01	-130.00	1.00	157.50	1.00	0.286	1.00
	損傷-02	169.20	1.00	-141.60	1.00	21.88	1.00	-129.90	1.00	157.60	1.00	0.286	1.00
主	損傷-03	169.20	1.00	-141.60	1.00	21.88	1.00	-129.90	1.00	157.60	1.00	0.286	1.00
桁	損傷-04	169.50	1.00	-141.60	1.00	21.81	1.00	-129.90	1.00	157.60	1.00	0.287	1.00
	損傷-05	186.40	1.10	-143.50	1.01	17.91	0.82	-128.50	0.99	159.60	1.01	0.291	1.02
	損傷-06	221.90	1.31	-146.40	1.03	10.90	0.50	-125.90	0.97	163.60	1.04	0.391	1.36
	損傷-07	169.30	1.00	-141.50	1.00	21.87	1.00	-129.90	1.00	157.60	1.00	0.286	1.00
	損傷-08	169.20	1.00	-141.50	1.00	21.88	1.00	-129.90	1.00	157.60	1.00	0.286	1.00
横	損傷-09	169.20	1.00	-141.40	1.00	21.95	1.00	-129.90	1.00	157.60	1.00	0.286	1.00
桁	損傷-10	169.20	1.00	-141.60	1.00	21.88	1.00	-129.90	1.00	157.60	1.00	0.286	1.00
	損傷-11	169.20	1.00	-141.50	1.00	21.88	1.00	-129.90	1.00	157.60	1.00	0.286	1.00

表-3.4.2.9	G2 桁下フ	ランジ応力
-----------	--------	-------

		第1径	間中央	中間す	支点上	第2径	間中央	中間支	支点上	第3径	間中央	合成応	力度
	$\searrow$	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	191.80	-	-153.00	-	14.25	-	-132.50	-	160.90	-	0.344	-
	損傷-01	188.00	0.98	-151.20	0.99	15.12	1.06	-132.90	1.00	160.80	1.00	0.336	0.98
	損傷-02	191.90	1.00	-153.00	1.00	14.25	1.00	-132.50	1.00	160.90	1.00	0.344	1.00
主	損傷-03	191.90	1.00	-152.90	1.00	14.26	1.00	-132.50	1.00	160.90	1.00	0.425	1.24
桁	損傷-04	252.00	1.31	-153.70	1.00	13.87	0.97	-132.30	1.00	160.90	1.00	0.421	1.22
	損傷-05	162.80	0.85	-190.10	1.24	0.00	0.00	-123.20	0.93	162.90	1.01	0.476	1.38
	損傷-06	115.30	0.60	-263.90	1.72	0.00	0.00	-105.00	0.79	169.90	1.06	0.814	2.37
	損傷-07	191.60	1.00	-153.20	1.00	14.11	0.99	-132.40	1.00	160.90	1.00	0.345	1.00
	損傷-08	191.80	1.00	-153.00	1.00	14.25	1.00	-132.50	1.00	160.90	1.00	0.344	1.00
横	損傷-09	191.80	1.00	-153.00	1.00	14.18	1.00	-132.40	1.00	160.90	1.00	0.345	1.00
桁	損傷-10	191.90	1.00	-153.00	1.00	14.24	1.00	-132.50	1.00	160.90	1.00	0.344	1.00
	損傷-11	191.80	1.00	-153.00	1.00	14.24	1.00	-132.50	1.00	160.90	1.00	0.344	1.00

図-3.4.2.26 より,損傷①~⑦においては,主桁に損傷を与えた極限られた範囲の応力に影響 を与えている。損傷⑥においては断面が上フランジと床版のみになることから,圧縮だった上フ ランジが引張りに変わっていることが確認でき,鋼材の降伏応力度(355N/mm<sup>2</sup>)に近い応力が発生 している。この時,床版が機能していなければ,この引張応力はさらに増加することが予想する ことから,フランジは降伏・破断する恐れがある。図-3.4.2.27 では,損傷-④のケースにおいて 下フランジの応力が最も卓越している。これは,主桁 WEB が破断したため,WEB が引張力を負 担できないことから,フランジに応力が集中した結果である。なお,横桁に損傷を与えた損傷⑧ ~⑪においてはほとんど影響がないことが確認された。

表-3.4.2.9より, G2 桁に損傷を与えたことにより, 概ね G2 桁に作用する最大応力は損傷前に 比べて低下しているが, G1 桁の下フランジの応力が損傷⑤・⑥では 10~30%程度の増となってい ることが確認できる。それ以外のケースにおいても最大で 5%程度の増となった。しかし, 鋼材の 降伏応力度(355N/mm<sup>2</sup>)に達するような応力は確認できない。

## (7) 単純桁の解析結果

本ケースのみ, 1.0 倍の活荷重(1.0L), 0.5 倍の活荷重(0.5L), および 0.5 倍の活荷重+衝撃(0.5L+i<sub>F</sub>) を考慮したケースを実施比較する。

1.0Lによる解析

損傷を与えた G2 桁に着目し整理する。

1)たわみ







(a) 主桁に損傷が発生

(b) 横桁に損傷が発生

図-3.4.2.29 G2 桁のたわみ 表-3.4.2.10 G2 桁の最大たわみ

/	/	第	;1 径間
		たわみ量	損傷後/損傷前
	損傷前	-178.2	-
	損傷-01	-172.2	0.97
<u></u>	損傷-02	-178.3	1.00
土	損傷-04	-179.0	1.00
111	損傷-05	-274.3	1.54
	損傷-06	-461.1	2.59
	損傷-07	-178.6	1.00
	損傷-08	-178.2	1.00
横	損傷-09	-178.3	1.00
桁	損傷-10	-178.3	1.00
	損傷-11	-178.3	1.00

図-3.4.2.28 より,損傷⑥においては損傷を与えた箇所起点となり,橋梁全体のねじれるよう な挙動が確認できる。また図-3.4.2.29(a)より,損傷を与えた起点側の側径間はたわみに大きな 変化が確認できるが,それ以外のケースにおいてはほとんど変化が確認されない。

また,図-3.4.2.29(b)より,横桁に損傷を与えても,主桁に対してはほとんど影響がないことが確認された。

**表−3.4.2.10**より,損傷⑤・⑥は損傷前に比べて 50~160%程度の増となったが,それ以外の ケースではほとんど変動が確認されない。



2)床版応力



図-3.4.2.31 G2 桁上の床版応力

表-3	4 2 11	G2 桁上の	床版広力
10.	<b>T. L.</b> II		アトルスパロノノ

		第1径	間中央
		床版応力	損傷後 /損傷前
	損傷前	-3.42	-
	損傷-01	-3.80	1.11
<u></u>	損傷-02	-3.42	1.00
土	損傷-04	-3.71	1.09
111	損傷-05	-31.06	9.09
	損傷-06	-98.67	28.88
	損傷-07	-3.41	1.00
	損傷-08	-3.42	1.00
横	損傷-09	-3.42	1.00
桁	損傷-10	-3.42	1.00
	損傷-11	-3.42	1.00

図-3.4.2.31 より,損傷①~⑦においては,主桁に損傷を与えた極限られた範囲の応力に影響 を与えている。損傷⑤・⑥においては応力の極端な増加が確認され,図-3.4.2.30 によっても確 認できる。なお,横桁に損傷を与えた損傷⑧~⑪においてはほとんど影響がないことが確認され た。

**表-3.4.2.11**より,床版応力は損傷前に比べて損傷⑤では約9倍,損傷⑥では約29倍となった。 特に損傷⑥においては、コンクリートのσ<sub>ck</sub>(40N/mm<sup>2</sup>)を超える応力が発生していることから、局 部的にではあるがコンクリートが圧壊し床版としては機能していないものと考えられる。



図-3.4.2.32 応力図(損傷-06 発生後上フランジ)図-3.4.2.33 応力図(損傷-06 発生後下フランジ)



(a) 主桁に損傷が発生

(b) 横桁に損傷が発生





(a) 主桁に損傷が発生

(b) 横桁に損傷が発生

図-3.4.2.35 G2 桁下フランジ応力





## 表-3.4.2.12 G1 桁上フランジ応力

#### 表-3.4.2.13 G2 桁上フランジ応力

		第1径	間中央	合成応	力度	/		第1径	間中央	合成応	力度
		主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前			主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	-181.60	-	0,262	-		損傷前	-184.60	-	0.273	-
	損傷-01	-181.70	1.00	0. 263	1.00		損傷-01	-193.00	1.05	0.250	0.92
	損傷-02	-181 60	1 00	0 262	1 00		損傷-02	-184.60	1.00	0.273	1.00
主	<u>損傷</u> -04	-181 60	1.00	0.262	1.00	主	損傷-04	-183.20	0.99	0.272	1.00
桁	損伤 04 損復 05	196.00	1.00	0.202	1.00	桁	損傷-05	-180.90	0.98	1.036	3.80
	111/15-00	-180.00	1.02	0.277	1.00		<u> </u>	ß -179.50	0.97	4 537	16 65
	<u>損傷-06</u>	-192.10	1.06	0.311	1.19		損傷 00 損傷音	§ 457.00	-2.48	4.007	10.05
	損傷-07	-181.60	1.00	0.262	1.00		損傷-07	-184.60	1.00	0.273	1.00
	損傷-08	-181.60	1.00	0.262	1.00		損傷-08	-184.60	1.00	0.273	1.00
横	損傷-09	-181.60	1.00	0.262	1.00	横	損傷-09	-184.60	1.00	0.272	1.00
桁	損傷-10	-181.60	1.00	0.262	1.00	桁	損傷-10	-184.60	1.00	0.273	1.00
	損傷-11	-181.60	1.00	0.262	1.00		損傷-11	-184.60	1.00	0.273	1.00

#### 表-3.4.2.14 G1 桁下フランジ応力

#### 表-3.4.2.15 G2 桁下フランジ応力



図-3.4.2.37 G2 桁 WEB のせん断応力度

図-3.4.2.34 より、損傷①~⑦においては、主桁に損傷を与えた極限られた範囲の応力に影響 を与えている。損傷⑥においては断面が上フランジと床版のみになることから、圧縮だった上フ ランジが引張りに変わっていることが確認でき,鋼材の降伏応力度(355N/mm<sup>2</sup>)を超える応力が確 認できる。また損傷⑤においては、フランジに発生する応力は降伏応力度以下だが、合成応力度 が許容値を超えていることが確認できる(表-3.4.2.12~15)。これは,損傷発生箇所を起点とする 主桁 WEB のせん断応力が極端に増加したためである(図-3.4.2.37)。下フランジが損傷している 損傷⑤・⑥においては終点側の支承付近で圧縮応力が作用している。終点側の水平変位が拘束され ていることも影響していると推測するが、損傷部から終点側の下フランジに圧縮力が作用してい るためである。逆に、G1 側では引張力が作用している(図-3.4.2.36)。これにより、損傷を与え た箇所を中心に桁が平面的に回転する力が作用していることが確認できた。なお、横桁に損傷を 与えた損傷⑧~⑪においてはほとんど影響がないことが確認された。

② 他荷重ケースとの比較

1.0Lによる解析結果より,全11ケースのうち,損傷⑤・⑥のケースの影響が最も大きいことが 確認された。その中でも損傷⑥は最も影響が大きい。よって,損傷⑥に着目して解析を実施した。

#### 1)荷重

比較する荷重ケースは 1.0 倍の活荷重(1.0L), 0.5 倍の活荷重(0.5L),および 0.5 倍の活荷重+衝撃 (0.5L+i<sub>F</sub>)とする。表-3.4.2.16 に示す衝撃係数は路面の凹凸や車両の加・減速等の要因によって与 えられるもので,道示 II<sup>3)</sup>に示す衝撃係数である。一方,活荷重+衝撃(0.5L+i<sub>F</sub>)として定義する衝 撃は,引張部材が破断する際に力が解放されたために生じる衝撃を示し,部材の破断時に作用す る衝撃(i<sub>F</sub>=1.854)を示す。

	支間長(m)	衝撃係数(i)	P1 (kN/m <sup>2</sup> )	P2 $(kN/m^2)$
1.0L	50.0	0.200	12.000	4.200
0.5L	50.0	0.200	6.000	2.100

表-3.4.2.16 活荷重

文献 4)により,部材の破断によって生じる衝撃は減衰 5%を考慮した一自由度系の振動から算出 される動的増幅率 1.854 を衝撃係数として考慮する方法が採られているため,ここでもそれに習 うことにした。WEB とフランジが同時に破断する可能性は否定できないが,ここでは WEB の破断 とフランジの破断までには時間差があると仮定する。よって破断によって生じる衝撃荷重はフラ ンジのみを考慮する。衝撃荷重は,フランジ応力を基に次の様に算出した。()内の数字は本解 析によって得られた数字である。

①損傷を与える前のフランジの平均応力を算出する(150.175N/mm<sup>2</sup>)。

②平均応力を基に、フランジ幅方向に作用する単位幅あたりの荷重を求める。

(150.175 x 66=9911.55N/mm)

③求めた作用荷重に破断による衝撃係数 i<sub>F</sub>=1.854 をかけて破断時の作用荷重を算出する。

(9911.55 x 1.854 = 18376N/mm)

④破断時の荷重を破断部材の両側に与える。(図-3.4.2.38)



図-3.4.2.38 部材破断時の荷重載荷



図-3.4.2.39 G1桁のたわみ

図-3.4.2.40 G2 桁のたわみ

表-3.4.2.17 G1 桁の最大たわみ

<u> </u>		第1径間		
		たわみ量	損傷後/損傷前	
	損傷前(1.0L)	-170.2	-	
<u></u>	損傷前(0.5L)	-155.3	-	
土	0.5L	-204.3	1.32	
桁	1.0L	-233.0	1.37	
	0.5L+i <sub>F</sub>	-286.6	1.85	

表-3.4.2.18 G2 桁の最大たわみ

		第1径間		
		たわみ量	損傷後/損傷前	
	損傷前(1.0L)	-178.2	-	
	損傷前(0.5L)	-158.3	-	
±. 1/2	0.5L	-385.4	2.43	
竹丁	1.0L	-467.1	2.62	
	0.5L+i <sub>F</sub>	-765.7	4.84	

表-3.4.2.17~18より,活荷重の大きさの違いによって,1.0Lと0.5Lとではたわみに差が生じているものの,損傷前後の比率を比較すると概ね比率は同じであると考えられる。一方0.5L+i<sub>F</sub>のケースは,衝撃なしのケースと比較すると,2倍程度のたわみが生じていることが確認できる。 衝撃によるたわみの増なので一時的なものと考えられるが,目視でとらえても十分異常なたわみであると判断できるレベルであると考えられる。



表-3.4.2.19 (	G1	桁_	上の	床版	応力
--------------	----	----	----	----	----

			第1径	間中央
			床版応力	損傷後 /損傷前
	損傷前	max	0.15	_
	(0.5L)	min	-1.32	
	損傷前	max	0.51	_
	(1.0L)	min	-2.61	
主	0 51	max	1.64	11.02
桁	0. JL	min	-4.46	3.39
	1 01	max	2.42	4.76
	1.0L	min	-6.59	2.53
	0 51 + i	max	4.15	27.96
	$0.5L^{+1}F$	min	-9.70	7.37

表-3.4.2.20 G2 桁上の床版応力

			第1径	間中央
			床版応力	損傷後 /損傷前
	損傷前	max	0.65	
	(0.5L)	min	-1.63	
主桁	損傷前	max	1.13	
	(1.0L)	min	-3.42	
	0.5L	max	2.68	4.12
		min	-75.91	46.69
	1 01	max	3.33	2.94
	1.0L	min	-98.67	28.88
	0 51 + i	max	9.10	13.98
	$0.01 + 1_F$	min	-203 60	125 22

**表**-3.4.2.19より,損傷を受けていない G1 桁の床版応力は最大で7倍程度の増加が確認された が,コンクリートのσ<sub>ck</sub>(40N/mm<sup>2</sup>)以下であることから,十分許容値内であると考えられる。一方 **表**-3.4.2.20より,G2 桁はすべてのケースにおいてコンクリートのσ<sub>ck</sub>(40N/mm<sup>2</sup>)を超える応力が 確認された。特に 0.5L+i<sub>F</sub>のケースは,損傷前と比べると 125 倍もの応力が発生することが確認さ れた。衝撃による影響なので一時的なものであると考えられるが,ここを起点として連鎖的にコ ンクリートが破壊されていくことが予想される。衝撃なしのケースと比較すると,おおよそ 2~3 倍の応力が確認できる。



## 表-3.4.2.21 G1 桁上フランジ応力

		第1径	間中央	合成応力度		
			主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	max	0.72	-	0.240	_
	(0.5L)	min	-177.20	-	0.249	_
	損傷前	max	-0.15	-	0.262	_
	(1.0L)	min	-181.60	-	0.202	
主	0.51	max	0.18	0.26	0.281	1 19
桁	0. JL	min	-185.50	1.05	0.201	1.15
	1 01	max	-0.83	5.57	0.311	1 10
	1.0L	min	-192.10	1.06	0.311	1.19
	0 51 + ;	max	-0.71	-0.99	0.270	1.52
0.5	0. 5L+1 <sub>F</sub>	min	-199.3	1.12	0.379	

#### 表-3.4.2.22 G2 桁上フランジ応力

		第1径間中央		合成応力度		
		/	主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	max	-0.30	-	0.252	
	(0.5L)	min	-178.30	-	0.252	
	損傷前	max	-1.41	-	0.973	-
	(1.0L)	min	-184.60	-	0.215	
主	0.51	max	315.40	-1049.93	2 305	0.50
桁	0. SL	min	-174.30	0.98	2.395	9.00
1	1 01	max	457.00	-324.80	4 527	16 65
	1. UL	min	-179.50	0.97	4.007	10.05
	0 51 + ;	max	1209.00	-4024.63	00.007	104.00
	U. DL+IF	min	-170.2	0, 95	20.201	104.20

#### 表-3.4.2.23 G1 桁下フランジ応力

第1径間中央 合成応力度 損傷後 損傷後 主桁応力 合成応力度 /<u>損傷</u>前 損傷前 損傷前 max 150.30 0.223 -3.91 (0.5L)min 173.10 損傷前 max 0.280 \_ .OL) . 66 min 291.80 主 1.94 max 29.21 6 529 0.5L 桁 min -17.004.35 2.07 max 357.60 1.0L 11.081 39.50 -22.048.27 min max 617.20 4.11 44.077 0.5L+i<sub>H</sub> 197.22 10.87 min -42

### 表-3.4.2.24 G2 桁下フランジ応力

		第1径	間中央	合成応力度		
			主桁応力	損傷後 /損傷前	合成応力度	損傷後 /損傷前
	損傷前	max	146.90	-	0 202	
	(0.5L)	min	-1.78	-	0.202	_
	損傷前	max	185.70	-	0.358	
	(1.0L)	min	-13.09	-	0.358	
È	0.51	max	90.35	0.62	5 909	20.20
行	0.51	min	-231.20	129.81	5. 505	29.20
	1 01	max	106.00	0.57	10 135	28.20
	1. UL	min	-302.40	23.10	10.155	20.25
	0 51+i	max	39.61	0.27	42 400	200 50
	0. $DL+1_F$	min	-611.9	343.57	42.409	209.09

図-3.4.2.43~46 より, G1 桁上フランジは G2 桁に損傷を受けても目立った変化は確認されな いが,下フランジは終点側の支点付近に降伏応力度(355N/mm<sup>2</sup>)を超えるような応力が確認された。 表-3.4.2.21~24 より, 0.5L のケースにおいては桁が降伏するような応力は確認できないが, 合 成応力度が1.0を超えていることから、降伏していると判断しても良いと考えられる。G2桁の上 フランジは主桁に損傷を与えた極限られた範囲の応力に影響を与えており、降伏応力度 (355N/mm<sup>2</sup>)を超えるような応力が確認された。特に衝撃を考慮した場合の上フランジは、 1209N/mm<sup>2</sup>もの応力が確認できることから、上フランジは破断の危険性が高いと考えられる。下 フランジは衝撃を考慮したケースのみ終点側の支点付近に降伏応力度(355N/mm<sup>2</sup>)を超えるような 応力が確認されたが、G1桁同様合成応力度が1.0を超えていることから、降伏していると判断し ても良いと考えられる。

以上より、G1 桁上フランジを除き、衝撃なしのケースと比較すると、おおよそ 2~3 倍の応力 が確認でき、部材が降伏していることが確認された。一方、通常鋼材はある程度伸びてから破断 するのが一般的であり、フランジが降伏を伴わないで急激に破断するとは考えにくい。故に塑性 してから破断までのまでの間にはある程度衝撃の影響は緩和されるものと推測する。よって、衝 撃の影響は計算されたものよりも実際は小さいと思われる。

(8) まとめ

- 床版が健全な状態であっても、連続桁・単純桁問わず損傷の場所・度合いによっては、落橋の危険性が多主桁橋に比べて高いと言える。
- 損傷を受ける場所・程度によって異なるが、損傷を受ける前後でたわみが変化していること から、たわみを把握することによって、どの程度重大な損傷を受けているかは今後の検討に よってある程度推測されることを期待する。
- ・ 主桁の引張りフランジに損傷が発生した場合が最も落橋の危険性が高く、場合によっては落 橋に至るケースもあり得ると考えられる。しかしながら、極一部の部材の耐力が極端に低下 しても橋梁全体としての耐荷力は有しているので、即落橋に至る危険性は低いと考えられる。
- 主桁の引張りフランジに損傷が発生した場合以外のケースではそれほど大きな影響はないといえる。しかしながら、き裂の進展具合によっては落橋に至るケースもありえるので注意が必要である。
- ・ 主桁に損傷を受けた場合は、たわみ・応力に対する影響が非常に大きく、損傷の度合いによっては非常に危険な状態になりえる。
- ・最も影響の大きい損傷⑥に限定して、荷重条件の違いによる影響を比較したところ、破断による衝撃を考慮することによって、たわみで2倍程度、応力では2~3倍程度の差が生じる事が確認された。

【3.4.2節 参考文献】

- 1)新しい鋼橋の設計 山海堂 平成14年12月
- 2) 道路橋示方書·同解説 I 共通編 社団法人日本道路協会 平成 24 年 3 月
- 3) 道路橋示方書·同解説 Ⅱ鋼橋編 社団法人日本道路協会 平成24年3月
- 4) URS Corporation : Fatigue evaluation and redundancy analysis Bridge No.9340 I-35W over Mississippi

River,2006

# 3.4.3 鋼多主桁橋の非線形リダンダンシー解析

### (1) 対象橋梁の概要

前項(3.4.1)と同様の橋梁を解析対象とする。設計条件などは、「ガイドライン型設計適用上の考 え方と標準図集」<sup>1)</sup>を参考に、表-3.4.3.1 に示すように決定した。解析は非線形(材料非線形,幾 何学的非線形ともに考慮した複合非線形)の FEM 解析にて実施する。なお、汎用有限要素解析ソ フト(midas FEA: MIDAS IT 社)を用いて解析を実施している。

形式	3径間連続非合成4主I桁	
規格	B活荷重	
支間長	37m + 55m + 37m	
有効幅員	8.875m	
舗装	アスファルト舗装厚 t=80 mm	
床版	鉄筋コンクリート床版厚 t=230 mm	Mohr-Coulomb 降伏基準適用
	$\sigma_{ck} = 24 \ N/mm^2$	
計画交通量	1000 台/日・方向以上	
使用鋼材	SM490Y, SM400, SS400, S10T	Von Mises 降伏基準適用
	鉄筋 SD295	バイリニア型の非線形特性適用
適用示方書	道路橋示方書 平成 14 年 3 月	

表-3.4.3.1 対象橋梁の設計条件

対象橋梁の一般図,部材構成を図-3.4.3.1~3に示す。





図-3.4.3.13径間連続非合成4主I桁(一般図)



図-3.4.3.2 床版内の主鉄筋の配筋図



# (2) 解析モデルの概要

床版はソリッド要素,主桁・横桁はシェル要素,ずれ止め・対傾構・横構はバー要素でモデル 化している。ウェブの水平・垂直補剛材は解析結果に影響を与えないと判断し,モデル化を省略 している。



# 図-3.4.3.4 全体図(床版上面より)



図-3.4.3.7 床版内の鉄筋表示(床版コンクリートを非表示)

解析における境界条件(荷重・拘束)は,設計条件に準拠し,鉛直・橋軸直角方向が固定,橋軸方向は P266 が固定,他は可動とする。また,荷重は施工ステップを考慮し,前死荷重・後死荷重・活荷重を個別に載荷している。

図-3.4.3.8~13に荷重条件,図-3.4.4.14に拘束条件を示す。



図-3.4.3.8 前死荷重時(床版重量+鋼材重量+ハンチ荷重)<床版合成無視>



図-3.4.3.9 後死荷重時(舗装荷重+地覆・高欄重量)







図-3.4.3.14 拘束位置

解析に使用する物理定数(弾性剛性)を表-3.4.3.2 に示す。また,非線形特性の詳細は次項に記述する。

表-3.4.3.2 物理特性(弹性剛性)

材料	物理定数[N/mm <sup>2</sup> ]	ポアソン比	備考
鋼材	2.0×10 <sup>5</sup>	0.3	
コンクリート	$2.0 \times 10^{4}$	0.167	$\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$

# (3) 非線形特性条件

コンクリートの引張側はコンクリート標準示方書<sup>2)</sup>, 圧縮側は道路橋示方書<sup>3)</sup>の特性曲線に準拠 した。コンクリートの引張強度は,設計基準強度  $\sigma_{ck}=24N/mm^2$ より

$$\sigma_{bt} = 0.23\sigma_{ck}^{2/3} = 0.23 \times 24^{2/3} = 1.91N/mm^2$$

とし、引張破壊エネルギーは骨材寸法を25mmと仮定し

$$G_F = 10(d_{\text{max}})^{1/3} \sigma_{ck}^{1/3} = 10 \times 25^{1/3} \times 24^{1/3} = 84.34 N/m$$

とした。圧縮強度は0.2%のひずみにおいてコンクリートの圧縮が最大となるように

$$\sigma_{c} = 0.85\sigma_{ck} \times \frac{\varepsilon_{t}}{0.002} \left( 2 - \frac{\varepsilon_{t}}{0.002} \right)$$

とした。



図-3.4.3.15 非線形特性曲線(コンクリート)

また、本検討では、床版の破壊モードは曲げ破壊先行型と仮定し「固定ひび割れモデル」を適 用した。 主桁・鉄筋の非線形特性は道路橋示方書<sup>3)</sup>の特性曲線に準拠し,降伏点強度を超えた後の2次 勾配は E/100 とした。



a) 主桁など



b)鉄筋 図-3.4.3.16 非線形特性曲線(鋼材)

また、本検討では、鋼材の非線形構成則は「VonMises 降伏基準」を適用した。

スラブアンカーは φ16 を使用するものと仮定し,既往の論文・実験結果<sup>4)</sup>を参考にスラブアン カー1 本当たりの材料特性を以下のように定義した。



図-3.4.3.17 非線形特性曲線(スラブアンカー)

## (4) 損傷部のモデル化

構造部材の損傷部位は損傷事例を参考に図-3.4.3.18 に示す 7 箇所が想定されるが、本検討で は側径間の曲げ最大付近の損傷(下図の⑤⑥)に着目した。また、着目する主桁はG3 桁・G4 桁 とし、損傷箇所以外については健全状態とする。

主桁



図-3.4.3.18 損傷箇所の模式図

- ① 上フランジとウェブとの溶接部のき裂
- ② ソールプレートの溶接部より進展した下フランジのき裂(端支点部)
- ③ ソールプレートの溶接部より進展した下フランジのき裂(中間支点部)
- ④ 横桁下フランジより進展したウェブのき裂(ウェブ高さの半分まで)
- ⑤ 横桁下フランジより進展したウェブのき裂(ウェブ高さの半分まで)+下フランジのき裂
- ⑥ 横桁下フランジより進展したウェブのき裂(ウェブ高さの全部) +下フランジのき裂
- ⑦ 腐食より進展した下フランジとウェブの溶接部のき裂

本検討では、着目する主桁それぞれが単独で損傷する場合と組合せで損傷する場合について解析を実施した。損傷部のモデル化を図-3.4.3.19~22に示す。



図-3.4.3.19 損傷箇所(ケース1:G4 桁ウェブ高の半分までき裂)



図-3.4.3.21 損傷箇所(ケース3:G4桁ウェブ全高・G3桁ウェブ高の半分までき裂)



図-3.4.3.22 損傷箇所(ケース4:G4桁ウェブ全高・G3桁ウェブ全高き裂)

ここで,G3 桁・G4 桁ともにウェブ全高まで損傷したケースは、本橋が構造不安定となり解析 が発散した。

本検討では、施工ステップを考慮して解析を実施している。図-3.4.3.23 に解析手順を示す。



図-3.4.3.23 非線形を考慮した段階施工解析の解析手順

# (5) 解析結果の抽出・照査

- ・たわみはウェブの上縁または下縁とする。
- ・床版は上面または下面の要素応力・要素ひずみとする。
- ・主桁は上下フランジまたはウェブ上下縁の要素応力・要素ひずみとする。
- ・鉄筋は損傷箇所近傍の鉄筋軸応力・鉄筋軸ひずみとする。
- ・照査方法は、本検討で得られた非線形解析による「たわみ量、応力値、ひずみ値」と前項(3.4.1) で得られた線形解析による各値との比較とする。



図-3.4.3.24 全体変形(ケース1:G4 桁ウェブ高の半分までき裂)







図-3.4.3.26 全体変形(ケース3:G4 桁ウェブ全高・G3 桁ウェブ高の半分までき裂)



図-3.4.3.27 床版の張出端部における鉛直たわみ差(たわみ差=G1 桁側-G4 桁側)

1. 損傷程度によってたわみ差(= 床版のねじれ)が増幅する傾向を示した。



図-3.4.3.30 引張ひずみ(ケース3: G4 桁ウェブ全高・G3 桁ウェブ高の半分までき裂)



図-3.4.3.31 床版上面の引張ひずみ分布

- 1. G4 桁の損傷のみ(ケース 1, 2)では床版下面に生じたひび割れは床版を貫通することは無かった。
- 2. G4 桁・G3 桁の両方に損傷が生じる(ケース 3)と床版上面までひび割れが貫通する傾向を示した。
- 3. 支点部近傍では、損傷の程度による影響をほぼ受けていない傾向を示した。



図-3.4.3.32 引張ひずみ(ケース1:G4桁ウェブ高の半分までき裂)





図-3.4.3.34 引張ひずみ(ケース3:G4桁ウェブ全高・G3桁ウェブ高の半分までき裂)



図-3.4.3.35 床版下面の引張ひずみ分布

- 1. 損傷がG4桁のみ(ケース1,2)では床版下面のひび割れがG3桁まで進展することは無かった。
- 2. 損傷が G3 桁まで及んだ場合(ケース 3), 床版下面のひび割れは G3 桁まで進展する傾向を示した。



図-3.4.3.38 引張ひずみ(ケース3:G4桁ウェブ全高・G3桁ウェブ高の半分までき裂)



図-3.4.3.39 床版上面の圧縮ひずみ分布

1. 損傷程度によって床版上面の圧縮ひずみは増加する傾向を示したが、床版コンクリートが圧 壊することは無かった。



図-3.4.3.42 VonMises 応力(ケース3:64 桁ウェブ全高・G3 桁ウェブ高の半分までき裂)


図-3.4.3.43 上フランジの橋軸方向直応力(ケース1:G4 桁ウェブ高の半分までき裂)



図-3.4.3.44 上フランジの橋軸方向直応力(ケース2:G4桁ウェブ高の全高き裂)



図-3.4.3.45 上フランジの橋軸方向直応力 (ケース3:G4桁ウェブ全高・G3桁ウェブ高の半分までき裂)





図-3.4.3.47 対傾構などの軸力(ケース2:G4 桁ウェブ高の全高き裂)



図-3.4.3.48 対傾構などの軸力(ケース3:G4 桁ウェブ全高・G3 桁ウェブ高の半分までき裂)



図-3.4.3.49 対傾構などの応力-ひずみ(ケース1:G4 桁ウェブ高の半分までき裂)



図-3.4.3.50 対傾構などの応力-ひずみ(ケース2:G4 桁ウェブ高の全高き裂)



**図−3.4.3.51** 対傾構などの応力−ひずみ

(ケース3: G4 桁ウェブ全高・G3 桁ウェブ高の半分までき裂)



図-3.4.3.54 鉄筋の軸応力(ケース3:64桁ウェブ全高・G3桁ウェブ高の半分までき裂)



図-3.4.3.55 鉄筋の軸応力分布

1. 損傷程度によって、床版に生じるひび割れ範囲が拡大することから、鉄筋への応力分担量が 増加する傾向を示した。



(ケース3:64桁ウェブ全高・G3桁ウェブ高の半分までき裂)



図-3.4.3.59 アンカースラブの橋軸方向軸力分布(ケース1:G4桁ウェブ高の半分までき裂)



図-3.4.3.60 アンカースラブの橋軸方向軸力分布(ケース2:G4桁ウェブ高の全高き裂)



図-3.4.3.61 アンカースラブの橋軸方向軸力分布 (ケース3:64桁ウェブ全高・63桁ウェブ高の半分までき裂)

(6) まとめ

- ・損傷程度に関わらず床版にはひび割れが生じる傾向が得られたことから、より厳密な検討を行 う場合には非線形解析を実施する必要があるものと思われる。
- ・横構,対傾構は一部非線形領域に達する部材はあったが、ほとんどの部材は弾性範囲であったことから、非線形解析を実施する際には、横構、対傾構は弾性材料としてモデル化してもその影響度は少ないものと思われる。
- ・本検討では「鋼部材のき裂の進展」は考慮していないが、主桁ウェブのき裂先端は塑性化していることから、今回のような弾塑性解析であっても応力評価はできるものと思われる。

【3.4.3節 参考文献】

- 1) ガイドライン型設計適用上の考え方と標準図集(改訂版)(社)日本橋梁建設協会 平成15年3月
- 2) コンクリート標準示方書【構造性能照査編】(社)土木学会 2002 年度制定
- 3) 道路橋示方書·同解説1共通編(社)日本道路協会 平成24年3月
- 4) RC 床版と鋼フランジ間の付着とスラブアンカーによるせん断抵抗の評価 2001 年 3 月
   構造工学論文集 Vol.47A

### 3.4.4 二主桁橋の残存耐荷力解析

#### (1) 概要

少数主桁形式の鋼 I 桁橋は,海外では古くから多数建造されており,一般的な構造と考えられ ているが,我が国では,2000 年以降,鋼桁橋の合理化の観点から推進されるようになり,今後の 展開が期待されているところである(図-3.4.4.1,図-3.4.4.2)。そのような状況下において,最 近,少数主桁に関して,構造の代替性・補完性の観点から,限定的な採用が必要と判断され,迂 回路・代替路がある場合を除き,行政の一部で採用しない方針が固められた。このことは,合理 化鋼橋の切り札として,少数主桁の推進を計っている学協会や業界にとって,大きな痛手であり, その問題を解決することが喫緊の課題となっている。そこで,本項では,その代表的な構造形式 である二主鋼 I 桁橋を対象とし,単純支持形式の構造を取り上げることによって,より危険性が 高いと考えられている構造に着目し,疲労損傷を受けた二主鋼 I 桁橋の有限要素法による線形弾 性解析や弾塑性有限変位解析を実施し,リダンダンシーの評価<sup>1)</sup>に基づき,二主鋼 I 桁橋が十分 な残存耐荷性能を有することを明らかにすることが主な目的である。



図-3.4.4.1 二主桁橋の外観(一例)



### (2) 二主鋼 I 桁橋のリダンダンシー解析

二主鋼 I 桁橋のリダンダンシー解析を実施するために,以下のような手順で解析を実施した。 ①二主鋼 I 桁橋の線形弾性解析:弾性挙動の把握と設計荷重の推定

②二主鋼 I 桁橋の弾塑性有限変位解析:無損傷の桁の耐荷性能の把握(④の判断基準)

③疲労損傷を受けた二主鋼 I 桁橋の線形弾性解析:不安定脆性破壊への移行の可能性の検討 ④疲労損傷を受けた二主鋼 I 桁橋の弾塑性有限変位解析:残存耐荷性能の把握

#### (a)解析条件

二主鋼 I 桁の解析対象モデルの一例を図-3.4.4.3 に示す。主桁モデルは、既往の研究で疲労き 裂の進展解析<sup>2)</sup>に用いられたものである。解析条件などが明らかであり、比較・参照することも 可能であることから、本項でも、このモデルを用いることとした。ここで、支間長は 3000mm、 主構間隔は 1000mm であり、主桁の寸法はH-609×230×9mm である。また、垂直補剛材と横桁 の板厚は 16mm、床版の厚さを 80mm とし、ハンチは省略した<sup>3)</sup>。疲労き裂として、支間中央部の 下フランジを貫通し、腹板の中央部まで進展した状態を取り扱うこととした。

解析条件として,桁,垂直補剛材,横桁,床版をすべてシェル要素で要素分割し,床版と鋼 I 桁は完全合成として取り扱い,要素の基準寸法を40mmとした。また,荷重は,図-3.4.4.3 に示 すように、き裂を挿入した側の主桁中央の上フランジと腹板が交差する線上の床版の節点を対象 として、中央から6節点に渡り集中荷重を載荷した。ここで、鋼材はすべて SM490 材とし、その ヤング係数,ポアソン比をそれぞれ 200GPa, 0.3 とした。同材の応力--ひずみ曲線には多直線近 似を用い,降伏以降は5本の直線により近似した。床版のコンクリートは,設計基準強度 50MPa, ヤング係数 33GPa, ポアソン比 1/6 とした。



図-3.4.4.3 スパン中央の腹板に疲労き裂を有する二主桁橋の解析モデルの寸法・形状と要素分割

### (b) 解析結果

無損傷の桁の最大荷重時における橋軸方向の応力分布と相当応力分布をそれぞれ図-3.4.4.4, 図-3.4.4.5に示す。また,き裂を挿入した桁の最大荷重時における同分布をそれぞれ図-3.4.4.6, 図-3.4.4.7に示す。以上の図より明らかなように、き裂が挿入されると、き裂の前縁におけるひ ずみ集中により、分布形状が大きく異なっている。橋軸方向の応力では、き裂前縁に高い引張応 力の領域が形成され、逆に、上フランジの上面では高い圧縮応力の領域が拡がっている。一方, 相当応力分布については、無損傷桁では、上フランジ下面の腹板に高応力領域が拡がっているが、 き裂挿入桁では、き裂先端周辺に高い応力分布が生じ、その拡がりが限定されている。なお、上 記の①の線形弾性解析により、任意点の相当応力が材料の降伏点を安全率(=1.7)で除した値に 達した時点を設計荷重として取り扱い、③の応力拡大係数 K<sub>I</sub>を算出する上での基本荷重とした。



図-3.4.4.4 無損傷桁の橋軸方向応力分布







## (3) 二主鋼 I 桁橋の耐脆性破壊性能

鋼 I 桁のスパン中央部の腹板に疲労き裂が 発生し,板厚貫通き裂が腹板の中央まで進展 した場合を考える。まず,1)不安定脆性破壊 への移行が懸念される。つぎに,2)き裂先端 のひずみ集中に伴い大きく変形し,最終的に 桁が崩壊することが想定される。また,3)急 速な疲労き裂の進展の後,不安定脆性破壊へ の急激な移行の可能性も考えられる。ここで は,1)について検討することとする。



図-3.4.4.8 引張強度とK<sub>tc</sub>の関係

#### (a) 鋼素材の破壊靱性

一般に、点検等により検出された疲労き裂が脆性破壊に移行するか否かの判定には、溶接欠陥 に対する Engineering Critical Assessment (EAC)の手法が用いられる。川井ら<sup>4)</sup>は、工業的に多用 されているシャルピー衝撃試験の結果を用いて、鋼素材の破壊靱性 K<sub>IC</sub>を推定するとともに、EAC に基づく脆性破壊発生許容限界き裂長の一つの設定方法を提案している。本項では、川井らの研 究成果に基づき、鋼素材の引張強度と破壊靱性 K<sub>IC</sub>には図-3.4.4.8 に示す関係が成立するものと し、使用鋼材 SM490の破壊靱性 K<sub>IC</sub>を233.3M を



図-3.4.4.9 き裂先端近傍の直交座標系と開口変位 u<sub>v</sub>

# (b)応力拡大係数 K<sub>1</sub>の評価

応力拡大係数 K<sub>I</sub>の算定には、変位法を用いた。いま、図−3.4.4.9のような座標系とモード I 荷 重を受けるき裂体を考える。平面応力の場合、K<sub>I</sub>とき裂開口変位 u<sub>y</sub>と次のような関係がある。

$$K_{I} = \lim_{r \to 0} \left[ \frac{Eu_{r}}{4} \sqrt{\frac{2\pi}{r}} \right] \qquad (\theta = \pi)$$
(1)

ここに, E はヤング係数である。

(2)項で述べたように、①二主鋼 I 桁橋の線形弾 性解析の結果から推定された設計荷重を用いて、 ③疲労損傷を受けた二主鋼 I 桁橋の線形弾性解 析を実施し、上記の外挿法により K<sub>I</sub>を推定した。 その結果が図-3.4.4.10 であり、K<sub>I</sub>=44.7MPa $\sqrt{m}$ となった。なお、き裂先端近傍の 2 点については、 ばらつきが大きいため、線形近似の際のデータに 加えなかった。

## (c) 耐脆性破壊性能



疲労き裂から脆性破壊に移行しないため 図-3.4.4.10 変位法による応力拡大係数 K<sub>I</sub>の評価の条件は、き裂先端付近の応力--ひずみ場の

強さを表す応力拡大係数  $K_I$ が材料固有の破壊靱性値  $K_{IC}$ よりも小さい必要がある。すなわち、 $K_I < K_{IC}$ が成り立つことである。今回の二主鋼 I 桁橋の解析結果から、 $K_I = 44.7 MPa \cdot \sqrt{m} < K_{IC} = 233.3 MPa \cdot \sqrt{m}$ が成立するので、脆性破壊への移行の可能性はないものと判断できる。

本項における解析モデルは、図-3.4.4.3 に示すように過去の研究 <sup>2)</sup>や実験 <sup>3)</sup>を反映した寸法・ 形状を使用しているが、図-3.4.4.2 の実橋の寸法と比較すると、縮尺モデルとなっている。主桁 間隔や主桁高さは解析モデルが実橋の約 1/5 となっているので、支間長は 15m(主桁高さ 3m)に 相当する。 $K_I$ は、き裂長 a の 1/2 乗に比例するため、 $K_I$ の値は増加するが、 $K_{IC}$ と比較して十分小 さいので、実橋でも脆性破壊を発生する可能性はないと判断される。

以上の妥当性を検証するために、図-3.4.4.3 においてスパンを 15,000mm とした解析を実施す るのではなく、安全側を考え、上下フランジを取り除いた片側切欠き曲げ試験片の応力拡大係数 K<sub>1</sub>の算定式から類推することとした。図-3.4.4.11 は片側切欠き曲げ試験片の寸法・形状を示し、 式(2)が切欠き先端における K<sub>1</sub>の評価式である。

$$K_{I} = \frac{P}{B\sqrt{W}} \cdot \frac{3\frac{L}{W}\sqrt{\frac{a}{W}}}{2\left(1+2\frac{a}{W}\right)\left(1-\frac{a}{W}\right)^{3/2}} \left[1.99 - \frac{a}{W}\left(1-\frac{a}{W}\right)\left\{2.15 - 3.93\frac{a}{W} + 2.7\left(\frac{a}{W}\right)^{2}\right\}\right]$$
(2)

ここに、a は切欠き深さ、W は板幅、L はスパン、 P は荷重であり、B は試験片の板厚を表す。式(2) から明らかなように、a/W=0.5、W=3000mm(一定) とすると、 $K_I$ はスパン L に比例することとなる。 解析モデルは上下フランジが取り付けられている ので、その影響を受け、必ずしも  $K_I$ がLに比例す ることとはならないが、大略、比例すると考えて



図-3.4.4.11 片側切欠き曲げ試験体

も差し支えないものと判断される。そのように考えると、上記の35m 近くまではスパンを伸ばしても脆性破壊の危険性は少ないものと思われる。但し、今後、数値解析によりその妥当性を検証する必要があることは言うまでもない。

なお、今回、 $K_{IC}$ の評価に EAC の手法を用いたが、文献 5)では、Rolfe-Barsom の式を用いて、SM490 材のシャルピー吸収エネルギーvE(0<sup>°</sup>C)を 14J と仮定し、 $K_{IC}$ =47.2MPa· $\sqrt{m}$  としている。

この値を採用すると、本解析例のような 1/5 縮尺モデルでは、K<sub>I</sub>は K<sub>IC</sub>よりも小さく、脆性破壊への移行はないと判断されるが、余裕度は小さく、実橋レベルへの拡張は可能でない。vE(0℃)を何 Jとするかによって、大きく判断は異なる場合があり、その取り扱いには注意を要する。

(4) 二主鋼 I 桁橋の残存耐荷力

上述のように, 脆性破壊への移行は起こら ないことが認められても, 十分な残存耐荷力 がない場合, 桁が大きく変形し, 最終的には, 塑性崩壊することも考えられる。その可能性 があるか否か判定するために, 損傷桁の弾塑 性有限変位解析を実施した。実橋では, 上下 フランジの溶接部, 垂直補剛剤や横桁の溶接 部には残留応力や初期たわみが存在するが, 本解析では, これらの初期不整は考慮してい ない。



図-3.4.4.12 は荷重 P と荷重載荷点におけ

図-3.4.4.12 無損傷桁と損傷桁の荷重-変位曲線

る鉛直方向変位 δ の関係を示す。同図には,無損傷桁の線形弾性解析のより得られた設計荷重の 値も併記している。疲労損傷した桁は,荷重の増加とともに,変位が大きく増大しているが,無 損傷桁のように非線形座屈は発生せず,安定的に塑性変形が進行し,塑性崩壊には至っていない。 また,設計荷重よりも十分な耐荷力を有し,本研究の範囲内では,疲労き裂が腹板の中央部まで 進展したとしても,倒壊には至らず,十分な耐荷性能を有すると言える。但し,当然のことなが ら,残留変形量は非常に大きくなるので,どの段階まで許容できるか,別途検討する必要がある。

なお,損傷桁の残存耐荷力は,設計荷重の約3倍であり,許容スパンも3倍(実橋では45mに 相当する)までは可能と考えられるが,その解析は別途実施したい。

### (5) 二主桁橋の残存耐荷性能

以上では、二主鋼 I 桁橋を対象とし、より危険性が高いと考えられている単純支持形式の構造 に着目して、疲労損傷を受けた二主鋼 I 桁橋の 1/5 縮尺モデルを用いて有限要素法による線形弾 性解析および弾塑性有限変位解析を実施し、リダンダンシー解析の結果に基づき、二主鋼 I 桁橋 が十分な残存耐荷性能を有するか否かを検討した。その結果を要約すると、以下のとおりである。

(1)き裂が腹板の中央部まで進展した状態でも、十分な耐脆性破壊性能を有する。

(2) 無損傷の桁と同等の残存耐荷力を有する。

(3) 但し,残留変形は大きくなるので,注意を要する。

以上のように、二主鋼 I 桁橋は、十分な残存耐荷性能(耐脆性破壊性能と高い残存耐荷力)を 有する可能性がある。しかし、支間長が大きくなると、残存耐荷性能が低下する可能性があり、 より詳細な検討が必要となる。今後、桁破断の事例について検討するとともに、より実橋に近い レベルにおける二主鋼 I 桁橋について線形および非線形のリダンダンシー解析を実施し、その残 存耐荷性能を明らかにしたい。

### (6) 二主桁橋のリダンダンシーについて

第(3)項で述べたように、鋼I桁のスパン中央部の腹板に疲労き裂が発生し、板厚貫通き裂が腹板の中央まで進展した場合では、以下の3点について検討する必要がある。

1) 脆性破壊発生条件: 脆性破壊への移行の可能性を検討する。仮に, その可能性がある場合, その状態における衝撃解析を実施して, 衝撃係数を算定した上で, 改めて, 衝撃係数を加味した リダンダンシーの解析を実施する必要があるが, このような検討が試みられた研究は少ない。

2)残存耐荷力:通常のリダンダンシー解析では、こちらが主体となっている。

3) 疲労進展解析:維持管理を考えた場合,1)に至るまでの限界き裂長と寿命を評価する。

ここでは,1),2)の性能を併せたものをリダンダンシー(あるいは残存耐荷性能)と呼んでいる。 二主桁橋の主桁のように Fracture critical details となるか否か判断する事例については,このよう な検討が必要となる。さらには,別途,3)も必要になるものと思われる。

なお、NCHRP synthesis 354<sup>6</sup>では、単純支持形式の二主桁橋は、リダンダンシーのない構造と判断されているが、以上の研究結果から、当然のことながら、支間長やき裂長に依存し、上記の事例では、耐脆性破壊性能と残存耐荷性能を有することが確認された。

【3.4.4 節 参考文献】

- 林健治:主桁が疲労損傷した二主桁橋の残存耐荷力に関する基礎的研究,日本機械学会,2013 年度年次大会講演論文集,G011031,2013.9.
- 2) 日本鋼構造協会:疲労損傷を受けた鋼橋の耐久性評価および耐久性向上技術, JSSC テクニカ ルレポート No. 84, pp. I-72-I-79, 2009.9
- 3) 橘吉宏, 辻角学, 越後滋, 高橋昭一, 三木千壽: 主桁損傷を受けた2 主桁橋の残存耐力に関 する考察, 土木学会論文集, No. 647/I-51, pp. 241-251, 2000.
- 4) 川井豊,木田哲量,阿部忠,水口和彦:鋼部材点検時に検出されたき裂の限界寸法設定に関する一考察,第45回日本大学生産工学部学術講演会講演概要,No.41,2009。
- 5) 日本鋼構造協会:疲労損傷を受けた鋼橋の耐久性評価および耐久性向上技術, JSSC テクニカ ルレポート No.84, pp. I-85~ I-90, 2009.9
- 6) Transportation Research Board : Inspection and management of bridges with fracture-critical details, NCHRP synthesis 354, pp.1-75, 2005

### 3.4.5 桁端付近の腹板に疲労き裂を有する鋼 I 桁の残存耐荷性能解析

#### (1) 概要

鋼 I 桁橋の疲労損傷の多くは,桁端部のソールプレートと下フランジの溶接部を起点としている<sup>1)</sup>。溶接止端部から疲労き裂が発生した場合,下フランジを貫通して腹板まで達する事例が散見されている。特に,腹板を貫通して脆性破壊により破断した事例が海外で報告されており,鋼 I 桁橋の安全性を確保する観点から,疲労き裂の進展性に着目した実験的な研究や有限要素法などの数値解析を用いた研究が実施され,破壊力学の手法を用いて,き裂が進展しても脆性破壊に至る可能性が低いという結果が報告されている<sup>2)</sup>。き裂が進展しても,脆性破壊に至らない場合,維持管理の観点から,緊急の対策は必要ないものと判断されるが,耐久性ではなく,耐荷性能の面から,問題となることも考えられる。そこで,本項では,鋼 I 桁橋の支承部付近に発生した疲労き裂がその進展に伴い残存耐荷性能にどのような影響を与えるかを有限要素法に基づく弾塑性 有限変位解析を通して,数値解析的に検討し,その影響を定量化しようとするものである。

### (2) 解析条件

解析モデルの形状・寸法は、図-3.4.5.1 のとおりであり、上下フランジと腹板の板厚は 9mm, 垂直補剛材の板厚は 16mm とした 2)。同図は、併せて、要素分割図を示す。要素寸法はソフトウ ェアの制約から 40mm とした。橋軸方向を x 軸とし、鉛直上向きを z 軸、直交する面外方向を y 軸とした。境界条件は、支点Aはヒンジ支承、支点Bがローラー支承として取り扱った。荷重は 等分布荷重を上フランジ中央の x 軸方向のラインに沿って載荷した。なお、横倒れ座屈が発生し ないようにするため、支点A、B直上の垂直補剛材の両自由端の面外変形を拘束し、鉛直方向に 滑動する条件を付与した。なお、支点上の垂直補剛材は、対傾構や横桁で弾性拘束されているも のとすべきであり、その影響は無視できないが、ここでは、簡便のため、このように取り扱った。

解析事例として、き裂のない無損傷の桁(Type 0)、垂直補剛材の中心から橋軸(x軸)方向に 130mmの位置(ソールプレートと下フランジの溶接部)において、下フランジを貫通し、腹板直 上に 40mm まで疲労き裂が進展した桁(Type 1:便宜上、き裂長さ 40mm)、40mmの位置から x 軸方向に-40mm, z 軸方向に 80mm まで疲労き裂が進展した桁(Type 2:き裂長さ 120mm)、さら に同位置から x 軸方向に-40mm, z 軸方向に 80mm まで疲労き裂が進展した桁(Type 3:き裂長さ 200mm)の4タイプを取り上げ、弾塑性有限変位解析を実施することにより、き裂長さが残存耐 荷性能に及ぼす影響を検討することとした(図-3.4.5.2 参照)。解析には、8節点アイソパラメ トリック・シェル要素を使用し、降伏条件には von Misesの降伏条件式を用いた。また、材料は SM490 材とし、多直線(七直線)近似した真応カー真ひずみの関係を用いた(降伏点には道路橋 示方書に規定されている基準降伏点の値、引張強度については JIS G 3106の下限値を用いた<sup>3)</sup>が、 詳細は省略する)。なお、初期不整は考慮していない。



図-3.4.5.1 解析モデルの形状・寸法と要素分割



図-3.4.5.2 解析事例 (Type 1: き裂長さ 40mm, Type 2: き裂長さ 120mm, Type 3: き裂長さ 200mm)

## (3) 解析結果

面外方向への座屈の可能性が最も高い,き裂長さ200mmのType3について,最大荷重時および終局状態における橋軸(x軸)方向応力, x-z面のせん断応力,相当応力,相当塑性ひずみの等値図を以下に示す。



図-3.4.5.3 最大荷重時および終局状態における橋軸方向応力の分布図(単位: Pa)

橋軸方向応力の分布図を図-3.4.5.3 に示す。最大荷重時および終局状態の何れもき裂の周辺で は高い応力状態を示さない。圧縮フランジ側では、最大荷重時に降伏点を超えるより高い値を示 し、応力分布はフランジの左右で逆対象となっている。終局状態では、曲げねじれ座屈により真 応力で引張強度を超える非常に高い応力が発生し、終局限界状態となっている(後述の荷重-変 位曲線を参照されたい)。



図-3.4.5.4 最大荷重時および終局状態における x - z 面せん断応力の分布図(単位: Pa)

x - z面せん断応力の分布図を図-3.4.5.4 に示す。き裂先端直上において、最大荷重時では、 せん断降伏応力(182MPa)を超える高いせん断応力が発生しているが、終局状態では、除荷が生 じ、せん断応力は低下している。一方、上フランジ側と直下の腹板において、最大荷重時には高 い値を示さないが、終局状態では、せん断降伏応力を超える領域が見られ、高い値を示している。 しかしながら、何れの状態でも、また、何れの側においても、x - z面のせん断応力が破壊強度 まで達することはない。また、せん断による座屈が発生する可能性も少ないと言える(後述の面 外方向の変形量からも同様の結論に至っている)。

図-3.4.5.5 は相当(ミーゼス)応力の分布図を示す。相当応力でも、最大荷重時には、き裂直 上で降伏点を大きく超える応力が発生しているが、終局状態には、曲げねじれ変形に伴い圧縮フ ランジ側で引張強度に近い応力が発生し、き裂直上では、除荷により応力が大きく低下している。 この結果からも、せん断座屈が発生する可能性は、まげねじれ座屈が発生する可能性よりも低い ものと判断できる(但し、初期不整の値によっては、最大荷重時前にせん断座屈が発生する可能 性はあり、十分な検討が必要と思われる)。

図-3.4.5.6 は相当塑性ひずみの分布図を示す。最大荷重時では、ひずみ集中がき裂周辺に限定 されたため、き裂直上付近のみ高い値(き裂先端では、一様伸びの半分近い値となっている。な お、SM490の一様伸びは20%前後である)を示しているが、終局状態では、圧縮フランジ側が曲 げねじれによる高いひずみを発生し、一様伸びを超えた値となっている。

以上のように、本解析事例では、せん断による大きな変形は生じず、圧縮フランジ側の曲げね じれ変形が支配因子となり、種々の応力、ひずみや耐荷力を規定しているものと思われる。



図-3.4.5.5 最大荷重時および終局状態における相当応力の分布図(単位: Pa)



図-3.4.5.6 最大荷重時および終局状態における相当塑性ひずみの分布図

#### (4) 残存耐荷性能

疲労損傷を有する鋼 I 桁橋の残存耐荷性能を評価する指標として、最大荷重  $P_{max}$ (あるいは残存耐荷力)、エネルギー吸収能  $E_u$ や塑性変形能力( $\delta/\delta_y$ )があるが、本研究では、直接、荷重 P 一変位  $\delta$  曲線から残存耐荷性能を判断するものとする。特に、き裂の進展により、残存耐荷性能がどのように変化するか検討するものとする。



図-3.4.5.7 鋼I桁の荷重P-変位δ曲線 図-3.4.5.8鋼I桁の荷重と面外方向変位との関係

鋼 I 桁の載荷荷重 P(荷重は等分布荷重で与えたため,鉛直(z軸)方向の支点反力の総和を Pとした。)とスパン中央の鉛直方向変位 δ との関係を図-3.4.5.7 に示す。無損傷の桁と比較す ると、き裂長さの増加とともに、残存耐荷力 P<sub>max</sub> は大きな差異が見られないが、塑性変形能力を 表す鉛直方向変位 δ は大きく低下している。ここで、Type 2 (き裂 120mm)と Type 3 (き裂 200mm) では逆転しており、その理由を検討する必要がある。つぎに、き裂先端の節点における面外方向 変位は、最大荷重 P<sub>max</sub> 以降、僅かではあるが変位を生じている。き裂の増加に伴い、非線形座屈 を生じる場合、面外方向に大きな変位が発生するはずであるが、図-3.4.5.8 のように非常に小さ いので、その可能性はほとんどないと言える。したがって、ソールプレートと下フランジの溶接 部から疲労き裂が発生・進展しても、面外方向に大きく変位し、非線形座屈が生じる可能性は、 本研究の範囲内ではないと判断できる。なお、この結果は、前述の結果とも対応する。

図-3.4.5.7 において Type 2 と Type 3 の関係が妥当であると判断し難い。何らかの影響が入っ ているものと考えられる。そこで、図-3.4.5.9 に示すき裂の後方の下フランジ下面の相対変位Δ に着目して、荷重の増加に伴う下フランジの相対変位Δの変化を図-3.4.5.10 に示す。荷重の増 加とともに、相対変位Δの値は大きくなり、特に、Type 3 が顕著である。この相対変位Δにより 鉛直下向きに変位が発生し、図-3.4.5.7 の変位δは、この値を含むものと考えられる。Δにより、 応力やひずみが発生することはないので、塑性変形能力δには含むべきでない剛体変位と考えら れる。

そこで、Δを剛体変位と考え、その影響を幾何学的関係から、除去したものが図-3.4.5.11 で ある。改めて検討すると、P-δ曲線は最大荷重を過ぎると、急激に荷重が低下し、また、変位 も若干ではあるが、低下した後、比較的安定な状態を保持する。



図-3.4.5.9 下フランジの相対変位 Δ



図-3.4.5.10 荷重の増加に伴う相対変位∆の変化

いわゆる,曲げねじれ座屈(非線形座屈)を 生じ,最大荷重点が分岐座屈点となっている。 最大荷重を残存耐荷力とすると,Type0の無 損傷の桁と比較して,Type1~Type3は何れ も若干ではあるが,残存耐荷力が増加し,3 タイプの間ではほとんど差異が見られない。

つぎに、 $\delta$ を塑性変形能力と定義すると、 Type 1~Type 3 の順に、すなわち、き裂の増加に伴い、塑性変形能力 $\delta$ は大きく低下していると判断される。き裂を起点とした座屈が発生する訳ではないので、き裂の増加に伴い、 $\delta$ が低下する理由は明らかでない。き裂の増加に伴い、き裂先端直上の上フランジの圧縮変形、さらには、垂直補剛材と交差する上フランジの引張変形がその一因と考えられるが、この点については、今後の課題としたい。



図-3.4.5.11 鋼 I 桁の荷重 P - 鉛直方向変位δ曲線(き裂の進展に伴う残存耐荷性能の変化)

以上の結果を総合的に勘案して,ソールプレートと下フランジの溶接部を起点とした疲労き裂 が,下フランジを貫通して,腹板から40mm,120mm,200mm 進展したとしても,き裂を起点と した座屈は生じることはない。また,無損傷の桁と同等の残存耐荷力を保有する。但し,塑性変 形能力はき裂の増加とともに大きく低下する。何れにしても,この種の疲労き裂が発生しても, 脆性破壊の危険性は,き裂発生の初期の段階のみであり,き裂が進展しても,通常,十分な残存 耐荷性能を保有するため,維持管理上,早期の対応は必要ないものと思われる。

#### (5) まとめ

鋼 I 桁橋の疲労損傷の事例として,桁端部のソールプレートと下フランジの溶接部を起点とし, 下フランジを貫通して腹板まで達する事例が多数報告されている。それを受け,疲労き裂の進展 に伴い,腹板を貫通して脆性破壊により破断・崩壊する危険性を回避する目的で,疲労き裂の進 展性に着目した実験的な研究や有限要素法などの数値解析を用いた研究が行われ, 脆性破壊に至 る可能性が低いという結果が報告されている。しかしながら,疲労き裂を有する鋼 I 桁橋の残存 耐荷性能に関する研究は,端を発したばかりであり,比較的短いき裂に対する耐荷性能を調べた 研究が見受けられるものの,長いき裂を有する鋼 I 桁橋の残存耐荷性能を調べた研究はほとんど ない。そこで,本研究では,鋼 I 桁橋の支承部付近のソールプレートと下フランジの溶接部に発 生した疲労き裂がその進展に伴い残存耐荷性能にどのような影響を与えるか,定量化することを 主な目的として,有限要素法に基づく弾塑性有限変位解析を実施した。その結果を要約すると次 のとおりである。

(1) 鋼 I 桁の残存耐荷力は、き裂の増加の影響を受けず、無損傷の桁の耐荷力と同等である。

(2)き裂が進展しても、き裂を起点とした座屈が発生する可能性はほとんどない。今回、腹板高さの1/3までの疲労き裂を対象としており、実用上問題ない。但し、維持管理の側面から、別途、検討すべきである。

(3) き裂の進展に伴い,塑性変形能力は低下する。例えば,き裂長さが200mmの事例では,無 損傷の桁の塑性変形能力の半分ほどの値となっている。

(4) 塑性変形能力の評価には、き裂後方の相対変位の影響を剛体変位として除去する必要が ある。

当初,き裂の進展に伴い,残存耐荷性能が大きく低下する可能性があるのではないか,という 考えの下,鋼I桁を対象として,有限要素法を用いた弾塑性有限変位解析により,き裂の進展が 桁の残存耐荷性能に及ぼす影響を調べたが,文献2)の脆性破壊への危惧と同様に,本研究の範囲 内では,問題となることがなかった。3.4.4項では,鋼二主桁のスパン中央の下フランジから腹板 の半分にまで達する疲労き裂に対しても,同様の視点から,脆性破壊の可能性や十分な残存耐荷 性能を保有するか否かの問題を取り上げ,数値解析を実施したが,今回と同様な結論を得た。鋼 I桁は,リダンダンシーの観点から問題があるという指摘を受けているが,いずれの事例も,そ の指摘は妥当でないという結論となった。当然,異論があるものと予想されるので,今後も,鋼 I桁のリダンダンシー(残存耐荷性能)については,色々な側面から検討を行いたい。

【3.4.5節 参考文献】

- 1) 西川和廣,村越潤,佐々木靖雄:鋼桁ソールプレート溶接部の疲労に関する検討-模型桁の 疲労試験-,土木技術資料, No.36-3, pp.40-45, 1994.
- 2) 日本鋼構造協会:疲労損傷を受けた鋼橋の耐久性評価および耐久性向上技術, JSSC テクニカ ルレポート No.84, I-72~I-74, 2009.9
- 3) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説(I共通編,Ⅱ鋼橋編), pp.117-124, pp.131-144, 2012.3

# 3.5 鋼アーチ橋

## 3.5.1 対象橋梁の概要

鋼アーチ橋に対するリダンダンシー評価のケーススタディとし、鋼上路式アーチ橋を対象に、 線形リダンダンシー解析を実施する。

対象とする橋梁は、JSSC テクニカルレポート<sup>1)</sup>でも解析対象としていて各種緒元が整理されているアーチ橋を使用する。

橋梁形式	鋼上路式アーチ橋		
橋長	173m(アーチ支間長 114m, アーチライズ 16.87m)		
幅員構成	全幅 8.2m, 車道幅 7.0m		
舗装形式	アスファルト舗装,舗装厚=70mm		
床版形式	鉄筋コンクリート床版,床版厚=220mm, σ ck=30N/mm2		
使用鋼材	SMA490Y, SMA490, SMA400		

表-3.5.1 対象橋梁の設計条件



図-3.5.1 骨組寸法



図-3.5.2 各部材断面及び材質

# 3.5.2 解析モデル

# (1) モデル化方法

主部材(補剛桁,横桁,縦桁,アーチリブ,支柱,アーチ支材,支柱支材)と2次部材(上横 構,アーチ下横構,支柱対傾構)を梁要素でモデル化する。

床版硬化後の床版剛性もモデルに考慮する事とし,床版をシェル要素でモデル化し,補剛桁と 縦桁に併進剛体バネ(回転自由)で結合する。



図-3.5.3 解析モデル

# (2) 荷重条件

荷重は常時(死荷重と活荷重)を考える。床版硬化前の死荷重(床版,地覆)は,補剛桁上に 線分布荷重で載荷し,床版硬化後の死荷重(舗装,高欄)と活荷重は,床版面上に面分布荷重で 載荷する。鋼重は床版硬化前の状態に対し,各部材に線分布荷重で載荷する。



図-3.5.4 荷重条件図

解析プログラムは Femap with NX Nastran v11.0J,シーメンスソフトウェア社を使用する。

# 3.5.3 損傷検討ケース

鋼上路式アーチ橋で損傷事例の多い,補剛桁と支柱の接合部と,アーチリブと支柱の接合部の 損傷を想定する。対象橋梁は橋軸方向及び幅員方向に対称な構造なので,G2側のV1支柱からV5 支柱までの上下端全10ヶ所について,損傷発生後の挙動を線形リダンダンシー解析で比較する。

着目位置	損傷前	支柱上端損傷	支柱下端損傷
V1 支柱	CASE1	CASE1-1	CASE1-2
V2 支柱	CASE2	CASE2-1	CASE2-2
V3 支柱	CASE3	CASE3-1	CASE3-2
V4 支柱	CASE4	CASE4-1	CASE4-2
V5 支柱	CASE5	CASE5-1	CASE5-2

表-3.5.2 損傷検討ケース



**図-3.5.5** 損傷想定箇所

活荷重の載荷位置は,損傷を想定する箇所の支柱の圧縮軸力が最大になる位置とし,損傷前の 健全状態の解析モデルで各支柱軸力の影響線を算出した上で載荷範囲を決定する。

活荷重は B 活荷重の L 荷重(2 種類の等分布荷重 pl と p2)とし、衝撃係数を乗じた荷重強度 を載荷する。主載荷荷重の幅員方向載荷位置は、G2 側地覆内側から G1 側に 5.5m とし、残りの 範囲 G1 側地覆内側までに従載荷荷重を載荷する。p1 荷重の橋軸方向載荷位置は、着目する支柱 を中心に 10m 範囲、p2 荷重の橋軸方向載荷位置は、支柱圧縮軸力の影響線範囲とする。



図-3.5.6 活荷重の荷重強度と載荷範囲

下図に各ケースの活荷重載荷範囲を示す。CASE3(V3支柱着目)からCASE5(V5支柱着目)の支間中央部の支柱に着目ケースについては、支柱圧縮軸力の影響線より、P1端支柱からP2端 支柱までの中央径間に満載となる。



図-3.5.7 各ケースの活荷重載荷範囲

損傷状態の解析では,損傷想定箇所の部材を解析モデルから撤去し,撤去した部材の断面力(死 荷重+活荷重)を解放力として載荷する。

上端	FX	FY	FZ	RX	RY	RZ
	( kN )	( kN )	( kN )	( kN•m )	( kN•m )	( kN•m )
CASE1-1	-11.8	-23.9	-569.9	-32.8	87.9	0.2
CASE1-2	-11.8	-2.1	-559.5	7.8	-76.4	0.4
CASE2-1	-16.2	-4.3	-574.8	-12.2	84.7	0.0
CASE2-2	-16.2	-1.3	-560.3	5.9	-64.8	0.0
CASE3-1	-14.4	-7.2	-662.2	-12.4	48.8	0.0
CASE3-2	-14.4	-2.0	-666.8	5.1	-28.2	0.0
CASE4-1	-28.2	-4.5	-632.5	-9.2	58.8	-0.1
CASE4-2	-28.1	-4.0	-634.9	5.6	-37.1	-0.1
CASE5-1	-327.4	-43.1	-615.0	-67.6	428.3	-1.5
CASE5-2	-327.4	-43.1	-619.1	17.1	-214.7	-1.5

表-3.5.3 各ケースの解放力

下端	FX	FY	FZ	RX	RY	RZ
	( kN )	( kN )	( kN )	( kN•m )	( kN•m )	( kN•m )
CASE1-1	11.8	23.9	571.4	1.7	-72.6	-0.2
CASE1-2	11.8	2.1	560.8	-10.3	89.9	-0.4
CASE2-1	16.2	4.3	576.0	6.6	-63.7	0.0
CASE2-2	16.2	1.3	561.4	-7.4	83.2	0.0
CASE3-1	14.4	7.2	663.2	4.5	-33.0	0.0
CASE3-2	14.4	2.0	668.1	-7.9	48.5	0.0
CASE4-1	28.2	4.5	633.3	4.3	-27.8	0.1
CASE4-2	28.1	4.0	635.5	-8.6	58.8	0.1
CASE5-1	327.4	43.1	616.4	39.3	-213.9	1.5
CASE5-2	327.4	43.1	620.5	-45.4	429.1	1.5

# 3.5.4 解析結果

## (1) 変形形状の比較

各ケースの変形形状を損傷前と損傷後で比較する。死荷重による変形分は製作キャンバーに見 込んでいる為,変動荷重分(損傷前は活荷重,損傷後は活荷重+解放力)を比較する。

損傷前後の比較結果では,全般的にアーチリブの鉛直変位には大きな変化は無く,補剛桁と床 版の鉛直変位が損傷後に増加する傾向となっている。

各ケース間で比較すると、V3 支柱の損傷時が最も影響が大きく、上端側損傷時が最大で 8.68mm, 下端側損傷時が最大で 8.84mm 増加した。

	支柱上端損傷時	支柱下端損傷時		
	CASE*-1	CASE*-2		
CASE1	- 42.53mm	- 42.98 mm		
V1 支柱損傷時	(-1.27 mm 増)	(-1.72 mm 増)		
CASE2	- 49.00 mm	- 47.75 mm		
V2 支柱損傷時	(-7.58 mm 増)	(-6.33 mm 増)		
CASE3	- 61.70 mm	- 61.86 mm		
V3 支柱損傷時	(-8.68 mm 増)	(-8.84 mm 増)		
CASE4	- 58.55 mm	- 58.70 mm		
V4 支柱損傷時	(-7.56 mm 増)	(-7.71 mm 増)		
CASE5	- 47.05 mm	- 47.08 mm		
V5 支柱損傷時	(-4.96 mm 増)	(-4.99 mm 増)		

表-3.5.4 各ケースの最大鉛直たわみ



図-3.5.8 変形形状 CASE1 (V1 支柱着目)



図-3.5.9 変形形状 CASE2 (V2 支柱着目)



図-3.5.10 変形形状 CASE3 (V3 支柱着目)



図-3.5.11 変形形状 CASE4 (V4 支柱着目)



図-3.5.12 変形形状 CASE5 (V5 支柱着目)
### (2) 部材耐力照查

損傷後の各部材耐力を確認する。アーチリブと支柱,支柱支材は,軸力と曲げモーメントを同時に受ける部材として,道示II4.3式(3.5.1),式(3.5.2)の安定照査における許容応力度を降伏応力度として算出した式で評価する。

引張: 
$$-\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bay}}{\sigma_{bagy}} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bac}} \le 1$$
 式(3.5.1)

圧縮: 
$$\frac{\sigma_{\sigma}}{\sigma_{eas}} + \frac{\sigma_{boy}}{\sigma_{bagy} \left(1 - \frac{\sigma_{c}}{\sigma_{eas}}\right)} + \frac{\sigma_{bos}}{\sigma_{bas} \left(1 - \frac{\sigma_{c}}{\sigma_{eas}}\right)} \le 1$$
 式(3.5.2)

全般的に,損傷を想定した G2 側主構面の反対側主構面の支柱と支柱支材,損傷想定した支柱 の両隣の支柱で部材耐力が厳しくなる結果となった。反対側主構面では,損傷想定箇所の上下の 違いに応じて,部材耐力が厳しくなる箇所も上下に推移するといった傾向があるが,両隣の支柱 では,損傷想定箇所の上下の違いによらず,同一箇所で部材耐力が厳しくなる傾向となっている。

各ケース間で比較すると、V3 損傷時は、両隣の支柱付近のアーチリブも部材耐力超過するなど、耐力超過部材が広範囲にわたっており、損傷の影響が大きい結果となった。他方、V5 損傷時は、耐力超過部材が隣接支柱支材1部材のみで、損傷の影響が比較的小さい結果となった。

	支柱上端損傷時	支柱下端損傷時		
	CASE*-1	CASE*-2		
CASE1	7 部材	5 部材		
V1 支柱損傷時	(補剛桁 1,支柱 2,支柱支材 4)	(補剛桁1,支柱3,支柱支材1)		
CASE2	3 部材	5 部材		
V2 支柱損傷時	(支柱1,支柱支材2)	(アーチリブ1,支柱3,支柱支材1)		
CASE3	7 部材	7 部材		
V3 支柱損傷時	(アーチリブ 3,支柱 2,支柱支材 2)	(アーチリブ 3,支柱 2,支柱支材 2)		
CASE4	6 部材	6 部材		
V4 支柱損傷時	(アーチリブ 3,支柱 1,支柱支材 2)	(アーチリブ 3,支柱 1,支柱支材 2)		
CASE5	1 部材	1 部材		
V5 支柱損傷時	(支柱支材 1)	(支柱支材 1)		

表-3.5.5 各ケースの耐力超過部材数







**図-3.5.15** 部材耐力照查 CASE3 (V3 支柱着目)





図-3.5.17 部材耐力照查 CASE5 (V5 支柱着目)

# (3) 床版発生応力度

損傷前後の床版発生応力度を比較する。発生応力度は床版上面側の橋軸方向垂直応力度(主桁 作用方向)で評価する。

各ケース,引張応力は4.0N/mm2程度,圧縮応力は5.0N/mm2程度で,床版を損傷するような発 生応力は発生していない。

	支柱上端損傷時	支柱下端損傷時
	CASE*-1	CASE*-2
CASE1	引張最大 = 4.0 N/mm <sup>2</sup>	引張最大 = 3.9 N/mm <sup>2</sup>
V1 支柱損傷時	圧縮最大 = -3.1 N/mm <sup>2</sup>	圧縮最大 = -2.4 N/mm <sup>2</sup>
CASE2	引張最大 = 3.4 N/mm <sup>2</sup>	引張最大 = 3.4 N/mm <sup>2</sup>
V2 支柱損傷時	圧縮最大 = -4.7 N/mm <sup>2</sup>	圧縮最大 = -4.1 N/mm <sup>2</sup>
CASE3	引張最大 = 3.4 N/mm <sup>2</sup>	引張最大 = 3.4 N/mm <sup>2</sup>
V3 支柱損傷時	圧縮最大 = -5.3 N/mm <sup>2</sup>	圧縮最大 = -5.4 N/mm <sup>2</sup>
CASE4	引張最大 = 3.1 N/mm <sup>2</sup>	引張最大 = 3.1 N/mm <sup>2</sup>
V4 支柱損傷時	圧縮最大 = -5.0 N/mm <sup>2</sup>	圧縮最大 = -5.0 N/mm <sup>2</sup>
CASE5	引張最大 = 2.7 N/mm <sup>2</sup>	引張最大 = 2.7 N/mm <sup>2</sup>
V5 支柱損傷時	圧縮最大 = -3.0 N/mm <sup>2</sup>	圧縮最大 = -3.0 N/mm <sup>2</sup>

表-3.5.6 各ケースの床版発生応力度



図-3.5.18 床版上面応力分布 CASE1 (V1 支柱着目)



図-3.5.19 床版上面応力分布 CASE2 (V2 支柱着目)



図-3.5.20 床版上面応力分布 CASE3 (V3 支柱着目)



図-3.5.21 床版上面応力分布 CASE4 (V4 支柱着目)



図-3.5.22 床版上面応力分布 CASE5 (V5 支柱着目)

## 3.5.5 活荷重 50%載荷時解析結果

損傷の影響が最も大きいかった V3 支柱損傷時(CASE3-1, CASE3-2) について,活荷重強度を 50%に低減した解析を実施し,100%の活荷重強度の結果と比較する。



図-3.5.23 V3 支柱損傷時の活荷重強度と載荷範囲(活荷重 50%載荷)

[' <del>' 'th</del> i	FX	FY	FZ	RX	RY	RZ
上地向	( kN )	( kN )	( kN )	( kN•m )	( kN•m )	( kN•m )
CASE3-1	-10.6	-8.8	-517.4	-13.7	35.9	0.2
CASE3-2	-10.6	-2.1	-522.2	5.8	-20.7	0.2

表-3.5.7 V3 支柱損傷時の解放力(活荷重 50%載荷)

下出	FX	FY	FZ	RX	RY	RZ
、 µ而	( kN )	( kN )	( kN )	( kN•m )	( kN•m )	( kN•m )
CASE3-1	10.6	8.8	518.5	3.9	-24.3	-0.2
CASE3-2	10.6	2.1	523.6	-8.8	35.7	-0.2

# (1) 変形形状の比較

変形形状は死荷重を含めない変動荷重でのみ評価する為,損傷前の活荷重 50%載荷では,最大 鉛直たわみの 50%程度となったが,損傷後の活荷重 50%載荷の鉛直たわみ増分量は,活荷重 100% 載荷の 80%程度まで増加する結果となった。

	活荷重 100%載荷	活荷重 50%載荷	
CASE3	52.02	2(21	
損傷前	- 33.02 mm	- 20.21 mm	
CASE3-1	- 61.70 mm	- 33.27 mm	
支柱上端損傷時	(- 8.68 mm 増)	(- 7.06 mm 増)	
CASE3-2	- 61.86 mm	- 33.42 mm	
支柱下端損傷時	(- 8.84 mm 増)	(- 7.21 mm 増)	

表-3.5.8 V3 支柱損傷時の最大鉛直たわみ



図-3.5.24 変形形状 CASE3 (V3 支柱損傷前)



# 図-3.5.25 変形形状 CASE3-1 (V3 支柱上端着目)



図-3.5.26 変形形状 CASE3-2 (V3 支柱下端着目)

# (2) 部材耐力照查

活荷重 50%載荷の部材耐力照査結果では、耐力超過する部材数が大幅に減少し、上端損傷時、下端損傷時とも反対側主構面と接続する支柱支材1部材のみ超過する結果となった。

	活荷重 100%載荷	活荷重 50%載荷
CASE3-1	7 部材	1部材
支柱上端損傷時	(アーチリブ 3,支柱 2,支柱支材 2)	(支柱支材 1)
CASE3-2	7 部材	1 部材
支柱下端損傷時	(アーチリブ 3,支柱 2,支柱支材 2)	(支柱支材 1)

表-3.5.9 V3 支柱損傷時の耐力超過部材数





# (3) 床版発生応力度

活荷重 50%載荷の発生応力度については,引張応力最大値こそ活荷重 100%載荷とほぼ同じ値と なったが,その発生箇所は P1 端支柱上に限定的で,床版全体に分布する発生応力は大幅に減少す る結果となった。

	活荷重 100%載荷	活荷重 50%載荷
CASE3	引張最大 = 3.4 N/mm <sup>2</sup>	引張最大 = 3.5 N/mm <sup>2</sup>
損傷前	圧縮最大 = -3.4 N/mm <sup>2</sup>	圧縮最大 = -2.7 N/mm <sup>2</sup>
CASE3-1	引張最大 = 3.4 N/mm <sup>2</sup>	引張最大 = 3.5 N/mm <sup>2</sup>
支柱上端損傷時	圧縮最大 = -5.3 N/mm <sup>2</sup>	圧縮最大 = -2.9 N/mm <sup>2</sup>
CASE3-2	引張最大 = 3.4 N/mm <sup>2</sup>	引張最大 = 3.5 N/mm <sup>2</sup>
支柱下端損傷時	圧縮最大 = -5.4 N/mm <sup>2</sup>	圧縮最大 = -3.0 N/mm <sup>2</sup>

表-3.5.10 V3 支柱損傷時の床版発生応力度



図-3.5.29 床版上面応力分布 CASE3 (V3 支柱損傷前)



図-3.5.30 床版上面応力分布 CASE3-1 (V3 支柱上端着目)



図-3.5.31 床版上面応力分布 CASE3-2 (V3 支柱下端着目)

【3.5節 参考文献】

- 1) ファイバーモデルを用いた鋼橋の動的耐震解析の現状と信頼性向上, JSSC テクニカルレポート NO.93, 2011.2.
- 2) 道路橋示方書·同解説 Ⅰ共通編 Ⅱ鋼橋編,(社)日本道路協会, 2012.3

# 3.6 鋼トラス橋の動的リダンダンシー解析

### 3.6.1 はじめに

#### (1) 概要

ここでは鋼トラス橋を対象として,ファイバー要素を用いた動的特性を考慮するリダンダンシー解析を行う。静的リダンダンシー解析<sup>1)</sup>による FCM の特定は,その解の安定性から,リダンダンシーの高い構造設計への利用が期待できる。しかしながら,静的リダンダンシー解析は,部材破断時の衝撃を URS レポート<sup>2)</sup>のような衝撃係数 *i<sub>F</sub>*を用いた静的な荷重での解析であるため,実現象に近い動的特性の評価に課題が残る。そこで,部材破断時の衝撃や破断部材周囲への荷重再分配の影響などを動的に取り扱う連鎖崩壊型動的リダンダンシー解析を実施する。

部材が破断する要因として 3.2 のようなシナリオが考えられ、トラス橋の場合は部材破断原因 によって破断速度が変化すると考えられる。たとえば腐食劣化等で部材破断する場合は破断速度 は比較的ゆっくり(破断時の衝撃力は小)で,脆性的に部材破断する場合は一瞬で応力が解放さ れ、そのときの衝撃力は他の破断原因よりも大きいと考えられる。そこで、本検討では、より危 険側の評価になると考えられる脆性的な部材破断を対象とし、破断速度の影響については議論し ないものとする。

本検討では文献 3)で提案されている橋梁全体系モデルを用いた動的リダンダンシー解析手法を 採用した。これは、構造系から破断想定部材(最初に破断する引張部材のこと。以下、トリガー 部材と称す)消去後の不釣合い力によって部材破断時の衝撃力が生じ、周辺部材への荷重再分配 による応力集中部材が破壊(部材破壊判定値を超過する部材を消去)していくことにより連鎖的 な部材破壊を評価するものである。解析手法について詳しくは 3.6.3 を参照されたい。ここで、 引張部材の脆性的な破断時には、高速に部材両端方向に伝播する縦波によって生じる一次衝撃と、 その後に構造系がつり合い状態に移行するときに生じる二次衝撃が発生する。採用した動的リダ ンダンシー手法 <sup>3)</sup>による衝撃力は二次衝撃のことであり、一次衝撃については考慮されない。文 献 3)、4)で報告されているように、一次衝撃は二次衝撃に比べて応力の動的増幅が小さく、二次 衝撃との連成の影響もないことから、解析結果に影響はないと考えられる。

## (2) 対象橋梁の概要

対象とした橋梁は,斜材の破断事例が報告されている木曽川大橋(図-3.6.1,図-3.6.2,表 -3.6.1)であり,現在,補修・補強工事が完了している。解析対象は,12連単純平行弦下路ワー レントラス橋(橋長 858.46 m)の内,破断した斜材がある上り線第1径間とするが,モデル化は 建設当時のものとする。



**図-3.6.1** 対象橋梁一般図



図-3.6.2 対象橋梁上部工断面図

表-3.6.1 対象橋梁諸元

■橋梁形式	単純下路トラス
■設 計 年 次	昭和35年(西暦1960年)
■支 間 長	70.630m
■主 構 高	10.000m
■主 構 間 隔	8.600m
■支 承 条 件	固定·可動支承
■設計活荷重	TL-20
■使 用 鋼 材	SS400, SM490
■床 版	鉄筋コンクリート床版
	床版厚 t=180mm
	コンクリート設計基準強度 σ <sub>ck</sub> =21 N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋材質 SR235

## 3.6.2 解析モデル

## (1) 使用要素

解析モデルを図-3.6.3に使用要素と合わせて示す。主構,横構および床組部材(縦桁,横桁) はファイバー要素,床版はシェル要素によりモデル化を行っている。上下弦材,斜材,縦桁は部 材座屈が表現できるように8分割程度に要素分割を行った。部材端部の接合は剛結合としている。 また,部材破断時の振動を精確に表現するため,部材の中間節点には質量を設けている。スラブ アンカーは文献1)のように、1本当りK=659 kN/mmの線形バネ要素を用いてモデル化した。鋼製 支承は破壊しないものとし、並進成分にK=1.0x10<sup>7</sup> kN/mのばね定数をもつ線形バネ要素でモデル 化した。



# (2) 鋼材

トラス部材は図-3.6.4に示すようにファイバー要素でモデル化した。表-3.6.2に、トラス部材の断面構成を整理する。



反称	断面	立7.65	断面	断面積	十十万万	;	構成板要素	
有你	番号	<u>」</u> 」(11日) 「11日] 「11日] 「11日]	形状	$A(m^2)$	17月	U.flg	L.flg	web
	1	U1-U3		0.0177	SM490	1-450x11	1-360x11	2-400x11
上弦材	2	U3-U5		0.0298	SM490	1-450x19	1-360x19	2-400x18
	3	U5-U7		0.0355	SM490	1-450x25	1-360x25	2-400x19
	4	L0-L2		0.0138	SS400	1-360x9	1-450x9	2-360x9
下达材	5	L2-L4		0.0164	SM490	1-360x11	1-450x10	2-360x11
1 7249	6	L4-L6		0.0227	SM490	1-360x16	1-450x12	2-360x16
	7	L6-L6'		0.0247	SM490	1-360x19	1-450x14	2-360x16
端柱	8	L0-U1		0.0225	SM490	1-450x13	1-360x13	2-400x15
	9	U1-L2		0.0140	SM490	1-370x10	1-370x10	2-328x10
	10	L2-U3		0.0173	SM490	1-360x12	1-360x12	2-334x13
会はオ	11	U3-L4	I	0.0095	SM490	1-300x11	1-300x11	1-326x9
示于小门	12	L4-U5		0.0128	SS400	1-300x10	1-300x10	2-338x10
	13	U5-L6	I	0.0080	SS400	1-250x10	1-250x10	1-332x9
	14	L6-U7		0.0103	SS400	1-230x9	1-230x9	2-340x9
	15	Ι	I	0.0173	SM490	1-200x10	1-200x9	2-750x9
側縦桁	16	П	I	0.0195	SM490	1-200x17	1-200x13	2-750x9
	17	Ш	I	0.0191	SM490	1-200x14	1-200x14	2-750x9
	18	IV	I	0.0187	SM490	1-200x15	1-200x11	2-750x9
内縦桁	19	V	I	0.0217	SM490	1-200x22	1-200x19	2-750x9
	20	VI	I	0.0203	SM490	1-200x17	1-200x17	2-750x9
端横桁	21	-	I	0.0272	SM490	1-260x16	1-230x14	2-1100x9
中間横桁	22	-	I	0.0317	SM490	1-300x22	1-280x19	2-1100x9
上横構	23	-	I	0.0058	SS400	1-180x8	1-180x8	2-180x8
支材	24	-	I	0.0054	SS400	1-160x8	1-160x8	2-180x8
下楼楼	25	_		0.0066	SS400		1-300x11	1-150x22
11111月11月	26	_		0.0058	SS400	_	1-180x12	1-150x24
橋門構	27	-	口	0.0207	SS400	1-397x10	1-397x10	2-800x8

**表−3.6.2** トラス部材の断面構成

鋼材ファイバー要素の材料構成則は道路橋示方書Vの応力-ひずみ関係を用いる。ここに、上 下弦材などの主構は移動硬化則(図-3.6.5(a))とし、横構、支材等の2次部材は過度に履歴減衰 を考慮しないように非線形弾性(図-3.6.5(b))とした。動的リダンダンシー解析における部材破 断後の振動による弾塑性履歴の影響は小さいと考えられるが、順次破断していく過程での荷重再 分配による交番応力を見越してこのようなモデル化としている。



ここで,文献 5), 6)を参考にして鋼材の局部座屈による座屈強度の低減効果を,材料構成則に 考慮するものとした。

一般に、座屈設計では図-3.6.6に示すように、座屈現象を便宜的に局部座屈と全体座屈に分け て考慮している。ここで、全体座屈は初期不整など適切なモデル化をした場合には有限変位解析 によって自動で考慮することができるが、局部座屈においては梁要素でモデル化する限りは解析 に考慮することはできない。対処の方法としては、照査時に局部座屈の照査を行って判定する方 法と、モデル化に局部座屈の影響を考慮して自動的に判定する方法が考えられる。非線形解析を する場合は、前者の照査時に判定を行うと最初の部材判定に対しては問題ないが、その部材が座 屈することによる周辺部材へ与える影響は考慮することができず、周辺部材に対して危険側の評 価を与える可能性がある。そこで、後者の解析的に自動で判定し、考慮する方法が望ましいと考 えられる。

本解析では局部座屈の影響をファイバーモデルに考慮するために、圧縮側の降伏応力度を局部 座屈強度に低減した材料構成則を設定する近似手法を用いた。局部座屈強度は道路橋示方書に示 される強度曲線から構成板要素別に算出して、各々のファイバー要素にそれぞれ設定する(図 -3.6.7)。材料構成則は断面を構成する板要素の局部座屈強度が全強(*σ<sub>cr</sub>/σ<sub>y</sub>=1.0*)の場合は通常の 2次勾配が *E*/100 のバイリニアモデルとなり,座屈強度低減域にある構成板要素の場合は座屈強度 *ζiσ<sub>v</sub>*を圧縮側の降伏点とする非対称バイリニアモデルとなる。



図-3.6.6 座屈設計と解析上の考慮の仕方



図-3.6.7 本解析における降伏応力度の低減方法

モデルの設定はこのようにファイバーでモデル化した構成板要素別に座屈強度を考慮(低減係数)するが、はり要素であることから降伏判定(発生ひずみ評価)においては短柱強度Q(断面全体の座屈強度)<sup>7)</sup>を用いる。短柱強度Qは構成板要素の局部座屈強度を断面積の重みを考慮して和を採った強度であり、部座屈座屈しない強度として、次式のように表される。

$$Q = \frac{\sigma_u}{\sigma_y} = \frac{\sum P_{ui}}{P_y} = \frac{\sum \varsigma_i \cdot \sigma_{yi} \cdot A_i}{\sum \sigma_{yi} \cdot A_i}$$
(3.6.1)



 $P_u \cong P_{uw} + 4P_{uf}$ 

短柱強度 7)

道路橋示方書IIの強度曲線より算出したトラス部材の構成板要素別局部座屈強度および短柱強度を表-3.6.3に示す。この表を元に作図した座屈強度コンターを図-3.6.8に示す。

友 手計	断面	断面 如位	断面	断面 幅厚比パラメータ			局部座屈強度(道示基準)			
名称	番号	前亚	形状	U.flg	L.flg	web	短柱	U.flg	L.flg	web
	1	U1-U3		0.683	0.683	0.744	0.95	1.00	1.00	0.90
上弦材	2	U3-U5	П	0.395	0.395	0.455	1.00	1.00	1.00	1.00
	3	U5-U7		0.301	0.301	0.431	1.00	1.00	1.00	1.00
	4	L0-L2	П	0.721	0.721	0.705	0.98	0.96	0.96	1.00
<u>⊤</u> ?+++	5	L2-L4	П	0.683	0.751	0.668	0.97	1.00	0.89	1.00
1 52 1/1	6	L4-L6	П	0.470	0.626	0.459	1.00	1.00	1.00	1.00
	7	L6-L6'	口	0.395	0.537	0.459	1.00	1.00	1.00	1.00
端柱	8	L0-U1		0.578	0.578	0.545	1.00	1.00	1.00	1.00
	9	U1-L2		0.647	0.647	0.685	1.00	1.00	1.00	1.00
	10	L2-U3		0.539	0.539	0.536	1.00	1.00	1.00	1.00
<i>k</i> 1 ++	11	U3-L4	I	0.847	0.847	0.756	0.75	0.70	0.70	0.87
754 11/1	12	L4-U5		0.469	0.469	0.609	1.00	1.00	1.00	1.00
	13	U5-L6	I	0.666	0.666	0.665	1.00	1.00	1.00	1.00
	14	L6-U7		0.381	0.381	0.681	1.00	1.00	1.00	1.00
上横構	23	_	I	0.595	0.595	0.406	1.00	1.00	1.00	1.00
支材	24	—	I	0.525	0.525	0.406	1.00	1.00	1.00	1.00
下楼楼	25	_	L	-	0.699	0.377	1.00	-	1.00	1.00
1 1 1 1 1 1 円 1 円	26	_	L L	-	0.360	0.346	1.00	-	1.00	1.00
橋門構	27	_		0.716	0.716	1.758	0.47	0.98	0.98	0.16

表-3.6.3 トラス部材の断面構成



図-3.6.8 局部座屈強度(道示基準)

## (3) コンクリート床版

コンクリート床版は非線形積層シェル要素でモデル化する。対象橋梁の床版は鉄筋コンクリート床版であるため図-3.6.9に示すような積層タイプのシェル要素とし、鋼とコンクリートからなる板構造としてモデル化を行う。図内鉄筋層は実際の鉄筋総断面積と等断面積となるような厚さとし、図-3.6.10の鉄筋の構成則を与える。



図-3.6.9 RC 床版向け積層タイプのシェル要素





コンクリートは文献 3)と同様に拡張 Drucker Prager を用いてひび割れ強度,引張強度も考慮する材料構成則を使用した。RC 床版諸量を表-3.6.4 に示す。

コンクリート床版厚 180 mm				
コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}$ = 21 N/mm <sup>2</sup>				
ヤング係数	$E_c = 23,500 \text{ N/mm}^2$			
内部摩擦角	φ=30°			
粘着力	$C = \sigma_{ck}/3 = 7.0 \text{ N/mm}^2$			
ポアソン比	v = 1/6  (0.167)			

表-3.6.4 RC 床版諸量

### 3.6.3 解析手法

### (1) 検討フロー

文献 3)を参考に,連鎖崩壊型の動的リダンダンシー解析(トリガー部材設定法)を実施する。 ここで,文献 3)のフローから改変したフローを図-3.6.11 に示す。文献 3)では常時の荷重倍率 α (D+L)を漸増させて破壊部材を連鎖的に削除していく手法であったが,ここでは部材の初期状 態における余裕量に関係のないような偶発的な脆性破壊を想定して,最初に破断する部材(トリ ガー部材)を想定し,破壊部材を消去していく手法を用いる。



図-3.6.11 連鎖崩壊型リダンダンシー解析(トリガー部材設定法)のフロー
## (2) 破壊部材判定方法

対象橋梁の部材名称と部材数を図-3.6.12,表-3.6.5 のように整理すると、部材数は 142 本で ある。動的リダンダンシーはこれらすべての部材の応答をモニタリングし、破壊判定となった部 材を消去していく。破壊判定には文献 3)に示されるひずみ照査として、ファイバー要素の引張ひ ずみが 3ε,に達した時か、圧縮側のひずみが短柱強度である Q を低減係数として乗じた 3Qe,に達 した時かのいずれか早い方とする(表-3.6.6)。この判定方法、判定値については 3.6.7(2)にお いて考察を行う。



部位	記号	色分け	部材数
上弦材	U(LR)		12
下弦材	L(LR)		14
斜材,端柱	S(LR)		28
上横構	A(LR)		24
下横構	B(LR)		28
支材,橋門構	С	_	7
側縦桁,内縦桁	T(LCR)		21
端横桁,中間横桁	Y		8
			142

表-3.6.5 部材数

**表-3.6.6** 破壊部材判定

応答値	判定值
引張ひずみ	$3\varepsilon_y$
圧縮ひずみ	$3Q\varepsilon_y$
$z \in \mathcal{E}_y$ : B	<b>脊伏ひずみ</b>

Q:短柱強度

### (3) 初期応力状態

動的リダンダンシー解析の初期状態となる荷重状態は死荷重 D と活荷重 L の活荷重倍率 a (以下, D+aL)を載荷した状態とする。死荷重は鋼重等の前死荷重 D1,床版,橋面荷重等の後死荷 重 D2 に分けて,図-3.6.13 に示すように施工手順を考慮して,それぞれの解析で床版剛性の有無 を切り替えて載荷する。床版剛性を抜いた状態で,トラス部材鋼重と床版自重を前死荷重 D1 と して載荷し,その応力状態を保持したまま床版剛性を有効にして後死荷重 D2 を載荷することで, 床版硬化前と後の応力状態を再現している。死荷重時の部材軸力コンターを図-3.6.14 に示す。 暖色系が圧縮部材,寒色系が引張部材として表示している。



# 図-3.6.13 初期応力状態の作成方法



# **図-3.6.14** 死荷重時部材軸力

# (4) 活荷重載荷ケース

活荷重 L を衝撃荷重も考慮して床版シェル要素に面荷重として載荷する。本検討では図-3.6.15 に示す 3 通りの活荷重ケースを想定した。死荷重時(D1+D2)と活荷重載荷時(A, B, C)のと きの主構部材軸力を表-3.6.7,図-3.6.16に示す。死荷重時軸力が小さかった S7 で交番応力とな っているが,その他に交番応力は無かった。



図-3.6.15 活荷重載荷ケース

				(kN)	
トリガー	D		D+L		
部材	D	А	В	С	
U1	-1292	-1940	-2099	-1906	
U2	-2167	-3432	-3372	-3238	
U3	-2566	-4024	-3758	-3958	
L1	565	852	913	861	
L2	1281	1975	2114	1914	
L3	1813	2924	2711	2733	
L4	1990	3017	2880	3126	
S1	-1480	-2223	-2399	-2184	
S2	1420	2146	2322	2106	
S3	-968	-1662	-1414	-1483	
S4	922	1616	1370	1440	
S5	-504	-748	-515	-890	
S6	448	692	461	833	
S7	-27	174	84	-26	









# (5) トリガー部材

本検討では FCM 選定の観点より,死荷重時において引張部材をトリガー部材の対象とする。ト リガー部材は図-3.6.17 に示す通り,下弦材(L1~L4),斜材(S2,S4,S6)の7部材となる。こ こで,対象は川上側,川下側があるが,実際に斜材に破断が見られた川下側(L側)を対象とす る。



# (6) 解析条件

時間積分間隔  $\Delta t$  は Courant 条件を満足するように 0.0005 s とした。文献 3)ではトラス橋の常時 微動計測結果より 0.1%の減衰を考慮しており,本検討でも同様に 0.1%考慮するものとした。なお,本解析で使用したソフトには SeanFEM ver.1.22<sup>8)</sup>を用いて,複合非線形解析を実施した。

## 3.6.4 連鎖崩壊型動的リダンダンシー解析

## (1) 検討ケース

ここでは斜材 S4 をトリガー部材に設定した場合の動的リダンダンシー解析結果を示す。活荷重 は支間中央付近への載荷のケース C とする。

#### (2) 解析結果

支間中央の破断側床版位置の鉛直方向変位を時系列にモニタリングした結果を図-3.6.18 に示 す。この曲線の最後は構造不安定となり,解析がストップしたことを示している。赤い×印はト リガー部材の S4 を抜いた時刻で,その後の赤印,青印はそれぞれいずれかの部材で圧縮側,引張 側で部材破壊が判定され部材消去したことを示している。この部材破壊点に対応した破壊部材の 時系列整理を表-3.6.8 に示す。引張で破壊した部材を青,圧縮で破壊した部材を赤で網掛けして いる。トリガー部材消去後,約0.135 s 後に縦桁が破壊に至り,続けて下弦材,橋門構支材が破壊 し,36 部材が破壊した時点で構造不安定となっている。部材別に損傷時刻をコンターとして図 -3.6.19 に示す。損傷部材の軸力状態は図-3.6.20 に示すように,圧縮,引張に関わらず同程度の 割合で破壊に至っている。



図-3.6.18 支間中央の鉛直変位(トリガー部材:S4)

表-3.6.8 破壊部材の時系列整理(トリガー部材:S4)

	破壊部	破壊イベント	破壞時刻	鉛直変位	部材	圧縮・引張	破壊イベン	破壞時刻	鉛直変位	部材	圧縮・引張
	材本数	0	0.000	0.001	SL4	トリガー部材	1	9 0.412	-0.682	TL3	圧縮
司伊尼	16	1	0.135	-0.085	TL2	引張	2	0.420	-0.710	LL3	引張
り広	10	2	0.142	-0.096	LL2	引張	2	1 0.420	-0.710	BR3	引張
上稻	20	3	0.169	-0.135	C7	圧縮	2	2 0.459	-0.856	LL1	圧縮
合計	36	4	0.170	-0.136	SL5	圧縮	2	3 0.470	-0.904	UL1	圧縮
		5	0.182	-0.150	SR4	引張	2	4 0.479	-0.947	SL3	圧縮
		6	0.192	-0.161	SR6	引張	2	5 0.488	-0.993	UR1	圧縮
		7	0.210	-0.185	BL3	引張	2	6 0.492	-1.014	SR3	圧縮
		8	0.212	-0.188	TC2	引張	2	7 0.507	-1.095	C1	圧縮
		9	0.228	-0.214	TR2	引張	2	8 0.508	-1.101	AL2	圧縮
		10	0.231	-0.219	SR5	圧縮	2	9 0.511	-1.117	AR2	圧縮
		11	0.243	-0.239	SL6	引張	3	0 0.513	-1.128	UR3	引張
		12	0.298	-0.358	LR2	引張	3	0.514	-1.134	UL3	引張
		13	0.375	-0.575	TR1	圧縮	3	2 0.538	-1.266	LR1	引張
		14	0.378	-0.583	TR3	圧縮	3	3 0.597	-1.637	SR7	圧縮
		15	0.379	-0.585	TC1	圧縮	3	4 0.624	-1.813	SL7	圧縮
		16	0.392	-0.620	LR3	引張	3	5 0.633	-1.875	BL6	圧縮
		17	0.393	-0.623	TL1	圧縮	3	6 0.648	-1.985	AL6	圧縮
		18	0.406	-0.662	TC3	引張	3	7 -	-	-	-



図-3.6.19 破壊時刻のコンター





トリガー部材の軸力と部材破断直後の付近の断面力時刻歴を図-3.6.21 に示す。図-3.6.21(a) からはトリガー部材には破断時刻以降に軸力は発生していないことが確認できる。同図(b)には挿絵のようにトリガー部材周辺の部材(下弦材:L2,L3,斜材:S5)断面力をトリガー部材軸方向成分に変換し,破断時刻付近の断面力変化量を示したものである。破断直後の0.0015 s に最大で2,624 kN の断面力変化があり,その後部材破断による減衰振動が見られる。トリガー部材初期軸力(活荷重載荷ケース C)は1,440 kN であるため,部材破断による衝撃係数 $i_F$ は1.823 となる。これは URS レポート<sup>2)</sup>の衝撃係数1.854 に近い値を示しており静的リダンダンシー解析で使用する部材破断時の衝撃係数 $i_F$ の妥当性を確認できる。



本ケースの応力コンター変形図を時系列に図-3.6.22,図-3.6.23に示す。



図-3.6.22 応力コンター変形図(その1)



図-3.6.23 応力コンター変形図(その2)

### 3.6.5 活荷重載荷位置の検討

#### (1) 検討ケース

トリガー部材全て(下弦材(L1~L4),斜材(S2,S4,S6))に対し,動的リダンダンシー解析 を実施する。活荷重ケースはA,B,Cとして,載荷条件が結果に及ぼす影響を考察する。

#### (2) 解析結果

下弦材(L1~L4)をトリガー部材としたケースではすべての活荷重ケースにおいて連鎖的な部 材破壊は発生せず,安定する結果となった。これは文献 1)における静的リダンダンシー結果と同 様の傾向を示しており,床版,下横構,縦桁といった床組構造全体でトリガー部材である下弦材 の荷重を負担したためと考えられる。

斜材(S2,S4,S6)をトリガー部材にした場合の支間中央の鉛直変位を図-3.6.24 に示す。斜 材S2をトリガー部材とした場合,斜材S4,S6のケースと比較して支間中央鉛直変位の曲線の変 化は小さいことから,活荷重載荷位置の影響は小さいと言える。斜材S6では活荷重載荷ケースA とBでは安定する結果となったが,これは他の斜材と比較して初期状態で受け持つ荷重が小さい ためと考えられる。S6における活荷重ケースCは他の活荷重ケースに比べて軸力は大きく,60 本の部材破壊後,1.211sで構造不安定となり,その時の支間中央鉛直変位は5.65mであった。S6 はS2,S4と比較しても支間中央の鉛直変位の変化が緩やかで,初期状態で受け持つ軸力の傾向が 現れている。

各ケースを比較する上での一つの指標として、同図の破線で示している活荷重たわみの制限値 (支間長の 1/500=141 mm)を用いた。この活荷重たわみの制限値に達した時の時刻を整理したも のが、図-3.6.25 である。これより、S2、S4 は活荷重の載荷位置に関わらず、ほぼ同時刻で活荷 重たわみの制限値に達している。また、図-3.6.26 に各ケースの 0.5 s 後の支間中央の鉛直変位と、 それぞれの活荷重ケースの軸力増分量の関係を示す。双方には相対的な大小関係に相関が見られ ることから、初期状態の軸力増分量を用いて、FCM を選定するときにはある程度のグルーピング ができると考えられる。



図-3.6.24 支間中央の鉛直変位



図-3.6.25 活荷重たわみの制限値に達した時の時刻



### 3.6.6 活荷重倍率の検討

## (1) 検討ケース

ここでは斜材 S4 をトリガー部材とし,活荷重倍率が結果に及ぼす影響について検討を行う。活荷重倍率 α は 0.0 から 1.0 まで 0.1 刻みとし, *D*+α*L* で与えた。B 活荷重の主載荷荷重は支間中央 付近への載荷のケース C とする。

### (2) 解析結果

図-3.6.27 に各活荷重倍率の支間中央の鉛直変位を示す。構造不安定となる時刻は活荷重倍率 とは関係がない傾向を示している。これは、トリガー部材破断後に破壊する部材の順序が異なる ために、崩壊シナリオがそれぞれのケースで存在するためである。しかし、図-3.6.28 に示すよ うに、ある一定の変位(ここでは活荷重たわみの制限値)に達する時刻は活荷重倍率と相関が見 られるようである。



### 3.6.7 橋梁の崩壊判定に関する考察

### (1) 検討概要

前節の結果にあるように、本検討で実施した斜材 S4 をトリガー部材とした場合は活荷重倍率 α=0.0 のときでも崩壊に至り、実際の破断時状況とは異なる結果となった。これは部材の破壊判定 値に 3ε,を用いていることが要因のひとつと考えられる。また、動的リダンダンシーにおいては、 橋梁の崩壊もしくは橋梁としての機能を失う状態を明確に判断することが困難である。そこで、 ここではそれら課題について追加検討と考察を加える。

### (2) 部材破壊判定値に関する検討

#### 1) 部材破壊判定值

部材の破壊判定値では引張,圧縮ともに文献 3)を参考にして,試験的に降伏ひずみ *ε*<sub>y</sub>(圧縮側 は *Qε*<sub>y</sub>)の 3 倍を採っている。文献 3)においても課題とされているように,この値が実際の部材 破壊を正確に評価できるとは言いがたい。しかしながら,動的リダンダンシーはこの部材破壊判 定値によって種々の崩壊シナリオが存在するため結果に大きな影響を及ぼすことが予想される。

また,部材に設定する圧縮側の降伏応力を局部座屈強度まで低減する手法を用いているが,対 象橋梁における橋門構支材はウェブとフランジの板厚構成に大きな差があり,それぞれの低減係 数に開きがある。そのため,部材破壊判定に用いる判定値は構成板要素の局部座屈強度の平均的 な値となり,応答値は低減係数の小さいウェブ側で照査されるといった,不合理な状態で早い段 階に破壊判定となっている。これは,本手法に構成板要素相互における板厚構成の適用範囲を設 けていないことに要因があると考えられる。その他の部材のようにウェブ,フランジでほぼ等し い板厚構成であれば本手法は自動で局部座屈強度を近似的に考慮できるため有効であるが,対象 橋梁における橋門構支材のように構成板要素の局部座屈強度に大きな差がある部材への適用は議 論の余地がある。

これら課題に対して、ここでは部材の破壊判定値を、表-3.6.9に示すような文献 9)の構造安全 性に対する限界ひずみに置き換えた検討を行う。

適用		応答値	判定値
すべての部材		引張ひずみ 5%ひずみ	
	フランパン	口旋ひずひ	終局圧縮ひずみ $\varepsilon_u$
橋門構	))//	江相し、9み	(無補剛箱形断面)
	ウェブ	北ノ版ひずひ	終局せん断ひずみ $\tau_u$
		でんめいすみ	(無補剛)
その他部材		圧縮ひずみ	終局圧縮ひずみ $\varepsilon_u$

表-3.6.9 部材破壊判定値の見直し

#### 2) 判定値の違いが結果に及ぼす影響

図-3.6.29 と図-3.6.30 に活荷重倍率  $\alpha$ =0.5 (*D*+0.5*L*) と 1.0 (*D*+1.0*L*) において部材破壊の判定方法を見直した結果を示す。その結果,  $\alpha$ =0.5 のケースではトリガー部材を消去後に部材破壊が起こることはなく安定する結果となり,  $\alpha$ =1.0 のケースでは部材破壊判定値の見直し前と同じように構造不安定となった。 $\alpha$ =0.5 のケースでは引張側で部材破壊判定となった部材については部材破壊判定を見直す前は 16 本であったが,見直し後,破壊部材は無かった。橋門構支材フランジの幅厚比パラメータ *R*<sub>f</sub>は 0.716 であり,文献 9)の限界ひずみ式の適用範囲(*R*<sub>f</sub><0.7)から僅かに外れているが,照査には局部座屈強度だけ低減した降伏応力度を降伏点とする非線形特性での応答値を用いていることで対応した。軸力は圧縮で最大 0.04*N*<sub>y</sub>と小さく,限界ひずみ *ε*<sub>u</sub>/*ε*<sub>y</sub>は 4.12 に対して応答ひずみは 3.84*ε*<sub>y</sub> で照査を満足する結果となった。ウェブのせん断幅厚比パラメータ *R*<sub>nw</sub> は 1.04 で適用範囲であり,終局せん断ひずみ  $\gamma_{u}/\gamma_{y}$ は 4.26 に対して応答せん断ひずみは 0.67 $\gamma_{y}$  で照査を満足する結果となった。しかし,図-3.6.29 の 0.3 s 付近まで破壊判定方法の見直し前後における曲線の一致は,橋門構支材の部材破壊が支間中央の鉛直変位に及ぼす影響が小さいことを示している。



#### 3)活荷重倍率の検討

図-3.6.29と図-3.6.30の部材破壊の判定方法を見直したケースを含む,活荷重倍率 α=0.0から 1.0 まで 0.1 刻みで変化させた結果を図-3.6.31 と図-3.6.32 に示す。これは部材破壊判定を見直 す前の結果を示す図-3.6.27 と図-3.6.28 に対応している。活荷重倍率 αが 0.5 以下のケースで安 定する結果となっており,部材破壊判定値を見直す前と結論が異なる。活荷重倍率 α が 0.6 以上 のケースでは,構造不安定となるときの支間中央の鉛直変位は部材破壊判定値を見直す前より総 じて小さい結果となっている。これは当該ケースの破壊部材のほとんどは圧縮側で判定されてお り,圧縮と引張部材がほぼ同程度判定されていた部材破壊判定値の見直し前よりも全体の構造と して不安定に陥りやすい状況であったと考えられる。動的リダンダンシー解析が非線形性の強い 解析であることを鑑みると,構造不安定となる時刻から部材破壊判定に依存しない安定した解を 得ることは難しいと考えられる。対して,図-3.6.32 から活荷重たわみの制限値に達した時刻に はほとんど変化はなく,活荷重倍率に対して相関が見られることから,変位評価では安定した結 果を得られると考えられる。



### 4) その他のケース

同様に,他のトリガー部材ケースについて,活荷重倍率 α=0.5 のときの部材破壊の判定方法を 見直した結果を図-3.6.33 に示す。なお,下弦材をトリガー部材としたケース(L1~L4)は部材 破壊の判定方法を見直す前と同様に安定する結果となったため,同図には省略している。破線が 部材破壊の判定方法を見直す前,実線が見直した後の結果となっており,斜材 S4, S6 は部材破壊 判定を見直す前と異なり,いずれの活荷重載荷ケースにおいても安定する結果となった。



このように,部材の破壊判定は結果に大きく影響するため,解析の目的によっては部材の破壊 判定方法を見直した方がよい場合があると考えられる。

### (3) 橋梁の崩壊判定

動的リダンダンシーにおいて連鎖的な部材破壊が進行し、構造が不安定となることで解析がス トップする状態は橋梁の崩壊と判断することができる。しかし、その計算過程は非線形性が強く、 局所的な要素(例えば非線形シェル要素を用いている床版)が不安定となり解析が止まることも ある。そのため、解析がストップすることが一概に構造不安定であるとは言い難く、解析結果を 用いて橋梁の崩壊判定を行う際には十分な注意と検証が必要である。

安定した解を得ながら崩壊の判定を行うためには、たとえば活荷重たわみの制限値の変位によ る判断の方法の開発が望まれる。

### 3.6.8 静的リダンダンシー解析結果との比較

静的リダンダンシー解析と動的リダンダンシー解析から得られる結果の相違を確認するため, ここでは同じ橋梁を対象としている文献 1)における静的リダンダンシー解析との結果比較を行う。

文献 1)では端部結合条件をピン,剛結合としたケースや衝撃あり,なしといった様々な検討が 実施されているが,本比較には動的リダンダンシー解析と解析条件が近いケースと考えられる部 材結合条件は剛結合,D+L+部材破断による衝撃あり(衝撃係数  $i_F$ =1.854)の結果を引用する。動 的リダンダンシー解析の結果は,部材破壊判定値に限界ひずみ,活荷重倍率  $\alpha$ =1.0の結果を用い て,破断想定部材(トリガー部材)は引張部材ケースの斜材 S4 および下弦材 L4 とする。

斜材 S4 をトリガー部材にした結果を図-3.6.34 に示す。解析の特性と条件が違うため、比較の 対象として均衡がとれているものではないが、ここでは概観する目的で、静的リダンダンシーに おいて部材照査を満足しない(終局, R>1)部材を同図(a)に、動的リダンダンシーにおいて橋梁 崩壊までに部材破壊判定値に達した部材を同図(b)に示している。ここに、動的リダンダンシーの 結果は上下弦材および斜材のみ表示している。静的リダンダンシーで R>1 の部材は右と左の構面 で非対称で橋梁全体に散見されるが、動的リダンダンシーで部材破壊判定値に達した部材はトリ ガー部材を中心に左右構面で対称の傾向が見られる。これは静的リダンダンシーではトリガー部 材消去前後の構造系の断面力足しあわせによって照査しているのに対して、動的リダンダンシー ではトリガー部材消去後の荷重再分配による連鎖的な部材破壊を評価しているためと考えられる。



(b) 動的リダンダンシーにおいて橋梁崩壊までに部材破壊判定値に達した部材 (部材破壊判定値:限界ひずみ<sup>9)</sup>,活荷重倍率 α=1.0) 図-3.6.34 斜材破断時のリダンダンシー解析結果 **表-3.6.10** に静的リダンダンシーと動的リダンダンシーの結果から破壊部材の本数を整理している。斜材をトリガー部材とした場合は静的リダンダンシーで8本,動的リダンダンシーで6本と,他の部材と比較して多く,似た傾向にある。また,静的リダンダンシーでR>1の部材本数は,動的リダンダンシーにおける破壊部材本数よりも多く,これだけで判断すると静的リダンダンシー 一解析のほうが危険側の評価を与えると考えられる。しかしながら,図-3.6.34のように部材単位では,必ずしも静的リダンダンシーでR>1の部材が動的リダンダンシーの破壊部材を包括するような結果とはなっていないことには留意する必要がある。対して,下弦材をトリガー部材とした場合には,静的リダンダンシーにおいてR>1の部材本数は少なく,動的リダンダンシーにおいても連鎖的な破壊は見られない結果となっている。

静的リダンダンシーで得られた R>1 の本数や部位で連鎖的な部材破壊の可能性は概して評価でき,動的リダンダンシーの必要性を判断するときの一助になると考えられる。

	破断想定部材(トリカー部材)				
	斜枝	才S4	下弦	材L4	
	静的	動的	静的	動的	
上弦材	2	3	0	0	
下弦材	2	0	1	0	
斜材	8	6	4	0	
端柱	2	0	0	0	
破壊部材本数合計	14	9	5	0	

表-3.6.10 破壊部材の本数

### 3.6.9 まとめ

単純下路トラス橋の木曽川大橋を対象に,連鎖崩壊型動的リダンダンシーを実施した。活荷重 の載荷位置の検討では,FCMを選定するときに,初期状態の軸力増分量を用いて,ある程度のグ ルーピングができることを示した。活荷重倍率に対する検討では,部材破断の崩壊シナリオが個々 に存在するため,活荷重倍率と構造不安定となる時刻には相関はないが,活荷重たわみの制限値 に対する時刻には相関があることを示した。

本検討の活荷重倍率  $\alpha$ =1.0 において,部材破壊判定を降伏ひずみの3倍に採った動的リダンダ ンシーから得られた結果をまとめると表-3.6.11のようになり,判定された FCM は図-3.6.35 に 示す斜材となる。また,活荷重倍率  $\alpha$ =0.5 において,部材破壊判定を限界ひずみ<sup>9</sup>に置き換えた結 果も同様にまとめると表-3.6.12,図-3.6.36となる。これらの結果より,本橋は FCB と判断でき る。また,実際に斜材が破断したときに,橋梁の崩壊には至らなかった事実から,事故時の活荷 重載荷状態は D+0.5L よりも小さい荷重状態であったと推察される。

		D+1.0	L 部材破壊判定: B	锋伏ひずみの3倍 <sup>6)</sup>	
		活荷重載荷ケース			
		[A]	[B]	[C]	FCM判定
	トリガー部材				
		安定	安定	安定	-
下		安定	安定	安定	_
材		安定	安定	安定	_
	L4 AVA	安定	安定	安定	_
	S2	崩壊	崩壊	崩壊	FCM
斜 材	84	崩壊	崩壊	崩壊	FCM
	86	安定	安定	崩壊	FCM

表-3.6.11 結果まとめ(活荷重倍率 α=1.0, 部材破壊判定:降伏ひずみの3倍<sup>3)</sup>)



	D+0.5L 部材破壊判定:限界ひずみ <sup>8)</sup>				
			活荷重載荷ケース		
		[A]	[B]	[C]	FCM判定
	トリガー部材				
		安定	安定	安定	_
下动		安定	安定	安定	_
材	L3 $\bigwedge$	安定	安定	安定	_
	L4 AVA	安定	安定	安定	_
	S2	崩壊	崩壊	崩壊	FCM
斜 材	S4	安定	安定	安定	_
	S6 S6	安定	安定	安定	_

表-3.6.12 結果まとめ(活荷重倍率 α=0.5, 部材破壊判定:限界ひずみ<sup>9)</sup>)



本検討で得られたトリガー部材の初期軸力と,破断後の周辺部材断面力の部材方向成分の合力 から算出した衝撃係数は,URS レポート<sup>2)</sup>の衝撃係数 1.854 に近い値を示し,静的リダンダンシ 一解析で用いられる衝撃係数 *i<sub>F</sub>*の妥当性を確認した。しかしながら衝撃係数は,構造系や破断位 置,部材ごとに異なる<sup>4)</sup>ため,部材破断時の振動現象について静的リダンダンシー解析では十分 に表すことはできないと考えられる。そこで動的リダンダンシーは,連鎖的な部材破壊を伴う崩 壊シナリオを評価する場合や,より精確な余裕度が求められる場合(たとえば,落橋事故の再現 解析)のような静的リダンダンシーの適用が困難な検討への利用が考えられる。

### 3.6.10 課題

本検討では次の点で課題が残る。

- ・ 圧縮部材に対する初期不整の考慮:耐震と比較すると比較的小さな荷重レベルであるため、 対象橋梁のようなトラス橋では鋼部材の初期状態を正確に取り扱う必要がある。文献 10) のようにその影響を解析モデルへ組み込む方法が考えられる。
- ・ 部材破壊の判定:動的リダンダンシー解析手法の参考とした文献 3)においても課題に挙げられているが、解析目的に応じた破壊判定値の設定が必要である。
- 橋梁の崩壊判定:動的リダンダンシー解析は一般に非線形性の強い解析であるため、解の 不安定性がある。そのため、解析が止まることが局所的な要素の不安定性に起因すること もあり、一概に橋梁全体が構造不安定になった状態とは言い難い。モデル化で評価してい ない支承の移動、回転制限などが限界を越して橋梁としての機能を失うことも想定される ため、橋梁全体としての評価が必要である。

【3.6節 参考文献】

- 1) 永谷秀樹,明石直光,松田岳憲,安田昌宏,石井博典,宮森雅之,小幡泰弘,平山博,奥井 義昭:我国の鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析の検討,土木学会論文集 A, Vol.65, No2, pp.410-425, 2009.5.
- URS Corporation : Fatigue Evaluation and Redundancy Analysis, Bridge No.9340 I-35W Over Mississippi River, 2006.
- 3) 野中哲也,宇佐美勉,岩村真樹,廣住敦士,吉野廣一:連鎖的な部材破壊を考慮した鋼橋の リダンダンシー解析法の提案,構造工学論文集 Vol.56A, pp.779-791, 2010.3.
- 4) 後藤芳顯,川西直樹,本多一成:リダンダンシー解析における鋼トラス橋の引張り斜材破断時の衝撃係数,構造工学論文集 Vol.56A, pp.792-805, 2010.3.
- 5) 杉岡弘一,松本茂,大石秀雄,金治英貞,馬越一也,長井正嗣:局部座屈を簡易に考慮する ファイバーモデルを用いた橋梁全体系解析に関する基礎的検討,構造工学論文集,No.57A, pp.703-714, 2011.3.
- 6) 野中哲也,宇佐美勉,馬越一也,菅付紘一:特殊橋梁の複合非線形動的解析におけるトラス部 材のモデル化,第13回地震時保有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.283-290, 2010.2.
- 7) 宇佐美勉, 葛漢彬: 薄板集成短柱の強度推定法, 構造工学論文集, No.42A, pp.171-178, 1996.3
- 8) 株式会社耐震解析研究所:SeanFEM ver.1.22 理論マニュアルと検証, 2007.11.
- 9) 土木学会: 鋼·合成構造標準示方書—耐震設計編, 丸善, 2008.
- 10) 馬越一也, 葛漢彬, 野中哲也, 宇佐美勉: 鋼部材の連成座屈強度を近似的に考慮する等価初期たわみ式の提案, 土木学会第68回年次学術講演会概要集, I-527, 2013.9.

# 3.7 トラス格点部の耐荷力評価

### 3.7.1 概要

トラス橋における格点部は,橋梁として全体構造系が成立するための,力学的な要諦のひとつ であり,その崩壊は直ちに橋梁全体系の崩壊の畏れとなる。2007年の米国ミネソタ州ミネアポリ ス近郊の I-35W 橋の崩落事故について,その原因は複合的な要因が示されているが,ひとつの要 因は,ガセットプレートの設計的な問題とその腐食であった<sup>1)</sup>。同橋の崩落事故以来,我が国に おいてもトラス橋を対象とした緊急点検が実施されるとともに<sup>2)</sup>,格点部の耐荷挙動に関する研 究が進められている<sup>3),4),5),6)</sup>。この節では,トラス橋の格点部に着目して,その耐荷力評価の方法 を概説する。

#### 3.7.2 格点部の腐食実態

### (1) トラス橋の変遷

文献 7)では、様々な橋梁形式について、腐食の生じやすい部位とその要因について解説されて いる。トラス橋における腐食損傷は、図-3.7.1に示すように、滞水しやすく、かつ風通しが悪く、 湿潤な環境が継続する箇所に生じやすい。格点部も腐食が生じやすい箇所のひとつとして挙げら れている。



図3.7.1 トラス橋における腐食損傷の多い箇所(文献7)に加筆)

文献 8)では,橋梁建設技術の変遷とともに,各形式別に構造の特徴点と保全上の留意点が示さ れている。文献 8)を元に,表-3.7.1に,各年代の鋼トラス橋の構造的な特徴と,保全上の留意点 をまとめた。接合方法がリベットから高力ボルト・現場溶接へと変化するとともに,格点部の構 造も変化している。しかし格点部は,依然としてガセットプレートを介して部材が多方向から連 結されるため,飛来塩分や塵埃が堆積しやすく腐食が生じやすい場所のひとつであることに変わ りはない。

年代	トラス橋の構造的な特徴	接合方法・格点部の形式	保全上の留意点
1955年(昭和	・垂直材を持つワレントラス形式	・リベット接合による集成桁や	・鋼板や形鋼をリベット
30年)以前	・支間 40m 程度以下ではポニー	レーシングバー・タイプレート	で組み立てるため、表面
	トラス,60m 程度になると曲弦ト	構造によって部材が形成され	に凹凸があることや、部
	ラスが用いられた。	ている。	材の連結部の構造が複雑
	・桁橋と比較して, 死荷重割合が	・下路トラス橋やポニートラス	であることから、塵埃が
	大きいことや,設計活荷重のうち	橋では, 主構と床桁との連結部	堆積しやすい。
	自動車荷重は小さいが群衆荷重	(格点部)の補強のため、隅控	・ゲルバーヒンジ部の疲
	が大きいため,幅員が大きく交通	え (ニーブレース) 材が取り付	労損傷に注意が必要。ま
	容量が確保できるものは現存す	けられ、構造を複雑にしてい	た、ヒンジ部の構造が複
	る。ただし、 <b>BC</b> 床版や床組は打	a.	雑で、点検に工夫が必要。
	ち替えられたり、補強されている	<ul> <li>・部材の連結は、ガヤットプレ</li> </ul>	• <b>BC</b> 床版が損傷し、下路
	ものが多い	ートを主権 腹板面に当てて行	橋でけ床組 (床桁・縦桁)
	・長支問のものでけ ゲルバート	われ リベット打ちのためハン	前では水面(水面)秋間
	シス国のものでは、ラルバー	おおし、シーンシー11500にのパン	が固良していることがめ
	ノハ間も未りられた。	下が「ルが必安し、悟垣が後椎	る。
	磁急調測 の道1 波拉桁の利用	てのる。	間所であるなななななな
1955年(昭祖	・ 競	・上場の部材祖立しに俗接が用	・ 闭断面の俗佞部材は,
30年)から	局張刀輌の使用, また 1956 年,	いられるようになつに。現場じ	腐良に対して有利となつ
1965年(昭和	1964 年と 2 度にわたつ したわみ	の連結は、リハットが用いられ	にか、連結部(格点部)
40 年)まで	制限が疲れされたことから,この		にハントホールかめるも
	時代の鋼橋はそれまでと比較し	・弦材と圧縮材には、閉断面の	のは雨水や塵埃か入って
	て剛性か小さくなった。	浴接部材が用いられた。	腐食していることかあ
	・トラス橋の主構には、設計や施	・格点部のガセットプレート	る。 
	上に有利な平行弦トフスが用い	は、王構部材の腹板を兼ねるよ	・橋梁の剛性が小さくな
	られ,垂直材のワレントラスが多	うになり、ハンドホールは不要	ったこと、また交通量の
	用された。	となった。	増大によって RC 床版が
	・道路橋では運転者の視界を遮		損傷し、床組が腐食する
	る,下路トラス橋が徐々に用いら		ことがある。
	れなくなった。		
	・支間長は, 100m を超えるもの		
	が珍しくなくなった。		
	・床組は,縦桁を床桁の上に置か		
	ず,床桁の腹板に連結するように		
	なった。		
1965年(昭和	・競争設計は, 1965 年頃から行	・現場での連結に高力ボルトが	・1972 年の「II 鋼橋編」
40年)以降	われなくなったが, 鋼重ミニマム	用いられるようになった。	で RC 床版を支持する桁
	の考え方はしばらく変化がなか		のたわみ制限が厳しくな
	った。		り,RC床版の損傷が減少
	・高架橋・渡河橋に連続桁橋が選		した。そのため、床組部
	ばれるようになり、トラス橋は、		材の腐食事例は, 1980 年
	渓谷や海峡を横断する場合に用		以降は少なくなった。
	いられた。支間長が 200~300m		
	と大きい連続トラス橋が建設さ		
	れたが、その後斜張橋が広く用い		
	られるようになり、トラス橋の建		
	設数け次策に小かくかった		
	<ul> <li>・ ト 敗 極 で け ー ト 动 材 が 直 控 D C</li> </ul>		
	「上町間 いみ、上近内 // 直安 KC 床版を支持する形式が田いたわ		
	けじめた		
	10 00/100		

表-3.7.1 各年代別の鋼トラス橋の構造的な特徴と保全上の留意点(文献 8)を元に作成)

## (2) 格点部の腐食状況

文献 7),8)ともに、トラス橋の代表的な腐食損傷事例として、RC 床版の損傷に伴う床組の腐食 が挙げられているが、文献 4)では、上弦材格点部を対象として腐食計測の事例が示されている。 試験体を切出したトラス橋は、供用後 40 年経過し、飛来塩分の影響で腐食損傷が著しいこと等を 理由に架替えられたものである。計測対象とした試験体は、下流側主構の上弦材格点部(格点番 号 P25d)で、ガセットプレートの外面は、写真-3.7.1 に示すようにレーザ変位計で計測している。

ガセットプレート内面は,**写真-3.7.2**,**写真-3.7.3**に示すように,石膏の型取りによって間接 的に計測した。

計測結果の一例として,図-3.7.2にガセットプレート内面の表面腐食状況を示す。ガセットプレートの健全時板厚は,12mm である。ガセットプレートの縁端部に腐食の大きな領域があるほか,圧縮斜材の先端部と上弦材との間の領域にも腐食が認められる。コンター図から近辺との表面の相対座標を読み取ると,5mm以上の差がみられることから,領域によっては健全板厚の50%となっていることが分かる。



**写真-3.7.1** 実橋から切出した格点部試験体<sup>4)</sup> (格点番号 P25d 部分を倒置・上流道路側 から撮影)



**写真-3.7.2** ガセットプレート内面の型取り<sup>4)</sup> (引張斜材側から下流外側のガセットプレート 内面を型取りしている状況)



写真-3.7.3 型取り脱型後の計測試験体 4)



#### 3.7.3 格点部の耐荷力評価

#### (1) 想定する破壊形態

文献 3),5)では, I-35W 橋の崩落事故後に取りまとめられた FHWA による「トラス格点部の耐荷 力評価ガイダンス<sup>9)</sup>」(以下「FHWA ガイダンス」)を元に,トラス橋格点部の耐荷力評価式を提 案している。

次の①~⑥および図-3.7.3 に、トラス橋格点部の破壊形態を示す<sup>3)</sup>。

①リベットまたはボルトのせん断破壊

②最外縁リベット部またはボルト部におけるガセットプレートの降伏または破断

③ガセットプレートのブロックせん断破壊

④斜材の降伏または破断

⑤圧縮斜材の先端部におけるガセットプレートの局部座屈

⑥ガセットプレートと弦材との境界部におけるせん断降伏



図-3.7.3 トラス橋格点部における破壊形態<sup>3)</sup>

ここで,3.7.2 で取り上げた P25d 格点部の耐荷力を FHWA ガイダンスに基づいて試算してみる と,⑤の破壊形態における耐荷力が作用力に対して最も小さい結果となった<sup>3),5)</sup>。この⑤の破壊形 態は,圧縮斜材先端部と弦材とで囲まれるガセットプレートの局部座屈であり,その領域は3.7.2 に示すように腐食が生じやすい。文献3)では,この結果から I-35W 橋の崩落過程を踏まえると, 注意すべき破壊形態のひとつであるとしている。

格点部の破壊形態は、上記のように①~⑥のように様々である。従って、トラス橋格点部の耐 荷力は、①~⑥の破壊形態うち、抵抗力が作用力に対して最も小さい比率となる破壊形態で評価 する必要がある。以下では、①~⑥のうち代表的な破壊形態である③、⑤について取り上げる。

#### (2) ブロックせん断破壊に対する耐荷力評価式

文献 3), 5)において, 引張を受けるガセットプレートのせん断破壊は,

- (a) 引張抵抗断面の全断面が降伏し、せん断抵抗断面の有効断面が破断する場合
- (b) 引張抵抗断面の有効断面が破断し、せん断抵抗断面の全断面が降伏する場合



図-3.7.4 ブロックせん断破壊に対して 仮定した抵抗断面<sup>3)</sup>

の2つの破壊形態に分類している。それぞれ耐荷力は次のような評価式で表すことができる。  $A_m < A_{yn} / \sqrt{3}$ の場合, (a)の破壊形態となり,その耐荷力 Pgbsは,

$$Pgbs = f_y A_{tg} + \frac{1}{\sqrt{3}} f_u A_{vn}$$
(3.7.1a)

 $A \ge A_{vn}/\sqrt{3}$ の場合,(b)の破壊形態となり,その耐荷力 Pgbs は,

$$Pgbs = \frac{1}{\sqrt{3}} f_y A_{vg} + f_u A_{tn}$$
(3.7.1b)

となる。ここで,

Am: 引張抵抗断面の純断面積

Awn: せん断抵抗断面の純断面積

Atg: 引張抵抗断面の総断面積

Avg: せん断抵抗断面の総断面積

fy: ガセットプレートの降伏強度

f<sub>u</sub>:ガセットプレートの引張強度

# (3) 圧縮斜材の先端部におけるガセットプレートの局部座屈に対する耐荷力評価式

文献 3)では,FHWA ガイダンスに示されている⑤圧縮斜材先端部におけるガセットプレートの 局部座屈の破壊形態に対する耐荷力評価式が安全側の結果であることを,既往の実験結果やFEM 解析結果<sup>6</sup>等に基づいて指摘し,次のような耐荷力評価式を提案している。

Pgcr = Pgcrl + Pgyl + Pgy2

#### (3.7.2)

Pgcr: 圧縮斜材先端部におけるガセットプレートの局部座屈に対する耐荷力

Pgcr1: 圧縮斜材先端部の座屈耐荷力

Pgy1:外側自由端の降伏耐荷力

Pgy2: 内側自由端の降伏耐荷力

*Pgcr*は,最外縁のリベット断面の圧縮斜材幅を有効幅として,初期不整等の影響が含まれない オイラー曲線を用いて,領域C(図-3.7.5)の座屈耐荷力を算出する。*Pgy1*, *Pgy2*は,ガセット プレートの自由端部が,斜材とそれぞれ*θ*<sub>1</sub>,*θ*<sub>2</sub>のなす角と直角方向の断面で抵抗すると仮定した 場合の領域 S<sub>1</sub>および S<sub>2</sub> (図-3.7.5,図-3.7.6)の降伏耐荷力である。以下に,各領域の耐荷力分 担分を表す Pgcr1, Pgy1, Pgy2 について示す。



なお,文献 5)では, 圧縮斜材の破壊についても(2)で示したブロックせん断破壊式を拡張して適用 を試みている。実際に破壊した I-35W 橋の格点部に作用していた荷重を比較して, 概ね一致する ことが示されている。ただし,格点部に作用する圧縮力を算定するためのガセットプレートの偏 心量 e の設定に課題があるとしている。

一方,NCHRP「リベットまたはボルト接合された鋼橋ガセットプレートのLRFD・LRFR ガイ ドライン」<sup>10)</sup>では,12体の実物大実験及び201ケースの格点部の解析シミュレーションよって, 次のような簡便な耐力式を提示している。この文献10)では,ガセットプレートの自由辺の降伏耐 荷力には期待せず,圧縮斜材先端部の座屈耐荷力*Pgcr*のみによって,座屈耐荷力を規定している。

(d) NCHRP による圧縮斜材先端部の座屈耐荷力 Pgcr

$$Pgcr = \sigma_{y} A_{0} \qquad (\lambda \leq 1.0) \qquad (3.7.7a)$$

$$Pgcr = \frac{1}{\overline{\lambda}^{2}} \sigma_{y} A_{0} \qquad (\overline{\lambda} > 1.0) \qquad (3.7.7b)$$

 $\sigma_{v}$ : ガセットプレートの降伏応力

- $A_0$ : Whitmore 有効幅を考慮したガセットプレートの総断面積 (= $b_e t$ )
- t : ガセットプレートの板厚

*え*:次式で表わされる細長比パラメータ

$$\overline{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{\beta L_c}{r_s}$$
(3.7.8)

*E*: ガセットプレートのヤング係数

β:有効座屈長係数(=0.50)

 L<sub>c</sub>: リベット端部から隣接部材までの軸圧縮方向長さの有効距離(=L<sub>2</sub>)

 r<sub>s</sub>: 断面 2 次半径



図-3.7.7 圧縮斜材先端部における座屈耐荷力の算出

(a)と(d)の違いは、有効座屈長係数が $\beta = 0.50$ で一定であること、有効長さ $L_c$ が圧縮斜材の軸線 延長線である $L_2$ を採用していることと、ボルト間距離でそれが規定されていること、ガセットプ レートの自由辺の耐力を期待する代わりに、Whitmoreの有効幅 $b_e$ を考慮していることである。(a) よりも $L_c$ の計算が簡略化されており、使いやすい式である。

尚,本州四国連絡橋公団「トラス格点構造設計指針(案)」<sup>13)</sup>(以下「本四基準」)では,板厚t

のガセットプレート内部において、図-3.7.8に示すような*L*について、 $\frac{L}{r_s} \ge \sqrt{\frac{\pi^2 E}{12\sigma_y}}$ となる場合

には,別途 FEM によって局部座屈に対する安全性を照査しなければならないとしている。ここで, 細長比の算出にあたってのガセットプレートの有効幅は,12*t* とする。その他の記号については, (d)におけるそれと同じである。



図-3.7.8 座屈に対する照査を行う場合の座屈長のとり方(本四基準)<sup>13)</sup>

## (4) ガセットプレートの必要板厚規定

道路橋示方書<sup>11)</sup>では,ガセットプレートの必要板厚 *t<sub>req</sub>* [mm]について,次のように規定している。

 $t_{req} = CP_{max}/b \ge t_{min}$  (3.7.9) ただし、C : 係数(=2.0)  $t_{min}$  : 最小板厚(=9.0 [mm])  $P_{max}[kN]$  : そのガセットプレートで連結される端柱または腹材に作用する 最大部材力 b [mm]: そのガセットプレートで連結される端柱または腹材のガセット プレート面に接する部分の幅

鉄道構造物等設計標準<sup>12)</sup>では、式(3.7.9) について、係数 C = 2.2、 $t_{min} = 11$  [mm]として必要板 厚が与えられている。また、本四基準では、次式によってガセットプレートの所要板厚が規定されている。

$$t_{req} = \frac{P_i}{b_e \sigma_a} \left( \frac{1}{2} + \frac{I_w}{A_w} \frac{1}{b^2 + d^2} \right) \ge 11.0 \text{[mm]}$$
(3.7.10)  
ただし, Pi [kN]:腹材軸力  
 $b_e$  [cm]:ガセット有効幅 (=b+0.8d)  
 $b$  [cm]:ボルト群の幅  
 $d$  [cm]:ボルト群の長さ  
 $I_w$  [cm<sup>4</sup>]:トラス面内についての腹材の断面2次モーメント  
 $A_w$  [cm<sup>2</sup>]:腹材断面積  
 $\sigma_a$  [N/cm<sup>2</sup>]:ガセットプレートの引張許容応力度

これらの所要板厚に関する規定によって、一般的な鋼トラス橋のガセットプレートでは、(1)に 示した破壊形態のうち「②引張斜材等の最外縁リベット部またはボルト部におけるガセットプレ ートの降伏・破断」・「⑤圧縮斜材先端部におけるガセットプレートの局部座屈」の破壊形態は回 避することができるとの思想にある。また、「①リベットまたはボルトのせん断破壊」・「③リベッ トまたはボルトのブロックせん断破壊」については、リベット孔・ボルト孔の間隔や縁端距離の 規定によって、それらを回避することができるとの思想にある。さらに、「④斜材等の降伏・破断」 については、新設時の設計において考慮されている事項である。



図-3.7.9 本四基準における有効幅 beのとり方<sup>13)</sup>

本四基準<sup>13)</sup>では、添接ガセットプレート形式におけるガセットプレートの必要板厚として、次 式が提示されている。これは、弦材軸方向のせん断力を伝達するために必要な板厚を規定してい る。この規定によって「⑥ガセットプレートのせん断降伏」の破壊形態を回避する思想である。

$$t_{reg} = \frac{3 \times 10^2}{4} \frac{\sum_{i=1}^{n} P_i \cos \theta_i}{B\tau_a} = \frac{3 \times 10^2}{4} \frac{|P_R - P_L|}{B\tau_a}$$
(3.7.11)  
ここで、P [kN]:腹材軸力  
 $P_L, P_R[kN]: 弦材軸力 (図-3.7.9 に示す方向を正とする)$   
 $\theta_i$  : 弦材と腹材のなす角度  
 $n$  : 一格点に集まる腹材の数  
 $B$  [cm]: ガセットプレート幅  
 $\tau_a$  [N/cm<sup>2</sup>]: ガセットプレートの許容せん断応力度

軸力の正方向は,図-3.7.10に示す通りである。



図-3.7.10 添接ガセットプレート形式の必要板厚式における断面力の向き<sup>13)</sup>

また,弦材とガセットプレートとが一体となっている格点部については,片断面部材であることの応力集中を考慮した合成応力度の照査式が提示されている<sup>13),14)</sup>。

$$\sqrt{3(k\tau)^{2} + \sigma_{0}^{2}} \le 1.2\sigma_{a}$$
(3.7.12)

$$\Box \Box \overline{\Box}, \quad \tau = \frac{\sum_{i=1}^{n} P_i \cos \theta_i \times 10^2}{2Bt} = \frac{|P_R - P_L|}{2Bt}$$
(3.7.13)

$$\sigma_{_{0}} = \frac{P_{_{R}} \times 10^{^{2}}}{A_{_{C}} + A_{_{G}}} \tag{3.7.14}$$

プラットトラス形式の格点		ワレントラス形式の格点		
<i>α</i> [度]	k	・ [度]	k	
30	2.0	60	1.8	
45	1.8	90	1.6	
60	1.6	120	1.4	

**表-3.7.2** 応力集中率



図-3.7.11 合成応力度の照査における各記号の定義(一体構造形式)<sup>13)</sup>

このように、新設橋においては、寸法規定・仕様規定によって、格点部の破壊が生じないよう に定められている。従って、格点部の機能を維持するためには、腐食等によって板厚が減少しな いよう適切に管理することが必要である。

なお, 文献 10)では, ガセットプレートの所要板厚規定について言及があり, 0.375[in] (=0.9525mm) 以上の板厚があれば, 特に座屈強度への寄与が高まるとしている。

# (5) ガセットの自由辺の長さに関する規定

本四基準<sup>13)</sup>および文献 15)では,板厚 tのガセットプレートの自由辺長  $L_g$   $i L_g \ge 60 t$ の場合は, 自由辺をリブで補強し細長比  $L_g/r$  (ここで r は断面 2 次半径) i 60 程度に入るような構造としな ければならないとしている。ここで,細長比  $L_g/r$ の計算時のガセットプレートの有効幅は 12t と している。

この規定は、自由辺と斜材や弦材等で囲まれたガセットプレートが座屈しないように設けられている。



図-3.7.12 本四基準におけるガセットプレートの自由辺のとり方<sup>13)</sup>

BS 5400-3 <sup>17)</sup>では、板厚 t [mm]のガセットプレートの自由辺の長さ  $L_g$ について、次式を満足する必要があるとしている。

$$\frac{L_g}{t} \le 50 \sqrt{\frac{355}{\sigma_y}} \tag{3.7.15}$$

ここで、 $\sigma_Y$ : ガセットプレートの降伏強度[N/mm<sup>2</sup>]

いま, *σ*<sub>Y</sub> = 235[N/mm<sup>2</sup>]を式 (3.7.15) を代入すると,右辺の値は,約 61.45 となる。本四基準は, SM400 級のガセットプレートに対しては,BS 5400-3 と同等の基準であることが分かる。

### (6) 軸力と曲げとを同時に受けるガセットプレートの応力度照査式

式(3.7.10),式(3.7.12)に基づいて,「リダンダンシー評価ガイドライン(案)」<sup>16)</sup>では,次 式のような照査式が提案されている。

腹板の軸力と曲げモーメントによるガセットプレートの照査 添接ガセットプレート形式の格点部において、腹板(斜材または鉛直材)の軸力および曲げ モーメントによって生じるガセットプレートの応力は、次式によって照査してよい。 (3.7.16) $\sigma_N + \sigma_B \leq \sigma_v$ ここで,  $\sigma_N = \frac{P}{2b_a t}, \qquad \sigma_B = \frac{mn}{b_a t} \frac{Mb}{8\Sigma r^2}$  $\sigma_v$ :降伏応力 Р :腹材からガセットプレートに作用する軸力 M:腹材からガセットプレートに作用する曲げモーメント :ガセットプレートの板厚 t  $b_a$ : ガセットプレート有効幅 (=b+0.8d) *b* : ボルト群の幅 *d* : ボルト群の長さ m×n : ガセットプレート1枚当たりのボルト総数  $\Sigma r^2$ :ボルト群の極2次モーメント $\left(\Sigma r^2 \approx \frac{mn}{12}(b^2+d^2)\right)$ 

b, dの定義は、図-3.7.9に従う。

式(3.7.10)では安全率を考慮して許容応力*o*<sub>a</sub>に対して所要板厚を計算しているが,式(3.7.16) では終局状態を照査するため安全率を取り除き降伏応力に対して照査を行っている。さらに,式 (3.7.10)では2次応力として,軸応力に対する曲げ応力の比を1/3と仮定して導かれている。リ ダンダンシー解析では腹材から作用する曲げモーメントが,構造解析より求められるため,軸力 による応力と曲げモーメントによる応力を分離し,書き直したものである。

ガセットプレー	トの合成応力度の照査	
弦材の腹板とガ	セットプレートを一体とする構造で、かた部材両面にガセットス	プレートを用
いる場合, 次式に	より、ガセットプレートの合成応力度の照査をするものとする.	
$\sqrt{3(k\tau)^2+\sigma_0^2}$	$\overline{\sigma} \leq \sigma_y$	(3.7.17)
ここで,		
$\tau = \frac{\Sigma P_i c}{2L}$	$\frac{\cos \theta_i}{Bt} = \frac{\left P_R - P_L\right }{2Bt},  \sigma_0 = \frac{P_R}{A_c + A_G}$	
$A_c$	: 弦材総断面積	
$A_G$	: ガセットプレートの断面積	
$P_R, P_L$	: 弦材軸力	
$P_i$	:腹材軸力(図-3.7.11の方向を正とする)	
k	:表-3.7.2 に示す応力集中率	

式(3.7.17)は本四基準<sup>13)</sup>から、安全率を1.0とした終局状態の判定式としたものである。本四 基準は長大トラス橋の格点部を想定した実験結果および解析結果<sup>14)</sup>に基づき提案されている。そ のため、本四式をそのまま通常のトラス橋に適用するのは、想定している剛性が大きく異なり、 適用性に問題が無いか危惧された。しかし、そのため、文献16)で示されているように、木曽川大 橋の格点部と旧JHの標準図集のトラス橋に関して、せん断応力に関する応力集中率を算定したと ころ、木曽川大橋に関してはかなり安全側の値を、旧JHの標準図集のトラス橋に関しては、ほぼ 本四式と同程度の応力集中率となることが分かった。そのため、式(3.7.17)では、本四基準その ものを照査式として提示している。

#### (7) 鋼トラス橋格点部の耐荷力評価における今後の課題

文献 10)では、ガセットプレートの座屈・せん断破壊に対する耐荷力評価精度の向上を目指し、 腐食による減肉も考慮して、実験的・解析的の両面から研究がすすめられている。その結果、圧 縮斜材先端部のガセットプレートの座屈耐荷力評価式の精度向上や所要板厚に関する知見が得ら れている。また、既存の設計コードとの整合性についても整備が進められている。

わが国においても,各破壊形態に対応する耐荷力評価式の整備,既存設計コードとの整合性を 有する部分係数の整備が早急に求められる。
【3.7節 参考文献】

- 1) 笠野英行・依田照彦:米国ミネアポリス I-35W 橋の崩壊メカニズムと格点部の損傷評価,土木 学会論文集 A, Vol.66 No.2, 312-323, 2010.6.
- 国土交通省道路局:道路橋の重大損傷一最近の事例一,鋼橋(上部構造)の損傷事例, http://www.milt.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobo3 1 1.pdf
- 3)(独)土木研究所・首都大学東京・早稲田大学:腐食劣化の生じた実橋梁部材を活用した鋼トラ ス橋の耐荷性能評価に関する研究,国土交通省建設技術研究開発費補助金総合研究報告書, 2013.3.
- 4)野上邦栄・山本憲・山沢哲也・依田照彦・笠野英行・村越潤・遠山直樹・澤田守・有村健太郎・ 郭路:鋼トラス橋の上弦材側格点部の腐食計測とその腐食形態の特徴,構造工学論文集 Vol.58A, 2012.3.
- 5) 笠野英行・高橋諒・依田照彦・野上邦栄・村越潤・遠山直樹・有村健太郎・澤田守:鋼トラス 橋の格点部におけるガセットプレートのブロックせん断破壊に対する耐力評価式の適用性の 検討,構造工学論文集 Vol.57A, 2011.3.
- 6) 村越潤・遠山直樹・澤田守・有村健太郎・郭路・依田照彦・笠野英行・野上邦栄:腐食劣化の 生じた鋼トラス橋格点部の圧縮耐荷力に着目した載荷試験,構造工学論文集 Vol.59A, 2013.3.
- 7) (一社)日本鋼構造協会:土木鋼構造物の点検・診断・対策技術-2011 年度版-, 2011.8.
- 8) 多田宏行:保全技術者のための橋梁構造の基礎知識, 鹿島出版会, 2005.1.
- 9) Federal Highway Administration (FHWA) : Load Rating Guidance and Examples For Bolted and Riveted Gusset Plates In Truss Bridges, 2009.2.
- National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) : Guidelines for the Load and Resistance Factor Design and Rating of Riveted and Bolted Gusset-Plate Connections for Steel Bridges, Web-Only Document 197, 2013.2.
- 11) 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 日本道路協会, 2012.5.
- 12) 国土交通省鉄道局,鉄道総合技術研究所鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物,2002.
- 13) 本州四国連絡橋公団, トラス格点構造設計指針(案), 1976.
- 14) Yamamoto, K., Akiyama, N., Okamura, T., Elastic analysis of gusseted truss joints, J. of Struct. Eng., ASCE, Vol.111, No.12, pp.2545-2564, 1985.
- Yamamoto, K., Akiyama, N., Okamura, T., Buckling strength of gusseted truss joints, J. of Struct. Eng., ASCE, Vol.114, No.3, pp.575-590, 1988.
- 16) 日本鉄鋼連盟:鋼トラス橋のリダンダンシー評価手法の開発と合理的維持管理への適用 ― 鋼トラス橋のリダンダンシー評価ガイドライン(案)―, 2010.6.
- 17) British Standard 5400-3, 2000.8.

# 4 まとめと今後の課題

# 4.1 まとめ

本小委員会の活動によって得られた成果をまとめると以下のとおりである。

- 【1 はじめに】
- 1) 土木鋼構造物のリダンダンシーについて概説するとともに、過去の国内外の重大損傷事例を 崩壊に至ったか否かの観点で分類整理した。
- 【2 既往事例とリスク評価】
- フェールセーフとリダンダンシーの関係、リダンダンシーとリスクベース工学との関係について概説し、広義においてリダンダンシー評価はリスクベース工学に包括され、リダンダンシー評価の手順はリスクベース工学に基づく安全施工管理や維持管理の手順と同一と考えられることを述べた。
- 2)重大事故のケースメソッドとして、米国ミネアポリス I-35W 高架橋の崩壊事故および木曽川 大橋のトラス斜材破断事故を題材に、落橋に至った要因、至らなかった要因、同種の事故を 起こさないため計画・設計段階での対策、維持管理方法について考察した。
- 3) リダンダンシー評価において取り扱うべき活荷重レベルについてレーン載荷シミュレーションによって検討した結果,支間長 70m における B 活荷重の 0.5 倍は,大型車混入率 η =60% のときの期待値とほぼ同値であることがわかった。ただし,支間長が 80m を超えかつ大型車 混入率が 60%を上回る場合については,適切な活荷重の確率分布を,交通量調査・軸重調査から期待値荷重を推定することが望ましい。

## 【3 リダンダンシー評価のケーススタディ】

- 1)既往文献等の調査により,鋼橋の腐食損傷及び疲労損傷の発生部位や原因を分類した。また, 鋼トラス橋,鋼アーチ橋,鋼鈑桁橋において腐食・疲労損傷の発生部位及び原因を整理する とともに,重大事故となり得る損傷事例について考察し、リダンダンシー評価の対象とすべ き損傷シナリオを整理した。
- 2) 鋼ゲルバートラス橋を対象に、ゲルバー特有の構造と損傷シナリオを概説し、リダンダンシー評価のためのモデル化方法、解析方法、部材照査方法を示した。評価の結果、本節で対象としたゲルバートラス橋の FCM となりうる部材は支点付近の引張上弦材や斜材、垂直材であり、リダンダンシー性に欠ける構造と評価された。線形リダンダンシー解析は、非線形解析によるリダンダンシー評価に比べて信頼性に劣る可能性があるが、解析が簡便なことから、全ての部材を破壊想定部材としてリダンダンシー評価できる利点がある。
- 3) 鋼多主桁橋(3径間連続非合成4主I桁,単純非合成4主I桁)の桁端腐食や支間中央の疲労き裂を想定した線形リダンダンシー解析を行い、主桁が著しく損傷した場合は床版の評価が重要であること、連続桁より単純桁の方が桁損傷の影響が大きいこと、中桁より外桁の損傷の方が影響は大きいこと、二次部材(対傾構・横構)がリダンダンシー評価に与える影響

は大きいが、線形解析の場合座屈抵抗性について注意を要する等の知見を得た。

- 4)同様に、鋼二主桁橋(3径間連続合成2主I桁、単純合成2主I桁)の線形リダンダンシー 解析を行い、多主桁橋に比べて二主桁橋の方が桁端腐食や支間中央の疲労き裂の影響が大き く、FCBになりうることが確認されたが、落橋に至るか否かは床版の照査が重要であると言 える。
- 5) 鋼多主桁橋の非線形リダンダンシー解析を行った結果,主桁ウェブのき裂位置直上の床版は ひびわれが進展し,鉄筋が降伏に至るため,厳密な評価では非線形解析が必要であること, 横構,対傾構等の二次部材ほとんどが弾性範囲であったことから,非線形解析の際も二次部 材は弾性材料としてモデル化してもその影響度は小さいなどの知見を得た。
- 6)最近,構造の代替性・補完性の観点から限定的な採用が必要と判断した行政もある二主桁橋 を対象に,残存耐荷性能を明らかにすることを目的として弾塑性 FEM 有限変位解析を行っ た。その結果,き裂が腹板の中央部まで進展した状態で,残留変形は大きくなるものの十分 な耐脆性破壊性能を有することが確認された。
- 7) 鋼上路式アーチ橋の垂直材疲労破断を想定した線形リダンダンシー解析を行った結果,活荷 重フル載荷の場合には多数の周辺部材が降伏すると判定されたが,実活荷重を想定した 50% 載荷では降伏する部材はほとんどなく,リダンダンシー性を有する構造と判定された。
- 8)より精緻なリダンダンシー評価を目的に鋼トラス橋のファイバーモデルによる動的リダンダンシー解析を行った結果、トリガー部材破断時の周辺部材の衝撃係数は1.823であり、静的リダンダンシー解析で用いられている衝撃係数1.854に近い値を示したこと、動的リダンダンシー解析によって部材破断後の余裕度αを定量的に求められるものの、部材の限界ひずみの設定が橋全体の余裕度αに与える影響が大きいため注意を要すること等の知見を得た。
- 9)上記と同じ橋梁を対象にシェルモデルによる動的リダンダンシー解析を行った結果,設定する破断ひずみの大きさにより崩壊判定が異なる結果となることを示すとともに,ファイバーモデルによる解析と概ね傾向は一致することを確認した。
- 10) リダンダンシー評価において重要な部位であるトラス格点部に対して、トラス橋の技術変 遷と格点部の腐食実態を整理し、文献調査を基に格点部の耐荷力評価方法を想定する破壊モ ード別に整理し、概説した。

## 4.2 今後の課題

鋼構造物のリダンダンシー評価について、今後の課題は以下のようである。

- 本小委員会では主に、崩壊危険部材 FCM を定義し、FCM の破断による橋全体の安定性(冗 長性)について評価する方法について研究したが、維持管理段階での活用を勘案すると、使 用限界に対する冗長性や第3者被害に対する冗長性についての研究が必要である。
- 2)トラス橋やアーチ橋のリダンダンシー評価として、終局状態となる部材数(R>1)や格点部数の多少により FCM を同定する方法を示したが、線形リダンダンシー解析は微小変位理論のため橋全体が不安定となる状態の評価までは行えず、簡易な方法による全体安全性の評価方法について課題を残した。
- 3) 鈑桁橋の全体安定性について寄与が大きいと考えられる床版の照査方法が重要であるため、 ずれ止めを含めた床版の高度なモデル化(シェル要素もしくはソリッド要素)が必要となる が、リダンダンシー評価のための標準的な方法の確立が必要である。
- 4) リダンダンシー評価方法を「鋼・合成標準示方書 維持管理編」への導入が必要であり, FCM, FCB に対する具体の対策方法や維持管理方法を明示する必要がある。
- 5) 米国(AASHOTO MBE)では既設橋に対して2年に1回の定期検査と同時に耐力評価を義務 づけ, Load Ratingの方法により既設橋に対して合理的な評価方法(目標信頼性指標及び活荷 重係数の低減)を規定している。一方,我が国においては,既設橋の耐力評価に関する枠組 みやマニュアルがなく,橋のリダンダンシー性のファクターも加えた評価方法の確立が必要 である。

付録A

# A.1 シェル要素を用いた動的リダンダンシー解析例

3.6 節では、木曽川大橋を対象にファイバー要素を用いた動的リダンダンシー解析を実施し、 活荷重作用位置や活荷重倍率などを変化させた詳細な検討を行っている。その結果、部材破断の 判定値が橋梁の崩壊判定に大きな影響を与えること等が明らかになった。ここでは、これらの影 響を異なる手法で確認するために、シェル要素を用いた動的リダンダンシー解析を実施した。

## (1) 解析モデルの概要

図-A.1.1には本解析に用いた数値解析モデルを示している。本解析モデルでは、床版も含めて 全ての部材をシェル要素でモデル化をしている。ただし、床版の鉄筋に関しては、簡略化のため に省略した。斜材と上・下弦材は剛結合条件とし、スラブアンカー等に関しては、前節のファイ バー要素を用いた解析モデルと同様である。



図-A.1.1 シェル要素を用いた木曽川大橋の解析モデル

## (2) 材料構成則

図-A.1.2には鋼材および床版に用いた材料構成則を示している。鋼材に関しては,(a)図に示す ように降伏後の塑性硬化を考慮した等方弾塑性体モデルを採用し,かつ降伏ひずみ ε<sub>y</sub>のβ倍で要 素が消失するように設定した。なお、この要素が消失する(エロージョン)機能に関しては、図 -A.1.3に示すように主部材のみに適用し,格点部近傍および2次部材には適用していない。また、 一般に鋼材の場合には、圧縮側ではこのような破断(消失)現象は生じないが、本解析では圧縮 側においても破断ひずみに達した場合には、要素が消失されるものとした。

床版に関しては,(b)図に示すような弾性体と仮定している。従って,床版に関しては3.6節のファイバー要素による解析とは異なっている。表-A.1.1には,使用物性値を一覧にして示している。



図-A.1.2 材料構成則



図-A.1.3 要素消失を付加した部材

材料		降伏応力	引張強度	弹性係数	ポアソン比
		$\sigma_y$	$\sigma_u$	Ε	υ
		$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
鋼材	SS400	235	400	2.00×10 <sup>5</sup>	0.3
	SM490	315	490	2.00×10 <sup>5</sup>	0.3
コンクリート(床版)				$2.00 \times 10^4$	0.167

表-A.1.1 使用物性値の一覧

## (3) 解析の流れ

図-A.1.4には解析のフローを示している。本解析では、図-A.1.5に示すような死活荷重を載荷 させた状態を初期状態とし、その後トリガー部材(要素)を消去させることにより、消去後にお ける構造系の応答解析を実施する。その際、各要素に生じるひずみが破断ひずみ *εu* を超過する場 合には、その要素を消去して再度応答解析を行うことにより、連鎖崩壊解析を試みている。なお、 本解析では陽解法を用いていることより、死活荷重載荷時の振動を制御するために過減衰を与え て初期状態を再現している。また、部材破断後の応答解析における減衰は無視した。数値解析に は LS-DYNA<sup>1)</sup>を使用した。なお、解析における時間積分間隔は Courant の条件を満たすようにプ ログラム内で自動に制御されている。

図-A.1.5には、荷重条件と破断位置を示している。ここでは、前述のファイバー要素による解 析の中から、載荷パターンC(α=1.0,0.5)に着目して検討を行った。



図-A.1.4 解析フロー



図-A.1.5 荷重条件と破断位置(D+Lの場合)

(4) 解析結果

図-A.1.6には、破断ひずみ  $\varepsilon_u$ を降伏ひずみ  $\varepsilon_y$ の3倍と設定した場合( $\varepsilon_u$  = 3 $\varepsilon_y$ )および5%とした場合( $\varepsilon_u$  = 5%)のスパン中央たわみと経過時間の関係を示している。

図より,破断ひずみを降伏ひずみ $\varepsilon_y$ の3倍と設定した場合には,活荷重倍率( $\alpha = 1.0, 0.5$ )に かかわらずトリガー部材を消去後,0.2秒程度経過後から変位が急激に増大し崩落に至ることが確 認される。なお,この結果は前述のファイバー要素解析結果と一致している。

一方で、破断ひずみを 5 %と設定する場合には、トリガー部材を消去後、いずれの活荷重倍率 においても橋梁に振動は励起されるものの、崩落には至らないことが確認される。なお、活荷重 による最大たわみは、 $\alpha = 0.5$  (D + 0.5 L) で 106 mm,  $\alpha = 1.0$  (D + L) で 149 mm 程度となってお り、後者は活荷重たわみの制限値(141 mm)を超えた値を示していることより、限界に近い状態 であるものと推察される。

図-A.1.7 には、トリガー部材消去後の S4 部材について、その軸力の経時変化を示している。 図より、破断前には部材には約 1,050~1,300 kN 程度の引張力が作用しているが、破断直後には反転し 680~850 kN 程度の圧縮力が作用することが分かる。その後、軸力は時間の経過とともに小さくなり、0.06 秒程度でほぼ 0 となる。



図-A.1.6 スパン中央たわみと経過時間の関係



図-A.1.7 軸力の経時変化

図ーA.1.8には、破断ひずみ  $\varepsilon_u$ を降伏ひずみ  $\varepsilon_y$ の3倍と設定した場合の橋梁の崩壊過程を時系列的に示している。なお、活荷重倍率は $\alpha = 1.0$  (D + L)、変形倍率は5倍である。図より、トリガー部材の削除から 0.2 秒後には、下弦材が破断し崩壊に至る様子が伺える。また、その崩壊過程を詳細に見ると、連鎖破壊部材はファイバー要素解析と良く対応していることが分かる。



(a) 破断前 (*t*=0 s)



(b) 0.2 秒経過後 (t=0.2 s)



(c) 0.4 秒経過後 (*t* = 0.4 s)



(d) 0.6 秒経過後 (t=0.6 s)



図-A.1.8 崩壊状況 ( $\varepsilon_u = 3\varepsilon_y$ の場合,荷重条件: D+L,変形倍率: 5倍)

## (5) まとめ

木曽川大橋を例にシェル要素を用いた動的リダンダンシー解析を実施した。ここでは、主部材 に対して、要素に発生するひずみが破断ひずみに達した時点で要素が消失するエロージョン機能 を付加することにより、連鎖崩壊型のリダンダンシー解析を試みた。その結果、設定する破断ひ ずみの大きさによって、崩壊判定が異なる結果となることを示した。また、得られた結果は、前 述のファイバー要素解析と概ね傾向は一致しており、橋梁全体における連鎖崩壊挙動はファイバ ー要素解析においても一定の評価が得られるものと考えられる。

今後,より適切に連鎖崩壊型の動的リダンダンシー解析を実施するためには,以下の課題について更なる検討が必要である。

部材破断の判定基準:本解析では圧縮側と引張側に同一の破断ひずみを設定しているが,実現 象では圧縮側破断は生じない。また,その値によって崩壊判定が異なる。これより,動的リダン ダンシーに関する部材破断の判定基準を適切に設定する必要がある。

載荷荷重強度:想定する載荷荷重によって崩壊判定が異なる。従って,現実的かつ適切な荷重 強度を設定し,橋梁のリダンダンシーを評価する必要がある。

その他:初期たわみの取り扱いや減衰定数の設定等,解析条件を整理することも必要である。

【参考文献】

 Hallquist, J. O., LS-DYNA Version 971 User's Manual, Livermore Software Technology Corporation, 2007.