

# 鋼橋の劣化機構検討部会 報告書

Japan Steel Bridge Engineering Association

TECHNICAL REPORT /No.087

令和4年3月



鋼橋技術研究会

## まえがき

高度経済成長時代に施工された鋼橋は建設当時の耐用年数と言われている 50 年が経過しており、腐食や疲労による経年劣化を受けている。そこで診断士や点検技師等の資格等が整備され、5 年ごとの近接目視点検が義務付けられるようになってきている。このような詳細調査を受けて、種々の変状や課題が浮き彫りになってきており、その内容を調査分析して整理することが必要であると考えられる。このような状況を受けて、2017 年度に鋼橋技術研究会に鋼橋の劣化機構検討部会を発足させ、道路橋や鉄道橋の管理者が実際に直面している劣化等課題に対して、その対策方法の調査検討を実施することとした。具体的には、劣化機構の調査・評価事例の検討を行って、腐食した鋼材の残存板厚計測と耐荷力評価方法に関する検討を行った。また、橋梁の照査荷重の在り方、リダンダンシーならびに鋼桁の疲労損傷が発生しやすい箇所についての検討を実施した。

初年度、部会外部の研究権威の方々や道路や・鉄道管理者の部会員より、劣化事例や検討事例等の紹介を行って頂き、全体部会で方針を協議した。そのうえで、2018 年度より、第 1WG では劣化機構の調査・評価事例の検討を実施し、第 2WG では落橋事例調査、照査荷重およびリダンダンシーならびに鋼桁の疲労について検討を行うこととした。

第 1WG の活動では、支間長 15m を超える高架橋や河川上や山間部の橋梁等で、昭和 30 年代から 50 年代の高度経済成長時代に建設された鋼橋がどのような劣化を受け、その調査結果から床版取替え等の大規模更新もしくは補修・補強工事の診断がどのようにくだされたのか、これらの事例を整理することとした。部会全体で、関係各所から情報収集を行い、その情報共有化のための会議や現場見学を中心に行った。その後、収集された情報を元に、劣化部位別の状況調査結果を整理し、その劣化が耐荷力に与える影響や劣化進行の影響等を検討した。具体的には、各管理会社の点検内容についての比較、点検時における要注意箇所、および点検後の診断手法の整理等を実施した。また、解析による評価事例や、その際の荷重と制限値の考え方を整理し、引張、曲げ、せん断等を受ける鋼部材の腐食劣化評価式の検討を行った。

第 2WG の活動では、落橋事故から見た鋼上部工の維持管理手法等の検討、現代の落橋事故の特徴に関する考察、および落橋記録の分類評価に基づく原因と予防手法に関する考察をまとめた。また、既設鋼橋の耐荷力評価のため、昭和 39 年道示の設計荷重である TL-20 荷重、現行道示に規定されている B 活荷重、既設橋梁の設計荷重として比較よく使用される B 活荷重レーン載荷荷重、車両総重量 99 t のトラッククレーン 1 台の荷重を用いて、鋼桁格子解析による発生応力の比較を行い、荷重の違いによる差異を検討した。さらに、鋼桁橋面外ガセット溶接継手の疲労損傷に関して、FEM 解析と格子解析の比較を行い、荷重の偏載荷の影響等を明らかにした。

2020 年度からは、技術委員会でのご意見等に基づき、特別研究として腐食した鋼材の残存板厚計測と耐荷力評価方法に関する試験を第 1WG で実施することとなった。部会内で検討を行っている腐食した鋼構造物の評価方法を検討する目的で行っており、実際に腐食した鋼材を用いて残存板厚計測、評価式による耐荷力評価等の検討を行っている。残存板厚の計測については多数開発されている 3D レーザースキャナーを数種類試用し、これらを実際に比較することで、その精度、実橋計測時の注意点、および有効な活用法についての提案をまとめた。また、近年開発されている極低周波渦電流探傷法 (ELECT) についても試適用を実施している。

1990 年に「スパイクタイヤ粉じんの発生の防止に関する法律」が公布されて以来、道路凍結防止剤が大量

に散布されるようになり，コンクリート床版の上面からの劣化が著しくなり，また伸縮装置周辺や排水装置からの漏水により，鋼桁端部等の腐食が顕在化するようになってきている．また，道路交通車両の大型化や過積載車両の走行等，疲労破壊の進行が顕著となり，鋼桁，鋼製橋脚，鋼床版橋等の疲労損傷事例は増加の一途を辿っている．

このような状況において，本報告書で記載した事項は，上述のとおり多岐にわたっているものの，系統だっって十分網羅的に整理できた訳ではない．しかしながら，新たな考え方や新しい計測技術等の情報が記載されている部分等において，道路管理会社，コンサルタント，メンテナンス会社，鋼橋メーカーの維持管理技術者の方々にとって有益な情報を掲載しており，橋梁の補修・補強，更新事業における貴重な参考資料になれば幸いである．

2022年3月

鋼橋技術研究会

鋼橋の劣化機構検討部会

部会長 大垣 賀津雄

鋼橋技術研究会 鋼橋の劣化機構検討部会 構成員

部会長	大垣 賀津雄	(ものづくり大学)
幹事	谷口 望	(日本大学)
幹事	宮下 剛	(長岡技術科学大学)
庶務会計幹事	趙 清	(川田テクノシステム 株式会社)
部会員	大住 圭太	(一般財団法人 首都高速道路技術センター)
部会員	池端 信哉	(中日本高速道路 株式会社)
部会員	松尾 祐典	(西日本高速道路 株式会社)
部会員	服部 雅史	(株式会社 高速道路総合技術研究所)
部会員	窪田 利幸	(東日本旅客鉄道 株式会社)
部会員	濱井 誠	(佐藤鉄工 株式会社)
部会員	松井 喜昭	(日本ファブテック 株式会社)
部会員	仙田 寛隆	(コスモ技研 株式会社)
部会員	大川原 千明	(JIP テクノサイエンス 株式会社)
部会員	村井 向一	(宮地エンジニアリング 株式会社)
部会員	大庭 拓也	(日立造船 株式会社)
部会員	蔭山 裕太	(株式会社 横河ブリッジ)
部会員	堀江 新	(テクノブリッジ NKE 株式会社)
部会員	石井 喜代志	(大日本コンサルタント 株式会社)
部会員	久富 圭悟	(株式会社 オリエンタルコンサルタンツ)
部会員	別所 和樹	(三井共同建設コンサルタント 株式会社)
旧幹事	齋藤 道生	(元川田テクノシステム 株式会社)
旧部会員	福田 雅人	(西日本高速道路 株式会社)
旧部会員	藤井 雄介	(西日本高速道路 株式会社)
旧部会員	原田 拓也	(株式会社 高速道路総合技術研究所)
旧部会員	小林 亜沙子	(東日本旅客鉄道 株式会社)
旧部会員	小林 亮司	(東日本旅客鉄道 株式会社)
旧部会員	中村 俊文	(三井共同建設コンサルタント 株式会社)
旧部会員	岡本 亮	(株式会社 オリエンタルコンサルタンツ)



## WG1 「劣化機構の調査・評価事例の検討」の構成

WG 長	村井 向一	(宮地エンジニアリング 株式会社)
委員	松尾 祐典	(西日本高速道路 株式会社)
	服部 雅史	((株)高速道路総合技術研究所)
	窪田 利幸	(東日本旅客鉄道 株式会社)
	蔭山 裕太	(株式会社 横河ブリッジ)
	大庭 拓也	(日立造船 株式会社)
	濱井 誠	(佐藤鉄工 株式会社)
	別所 和希	(三井共同建設コンサルタント 株式会社)
旧 WG 長	小林 亜沙子	(東日本旅客鉄道 株式会社)
旧委員	中村 俊文	(三井共同建設コンサルタント 株式会社)
	藤井 雄介	(西日本高速道路 株式会社)
	原田 拓也	((株)高速道路総合技術研究所)
	小林 亮司	(東日本旅客鉄道 株式会社)

## WG2「残存耐荷力・リダンダンシー・疲労の検討」の構成

WG長	池端 信哉	(中日本高速道路 株式会社)
委員	大住 圭太	(首都高速道路技術センター)
	仙田 寛隆	(コスモ技研 株式会社)
	趙 清	(川田テクノシステム 株式会社)
	松井 喜昭	(日本ファブテック 株式会社)
	大川原 千明	(J I Pテクノサイエンス 株式会社)
	久富 圭悟	(株式会社 オリエンタルコンサルタンツ)
	石井 喜代志	(大日本コンサルタント 株式会社)
	堀江 新	(株式会社 日本構造エンジニアリング)
旧委員	齋藤 道生	(元川田テクノシステム 株式会社)
	岡本 亮	(株式会社 オリエンタルコンサルタンツ)

鋼橋技術研究会  
鋼橋の劣化機構検討部会 報告書

目 次

第1編	WG1 報告書	1
第1章	本報告書について	2
第2章	点検	3
2.1	はじめに	3
2.2	道路橋の点検	4
2.3	高速道路橋の点検	10
2.4	鉄道橋の点検	18
2.5	まとめ	25
第3章	調査	27
3.1	はじめに	27
3.2	残存板厚の計測	27
第4章	評価	33
4.1	はじめに	33
4.2	引張部材	33
4.3	圧縮部材	39
4.4	せん断部材	42
第5章	腐食した鋼材の残存板厚計測と耐荷力評価方法【特別研究】	45
5.1	はじめに	45
5.2	試験体	45
5.3	計測装置	48
5.4	試験体計測	51
5.5	計測データの整理	53
5.6	計測結果	56
5.7	過電流式計測器 (ELECT) による計測	63
5.8	腐食鋼板引張・圧縮試験	66
5.9	腐食鋼板計測結果の引張部材評価式への適用	77
5.10	腐食鋼板計測結果の圧縮部材評価式への適用	88

第2編 WG2 (疲労) 報告書	93
第1章 背景と目的	94
第2章 検討対象橋梁	96
2.1 検討ケース	96
2.2 試設計の概要	97
第3章 格子解析	134
3.1 荷重条件	134
3.2 応力算出位置	134
3.3 応力の算出条件	134
3.4 疲労照査	135
3.5 応力度の算出	136
第4章 FEM 解析	143
4.1 解析モデル	143
4.2 解析結果	145
4.3 まとめ	157
第5章 格子解析とFEM解析の比較	158
5.1 主桁下フランジ応力の比較	158
5.2 面外ガセット溶接継手の応力範囲の比較	159
5.3 まとめ	162
第6章 総括	163

第3編 WG2（残存耐荷力）報告書	164
第1章 はじめに	165
第2章 載荷荷重	165
第3章 連続桁モデルによる検討	167
3.1 対象橋梁および解析手法	167
3.2 解析結果	168
3.3 考察	170
第4章 単純桁モデルによる検討	170
4.1 対象橋梁および解析手法	170
4.2 解析結果	171
4.3 考察	173
第5章 まとめ	173

第4編 WG2（リダンダンシー）報告書	174
第1章 はじめに	175
第2章 落橋事故から見た鋼上部工の維持管理手法に関する一考察	176
2.1 竣工後の落橋事故（歴史的・構造形式別分類）	176
2.2 年代毎の特徴	177
2.3 まとめ	178
第3章 現代の落橋事故の特徴に関する一考察	180
3.1 現代（1950～）の竣工後の落橋事故（要因・構造形式別分類）	180
3.2 注目すべき3橋の落橋の一因	180
3.3 おわりに	184
第4章 近代吊橋の落橋記録の分類評価に基づく落橋原因と予防手法に関する考察	185
4.1 はじめに	185
4.2 落橋および事件事例の整理	190
4.3 考察	215
4.4 まとめ	218
第5章 橋の冗長性（Redundancy）について	221
5.1 橋の冗長性の定義	221
5.2 落橋事例と事件事例	221
5.3 FCB およびFCMについて	222

付録 ものづくり大学 大垣研究室 土木学会年講	225
・ 腐食鋼桁のタワー型計測装置による板厚計測	226
・ 腐食鋼桁耐荷力の非線形解析	235

# 第 1 編 WG1 報告書



## 第 1 章 本報告書について

鋼橋の劣化機構検討部会では、支間長 15m を超える高架橋や河川上や山間部の橋梁等で、昭和 30 年代から 50 年代の高度経済成長時代に建設された鋼橋がどのように劣化し、その調査結果から床版取替えなどの大規模更新もしくは補修・補強工事の診断がくだされたか、これらの事例を整理するために、部会全体で関係各所から情報収集を行い、その情報共有化のための会議や現場見学を中心に行った。その後、収集された情報を元に、劣化部位別の状況調査結果を整理し、その劣化が耐荷力に与える影響や劣化進行の影響などを検討し、第 1、第 2WG に分かれて報告書をまとめることとした。

第 1WG では「劣化機構の調査・評価事例の検討」を活動目的とし、主に点検手法や既存の評価式を使用した耐荷力評価手法の整理を行った。

また、WG1 内で検討を行っている腐食した鋼構造物の評価方法を検討する目的で、特別研究として、「腐食した鋼材の残存板厚計測と耐荷力評価方法に関する試験」を行った。

本試験については実際に腐食した鋼材を用いて腐食箇所の残存板厚計測、評価式による耐荷力評価及び載荷試験を行うことにより、評価式の適用条件を確認した上で効果的な実橋の簡易評価手法に関する検討を行った。また、残存板厚の計測については多数開発されている 3D スキャナーを数種類使用し、これらを実際に比較することで、3D スキャナーの精度や計測時の問題点を確認するとともに、実橋計測時の注意点や有効な活用法についての提案を行った。

## 第2章 点検

### 2.1 はじめに

- ・ 構造物における「点検」は、構造物の適切な維持管理（要求性能の確保，経費の削減）を行うために不可欠である。
- ・ 道路橋においては，道路法第42条により，すべての道路管理者に「道路橋定期点検要領」に基づく定期点検が義務化されている。
- ・ 鉄道橋においては，「施設及び車両の定期検査に関する告示」（第2条：線路の定期検査）を受け，各鉄道会社が定期検査を実施している。
- ・ 各管理者（国，地方自治体，高速道路会社，鉄道会社）においては，それぞれの基準に従い点検が実施されている。
- ・ ここでは，各管理者がどのような方法で，どのような項目等に留意して鋼橋の点検を行っているかについての整理を行う。
- ・ 具体的には，各管理者の点検基準のうち，国の道路橋の点検基準である「橋梁定期点検要領」（国土交通省道路局），高速道路橋の点検基準の基である「保全点検要領」（NEXCO 総研），鉄道橋の点検基準の基である「鉄道構造物維持管理標準・同解説（構造物編）」（鉄道総合技術研究所）について，点検の頻度，点検の方法，点検結果の判定方法（対象は「腐食」と「き裂」）などについて整理を行う。なお，本章に使用している図表は，上記の要領及び基準から引用している。
- ・ 本章では鉄道橋の点検を，検査と記載している。

## 2.2 道路橋の点検

### 2.2.1 点検の頻度

- ・ 供用後2年以内に初回点検を実施し、2回目以降は、5年に一度の定期点検を行う。
- ・ 構造物完成時に行った検査は初回点検とせず、供用後に初回点検を行う必要がある。（構造物の初期値の把握のみならず、建設直後では顕在化しない初期損傷の早期発見のため）
- ・ 維持管理における点検としては、定期点検の他、通常点検（通常の道路巡回のなかで、主として道路パトロールカーの車内から目視で構造物に支障や損傷が生じていないかを確認する点検）、中間点検（定期点検を補うために、定期点検の中間年に実施するもので、既設の点検設備や路上や路下からの目視を基本とした点検）、特定点検（特定の事象に特化した点検）、異常時点検（地震、台風、集中豪雨、豪雪などの災害や大きな事故が発生した場合や、通報や日常点検で異常を知った場合、構造物に予期していなかった異常が発見された場合などに行う点検）がある。（図2.2.1参照）

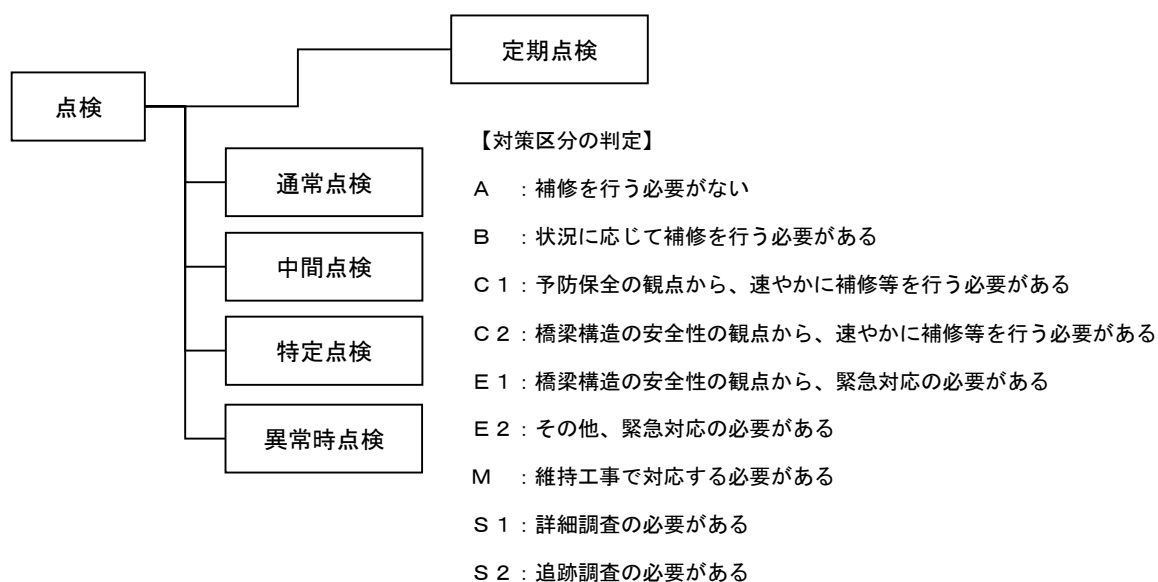


図 2.2.1 点検の種類と定期点検における対策区分の判定

### 2.2.2 点検の方法

- ・ 定期点検については、全ての部材等について近接目視により行うことを基本とし、必要に応じて触診、打音等の非破壊検査を併用する。
- ・ 近接目視と同等の判断が可能であれば、他の方法を検討してもよい。

### 2.2.3 点検結果の判定方法

- 部材毎に、損傷度について評価を行い、部材毎の損傷度や架設条件等から健全性、対策区分について判定を行う。

※橋梁毎に条件が異なるので、部材の損傷度判定と対策区分を直接的に結びつけることはしていない（不可能）

- 鋼部材の「腐食」に対する損傷度については、a) 損傷の深さ、b) 損傷の面積の組合せから、a, b, c, d, e の5段階で評価する。（表 2.2.1、表 2.2.2 参照）
- 鋼部材の「き裂」に対する損傷度は、き裂の有無、き裂の状況（線状、長さ、数）により、a, b, c, d, e の5段階で評価する。（表 2.2.3 参照）
- 対策区分については、A, B, C1, C2, E1, E2, M, S1, S2 による判定区分で評価する。（図 2.2.1、図 2.2.2 参照）
- 健全性については、I（健全）、II（予防保全段階）、III（早期処置段階）、IV（緊急処置段階）の4段階にて評価する。

※各部材単位等の損傷度評価を踏まえて判断する

※一般的には主要部材に着目し最も厳しい評価で代表させることが可能である

- 健全性の診断と対策区分の判定については、独立して行うことが原則であるが、一般的には表 2.2.4 のような対応となる場合が多い。

表 2.2.1 腐食についての評価区分

区分	一般的状況		備考
	損傷の深さ	損傷の面積	
a	損傷なし		
b	小	小	
c	小	大	
d	大	小	
e	大	大	

表 2.2.2 要因毎の一般的状況

#### (a) 損傷の深さ

区分	一般的状況	備考
大	鋼材表面に著しい膨張が生じている、又は明らかな板厚減少等が視認できる。	
小	錆は表面的であり、著しい板厚減少等は視認できない。	

※錆の状態（層状、孔食など）にかかわらず、板厚減少等の有無によって評価する

#### (b) 損傷の面積

区分	一般的状況	備考
大	着目部分の全体に錆が生じている、又は着目部分に拡がりのある発錆箇所が複数ある。	
小	損傷箇所の面積が小さく局所的である。	

※大小の区分の閾値の目安は50%である

※全体とは評価単位である当該要素全体をいう

例：主桁の場合→端部から第一横構まで等

格点の場合→当該格点

表 2.2.3 き裂についての評価区分

区分	一般的状況	備考
a	損傷なし	
b	-	
c	断面急変部、溶接接合部などに塗膜われが確認できる。 き裂が生じているものの、線状でないか、線状であってもその長さが極めて短く、更に数が少ない場合。	
d	-	
e	線状のき裂が生じている、又は直下にき裂が生じている疑いを否定できない塗膜われが生じている。	

※塗膜われとは、鋼材のき裂が疑わしいものをいう。長さが極めて短いとは、3mm未滿を一つの判断材料とする。

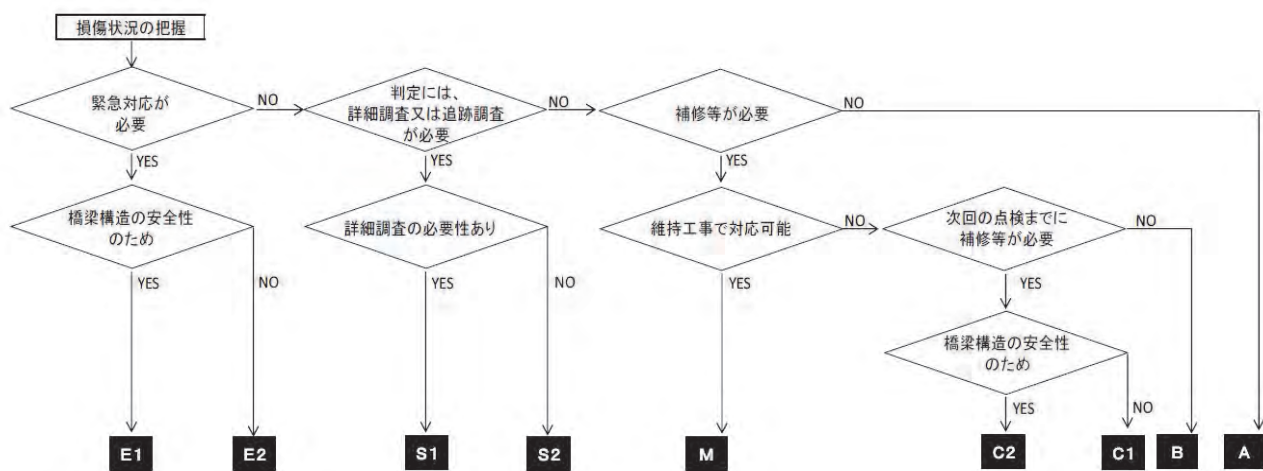


図 2.2.2 定期点検における対策区分判定の流れ

表 2.2.4 健全性と対策区分の一般的な関係

健全性の診断	対策区分の判定
I (健全)	A、B
II (予防保全段階)	C1、M
III (早期処置段階)	C2
IV (緊急処置段階)	E1、E2

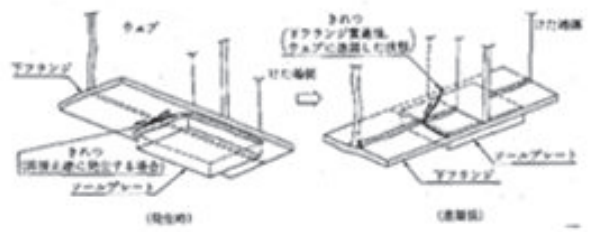
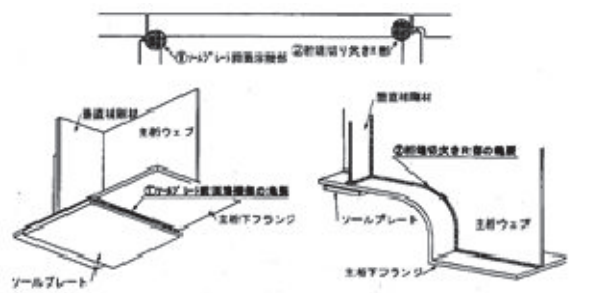
## 2.2.4 腐食、き裂に対する主な着目部位、損傷状況

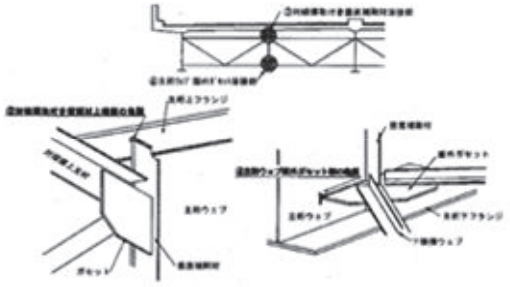

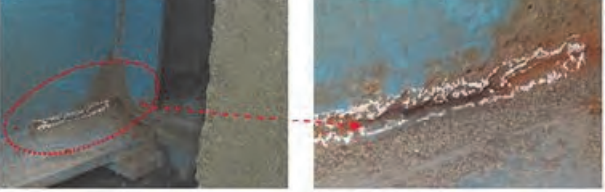
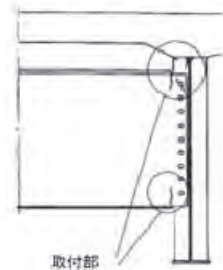
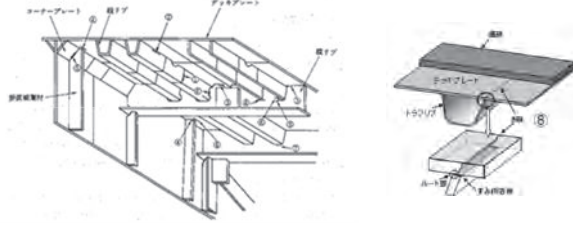
- ・ 「腐食」に対する主な着目部位，想定される損傷状況は，表 2.2.5 とされている。
- ・ 「き裂」に対する主な着目部位，想定される損傷状況は，表 2.2.6 とされている。

表 2.2.5 点検着目部位及び損傷状況（腐食）

着目箇所	要因	損傷状況（例）
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 桁端部</li> <li>・ 排水装置近傍</li> <li>・ 箱桁や鋼製橋脚内部</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 湿気がこもりやすい箇所</li> </ul>	-
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 継手部</li> <li>・ アーチやトラスの格点部</li> <li>・ <math>\pi</math>型ラーメン橋取合い部（脚添接部、脚と梁の隅角部、梁隅角部）</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ プレートがボルト結合された箇所，塗膜厚が薄くなる傾向，水はけが悪くなる場合がある</li> </ul>	-
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ RC 床版等のコンクリート部に埋め込まれた鋼製のトラス斜材</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 土砂や水がたまりやすい箇所</li> <li>・ 変形が拘束され応力集中しやすい箇所</li> </ul>	<p>コンクリート内部の方が腐食の進行が速く，著しい断面欠損やき裂を生じている場合がある。</p> 
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 鋼アーチ橋のケーブル取付部</li> <li>・ 吊橋のケーブル定着部</li> </ul>	-	<p>吊材やケーブル定着部などで，防食のためにカバー等で覆われている場合に，内部に水が浸入して外観目視では見えない内部にて腐食が進行することがあり，注意が必要である。特に，さや管等で覆われていて異種金属接触腐食が生じている場合進行が速い。</p>

表 2.2.6 点検着目部位及び損傷状況（き裂）

着目箇所	要因	損傷状況（例）
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ ソールプレート全面溶接部</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 活荷重応力，温度変化による水平力など繰返し荷重</li> </ul>	<p>ソールプレート前面は支承機能の損傷により疲労き裂の発生例は多い。</p> 
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 桁端切欠きR部</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 断面急変に伴う，応力集中</li> </ul>	<p>円弧状に切欠いた形状の場合は，特にこのコーナー部にき裂が生じやすい。</p> 

<p>・対傾構取付き垂直補剛材溶接部</p>	<p>・主桁の相対たわみ差や床版のたわみなどによる交番応力</p>	<p>-</p>
<p>・主桁ウェブ面外ガセット溶接部</p>	<p>-</p>	<p>主桁ウェブに取り付けられた下横構の面外ガセットの端部に発生するき裂は、主桁ウェブに進展し破断に至るおそれがあるため、注意が必要である。特に、疲労強度等級が低い貫通継手（H'）についての注意が重要である。</p> 
<p>・主桁下フランジ突合せ溶接部</p>	<p>-</p>	<p>き裂の発生例としては希である。しかし、き裂が発生した場合、落橋のおそれもある部位であり、注意が必要である。</p> 
<p>・桁端部の溶接部</p>	<p>板厚減少を伴う腐食が生じると、部材の耐力に低下</p>	
<p>・鈹桁の横桁取付部</p>	<p>-</p>	<p>横桁が荷重分配横桁である場合、主部材の接合部として耐力に影響を及ぼす箇所であり、注意が必要である。</p> 
<p>・鋼床版部</p>	<p>活荷重が直接載荷される部位</p>	<p>疲労き裂の発生事例は多い。構造形式や寸法によるものの、一般的に発生例が多い部位。（下図）</p>  <p>①縦リブの現場突合せ溶接 ②デッキプレートと縦リブのすみ</p>





## 2.3 高速道路橋の点検

### 2.3.1 点検の頻度

- ・ 災害等の異常時や特定の事象に対する点検を除く，一般的な維持管理における点検（保全点検）の種別としては，①初期点検（構造物等の初期状態を把握するために行うもの），②日常点検（安全な道路交通を確保し，第三者等被害を未然に防止するため及び構造物の変状発生状況等を日常的に確認するもの），③基本点検（管理区間全体の構造物の状態を把握するもの），④詳細点検（構造物の健全性の把握及び第三者等被害を未然に防止するため，構造物個々の状態を細部にわたり定期的に把握するもの）に区分されている。
- ・ 各種点検の種別，頻度と点検内容を，図 2.3.1 に示す。
- ・ 「初期点検」「詳細点検」は，橋梁定期点検要領（国土交通省）の「定期点検」に相当し，同等以上の頻度（供用開始時に 1 回，以降 1 回以上/5 年）で実施されている。

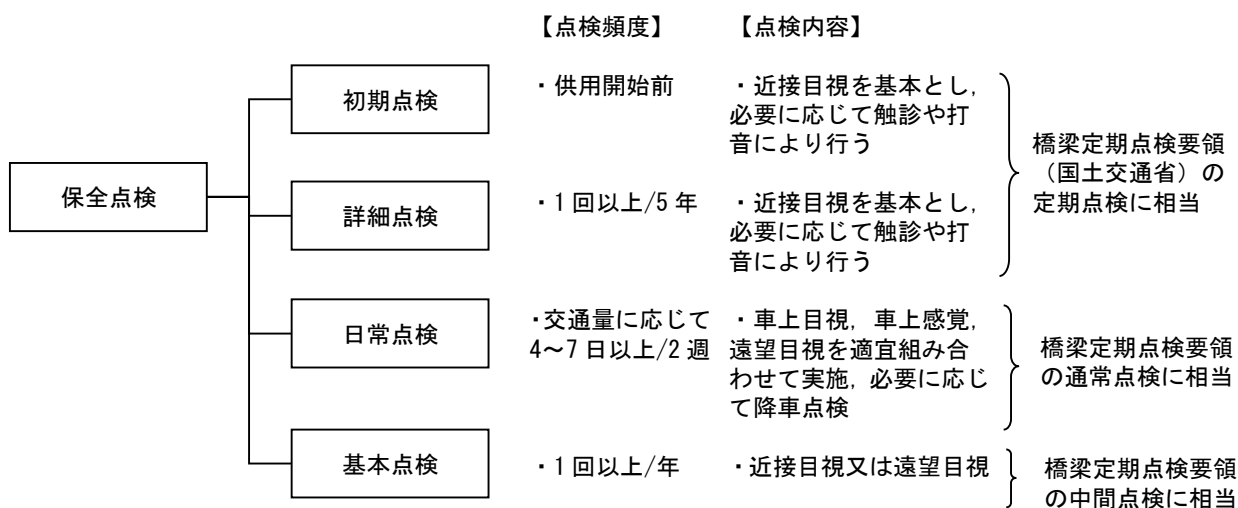


図 2.3.1 保全点検の種別，頻度及び点検内容

### 2.3.2 点検の方法

#### (初期点検)

構造物の供用開始前の初期状態を把握する点検である。橋梁においては、初期状態の把握に加えて、第三者等被害を未然に防止することも含めて状態を把握するための点検である。点検方法は、近接目視を基本とし、必要に応じて触診や打音による点検を行う。また、第三者等に対する被害を未然に防止する観点から行う場合は、近接目視かつ触診や打音により行うことを原則とする。

#### (詳細点検)

構造物の健全性の把握や第三者等への被害を未然に防止するため、構造物の状態を細部にわたり定期的に把握するために行うもので、「構造物の健全性を把握するために行う詳細点検」と「第三者等に対する被害を防止する観点から行う詳細点検」の双方の観点から変状の発生や進行状況を把握し、変状の状態を適切に判定、評価及び診断する点検である。

構造物の健全性を把握するために行う詳細点検は、近接目視により行うことを基本とし、必要に応じて触診や打音を行う。

第三者等に対する被害を防止する観点から行う詳細点検は、近接目視かつ触診や打音により行うことを原則とする。

#### (日常点検)

日常点検（車上、夜間、降車）は、主として本線内から確認できる範囲を対象に車上目視、車上感覚により点検を行うものであるが、必要に応じて降車し、変状の状態を確認する。

車上点検は、本線（ランプ部を含む）上を走行する点検車からの車上目視及び車上感覚により行い、異常等を確認した場合は必要に応じて点検車から降りて接近（双眼鏡等の使用を含む）して行う。

夜間点検は、本線（ランプ部を含む）上の交通安全施設や交通管理施設及び接続道路等に設置されている市街地標識を走行する点検車からの車上目視及び車上感覚により、1回以上/年の頻度で行う。また、異常が確認された場合は、点検車から降りて接近（双眼鏡等の使用を含む）して行う。

降車点検は、第三者被害が発生する恐れがある本線内の標識、伸縮装置、跨道橋、インター橋やジャンクション橋の交差箇所について遠望目視による点検を実施し、変状・異常等が確認された場合は可能な限り近接目視により行う。

#### (基本点検)

主として本線外より、近接目視又は遠望目視等により管理区間全体の構造物の全般的な状態を定期的に確認する点検である。

### 2.3.3 点検結果の判定方法

- ・ 構造上の部位部材毎，変状の種類毎に，変状の状況を把握するものと第三者等への被害を及ぼす恐れ  
の程度を把握し，個別の変状に対する判定区分により個別判定を行う。個別の変状に対する判定区分  
は，表 2.3.1 のとおりである。
- ・ 鋼部材の「腐食」，「き裂」に関する個別判定の標準は表 2.3.2 のとおりである。
- ・ 個別判定の結果に基づき主要な部材の変状が構造物の機能に及ぼす影響を評価し，健全度評価を行う。  
健全度評価は，表 2.3.3 のとおりである。
- ・ 鋼部材の「腐食」，「き裂」に関する健全度評価の標準は表 2.3.4 のとおりである。
- ・ 健全性の診断とは，個別判定又は健全度評価に基づき，国交省定期点検要領における部材毎の健全性  
診断区分であるⅠ（健全），Ⅱ（予防保全段階），Ⅲ（早期処置段階），Ⅳ（緊急処置段階）の 4 段階  
にて評価。健全度評価（健全度ランク）と健全性診断区分の一般的な対応は，表 2.3.8 のとおりであ  
る。

表 2.3.1 個別の変状に対する判定区分

判定区分		定義
変状に対する判定	AAA	変状が極めて著しく，緊急措置が必要な状態。
	AA	変状が著しく，速やかな措置が必要な状態。
	A1	変状があり，早期に措置が必要な状態。
	A2	変状が認められ，適切な時期に措置を行うことが望ましい状態。
	B	変状があり，変状の進行状態を継続的に監視する必要がある状態。
	OK	変状がない又は措置を必要としない変状がある状態。
	C	変状に対する判定を行うために，調査を実施する必要がある場合。
第三者等被害に対する判定	E	安全な交通又は第三者等に対し支障となる恐れがあるため，緊急的な措置が 必要な状態。
	e	第三者等に対し影響を及ぼす場所。

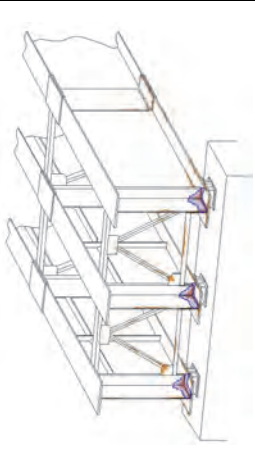
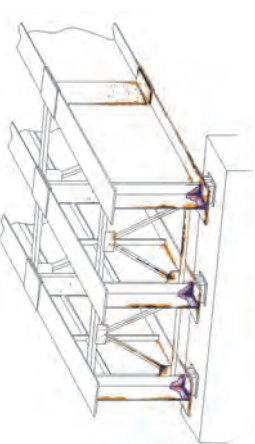
表 2.3.2 個別判定の標準

	点検部位	変状パターン	変状概要	AA	A1	A2	B
腐食	主部材	発錆 断面減少 断面欠損	鋼材に集中的に錆が発生している状態又は錆が極度に進行し断面減少や断面欠損が生じている状態。	腐食により主部材に著しい断面減少が生じ、構造物の耐荷力に影響を及ぼす恐れがある。腐食による断面減少が進行し、主部材が断面欠損している。	腐食により主部材に減厚が生じている。	腐食により主部材に軽微な減厚が生じている。	主部材の減厚に進行する恐れのある発錆。
	2次部材			-	2次部材の破断に至る恐れのある著しい腐食。腐食による断面減少が進行し、2次部材が断面欠損している。	腐食により2次部材に減厚が生じている。	2次部材の減厚に進行する恐れのある発錆。
疲労 き裂	ソールプレート前面溶接部	疲労 き裂	応力の繰返しにより部材の断面急変部や溶接接合部等の応力集中部に生じた鋼材又は溶接の割れ(疲労き裂)。地震、車両の衝突等過度の外力により生じた鋼材の割裂。	き裂がウェブまで進展しているもの。	き裂が発生している場合。	-	-
	桁端切欠きR部			き裂がウェブまで進展しているもの。	き裂が発生している場合。	-	-
	対傾構取付垂直補剛材溶接部			-	き裂が発生している場合。	-	-
	主桁ウェブ面外ガセット溶接部			き裂がウェブ上を進展しているもの。	き裂の恐れのある塗膜割れがある場合。	-	-
	主桁下フランジ突合溶接部			き裂が発生している場合。	き裂の恐れのある塗膜割れがある場合。	-	-
	縦桁端部切欠き部			縦桁ウェブを破断する方向にき裂が進展している場合。	き裂が発生している場合。	-	-
	アーチ垂直材根元部			アーチコード、補剛桁本体にき裂が進展している場合。	垂直材の破断の恐れのある場合。	-	-
	鋼製脊座溶接部			-	き裂が発生している場合。	-	-
	鋼製脚隅角部			き裂が発生しており、進展する恐れのある場合。	き裂が発生している場合。	-	-
	その他			上記以外で発見された大きなき裂。	き裂が発生している場合。	-	-

表 2.3.3 健全度評価（橋梁）

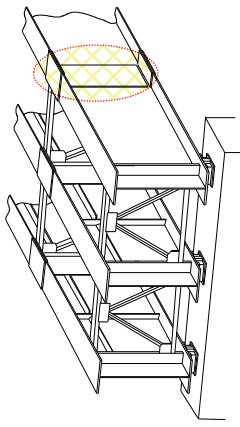
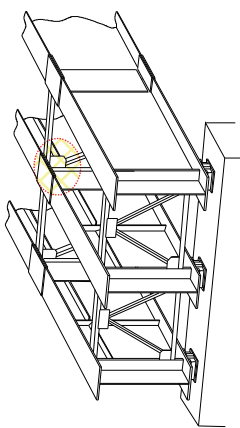
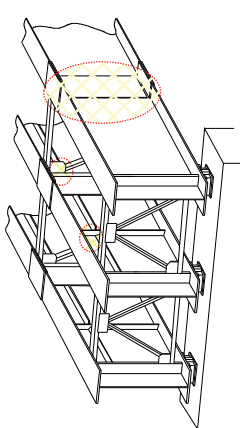

健全度ランク	定義
IV	耐荷性能又は走行性能の低下が生じている、又は生じる可能性が著しく高く、緊急措置が必要な状態
Ⅲ－2	耐荷性能又は走行性能の低下が生じる可能性が高く、速やかな措置が必要な状態
Ⅲ－1	耐荷性能又は走行性能の低下が生じる可能性があり、早期に措置が必要な状態
Ⅱ－2	耐荷性能又は走行性能に対する注意が必要で予防保全の観点から適切な時期に措置を行うことが望ましい状態
Ⅱ－1	耐荷性能又は走行性能に対する注意が必要で予防保全の観点から適切な時期に対策検討を行うことが望ましい状態
I	耐荷性能及び走行性能の低下が無い状態

表 2.3.4 健全度評価の標準（鋼 I 桁）

		変状グレード				
		II-1	II-2	III-1	III-2	
関連する 変状パターン	桁端部周辺の主桁や塗膜厚が薄くなりやすい 部材の角部やこば面、高カボルトの表面錆の発 生や塗膜のふくれ等の劣化が局部的に見られ る状態。		桁端部周辺の主桁や支点補剛材の角部からの 断面減少や欠損、支点補剛部のウェブ下端の欠 損、高カボルトの腐食などの劣化が部分的に見 られる状態。		腐食による主桁の著しい断面減少が生じてお り、腐食の進行により構造上支障となる恐れが ある状態。	主部材に腐食による著しい断面減少や大きな 変形・座屈が生じ、構造物の耐荷力に影響を及 ぼす恐れがある状態。
	漏水・滞水	下記の複数項目に該当 降雨後に漏水が生じている。 又は漏水跡が見られる。	下記の複数項目に該当 降雨後に漏水が生じている。 又は漏水跡が見られる。	下記の複数項目に該当 天候に関係なく滞水が生じており、部材へ影響 を及ぼしている。	下記の複数項目に該当 天候に関係なく滞水が生じており、部材へ影響 を及ぼしている。	
	塗膜劣化	下記の複数項目に該当 部分的に塗膜のひび割れ、はがれ、ふくれ又は 錆等が発生している。	下記の複数項目に該当 全体的に塗膜のひび割れ、はがれ、ふくれ又は 錆等が発生している。	下記の複数項目に該当 全体的に塗膜のひび割れ、はがれ、ふくれ又は 錆等が発生している。	下記の複数項目に該当 全体的に塗膜のひび割れ、はがれ、ふくれ又は 錆等が発生している。	
	発錆、断面減少、 断面欠損	下記の複数項目に該当 減厚に進行する恐れのある発錆が見られる状態。	下記の複数項目に該当 腐食により主部材に軽微な減厚が生じている。又 は、2次部材に減厚が生じている。	下記の複数項目に該当 腐食により主部材に減厚が生じている。又は、2 次部材の破断にいたる恐れのある著しい腐食及び 腐食による断面減少が進行し、2次部材が断面欠 損している。	下記の複数項目に該当 腐食により主部材に著しい断面減少が生じ、構造 物の耐荷力に影響を及ぼす恐れがある。 腐食による断面減少が進行し、主部材が断面欠損 している。	
	疲労き裂	—	—	—	—	
変形、座屈	2次部材に変形・座屈が生じている場合。	2次部材に変形・座屈が生じている場合。	主部材に変形・座屈が生じている。又は、2次 部材に著しい変形・座屈が生じ、主部材に影響 を及ぼす恐れがある。	主部材に大きな変形・座屈が生じ、構造物の耐 荷力に影響を及ぼす恐れがある。		

リベット・HTBのゆるみ、欠損	腐食によるボルト・ナットの断面減少や断面減少に進行する恐れのある発錆が生じている場合。	腐食によるボルト・ナットの断面減少や断面減少に進行する恐れのある発錆が生じている場合。	腐食により主部材の継手部で2本以上のボルト・ナットに断面減少が生じている場合。	腐食により主部材の継手部で多数のボルト・ナットに断面減少が生じ、構造物の耐力に影響を及ぼす恐れがある。
-----------------	---	---	---	---

(b)「疲労」

変状グレード				
	II-1	II-2	III-1	III-2
関連する変状パターン	塗膜割れやき裂は見られないが、ボルトの脱落（一箇所につき一本程度）が見られる状態。 	二次部材に初期き裂又は塗膜割れが見られる状態。 	主部材にき裂の恐れのある塗膜割れ、又は二次部材にき裂が発生した状態。 	主部材にき裂が発生している場合、き裂が各部材のウェーブまで進展している状態。 
漏水・滞水	下記の複数項目に該当	下記の複数項目に該当	下記の複数項目に該当	下記の複数項目に該当
塗膜劣化	-	-	-	-
発錆、断面減少、断面欠損	-	-	-	-
疲労き裂	-	-	-	-
変形、座屈	-	-	-	-
リベット・HTBのゆるみ、欠損	F11T以外にリベット・HTBの脱落がある場合。	F11T以外にリベット・HTBの脱落がある場合。	F11Tの遅れ破壊が見られる場合、主部材の添接部に一箇所あたり2本以上の脱落がある場合。	F11Tの遅れ破壊が見られる場合、主部材の添接部に一箇所あたり2本以上の脱落がある場合。

※主部材において、き裂が発生している場合は、速やかに詳細調査を実施することが望ましい。

表 2.3.5 健全度評価（変状グレード）と健全性診断区分の一般的な対応

国交省定期点検要領における部材毎の健全性診断区分			NEXCO 健全度評価区分（主桁・床版など）	
区分		状態	健全度 ランク	定義
IV	緊急措置段階	構造物の機能に支障が生じている。又は生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を講ずべき状態。	IV	耐荷性能又は走行性能の低下が生じている。又は生じる可能性が著しく高く、緊急措置が必要な状態
III	早期措置段階	構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずべき状態。	III-2	耐荷性能又は走行性能の低下が生じる可能性が高く、速やかな措置が必要な状態
			III-1	耐荷性能又は走行性能の低下が生じる可能性があり、早期に措置が必要な状態
II	予防保全段階	構造物に支障が生じていないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態。	II-2	耐荷性能又は走行性能に対する注意が必要で予防保全の観点から適切な時期に措置を行うことが望ましい状態
			II-1	耐荷性能又は走行性能に対する注意が必要で予防保全の観点から適切な時期に対策検討を行うことが望ましい状態
I	健全	構造物の機能に支障が生じていない状態。	I	耐荷性能及び走行性能の低下が無い状態



## 2.4 鉄道橋の点検

### 2.4.1 点検の頻度

鉄道橋の検査は、「施設及び車両の定期検査に関する告示」における「線路の定期検査」に相当し、2年ごとに実施することを基本として定められている。この告示により、「鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）」では、検査を初回検査、全般検査（通常全般検査、特別全般検査）、個別検査、随時検査に区分しており、JR東日本では、目視を主体とした検査である通常全般検査を2年ごとに実施し、構造物に極力接近して目視や打音を行う検査である特別全般検査は10年を超えない期間ごとに実施している。

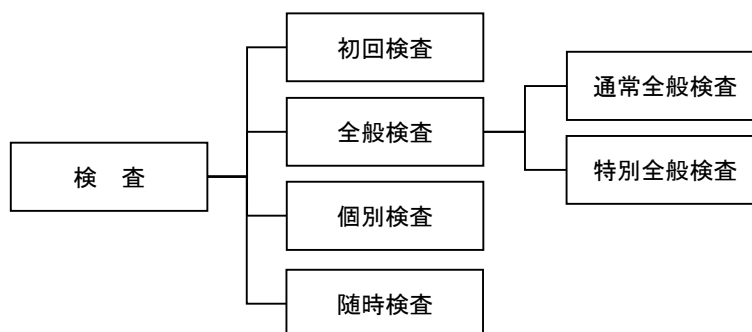


図 2.4.1 構造物の検査区分

### 2.4.2 点検の方法

#### （通常全般検査）

構造物の変状もしくは既変状の進行の有無等を把握し、性能を低下させている変状、またはその恐れのある変状を抽出し、措置の必要性や個別検査の要否を決定することを目的とする検査であり、目視を基本とする。主な検査項目としては、以下のような点が挙げられる。

- 列車通過時の鋼桁の振動状態
- 塗膜の劣化及び腐食の状態
- 支承部の変状
- リベット及びボルトの変状
- 溶接部及び母材の変状
- 補修・補強箇所の再変状
- 排水設備の状態
- 付帯設備の変状

#### （特別全般検査）

検査足場や塗装塗替時の作業用足場、高所作業車などを活用して検査を詳細に行うため、通常全般検査より検査精度を高めることが可能である。検査の方法には入念な目視のほかに、計測機器を用いた調査などがある。

#### （個別検査）

全般検査で健全度 A と判定した変状に対して、その変状の状態を的確に把握し、変状原因の推定と変状の予測を行い、構造物の性能項目の照査を実施するとともに、これらの結果に基づき精度の高い健全度の判定を行うことを目的とする検査である。検査の方法には入念な目視に加えて、腐食断面やき裂長の計測、応力や変位の測定、非破壊検査、材料試験、破面調査などがある。

### 2.4.3 点検結果の判定方法

健全度の判定区分は、表 2.4.1 及び表 2.4.2 を標準とし、各構造物の特性等を考慮して定めることとしている。ここで健全度 A と判定されたもののうち、健全度 AA と判定された構造物は、運転保安、旅客公衆などの安全、列車の正常運行の確保を脅かす変状があるため、緊急に使用制限、補修補強、改築及び取替などの措置を講じる必要がある。全般検査で健全度 A と判定された構造物は個別検査を行い健全度の細分化を行っている。

鉄道橋における「き裂」と「腐食」の主な判定事例を、表 2.4.3～表 2.4.12 に示す。

表 2.4.1 構造物の状態と標準的な健全度の判定区分

健全度	構造物の状態
A	運転保安、旅客及び公衆などの安全ならびに列車の正常運行の確保を脅かす、またはそのおそれのある変状等があるもの
	AA 運転保安、旅客及び公衆などの安全ならびに列車の正常運行の確保を脅かす変状等があり、緊急に措置を必要とするもの
	A1 進行している変状等があり、構造物の性能が低下しつつあるもの、または、大雨、出水、地震等により、構造物の性能を失うおそれのあるもの
	A2 変状等があり、将来それが構造物の性能を低下させるおそれのあるもの
B	将来、健全度 A になるおそれのある変状等があるもの
C	軽微な変状等があるもの
S	健全なもの

表 2.4.2 標準的な健全度と変状の程度等との関係

健全度	運転保安、旅客及び公衆などの安全に対する影響	変状の程度	措置等
A	AA 脅かす	重大	緊急に措置
	A1 早晚脅かす 異常時外力の作用時に脅かす	進行中の変状等があり、性能低下も進行している	早急に措置
	A2 将来脅かす	性能低下のおそれがある変状等がある	必要な時期に措置
B	進行すれば健全度 A になる	進行すれば健全度 A になる	必要に応じて監視等の措置
C	現状では影響なし	軽微	次回検査時に必要に応じて重点的に調査
S	影響なし	なし	なし

表 2.4.3 中間補剛材下端の腹板の疲労き裂

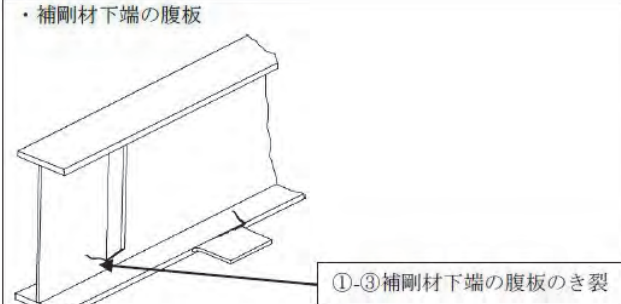
 <p>・補剛材下端の腹板</p> <p>①-③補剛材下端の腹板のき裂</p>	①き裂がビードから離れてある程度進展したもの	AA
	②き裂が腹板を貫通したもの	A1
	③き裂が腹板を貫通してないもの	A2

表 2.4.4 端補剛材下端の疲労き裂

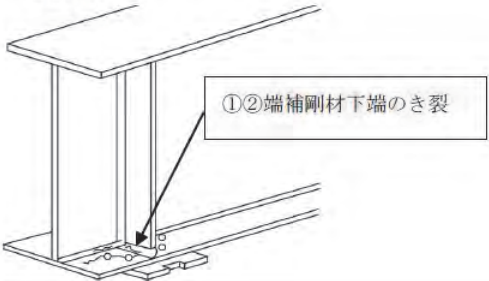
<p>・端補剛材下端</p> 	<p>①き裂が全幅に達したもの</p> <p>②き裂が一部に見られるもの</p>	<p>A1</p> <p>A2 (B)</p>
--	--	-----------------------------

表 2.4.5 主桁下フランジの疲労き裂

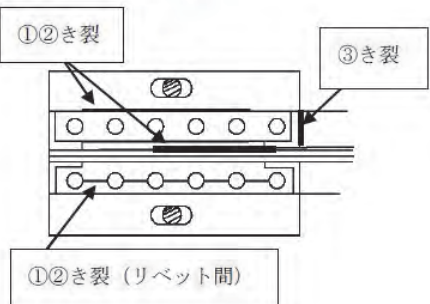
<p>・主桁下フランジ (山形鋼)</p> 	<p>①ソールプレートのき裂</p> <p>②き裂 (線支承も含む)</p> <p>③径間中央寄りのソールプレート部から進展した橋軸直角方向のき裂</p>	<p>A2</p> <p>A1 (A2)</p> <p>A1</p>
--	---	--

表 2.4.6 主桁切欠部の疲労き裂

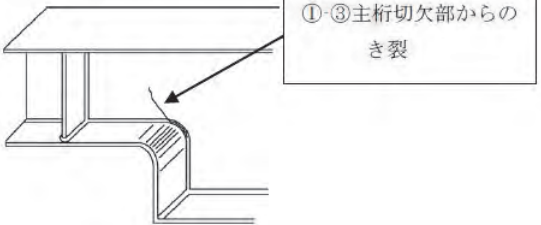
<p>・主桁切欠部</p> 	<p>①き裂がビードから離れてある程度進展したもの</p> <p>②き裂が腹板を貫通したもの</p> <p>③き裂が腹板を貫通してないもの</p>	<p>AA</p> <p>A1</p> <p>A2</p>
---	---	-------------------------------

表 2.4.7 ソールプレート前縁の疲労き裂

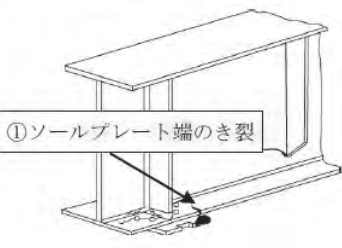
<p>・ソールプレート部</p> 	<p>①ソールプレート溶接部からのき裂</p>	<p>AA.A1.A2</p>
--	-------------------------	-----------------

表 2.4.8 縦桁上フランジ（腹板）の疲労き裂

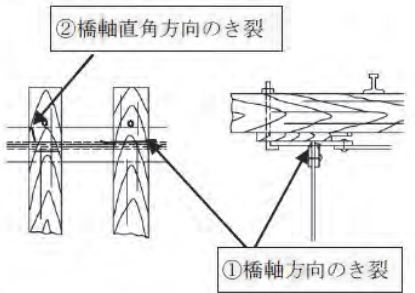
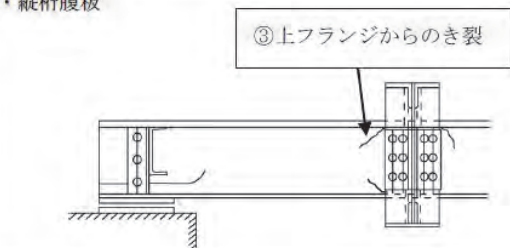
<p>・縦桁上フランジ</p> 	<p>①橋軸方向のき裂</p> <p>②橋軸直角方向のき裂</p>	<p>A2</p> <p>A1</p>
<p>・縦桁腹板</p> 	<p>③縦桁横桁連結部の縦桁上フランジからのき裂</p>	<p>AA</p> <p>(A1)</p>

表 2.4.9 縦桁下フランジ（腹板）の疲労き裂

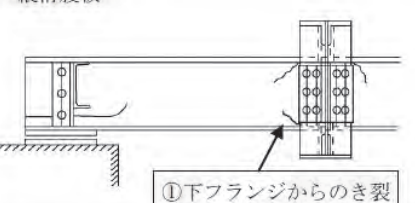
<p>・縦桁腹板</p> 	<p>①縦桁横桁連結部の縦桁下フランジからのき裂</p>	<p>AA</p> <p>(A1)</p>
--	------------------------------	-----------------------

表 2.4.10 貫通縦桁取り付け部の疲労き裂

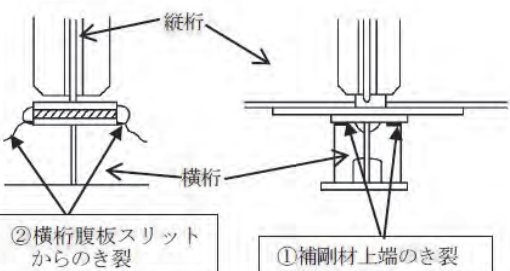
<p>・貫通縦桁取付け部</p> 	<p>①補剛材上端のき裂</p> <p>②横桁腹板スリットからのき裂</p>	<p>A2</p> <p>AA</p> <p>(A1)</p>
--	--	---------------------------------

表 2.4.11 横桁腹板下端の疲労き裂

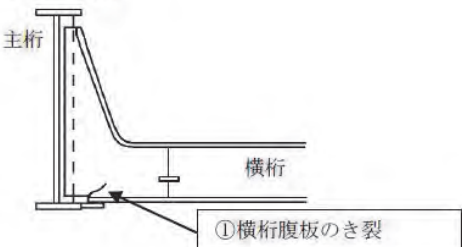
<p>・横桁腹板切欠部</p>  <p>①横桁腹板のき裂</p>	<p>①横桁腹板のき裂</p>	<p>AA (A1)</p>
---	-----------------	--------------------

表 2.4.12 主桁腹板の腐食

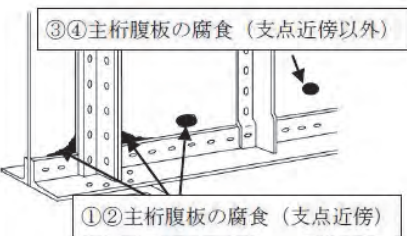
<p>・主桁腹板</p>  <p>③④主桁腹板の腐食 (支点近傍以外)</p> <p>①②主桁腹板の腐食 (支点近傍)</p>	<p>①支点近傍で連続的に腐食したもの</p> <p>②支点近傍で局部的に孔食したもの</p> <p>③支点近傍以外で連続的に腐食したもの</p> <p>④支点近傍以外で局部的に孔食したもの</p>	<p>A1</p> <p>A2 (B)</p> <p>A2 (B)</p> <p>B (C)</p>
--	---	--

表 2.4.13 中間補剛材下端の腐食、疲労き裂

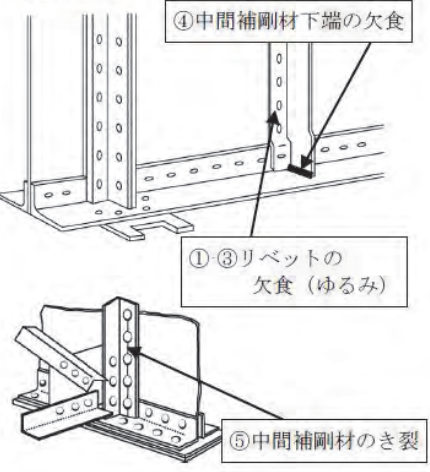
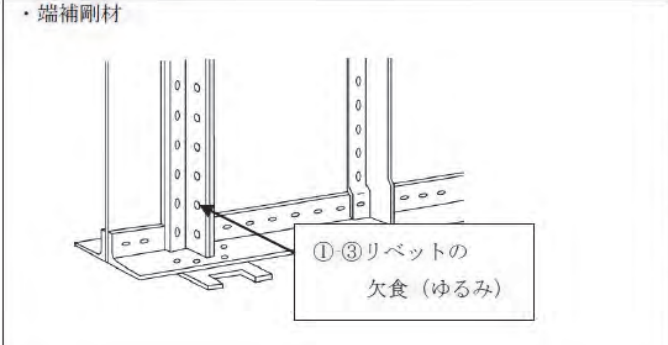
<p>・中間補剛材</p>  <p>④中間補剛材下端の欠食</p> <p>①③リベットの欠食 (ゆるみ)</p> <p>⑤中間補剛材のき裂</p>	<p>①対傾構のある部分でゆるみがある場合</p> <p>②対傾構のない部分でゆるみがある場合</p> <p>③一群の 1/2 程度のリベット頭部が欠食した場合</p> <p>④中間補剛材下端が欠食した場合</p> <p>⑤対傾構の取り付く補剛材山形鋼にき裂が発生した場合</p>	<p>A1 (A2)</p> <p>A2 (B)</p> <p>C</p> <p>B</p> <p>A1 (A2)</p>
--	--	---

表 2.4.14 リベットの腐食

	①下フランジ側の 1/3 のリベット頭部全てが欠食し、ゆるみがある場合	A1 (A2)
	②下フランジ側の 1/3 のリベット頭部ほとんどが欠食した場合	A2
	③下フランジ側の 1/3 のリベット頭部が約半分欠食した場合	B

腐食した鋼桁の耐荷性を詳細に評価する方法として、残存断面における発生応力度と降伏点応力度を補正して求めた保守限応力度を比較する方法がある。部材に発生する最大応力度と保守限応力度の比を現有応力比率とし、現有応力比率が 120%を下回る場合は健全度 A と判定し、何かしらの対策を実施している。

なお、本比較方法は鉄道橋独自のもので、道路橋では使用されていない。

$$\text{現有応力比率 (SR)} = \sigma_m / \sigma \times 100\%$$

- ここに、
- $\sigma_m$  : 保守限応力度
  - $\sigma$  : 当該線区の許容最高速度で車両が入線した際に部材に発生する最大応力度  
( $= \sigma_d + \sigma_l + \sigma_i$ )
  - $\sigma_d$  : 死荷重による応力度
  - $\sigma_l$  : 活荷重による応力度
  - $\sigma_i$  : 衝撃による応力度

表 2.4.15 耐荷性に関する健全度の判定例

現有応力比率	耐荷性の照査	健全度
$SR \leq 100$	1.0 以上	AA
$100 < SR \leq 120$	0.85~1.0	A1 or A2

表 2.4.16 保守限応力度 (引張応力度)

鋼材の年度別区分	普通鋼				高張力鋼			
	昭和 3 年 (1928) 以前	昭和 4 年 (1929) ~ 昭和 25 年 (1950)	昭和 26 年 (1951) ~ 昭和 44 年 (1969)		昭和 45 年 (1970) 以降	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
			リベット	溶接				
保守限応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	165	176	184	161	168	224	252	322

※錬鉄・ベッセマー鋼は一律 115N/mm<sup>2</sup>

表 2.4.17 保守限応力度（圧縮応力度：昭和 44 年以前の鋼材）

鋼材		SS400
組み合わせるリベット		SV330
圧縮応力度 (総断面につき)	軸方向 応力度	ア $0 < l/r \leq 110$ のとき $138 - 0.0065(l/r)^2$ イ $l/r \leq 30$ のとき $720000(r/l)^2$
	曲げ 応力度	$l/b \leq 30$ のとき $138 - 0.07(l/b)^2$ ただし、圧縮縁にバックルプレートがあるとき及びダブルウェブ断面 のときは $138 - 0.04(l/b)^2$

表 2.4.18 保守限応力度（圧縮応力度：昭和 45 年以降の鋼材）

		SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
圧縮応力度 (総断面につき)	軸方向 応力度	$0 < l/r \leq 9$ のとき 151	$0 < l/r \leq 8$ のとき 201.5	$0 < l/r \leq 8$ のとき 227	$0 < l/r \leq 10$ のとき 290
		$9 < l/r \leq 130$ のとき $151 - 0.886(l/r - 9)$	$8 < l/r \leq 115$ のとき $201.5 - 1.373(l/r - 8)$	$8 < l/r \leq 115$ のとき $227 - 1.648(l/r - 8)$	$10 < l/r \leq 95$ のとき $290 - 2.447(l/r - 10)$
		$130 < l/r$ のとき $740000(l/r)^2$	$115 < l/r$ のとき $740000(l/r)^2$	$105 < l/r$ のとき $740000(l/r)^2$	$95 < l/r$ のとき $740000(l/r)^2$
	曲げ 応力度	橋軸まわりの曲げに対し、 $l/r$ の代わりに次式で示す等価細長比 $(l/r)_e$ を用いて上記で示す 応力度をもとめる。 $(l/r)_e = F \cdot l/b$			

## 2.5 まとめ

前項に記載した道路橋，鉄道橋における点検の頻度，点検の方法及び点検時の判定方法などについて，以下に整理する。（別表 1 参照）

### 【点検の頻度と方法】

- ・ 道路橋，鉄道橋ともに，既設の点検設備や桁下や桁上からの目視を基本とした点検を 1～2 年程度の周期で実施しており，さらに，近接した目視に加えて触診や打音などを行う詳細な点検を道路橋では 5 年周期，鉄道橋では 10 年周期で実施している。
- ・ 道路橋においては，日々の簡易な点検を 3 日程度以内に 1 回実施している。
- ・ 道路橋が鉄道橋に比べて点検の頻度が高くなっているのは，道路橋は活荷重が定常的ではないことから，点検頻度を高めることで安全性を確保するためのものと推測される。

### 【点検時の判定方法】

- ・ 道路橋，鉄道橋ともに，定性的な判定区分を示した上で具体的な判定事例が整理されている。しかしながら，この判定事例も想定される全ての事例に対して細かく整理されている訳ではないため，最終的な判定が点検者の主観で決定されることがないよう，判定会議等で最終的な判定を行われている。
- ・ これは，多種多様な構造形式や材料が適用されている道路橋，鉄道橋においては，さらに供用条件を考慮した判定事例を整理することは現実的でないことは容易に推測できる。



別表 1

	道路橋	道路橋(高速道路)	鉄道橋
基準類	橋梁定期点検要領 (国土交通省道路局)	保全点検要領 (NEXCO 総研)	鉄道構造物維持管理標準・同解説(構造物編) (鉄道総合技術研究所)
点検の頻度	<p>【定期】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 通常点検：1回/1日～3日</li> <li>・ 中間点検：定期点検の中間年</li> <li>・ 定期点検：5年</li> </ul> <p>【不定期】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 特定点検：塩害等の特定の事象を対象に定める</li> <li>・ 異常時点検：災害や大きな事故が発生した場合</li> </ul>	<p>【定期】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 日常点検：4～7日/2週</li> <li>・ 基本点検：1年</li> <li>・ 詳細点検：5年</li> </ul>	<p>【定期】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 通常全般検査：2年</li> <li>・ 特別全般検査：10年</li> </ul> <p>【不定期】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 個別検査</li> <li>・ 随時検査</li> </ul>
点検の方法	<p>【通常点検】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 車上目視</li> </ul> <p>【中間点検】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 目視</li> </ul> <p>【定期点検】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 近接目視+触診、打音</li> </ul>	<p>【日常点検】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 車上目視、車上感覚、遠望目視を適宜組合せ必要に応じて降車確認</li> </ul> <p>【基本点検】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 近接目視又は遠望目視</li> </ul> <p>【詳細点検】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 近接目視+触診、打音</li> </ul>	<p>【通常全般検査】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 目視</li> </ul> <p>【特別全般検査】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 入念な目視</li> </ul> <p>【個別検査】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 入念な目視+検査機器等の活用</li> </ul>
点検時の判定方法	<p>【き裂】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 定性的な指標及び判定事例に基づく健全度を評価</li> </ul> <p>【腐食】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 定性的な指標及び判定事例に基づく健全度を評価</li> </ul>	<p>【き裂】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 定性的な指標及び判定事例に基づく健全度を評価</li> </ul> <p>【腐食】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 定性的な指標及び判定事例に基づく健全度を評価</li> </ul>	<p>【き裂】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 定性的な指標及び判定事例に基づく健全度を評価</li> </ul> <p>【腐食】</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 定性的な指標及び判定事例に基づく健全度を評価</li> <li>・ 現有応力比率による判定</li> </ul>
その他			

## 第3章 調査

### 3.1 はじめに

本章では鋼橋の耐荷力評価を行う前の、腐食箇所的事前調査について記述する。耐荷力評価を行うにあたり調査する手順は以下となる。

- ①設計図，設計計算書，補修補強に伴う設計図書の調査
- ②目視点検
- ③寸法計測

現場調査前には設計図により健全時の橋梁寸法を把握し，設計計算書より断面力や応力等の確認を行う。目視検査については事前に腐食箇所及び範囲を把握するために行う。前述の調査を終えた後に腐食箇所の板厚や範囲の計測を行う。

本章では耐荷力評価に使用する寸法計測の内，主に残存板厚の計測手法について記述する。

### 3.2 残存板厚の計測

実橋で残存板厚計測を行う上で，主な計測方法を紹介する。なお，耐荷力評価に使用する残存板厚の計測を行う場合は，錆層を残して計測を行うと耐荷力評価において実際よりも耐荷力を過大に評価する恐れがあるため，計測前には事前に腐食箇所の素地調整を行っておく。

#### 3.2.1 ノギス、キャリパーゲージによる計測

非破壊検査による物理的な計測手法で最も一般的な計測手法となる，ノギスは腐食箇所の平面的な形状寸法を計測することにも使用され，キャリパーゲージは残存板厚の計測に使用される。

物理的な計測方法により計測精度は高いが，現場環境，部材形状，腐食位置により計測ができない場合がある。また，計測の記録については別途用意する記録用紙に1点ごとに計測者が記録していかなければならないため，作業が煩雑となる。ノギス，キャリパーゲージの一般的な写真を図3.2.1に示す。



図 3.2.1 ノギス，キャリパーゲージ<sup>1)</sup>

### 3.2.2 その他の非破壊検査による計測

一般的な非破壊検査については、主に超音波厚さ計を使用した計測が行われるが、近年ではパルス渦電流計測装置による計測も行われているようである。

「腐食鋼部材の残存板厚計測への各種計測技術の適用性の検討」<sup>2)</sup> (以下論文) に両計測手法を含めた非破壊検査技術の比較検討を行っていたので、図 3.2.2 で一部引用して紹介する。

表-1 腐食部の残存板厚計測を対象として抽出した主な非破壊検査技術<sup>3)9)</sup>

技術の種類	概要		
	波の種類	原理	主な対象施設
電磁誘導法 (パルス渦流試験法)	渦電流	板厚に応じた渦電流の変化に伴う検出電力の周波数分析により特定の周波数を選択増幅し、その検出電力の振幅とそれがゼロになるまでの時間変化を利用 <sup>3)</sup>	配管 (発電、石油・化学プラント等)
		上記と同様の検出電力の振幅と位相を利用 <sup>4)</sup>	
超音波法	縦波または横波	電磁誘導を利用する非接触の電磁超音波センサを用いて、反射されるエコーを受信するまでの経過時間と音速を利用 <sup>5)</sup>	水門扉 (ダム、堰等)
	縦波	センサ内に充水することにより超音波ビーム幅を細めた垂直縦波センサと高感度ログアンプ探傷器を組合せて、反射されるエコーを受信するまでの経過時間と音速を利用 <sup>6)</sup>	
共鳴法 (共振法、打音法)	可聴波	板厚に対して固有に定まる卓越周波数(共振周波数)の変化を利用 <sup>7)</sup>	船舶
	縦波または横波	様々な周波数のバースト波を逐次入射させ、横波の多重反射における共鳴(共振)現象により強められた2つ以上の卓越周波数を利用 <sup>8)</sup>	配管 (発電、石油・化学プラント等)
放射線透過法	X線	高感度のイメージングプレートを用いたデジタル放射線画像システムを用いて、透過線量の差を利用 <sup>9)</sup>	

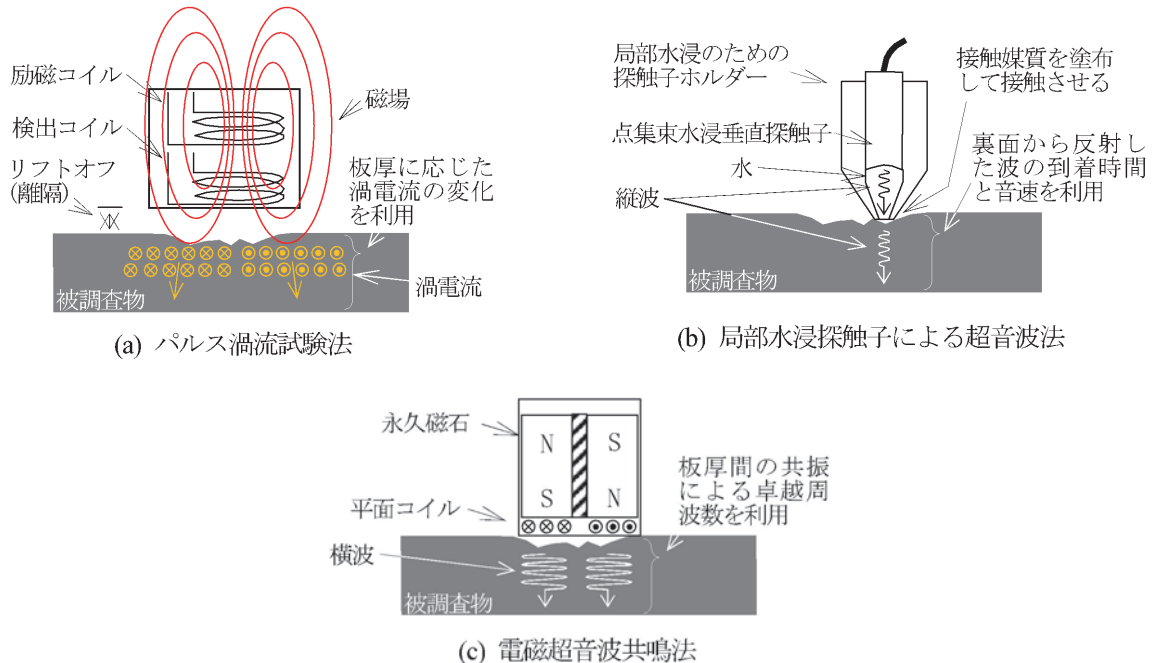


図 3.2.2 非破壊検査技術の概要と計測原理の模式図<sup>2)</sup>

論文<sup>2)</sup>では非破壊検査技術の錆除去前と錆除去後の比較計測をしており、錆除去前は特にバラツキが大きいことを確認している。なお、計測箇所はレーザー変位計による計測も行っており、レーザー変位計の値を正としている。

非破壊検査前に行う素地調整について、表 3.2.1 に示す。

表 3.2.1 前処理が必要な例<sup>3)</sup>

事 例	前 処 理 の 概 要
測定面に腐食による錆，浮いたスケール，異物の付着があり，凹凸がある場合	探触子を接触させる面は，平滑でないと測定精度が確保できない。よって，左記の場合，ワイヤブラシ等により，黒皮又は鋼材表面が現われるまで除去し，サンドペーパー等で表面を平滑に処理する。なお，ブラシ等で除去できない場合は，電動グラインダーにより除去し，探触子が設置できる面を確保する。
塗膜にふくれが見られる場合など，板厚測定にその影響が無視できない場合	塗膜剥離剤で塗膜を除去する。あるいはグラインダーで塗膜のみを除去する。
塗膜の劣化や発錆が生じていると窺える箇所に，張り紙防止シートが施工されている場合	測定箇所のシートを撤去する。ただし，開口部の裏面から板厚測定が可能な場合には，シートを撤去せずそれによってもよい。
路面境界部がアスファルトやインターロッキングブロック，土砂などで覆われ，点検箇所が露出していない場合	ブレードやスコップなどで点検箇所を露出させる。この場合，ブレード等で支柱に傷をつけないよう十分留意すること。

論文<sup>2)</sup>ではパルス過流試験法については条件にもよるが，精度は高くないものの板厚校正を適正に行えば，ある程度計測値が得られるとしている。

既存の技術以外に，簡易な板厚計測手法（電気抵抗検知式厚さ計）を提案し，性能確認試験を行っている。

参考として，超音波厚さ計の写真を図 3.2.3，渦電流腐食検査装置の写真を図 3.2.4 に示す。

【参考：超音波厚さ計】

測定範囲：2.0 から 200.0mm

測定精度：±0.1mm±1.0%（2mm から 100mm 以下）、±0.1mm±1.5%（200mm 以下）



図 3.2.3 超音波厚さ計<sup>4)</sup>

【参考：高性能パルス渦電流腐食検査装置】

Eddyfi はパルス渦電流を用いた高性能腐食検査装置 Lyft を開発しました。

主な特長として、優れた可搬性、リアルタイム C-スキャン、グリッドマッピング及びダイナミック スキャンモードのための高速データ取得機能（最大 15 ポイント/秒）、ロングケーブル（5+15m）などがあります。配管肉厚は最大 38 mm、保温材厚は 152 mm まで可能で、アルミニウム合金、ステンレス スチール鋼、ガルバナイズド鋼のジャケットにも対応しています。（特許出願中）（HP より）



図 3.2.4 高性能パルス渦電流腐食検査装置<sup>5)</sup>



### 3.2.3 レーザースキャナによる計測

#### (1) 3D レーザースキャナ

レーザーを1秒間に約10万ポイント発射する3Dスキャナーを利用して、構造物の形状計測を行う。仮設足場の設置や高所作業車等が不要で、計測箇所に近接しなくても最大100m以内で遠距離からスキャンを行い、構造物の形状を確認することが出来る。また、測定したデータは点群データとして記録し、CADや専用ソフトに取込むことが可能である。ただし、計測距離100mで計測精度は約2mmであるため、腐食に伴う残存板厚の計測を行う場合には注意が必要となる。レーザースキャナとスキャン画像の参考写真を図3.2.5に示す。



図 3.2.5 スキャン画像とレーザースキャナ<sup>6)</sup>

#### (2) ポータブル CMM スキャニングシステム

ハンドヘルド(手持ち)型のスキャナーとレーザートラッカーの組合せによって、1mm以下の精度で計測出来るため、より正確な残存板厚の計測を行うことが出来る。ただし、スキャンはハンドヘルド型スキャナーで腐食に近接して計測を行う必要があるため、仮設足場の設置や高所作業車等を使用して計測を行う必要がある。ハンドヘルド型スキャナーの写真を図3.2.6に示す。

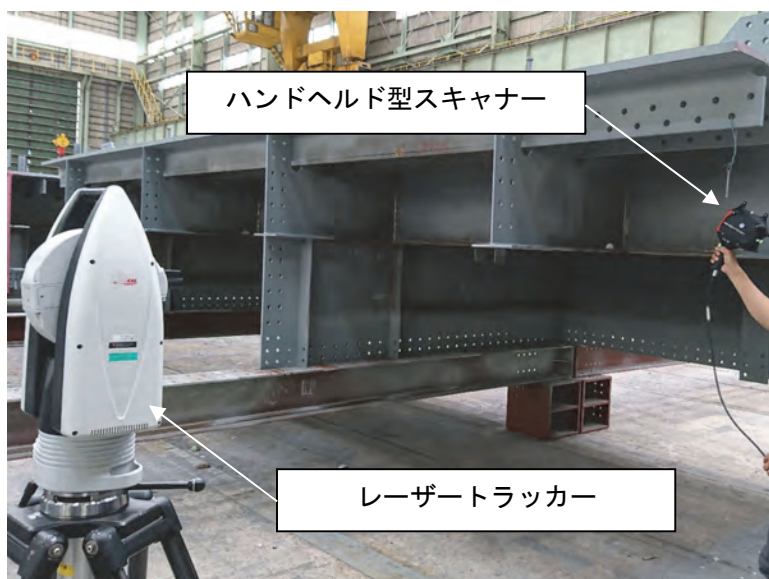


図 3.2.6 ハンドヘルド型スキャナーとレーザートラッカー

#### 【参考文献】

- 1) ノギス：シンワ計測(株)HPより，キャリパーゲージ：(株)尾崎製作所 HPより引用
- 2) 構造工学論文集 Vol.59A(2013年3月) 腐食鋼部材の残存板厚計測への各種計測技術の適用性の検討 村越潤他
- 3) 国土交通省 道路局 国道・技術課：附属物（標識、照明施設等）点検要領，H31.3
- 4) <https://www.measuring.jp/tan/tan02> より引用
- 5) <https://www.ponyindustry.co.jp/products/75.html> より引用
- 6) <http://www.ire-c.com/web/3d-scanner.html> より引用

## 第4章 評価

### 4.1 はじめに

既存の評価式に関する論文の調査を行い、引張、圧縮、せん断について評価式の整理を行うとともに、腐食モデルを作成して、評価式の試算を行い、各評価式の特徴と実橋での評価式適用を行う場合の留意事項等を確認した。

### 4.2 引張部材

#### 4.2.1 概要

腐食によって板厚減少が生じた鋼部材は、一般的に板表面が不均一な形状となり、板に荷重が加わった場合に応力集中が発生する。しかし、引張部材の耐荷性能については、応力集中箇所が先行して降伏した後に他の弾性領域が荷重を分担するためその影響が小さいことから、腐食後の残存板厚（断面積）で評価できることが、既往の研究でも報告されている。しかし、橋梁の維持管理において、腐食損傷が生じた場合には降伏強度に対する安全余裕も重要な判断基準となる。ここでは、腐食損傷が生じた引張部材の降伏強度及び耐荷力に対する評価手法を紹介するとともに、点検時における簡易的な評価手法を提案する。

#### 4.2.2 板厚評価

腐食が生じた引張部材の耐荷力（降伏強度・最大耐力）を評価する方法について、既往の研究においていくつかの提案がなされている。実橋から採取した試験片による載荷試験、非線形有限要素解析により、平均板厚、標準偏差などの統計量に基づいて等価板厚が評価されており、実橋への適用性から計測点数や計測精度の影響を考慮した方法もある。耐荷力及び降伏強度の評価における等価板厚評価式の代表的なものを表 4.2.1 に示す。



表 4.2.1 代表的な降伏強度の等価板厚評価式

式 No	等価板厚	計測箇所
1	$t_e = t_{\min\_ave}$ $t_{\min\_ave}$ : 最小平均板厚	最小断面の板厚
2 <sup>1)</sup>	$t_e = t_{avg} - 0.7 \cdot \sigma$ (上記式の安全側の評価) $t_{avg}$ : 荷重軸直角方向の平均板厚, $\sigma$ : 荷重軸直角方向の板厚標準偏差	最小断面の板厚
3 <sup>2)</sup>	$t_e = (\text{元の板厚}) \times (1 - \text{修正腐食断面欠損率})$ 修正腐食断面欠損率 : 板長手方向長さを板幅の 0.5 倍とした領域での平均腐食断面欠損率の最大値	板幅の 0.5 倍の領域の断面の板厚
4 <sup>3)</sup>	$t_e = (1 - C_{ty}) t_0 + C_{ty} t_{\min}$ $t_0$ : 初期板厚, $t_{\min}$ : 最小板厚 $C_{ty}$ : 最小板厚が及ぼす影響を表す係数 (試験結果から $C_{ty}=0.38$ )	最小板厚 (1 点)
5 <sup>3)</sup>	$t_e = t_0 - C_{Dy} D$ $C_{Dy}$ : 最大貫通腐食直径が及ぼす影響を表す係数 (試験結果から $C_{Dy}=0.084$ ) $D$ : 最大貫通腐食直径	最大貫通腐食径 (1 箇所)

#### 4.2.3 板厚評価式の比較

4.2.2 で示した各数式は、腐食形状をスキャナー等で厳密に計測した上での結果がメインである。点検結果から詳細調査を実施する場合においては、同等の計測も可能である。しかし、特に点検時に詳細調査の必要性を判断する場合には、時間等の制約もあり簡易な計測にならざるを得ない。ここでは、各評価式を腐食程度の計測点数の違いに着目して相対的に比較した結果を示す。

##### 4.2.3.1 腐食モデル

腐食モデルは、構造諸元を 1-PL 360×14×360 (SM490YA) の鋼板と仮定し、1mm メッシュの中に板厚情報を与えることで、腐食による減厚量を再現した。各メッシュに与える情報は、以下の 4 パターンとし、モデルを作成した。(I) 1~14mm までの乱数を不規則に発生させたモデル。(II) 鋼板中央部を頂点に、橋軸直角方向の腐食量が山なりに変化 (下フランジの腐食を想定) するように、乱数の発生範囲を調整したモデル。(III) 鋼板の一部に貫通腐食を生じさせたモデル。(IV) I 桁下フランジに生じた、実際の腐食形状を参考にしたモデル。腐食形状はより現実的なものにするため、既往の研究より腐食深さが正規分布に従い変化するように再現している。

図 4.2.1 に腐食モデル I, II, IV の形状を示す。

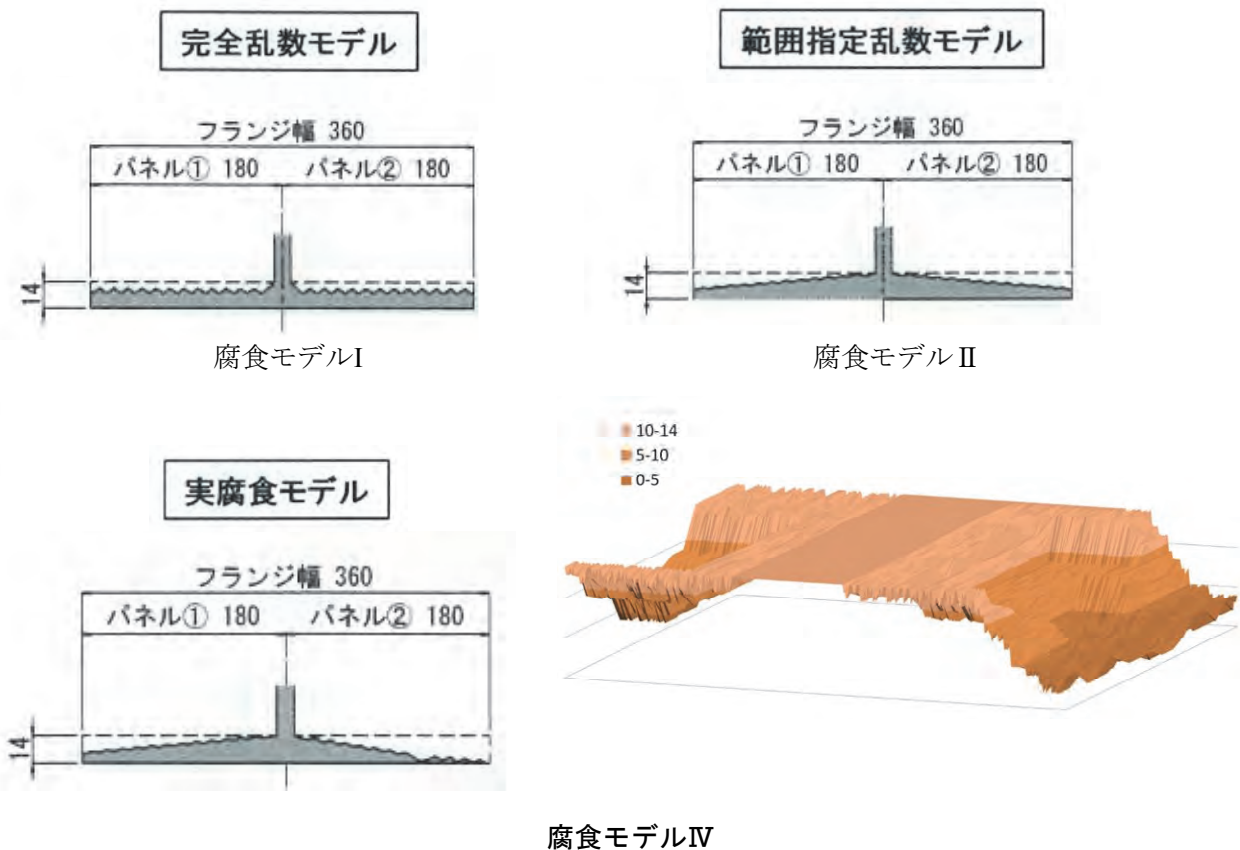
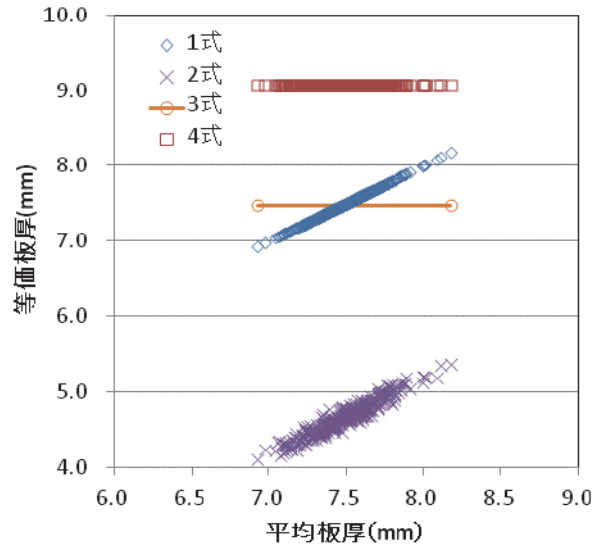


図 4.2.1 作成腐食モデルの形状

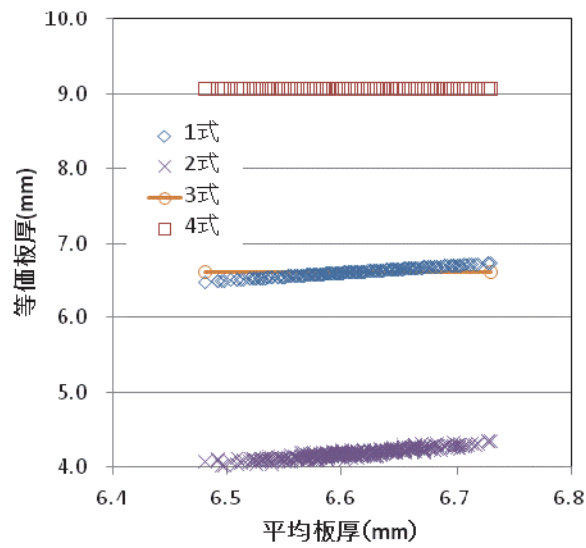
#### 4.2.3.2 評価式の比較結果

各モデルに対して、表 4.2.1 で示した評価式で長手方向 1mm ピッチでの断面毎の試算した結果を、図 4.2.2、図 4.2.3 に示す。横軸は算出した断面の平均板厚で、縦軸は評価式で算出した等価板厚を示している。ここでの板全体としての評価は等価板厚の最小値のものとなる。表 4.2.1 の評価式 No.3 については長手方向の評価が加わることから、最小値を直線で示している。

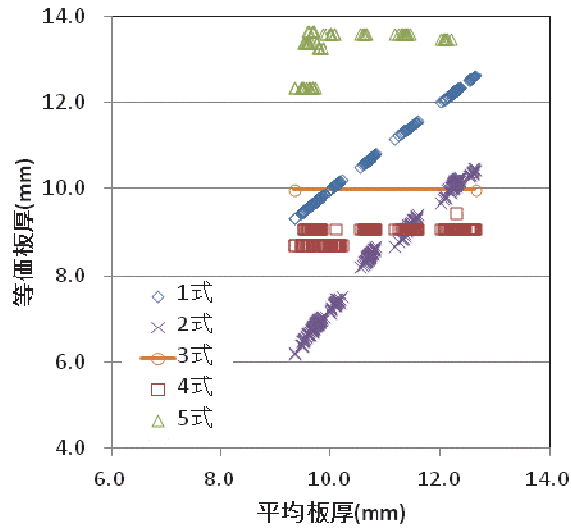
a), b) は、乱数モデルで腐食量が比較的大きいものであるが、各評価式の差が大きく、表 4.2.1 の評価式 No.4 のような簡易評価も板厚を厚く評価する結果であった。c) では、平均板厚が 9mm~13mm 程度であり、12mm 程度より平均板厚が厚い領域では評価式 No.4 の方が安全側の評価となる。d)~f) では実腐食を模擬したモデルを、断面方向の板厚計測ピッチを 20mm, 40mm と簡略化した結果である。このモデルは下フランジの端部の減肉量が大きいものであり、結果、最小板厚部を含む計測値となることから、板厚の評価はより減肉量が大きい値となった。孔食の径のみで板厚評価する評価式 No.5 では、モデルが孔食部以外の腐食量も大きかったため、他の評価と比べて厚い等価板厚を示しており、係数を別途設定する必要がある形状であったと考えられる。



a) モデル I 1mm ピッチ

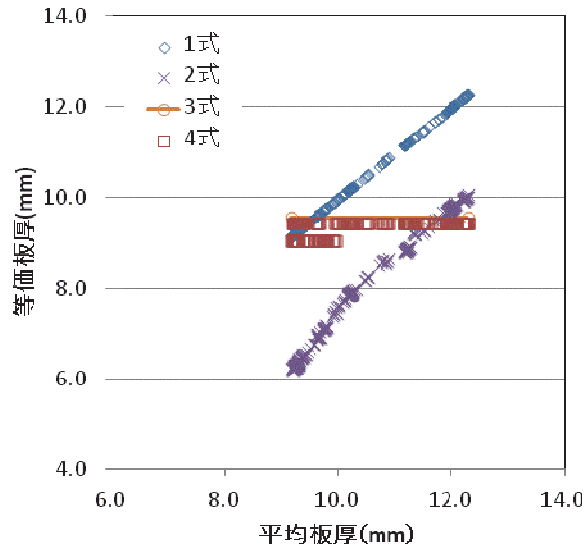


b) モデル II 1mm ピッチ

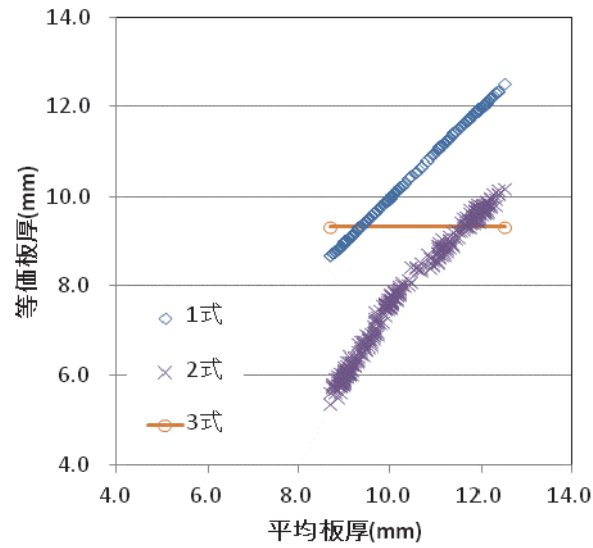


c) モデル III 1mm ピッチ

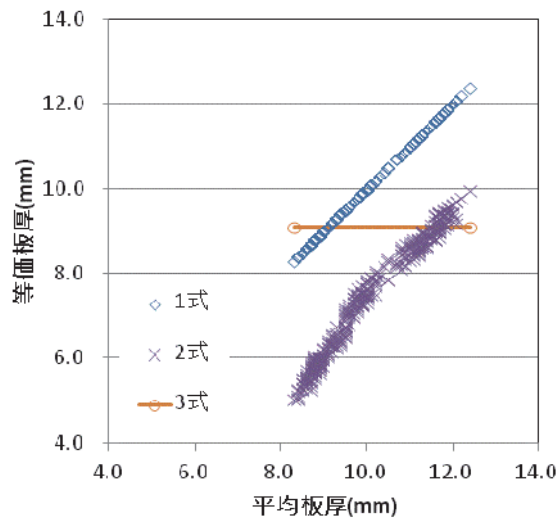
図 4.2.2 等価板厚と平均板厚の関係 (モデル I ~ III)



d) モデルIV 1mm ピッチ



e) モデルIV 20mm ピッチ



f) モデルIV 40mm ピッチ

図 4.2.3 等価板厚と平均板厚の関係 (モデルIV)

#### 4.2.4 性能評価

点検結果から詳細調査や緊急性の要否を簡易的に評価する場合においては、点検に併せて板厚計測を実施する時間が限られることとなる。腐食量が比較的少ない場合は、表 4.2.1 の評価式No.4 のような最大腐食箇所の 1 点の計測でも判断の目安になる。また、4.2.3.2 で実施した試算は、極端な腐食形状まで検証されていないが、一般的な腐食形状においては、最大腐食部の計測を最低限押さえた上で、20～40mm ピッチの計測でも表 4.2.1 の評価式No.2, 3 での厳密計測と比較して安全側に評価できる。

詳細調査によって部材の評価をする場合においては、調査にある程度時間を費やすことが出来ることから、測定点数が多い方がより厳密に評価が可能となること考えられる。各提案式の比較結果から、計測結果の平均板厚で評価すると他式の実験結果から出されている提案式より危険側の評価となることから、表 4.2.1 の評価式No.2, 3 のように凹凸形状のバラツキを考慮した方がよい。

#### 【参考文献】

- 1) 村中昭典，皆田理，藤井堅：腐食鋼板の表面性状と残存耐荷力，構造工学論文集，Vol44A,pp.1063-1071.1998
- 2) 森猛，橘敦志，野上邦栄，山沢哲也：腐食鋼板の引張・降伏耐力評価法の検討，土木学会論文集 A，Vol64 No.1,38-47,2008.1
- 3) 全邦釘，池田裕幸，海田辰将，古川清司，大賀水田生：腐食鋼板の応力状態の考察と要求精度に応じた残存引張強度評価式の構築，土木学会論文集 A，Vol. 69, No. 2, I\_665-I\_676, 2013.

### 4.3 圧縮部材

#### 4.3.1 概要

腐食が生じた圧縮部材の評価方法について、本節では提案されている複数の既往の耐荷力評価式を整理し、4.2 の引張部材の評価に用いた腐食モデルを用いて、腐食形状（腐食モデル）が耐荷力評価にどのような影響を与えるか試算を行う。

#### 4.3.2 板厚評価

腐食が生じた圧縮部材の耐荷力の評価方法について、表 4.3.1 に示す評価式をはじめとする、いくつかの提案がなされている<sup>1)~3)</sup>。これらの提案は、それぞれで検討条件は厳密には異なっており、適用範囲については共通でない部分もあり注意を要する。いずれの式も腐食形状が耐荷力に与える影響として、有効板厚に計測結果（最小板厚、平均板厚、その標準偏差等）を考慮して評価している。また、評価式 1, 3, 4 は既存の座屈強度曲線を用いて圧縮強度を算出しているのに対し、表 4.3.1 の評価式 No.2 はそれらに加え板の偏心による影響も考慮して圧縮強度を評価している。

表 4.3.1 代表的な圧縮強度の等価板厚評価式

No	有効板厚	耐力評価法	備考
1	$t_e = t_{\min\_ave}$ $t_{\min\_ave}$ : 最小平均板厚	$R = b/t \cdot \sqrt{(\sigma_y/E)} \cdot \sqrt{(12(1-\nu)/\pi^2 k)}$ R: 幅厚比パラメータ, b: 板幅, t: 板厚, $\sigma_y$ : 降伏応力, E: ヤング率, $\nu$ : ポアソン比, k: 座屈係数 (自由突出板の場合 $k=0.43$ , 両端支持板の場合 $k=4$ )	—
2 <sup>1)</sup>	代表板厚: $t_g = t_{avg} + 2\sigma_t$ $t_{avg}$ : 平均残存板厚, $\sigma_t$ : 板厚の標準偏差	代表板厚から算出した幅厚比パラメータ R を、平均偏心量と平均板厚の比 $e_{avg}/t_{avg}$ を考慮した座屈耐荷力曲線に適用	自由突出板
3 <sup>2)</sup>	代表板厚: $T_{est} = \alpha \cdot \beta_1 \cdot t_1 + (1-\alpha) \cdot \beta_2 \cdot t_2$ $t_2$ $\alpha$ : 側辺部分と中央部分の境界を定義する係数, $t_1$ : 側辺部分の平均板厚, $t_2$ : 中央部分の平均板厚, $\beta_1$ : 側辺部分の重み, $\beta_2$ : 中央部分の重み	推定板厚から求めた幅厚比パラメータ R を、既存の座屈強度曲線 (道路橋示方書, 弾性座屈曲線, Karman 式, 三上式, 宇佐美らの実験式) に適用	両端支持板
4 <sup>3)</sup>	等価板厚: $t_{eq} = (\sum t_i \cdot w_i(x_i, y_i)) / n$ $(x_i, y_i)$ : 任意の計測点 i の座標, $t_i$ : 任意の計測点の板厚, $w_i$ : 位置による重み関数	推定板厚から求めた幅厚比パラメータ R を以下の圧縮強度曲線により評価 $\sigma_u / \sigma_y = 1.0 (R \leq 0.453), = (0.453/R)^{0.495} (R > 0.453)$	両端支持板

#### 4.3.3 板厚評価式の比較

表 4.3.1 に整理した有効板厚式を用いて、腐食形状を変化させた各モデルの有効板厚を算出するとともに、表 4.3.1 の評価式 No.2 の偏心を考慮した座屈強度曲線から耐荷力を試算し、腐食形状（腐食モデル）による偏心量の変化が耐荷力に与える影響について検証する。検証に用いる腐食モデルは 4.2.3.1 による。

### 4.3.3.1 評価式の比較結果

#### (1) 有効板厚の比較

4.2.3.1 の腐食モデル I ~ V の有効板厚の算出結果を図 4.3.1 (a) ~ (c) に示す。有効板厚は、フランジ全幅 360mm の中央部（下フランジ中央のウェブ部分）を境に 180mm を橋軸方向に 1mm 毎区切り、全 360 断面として算出している。グラフの縦軸は各断面の有効板厚、横軸は橋軸方向位置を示している。今回のモデルを用いた場合、モデル I・III では、標準偏差の 2 倍を足している表 4.3.1 の評価式 No. 2 において母材厚以上の有効板厚となった。また、モデル III の腐食量の少ない端部では、重み付けの影響で表 4.3.1 の評価式 No. 4 で母材厚以上の板厚を評価される結果となった。なお、図 4.3.1 内の論文 1~4 は、評価式 No. 1~4 である。

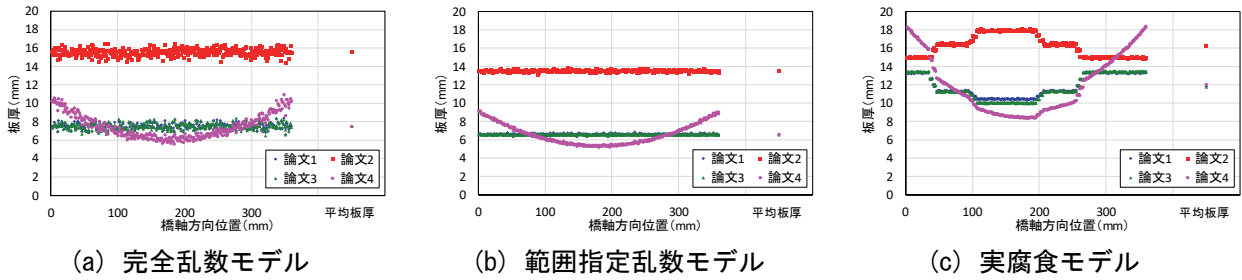


図 4.3.1 耐力力試算結果

#### (2) 圧縮強度の試算

表 4.3.1 の評価式 No. 2 式を用いて偏心を考慮した圧縮強度の試算を行った。まず、4.3.3.1 (1) で求めた有効板厚を用いて幅厚比パラメータ  $R$  を算出する。次に、算出した  $R$  と評価式 No. 2 の偏心を考慮した場合の座屈耐力曲線を用いて  $\sigma_u / \sigma_y$  を求める。求めた  $\sigma_u / \sigma_y$  に平均板厚  $t_{avg}$  と板幅 (360mm) を乗じて強度換算した結果を比較することで、偏心の効果を検証すると共に、表 4.3.1 の評価式 No. 1, 3, 4 の有効板厚においても偏心の効果を考慮可能か検証する。算出結果を図 4.3.2 に示す。図中のプロットは、長手方向（橋軸方向）1mm ピッチの断面毎に板厚を試算した結果の平均値を示しており、全幅 360mm の中央部（下フランジ中央のウェブ部分）を境に 180mm ずつに分割した片側の結果（自由突出板としての検証結果）を記載している。

結果より、モデル I・II では、すべての評価式において圧縮強度の低下が確認できた。モデル III では、評価式 No. 2 式で圧縮強度の低下を確認できた。以上より、評価式 No. 2 の有効板厚を用いることで、どのモデル（腐食形状）においても偏心を考慮して圧縮強度を試算することができることが確認できた。一方評価式 No. 3, 4 では、モデル III の残存板厚の厚い範囲において、偏心を考慮した場合より偏心を考慮しない場合の方が圧縮強度が大きい結果となった。これは、そもそも評価式 No. 3, 4 が両端支持板の有効板厚式であるため、自由突出板を想定した評価式 No. 2 の関係グラフに両端支持の評価式の適用は無理があるということを確認する結果となった。

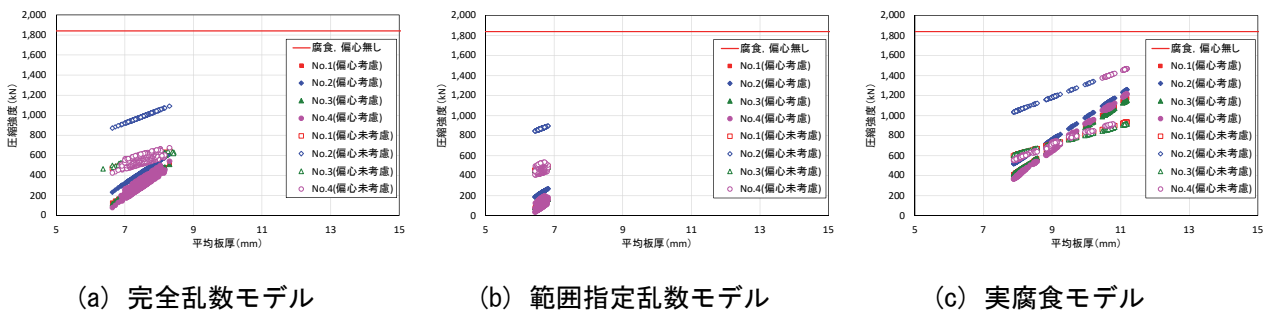


図 4.3.2 圧縮強度

#### 4.3.4 性能評価

今回の試算結果では、表 4.3.1 の評価式 No. 1~4 の有効板厚を用いて算出した圧縮耐荷力を比較することで、偏心が圧縮耐荷力に与える影響を確認した。どのモデルにおいても No. 2 の評価式を用いた場合、おおむね既往論文と同じ傾向（圧縮強度の偏心による低下）となった。

実務においては、腐食が進行した板厚の薄い部分を抽出して有効板厚を算出することで、より、偏心を考慮した安全側の耐荷力評価を与えることが可能であると考えられる。

#### 【参考文献】

- 1) 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
- 2) 杉浦邦征，田村功，渡邊栄一，伊藤義人，野上邦栄，永田和寿：腐食鋼板の圧縮強度の簡易評価法に関する検討，土木学会論文集 A, Vol. 63, No. 1, 676, pp. 43-55, 2007. 1
- 3) 奈良敬，井上尚也，松永光示，竹内正一：腐食した圧縮補剛材の終局強度評価法，構造工学論文集，Vol. 55A, , pp. 61-67, 2009. 3



#### 4.4 せん断部材

##### 4.4.1 概要

腐食が生じたせん断部材の評価方法について、本節では提案されている複数の評価式について、I桁ウェブの腐食を想定したモデルを作成し、作成したモデルを用いて提案されている評価式で試算することで、評価式の適応について確認する。また、計測点数の違いによる評価結果への影響についても確認する。

##### 4.4.2 板厚評価

腐食が生じたせん断部材の板厚評価及びせん断耐荷力の耐荷力の評価方法について、表 4.4.1 に示す評価式をはじめとするいくつかの提案がなされている<sup>1)~5)</sup>。これらの提案はそれぞれで検討条件は厳密には異なっており、適用範囲については共通でない部分もあり注意を要する。特に局部腐食を有する支点部の端部パネルにおいては、実橋から採取した試験片による载荷試験、非線形有限要素解析により、平均板厚、標準偏差などの統計量に基づいて等価板厚が評価されており、実橋への適用性から計測点数や計測精度の影響を考慮した方法もある。

表 4.4.1 代表的なせん断強度の等価板厚評価式

No	有効板厚	耐力評価法
1	$t_e = t_{\min\_ave}$ $t_{\min\_ave}$ : 最小平均板厚	座屈設計ガイドライン <sup>1)</sup> $V_u$ に関して評価
2 <sup>2)</sup>	$t_e = t_{ave}$ $t_{ave}$ : 平均残存板厚	座屈設計ガイドライン $V_u$ に関して評価
3 <sup>3)</sup>	$t_e = t_{ave} - \beta s$ $t_{ave}$ : 局部腐食が生じている範囲の平均 残存板厚 $\beta$ : 定数 (=1.0) $s$ : 標準偏差	座屈設計ガイドライン $V_{cr}$ に関して、以下の式より算出 $\tau_{cr} / \tau_y = 1$ ( $\lambda_s \leq 0.6$ ) $= 1 - 0.614(\lambda_s - 0.6)$ ( $0.6 < \lambda_s \leq \sqrt{2}$ ) $= 1 / \lambda_s^2$ ( $\sqrt{2} < \lambda_s$ ) ここに、 $\lambda_s$ : 座屈パラメータ、 $\tau_y$ : 降伏せん断応力

##### 4.4.3 板厚評価式の比較

表 4.4.1 に整理した各数式は、腐食形状をスキャナー等で厳密に計測した上での結果がメインである。点検結果から詳細調査を実施する場合には、同等の計測も可能である。しかし、特に点検時に詳細調査の必要性を判断する場合には、時間等の制約もあり簡易な計測にならざるを得ない。ここでは、各評価式を腐食程度の計測点数の違いに着目して、平均残存板厚と表 4.4.1 の評価式 No. 3 の有効板厚式を用いて、相対的に比較した結果を示す。

##### 4.4.3.1 腐食モデル

評価式の試算に用いる腐食モデルは、図 4.4.1 に示すような I 桁ウェブの桁端部パネルを想定したモデルとする。モデルは、板厚 9mm、材質 SM490Y、ウェブ高×パネル幅 1700mm×943mm、下フランジより 1355mm の高さに水平補剛材を有する形状とする。腐食形状は、実橋における腐食形状を参考にパネル下端と支点部補剛材付近が激しく腐食している腐食形状とする。腐食量は縦横それぞれ 1mm ピッチで数値化している。

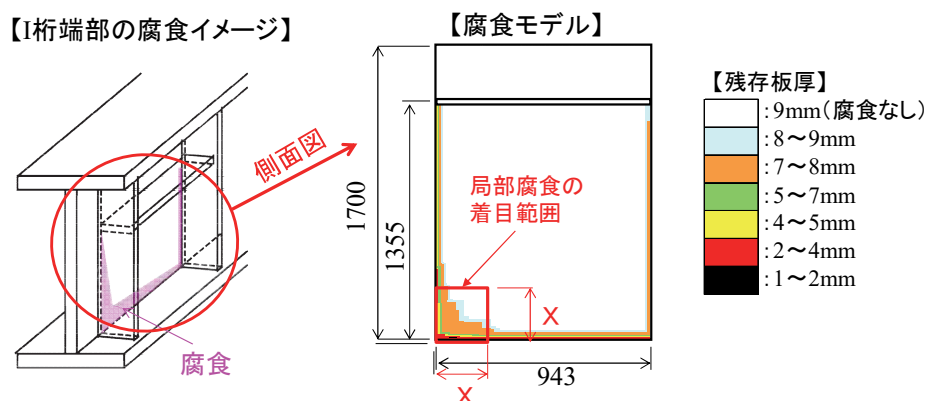


図 4.4.1 作成モデルの形状

#### 4.4.3.2 評価式の比較結果

##### (1) 耐荷力の試算結果

腐食モデルに対して、平均残存板厚と表 4.4.1 の評価式 No. 3 の有効板厚式を用いて平均残存板厚及び代表板厚による耐荷力を試算する。平均残存板厚を算出する際は、図 4.4.1 に示すように、局部腐食が生じている範囲として最も腐食が激しいモデル左下に着目する。試算する範囲 (Xmm×Xmm) は、パネル全体 (1355mm×943mm) を CASE1, CASE2～CASE5 を 50mm×50mm, 100mm×100mm, 200mm×200mm, 300mm×300mm とし合計 5 ケース実施する。

せん断耐荷力の試算結果を図 4.4.2 に示す。いずれのケースでも標準偏差を考慮することで耐荷力が下がることが確認でき、腐食量の標準偏差が耐荷力に影響を及ぼすことが確認できた。

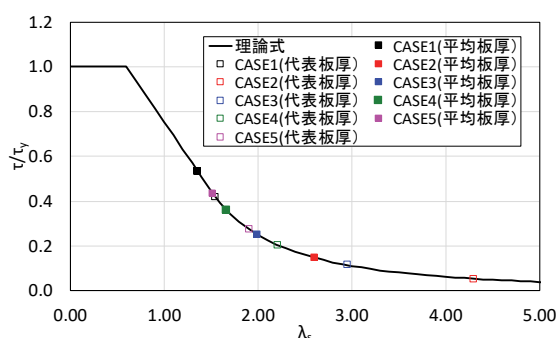


図 4.4.2 耐荷力試算結果

##### (2) 計測ピッチの違いによる影響

(1) の試算では着目範囲を 1mm ピッチで計測した場合の結果を試算した結果を示したが、実際の計測では 1mm ピッチで計測することはせず、作業性の観点からある程度の間隔を飛ばして計測を行う場合が多い。そのため、幅、高さ方向共に、5mm, 10mm, 20mm, 40mm と板厚計測ピッチを飛ばすことによる影響を試算する。各着目範囲の計測ピッチ毎の板厚を図 4.4.3 (a), (b) に示す。ほとんどの場合において、ピッチを飛ばした場合、平均板厚、代表板厚共に板厚が薄く、安全側に評価されている。これは、計測ピッチを飛ばす際、モデル最小板厚箇所 (孔食箇所) を見落とさないように最小板厚の箇所を含む形でピッチを飛ばしているためであり、実計測においても、腐食量の大きい箇所を見落とさず計測することが安全側の評価につながるといえる。

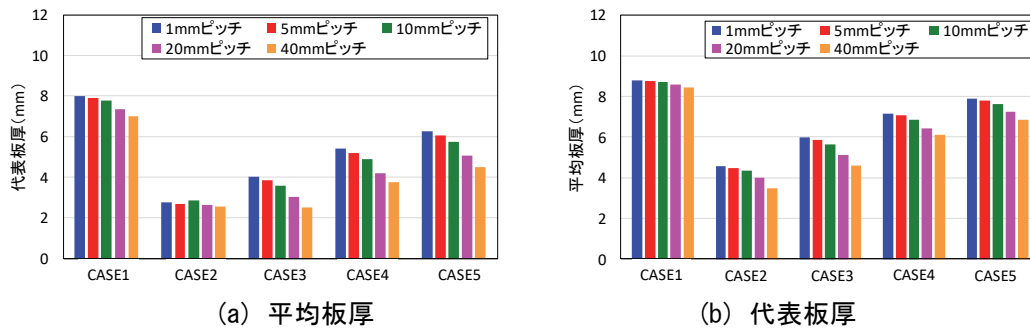


図 4.4.3 計測ピッチによる板厚の違い

#### 4.4.4 性能評価

今回の試算結果では、腐食量が比較的に小さい状態であれば試算した評価式を用いることで、簡易評価することが可能だと分かった。また、標準偏差を考慮することにより安全側の評価となることも確認できた。このことから、腐食量が小さい範囲では、点検時の詳細計測実施を判断するスクリーニングとして本評価式で耐荷力を予測することが考えられる。また、断面を計測する場合においても、最小板厚部を含んだ計測ピッチにすることにより、測点数を減らしても安全側に評価できることを確認した。なお、実橋の桁端パネルで下フランジ付近に局部腐食の影響を受けても、せん断耐荷力の低下は小さいことが報告されている<sup>4)</sup>。しかしながら、支点付近の腐食は支点反力を伝達する重要な部分であり、早期に健全性を確保すべきという観点から、本文では安全側の評価を示すものである。今後のさらなる課題として、詳細な解析的検討や実験的検討などを行い、各評価方法の適用範囲の確認や、評価方法を用いる際の注意点を整理する必要がある。

#### 参考文献

- 1) (社)土木学会：座屈設計ガイドライン，2005
- 2) 下里哲弘，玉城喜章，有住康則，矢吹哲哉，小野秀一，三木千壽：実腐食減厚分布を有する鋼プレートガーター腹板のせん断強度特性に関する実験的研究，土木学会論文集 A1, Vol. 70, No. 3, 359-376, 2014
- 3) 佐竹亮一，藤井堅，藤井晴香，植村俊哉，中山太士：局部腐食を有する鋸桁のせん断応力分布と残存せん断耐力の評価，鋼構造論文集, 22-85, 2015. 3
- 4) 劉翠平，宮下剛，長井正嗣：端部パネルの局部腐食をもつ I 形断面桁のせん断耐力に関する考察，構造工学論文集, Vol. 57A, 2011. 3
- 5) 海田辰将，藤井堅，原考志，中村秀治，上野谷実：腐食鋼板のせん断耐力とその評価法，構造工学論文集, Vol. 50A, 2004. 3

## 第5章 腐食した鋼材の残存板厚計測と耐荷力評価方法【特別研究】

### 5.1 はじめに

本試験は、部会内で検討を行っている腐食した鋼構造物の評価方法を検討する目的で行った。

試験については実際に腐食した鋼材を用いて腐食箇所の残存板厚計測、評価式による耐荷力評価及び載荷試験を行うことにより、評価式の適用条件を確認した上で効果的な実橋の簡易評価手法に関する検討を行った。

また、残存板厚の計測については多数開発されている3Dスキャナーを数種類使用し、これらを実際に比較することで、3Dスキャナーの精度や計測時の問題点を確認するとともに、実橋計測時の注意点や有効な活用法についての提案を行う。

### 5.2 試験体

①腐食鋼板：PL 305×9×580（材質不明）-2枚

試験体の2枚は桁架設機材である工事桁の下横構用ガセットプレートで、規格外品として過去に廃棄したものを資機材の敷板に長年使用していた材質不明の鋼板。

計測時には別の鋼板と仮付け溶接して垂直に立てている。

図5.2.1に腐食鋼板寸法、写真5.2.1に腐食鋼板写真を示す。

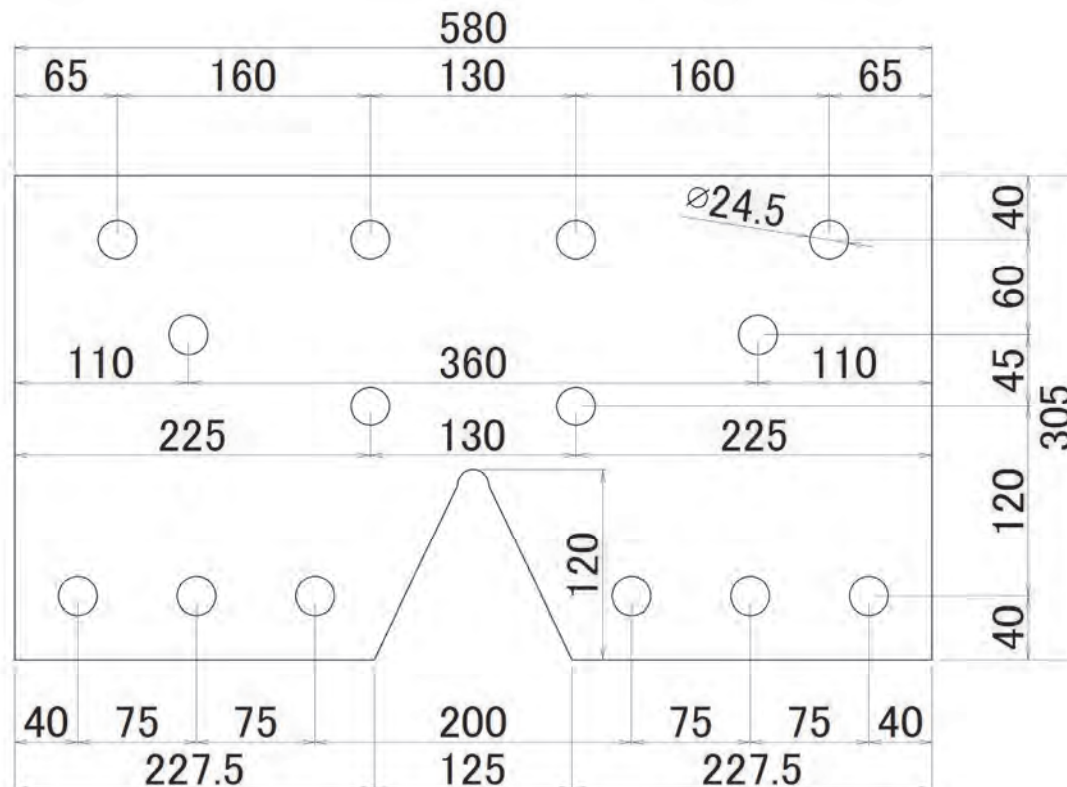


図 5.2.1 腐食鋼板寸法



写真 5.2.1 腐食鋼板写真

②実橋腐食桁：H200×200×8×13×2500（判断面：材質不明）-1本

試験体は供用下で腐食した桁端部の下フランジ側を切断撤去したもの。H400×200の断面を下半分切断して橋梁補修工事を行った撤去部材で、ものつくり大学で保管しているものを計測した。材質は不明。

写真 5.2.2 に実橋腐食桁の写真，図 5.2.2，図 5.2.3 に試験体を採取した実橋の図面を示す。



写真 5.2.2 実橋腐食桁写真

### 上部工標準断面図

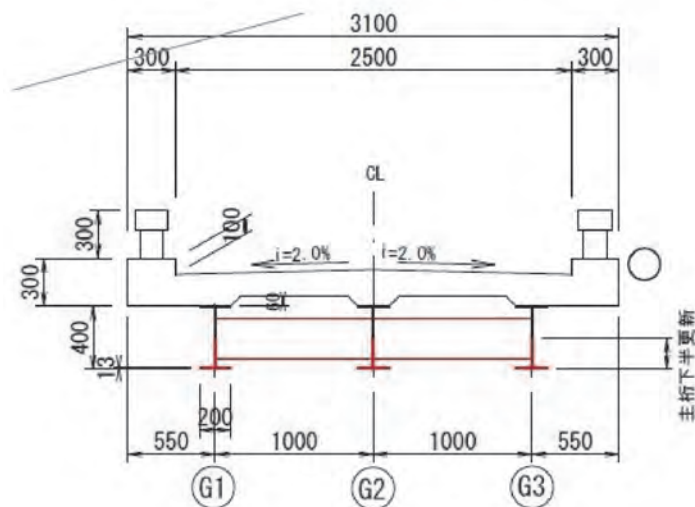


図 5.2.2 補修橋梁断面図



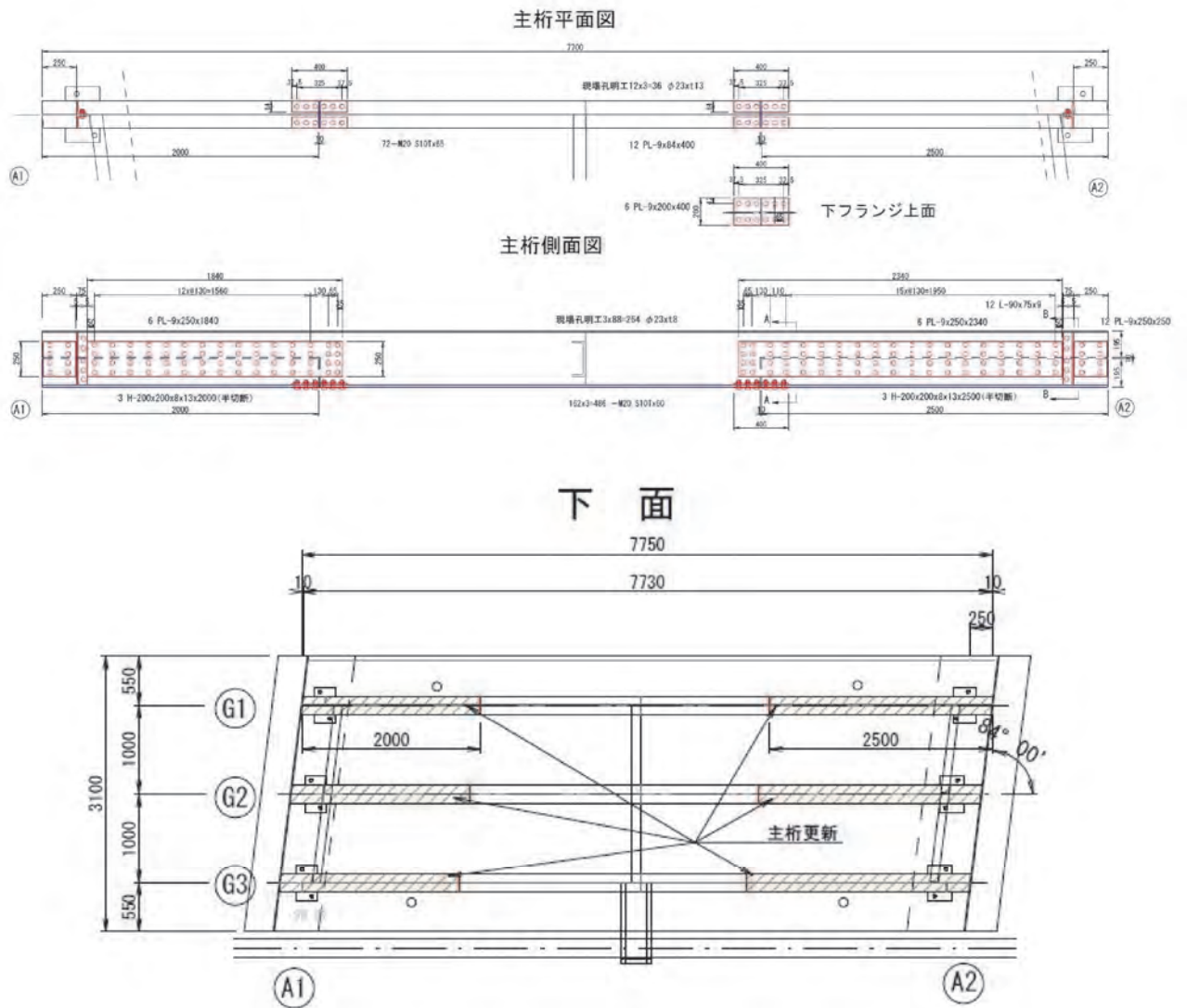


图 5.2.3 補修桥梁平面・側面図

### 5.3 計測装置

計測には東京都立大学で製作されたレーザー式計測装置を使用した。また、その他に Creaform 社製装置 (JR 東日本保有), FARO 社製装置 (横河ブリッジ保有), Leica 社製装置 (リース) の各計測装置を試験的に使用して, 同一箇所を仕様の異なる計測装置で計測を行い, 計測装置ごとの精度特性や計測作業性を比較した。

なお, 計測に使用する機器の仕様として, Creaform や FARO のように常時多点レーザーを照射して計測を行うタイプと, 都立大や Leica のように座標を設定して 1 点ごとにレーザーを照射して計測するタイプの 2 種類に分けられる。多点レーザータイプで取得出来るデータは点群データ, 1 点レーザータイプでは計測箇所の座標データとなる。

#### ① 東京都立大学タワー型 3D レーザー スキャナー (図 5.3.1)

東京都立大学 野上教授の依頼で日本ファブテック(株)が製作した, タワー型の 3D スキャナー装置で, 特徴として計測精度  $0.5\mu\text{m}$  の KEYENCE 社製レーザー変位計を使用しているため, 計測精度は高い。計測は試験体の面ごとに行うが, 計測基準距離が 150mm と固定されているため, 試験体の移動や位置調整に時間がかかる。また, 本体が大型のため計測装置の移動は原則出来ず, 計測面の変更は試験体を移動して行う必要がある。よって, 計測値の信頼性は他機種より高いものの, 実橋での計測には使用できない。

図 5.3.2 に KEYENCE 社製レーザー変位計の仕様を示す。

東京都立大学 タワー型3Dレーザー計測装置 基本スペック



可動範囲

X軸: 2000mm

Y軸: 2000mm

Z軸: 170mm

θ軸: 180°

レーザー変位計: KEYENCE製 LK-G150

照射点から150mmを基準に±40mmの範囲を計測可能

計測ピッチの指定は0.01mmから可能

300mm×2の計測時間、5mmピッチ: ↑ ↓ 走査2m30s、10mmピッチ: ↑ ↓ 走査1m50s

レーザー変位計は上下左右に取り付け可能

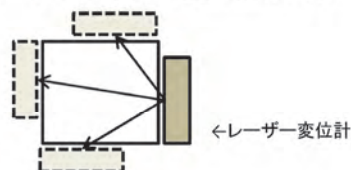


図 5.3.1 東京都立大学 タワー型 3D レーザー スキャナー仕様<sup>1)</sup>

## 仕様

型式	LK-G150	
基準距離	拡散反射：150 mm、正反射：147.5 mm	
測定範囲	拡散反射：±40 mm、正反射：±39 mm <sup>*1*2</sup>	
光源	種類	赤色半導体レーザー
	波長	655 nm (可視光)、クラス3R レーザ製品 <sup>*3</sup> (JIS C6802)
	出力	最大 4.8 mW
スポット径 (基準距離にて)	約 $\phi$ 120 $\mu$ m	
直線性	$\pm 0.05$ % of F.S. (F.S.= $\pm 40$ mm) <sup>*1</sup>	
繰り返し精度	0.5 $\mu$ m <sup>*4</sup>	
サンプリング周期	20・50・100・200・500・1,000 $\mu$ s (6 段階可変)	
LED表示	測定中心付近：緑点灯、測定範囲内：橙点灯、測定範囲外：橙点滅	
温度特性	0.01 % of F.S./ $^{\circ}$ C (F.S.= $\pm 40$ mm)	
耐環境性	保護構造	IP67 (IEC60529)
	使用周囲照度	白熱ランプ/蛍光灯：10,000 lux 以下
	使用周囲温度	0 ~ +50 $^{\circ}$ C
	使用周囲湿度	35 ~ 85 % RH (結露しないこと)
	耐振動	10 ~ 55 Hz、複振幅 1.5 mm、X,Y,Z 各方向 2 時間
質量	約 290 g (コード含む)	
<p><sup>*1</sup> 弊社標準対象物 (セラミック) を標準モードにて測定した場合の値。  <sup>*2</sup> サンプリング周期 20 <math>\mu</math>s 時の測定範囲：拡散反射時 -22 mm (NEAR 側) ~ -40 mm (NEAR 側)、正反射時 -22 mm (NEAR 側) ~ -39 mm (NEAR 側)  <sup>*3</sup> クラス2 タイプも用意しております。別途お問い合わせください。  <sup>*4</sup> 弊社標準対象物 (SUS) を基準距離にて平均回数 4,096 回で測定した場合の値。</p>		

図 5.3.2 レーザー変位計の仕様<sup>2)</sup>

## ② Creaform HandyScan 700TM (写真 5.3.1)

主に工業製品の形状管理に使用されていると思われる計測機器. 計測距離は 30 cm $\pm$ 10 cm, 計測精度は 0.025mm と高く, またハンディースキャナーで 3D データの計測を行えるので, 機器の取り扱いに関する講習を受ける必要があるものの, 取り扱いに慣れた作業であれば計測作業は比較的簡易である. ただし, 計測データの合成には汎用の CAD が使用出来ず専用ソフトが必要となるため, 計測データの整理や共有に難がある.



写真 5.3.1 Creaform ハンディースキャナー<sup>3)</sup>



また、Creaform については計測時に座標データ取得のために、写真 5.3.2 のように対象物に直径 11mm のポジショニングターゲットを貼り付ける必要があり、ポジショニングターゲットを貼り付けた箇所の計測を行う事ができない。

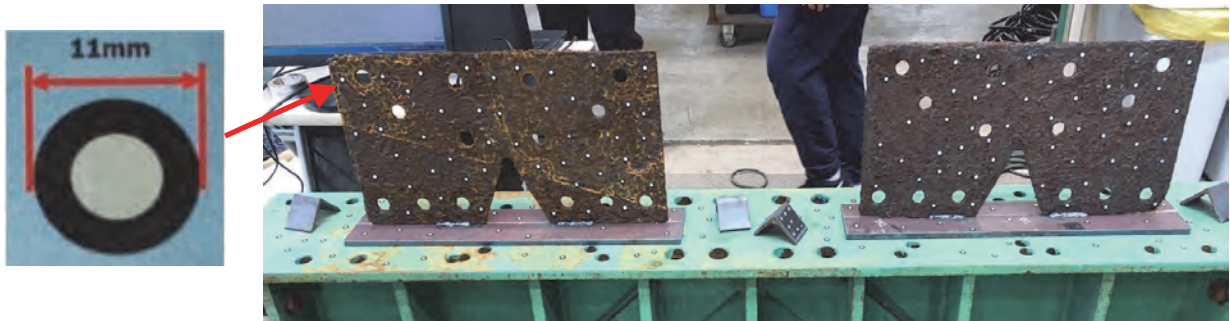


写真 5.3.2 ポジショニングターゲットと試験体への貼付状況

③ FARO Focus S350 (写真 5.3.3)

近年土木で使用され始めている屋外での使用を前提とした据置き型のレーザースキャナー。計測機器を中心に 360° の点群データを取得することが出来、計測距離は 100m を超えるものもあるため、地形や橋梁全体のスキャン等、主に大型構造物の形状確認に使用されている。計測精度は 100m で 2mm 程度となるため、1mm 以下の精度を求められる計測には比較的不向きである。



写真 5.3.3 FARO Focus S350<sup>4)</sup>

④ Leica 3D Disto (図 5.3.3)

主に建築で使用されていると思われる据置き型の計測機器。今回比較的安価なリース機器と他計測機器との性能比較のため使用した。計測精度は 10m で 1mm と、鋼板の板厚を計測するには精度が悪い。計測後に取得可能なデータは、座標値や汎用 CAD で使用出来る DXF データで、計測したデータの共有は比較的容易である。ただし、本機器で実際に計測するピッチは数 100mm ピッチを想定しているため、今回計測したような 10mm ピッチの計測では一部レーザー照射位置の移動を人力で行う必要があること、また、計測を自動で行うことができないことから、計測時間を考慮して途中で計測作業を断念した。なお、本計測機器の取り扱い講習は受けずに作業を行ったので、機器の性能を全て理解して計測したわけではない。



## ■仕様

角度測定範囲	水平360°／鉛直250°
角度測定精度	5" (50mにつき1.2mm)
距離測定範囲	0.5m～50m
レーザータイプ	クラス2／650nm<1mW
レーザードット径	10mまで:~7mm×7mm 30mまで:~9mm×15mm
2点間距離の精度	10mまで:約1mm、20mまで:約3mm、50mまで:約4mm
チルトセンサー	±3°精度10" (50mにつき2.5mm)
自動水準範囲	
気泡水準器精度	1°/mm
コントローラ画面	高解像度カラー画面／4.8インチTFT液晶 800×480ピクセル／1600万色
メモリー	フラッシュメモリー32GB
インターフェース	3D Disto:USBタイプB／コントローラ:USBタイプA
データ形式	インポート:DXF／エクスポート:DXF、TXT、CSV、JPG

図 5.3.3 Leica 3D Disto 仕様<sup>5)</sup>

## ⑤ 計測機器仕様比較

表 5.3.1 に各計測機器の仕様比較表を示す。

表 5.3.1 計測機器仕様比較表

機種	仕様	
	計測精度	計測距離
都立大	0.0005mm	0.15m (固定)
Creaform	0.02mm + 0.06mm/m	0.3m ± 0.1m
FARO	約2mm/100m	0.6m～350m
Leica	約1mm/10m	0.5m～50m

## 5.4 試験体計測

試験体の計測は、日本ファブテック(株) 取手工場内にある技術研究所で行った。

計測場所：日本ファブテック(株) 取手工場 技術研究所

計測日：都立大 : 2020年8月28日, 31日, 9月1日

Creaform : 2020年8月17, 18, 19, 20日

FARO : 2020年8月24日

Leica : 2020年8月24, 25日

外気温：35℃程度 (8/25 記録)

研究所内室温：33℃程度 (8/25 記録)

計測ピッチ：都立大 : 5mm

Creaform : 点群データ

FARO : 点群データ

Leica : 10mm

表 5.4.1 計測機器ごとの計測時間比較表

機種	試験体		
	腐食鋼板①	腐食鋼板②	実橋腐食桁
都立大	2時間	2時間	4時間
Creaform	0.5時間	0.5時間	1時間
FARO	0.3時間	0.3時間	0.5時間
Leica	15時間	未計測	未計測

注) 1. FARO は腐食鋼板 2 枚を同時に計測しているため、1 枚当りの計測時間に換算している。  
 2. Leica は腐食鋼板①の 40%程度しか計測していないので、1 枚計測した場合の予想時間。

計測時の状況写真を写真 5.4.1~4 に示す。

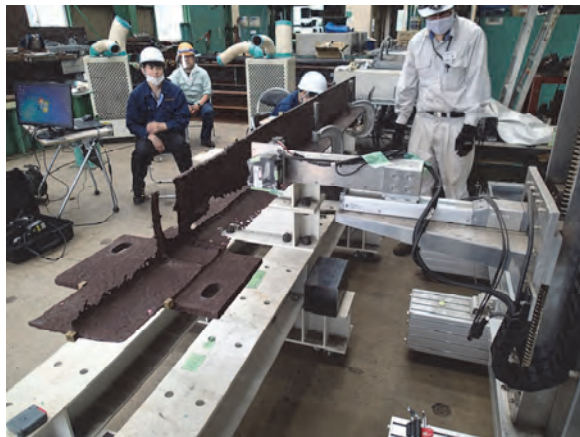


写真 5.4.1 都立大計測状況



写真 5.4.2 Creaform 計測状況

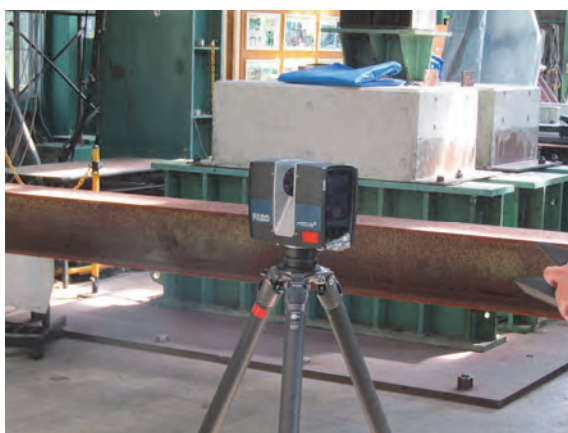


写真 5.4.3 FARO 計測状況

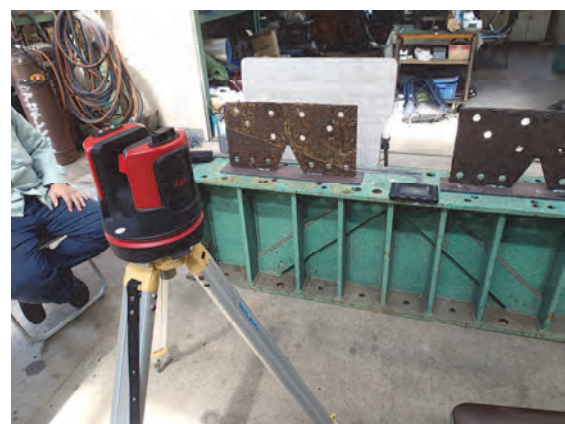


写真 5.4.4 Leica 計測状況

## 5.5 計測データの整理

取得した計測データは、都立大と Leica は座標データ，Creaform と FARO は点群データとなる。ただし、Leica については点群データも取得可能。

計測結果については各計測データから 10mmメッシュのデータを抽出して比較したものを表 5.5.1 に示す。

10mmメッシュの計測結果は、Leica は 10mmピッチで計測したためそのままの座標データから抽出，都立大の計測結果は 5mmピッチのため 10mm計測箇所を抽出（または平均値を抽出），Creaform と FARO は 3次元の点群データのため 10mmピッチで点群データの輪切りを作成し，2次元 CAD にて板厚寸法を確認している。

表 5.5.1 計測機器ごとのデータ整理時間比較表

機種	試験体		
	腐食鋼板①	腐食鋼板②	実橋腐食桁
都立大	1時間	1時間	1時間
Creaform	22時間	22時間	66時間
FARO	22時間	22時間	54時間
Leica	15時間	未計測	未計測

注) 1. Leica は腐食鋼板①の 40%程度のデータ整理時間。

2. Leica は腐食桁の 1 断面のデータ整理時間。

※時間算出例

FARO：腐食鋼板（1 枚当り） データ合成 0.5 日+輪切り 0.25 日+輪切り寸法確認 2 日=2.75 日

実橋腐食桁 データ合成 0.5 日+輪切り 0.25 日+輪切り寸法確認 6 日=6.75 日

側点（参考）：鋼板 1 枚：30×58=1740 点 桁：17×137=2329 点

### ① 点群データ

Creaform と FARO にて取得した点群データを図 5.5.1，図 5.5.2 に示す。

試験体の外観形状や寸法をデータ化するのであれば本データは有効であるが，今回の試験のような 10mmメッシュの計測値を示そうとすると自動で値を取得することが出来ず，図 5.5.3，図 5.5.4 に示すように，点群データから 10mm 間隔で輪切りにした断面図を作成し，実物の計測と同様に断面図の測点を人力で 1 点ずつ計測する必要があるため，計測データの整理に時間がかかる。

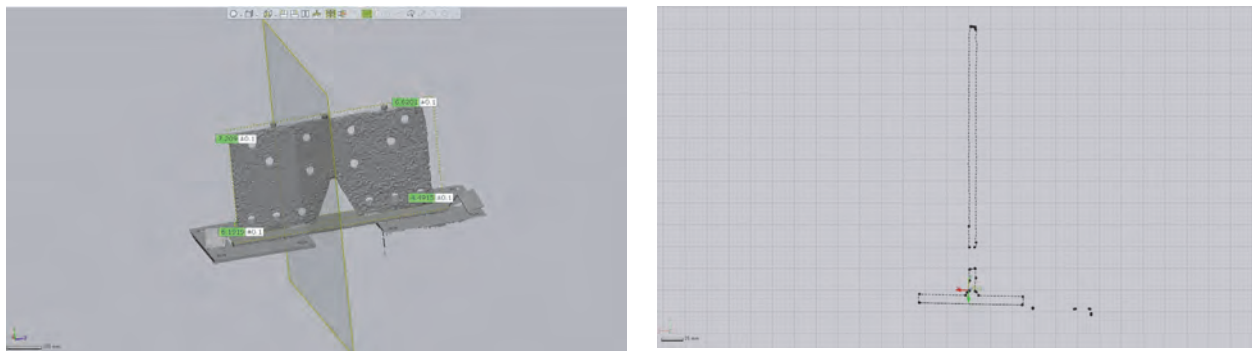


図 5.5.1 Creaform 専用ソフトによる腐食鋼板のデータ整理



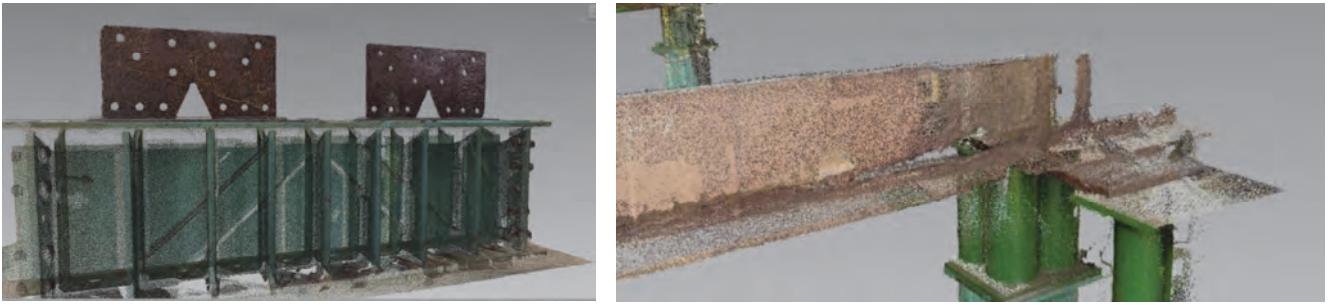


図 5.5.2 FARO の点群データ（左：腐食鋼板，右：実橋腐食桁）

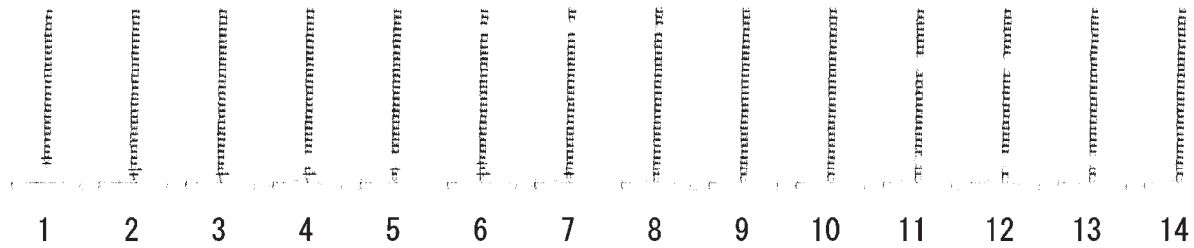


図 5.5.3 腐食鋼板の断面図（輪切り）CAD データ

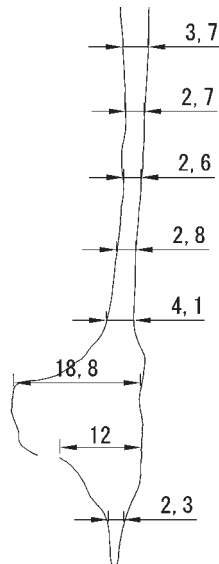


図 5.5.4 実橋腐食桁の断面図 CAD データ拡大（人力で計測）

② 座標データ

Leicaにて取得した座標データを図 5.5.5 に示す。

点群データと比較した場合、今回試験のように 10mm メッシュの計測値を数値化するのであれば、座標データの方が取りまとめの作業は圧倒的に早い。ただし、視覚的に計測面の表裏を確認することができないため、計測時の起点や座標設定をより正確に設定して計測を行わなければ、計測結果の誤差が大きくなる。

Line start	Line end	E end point	N end point	H end point	Angle left [deg]	Angle right [deg]	D hor [m]	D tie [m]
200824_0001	200824_0003	280.0000134	449.999792	1.01122903	182.4383239	177.8616761	0.000208447	0.010791268
200824_0003	200824_0004	280.0000088	450.0001812	1.020999987	3.025444451	356.9740555	0.000389231	0.009778707
200824_0004	200824_0005	280.0000112	450.0011491	1.030794464	180.7899521	179.2101479	0.00061683	0.009847766
200824_0005	200824_0006	249.9999967	450.0000989	1.041449843	0.652968339	359.3370367	0.001044226	0.010706224
200824_0006	200824_0007	249.9999844	450.0003804	1.050951943	356.7061442	3.293885796	0.000281789	0.009836264
200824_0007	200824_0008	249.9999721	450.0008502	1.061032648	178.8802326	181.6397874	0.000170224	0.010048148
200824_0008	200824_0009	249.9999887	450.0010794	1.070664109	189.8850702	176.4448298	0.001920298	0.009728079
200824_0009	200824_0010	249.9999188	450.0012026	1.081216281	172.4401108	358.2783089	0.000670978	0.010973469
200824_0010	200824_0011	249.9999363	450.0018194	1.090799884	358.0243864	1.978515971	0.000616886	0.009803455
200824_0011	200824_0012	249.9999218	450.0008469	1.101257644	1.6850051	358.3149968	0.000972628	0.010802892
200824_0012	200824_0013	249.9999184	450.0024532	1.110492672	359.0245482	0.978451758	0.001808314	0.009873688
200824_0013	200824_0014	249.9999207	450.0013667	1.121101818	0.00166398	359.986336	0.001086507	0.010694183
200824_0014	200824_0015	249.9999128	450.0026395	1.130467322	359.7898955	0.286114469	0.001266897	0.009421367

図 5.5.5 腐食鋼板の座標データ

## 5.6 計測結果

### ① 作業性

実際に計測した際の作業性について以下に示す。

- ・実橋の主桁腐食箇所現場計測を行う場合には、計測部位や範囲にもよるがCreaformのようなハンデイスキャナータイプのものが計測しやすい。
- ・据置き型のスキャナーは、足場上に設置した場合には振動の影響を受ける可能性がある。
- ・計測後のデータについては、座標データが扱いやすい。点群データを10mmメッシュで板厚を数値化しようとした場合には、腐食箇所を直接計測することと変わらないかそれ以上の労力が必要となる。ただし、点群データにも座標情報があるため、うまく座標情報を整理出来るソフトがあれば、作業は格段に簡易になると思われる。
- ・計測時に座標を設定して計測を行う1点レーザータイプのスキャナーは、計測時間は多点レーザータイプと比較して時間がかかるものの、取得するデータは座標値のため整理にそれほど時間はかからない。ただし、機器の設置や計測時間を考慮すると、1点レーザータイプは実橋での使用は難しい。
- ・Leicaは計測中に測点が設定以外の個所を示す場合があり、正確に10mm間隔で計測することは難しい。

### ② コンター図比較

計測結果を元にコンター図を作成した。

腐食鋼板のコンター図(図5.6.1~4)については都立大の計測結果を正とした場合、Creaformの結果もほぼ同じ計測結果となっている。FAROの計測結果については腐食鋼板、実橋腐食桁とも比較的板厚が厚くなる結果となっている。

実橋腐食桁のコンター図(図5.6.5~7)については、都立大、Creaformのコンター図と比較して、FAROは板厚2~4mmの箇所が算出されていないことが確認出来る。

Leicaについては他機種と比較して板厚が薄くなる傾向にあり、誤差も比較的大きくなっている。

上記についての各機種の誤差は、各機種の精度よりもデータ合成時の誤差によるもの大きいと思われる。

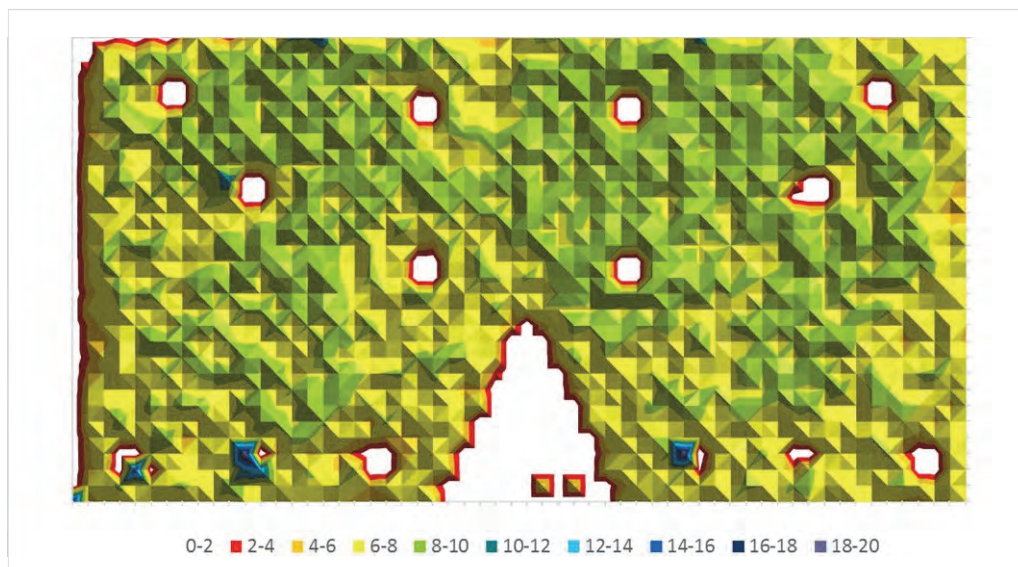


図 5.6.1 都立大 (腐食鋼板)



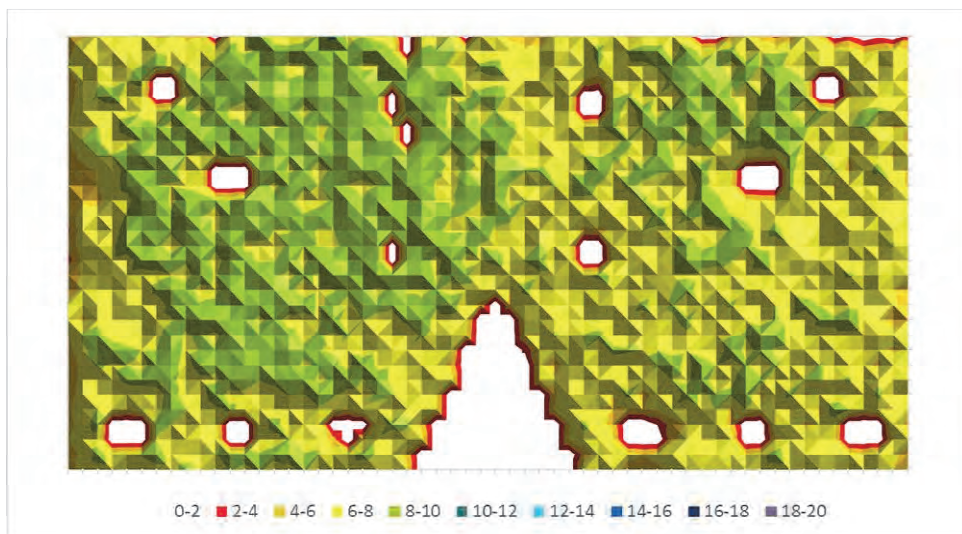


图 5.6.2 Creafom (腐食鋼板)

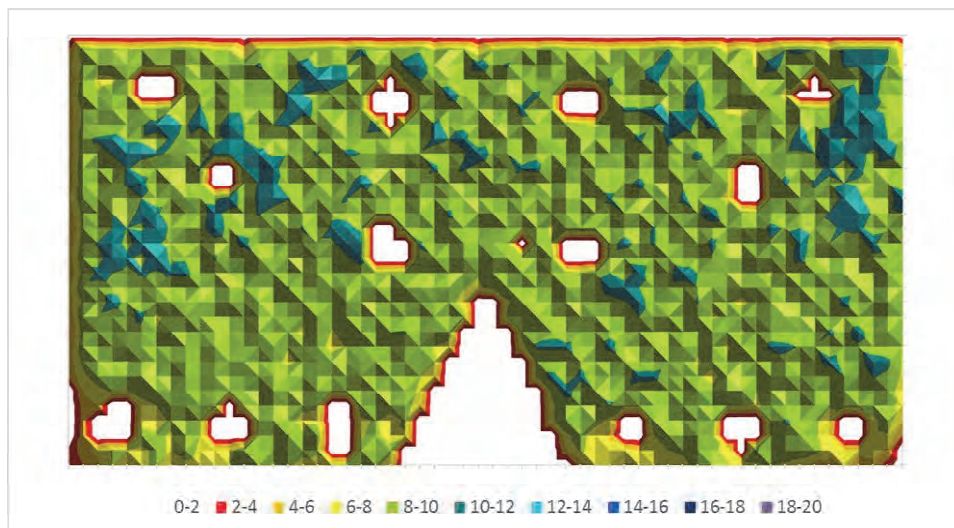


图 5.6.3 FARO (腐食鋼板)

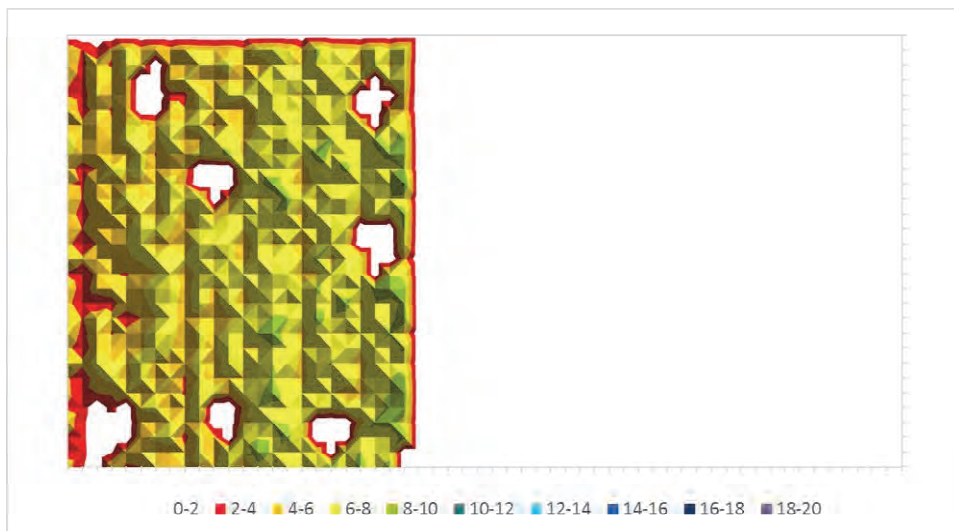


图 5.6.4 Leica (腐食鋼板)



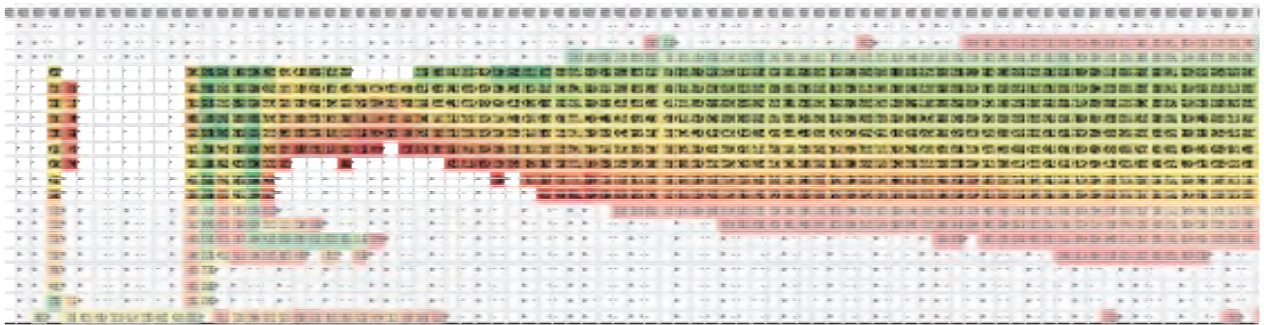


図 5.6.5 都立大（実橋腐食桁）

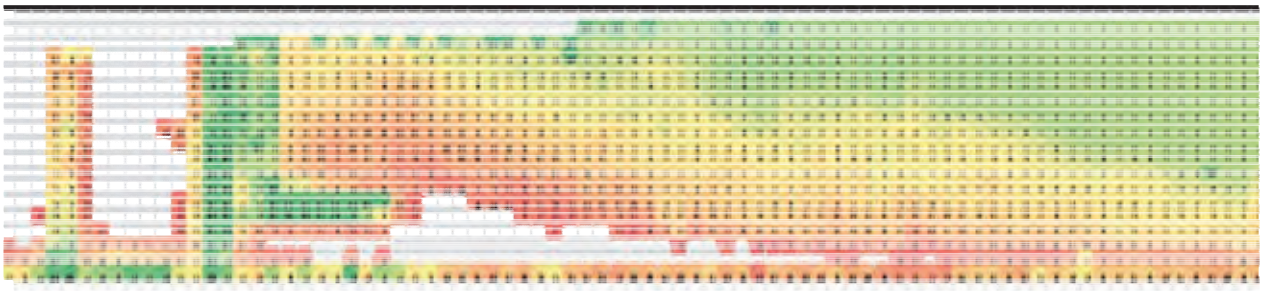


図 5.6.6 Creiform（実橋腐食桁）



図 5.6.7 FARO（実橋腐食桁）



図 5.6.8 実橋腐食桁コンターレベル（単位：mm）

注) 実橋腐食桁のコンター図については、Creiform, FARO の抽出断面間隔 10mm に対し、都立大は 5mm で断面図を抽出しているため、コンター図の縮尺が異なる。

### ③ 各計測機器の板厚比較

各機器の計測結果をグラフで比較した。

腐食鋼板①の計測結果比較について、高さ 130mmの断面での比較を図 5.6.9 に、高さ 220mmの断面での比較を図 5.6.10 に示す。FARO が比較的板厚が厚めに、Leica の板厚が薄い計測結果となっている。

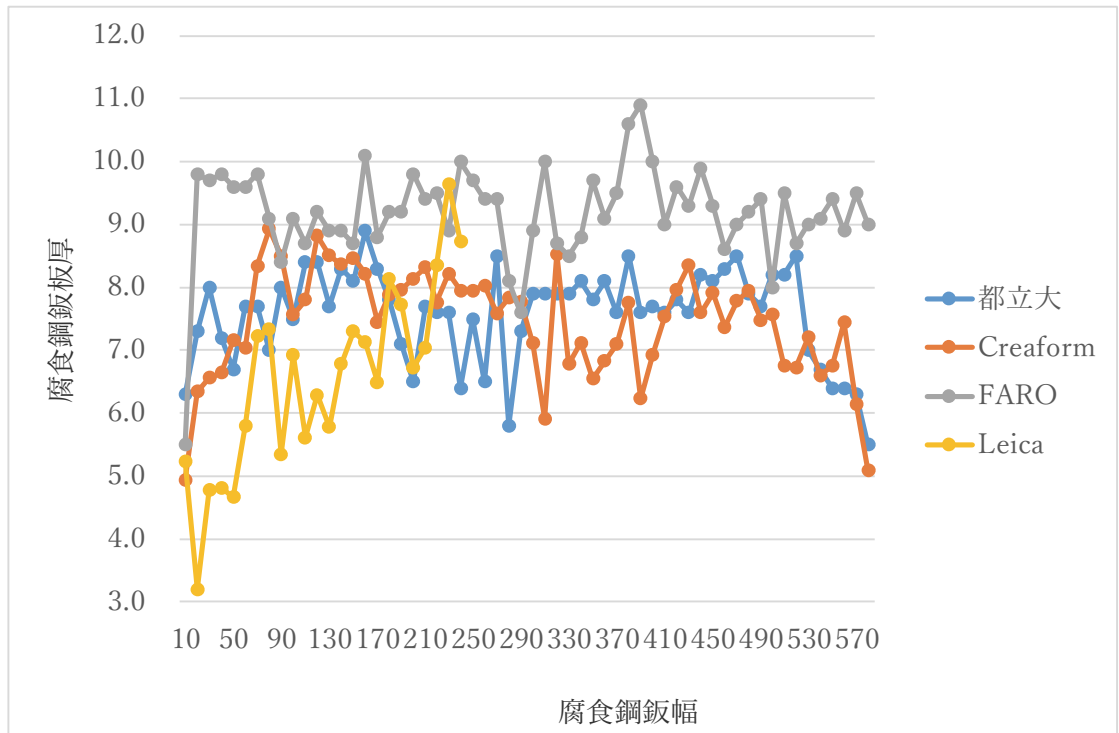


図 5.6.9 腐食鋼板① 高さ 130mmの断面板厚比較

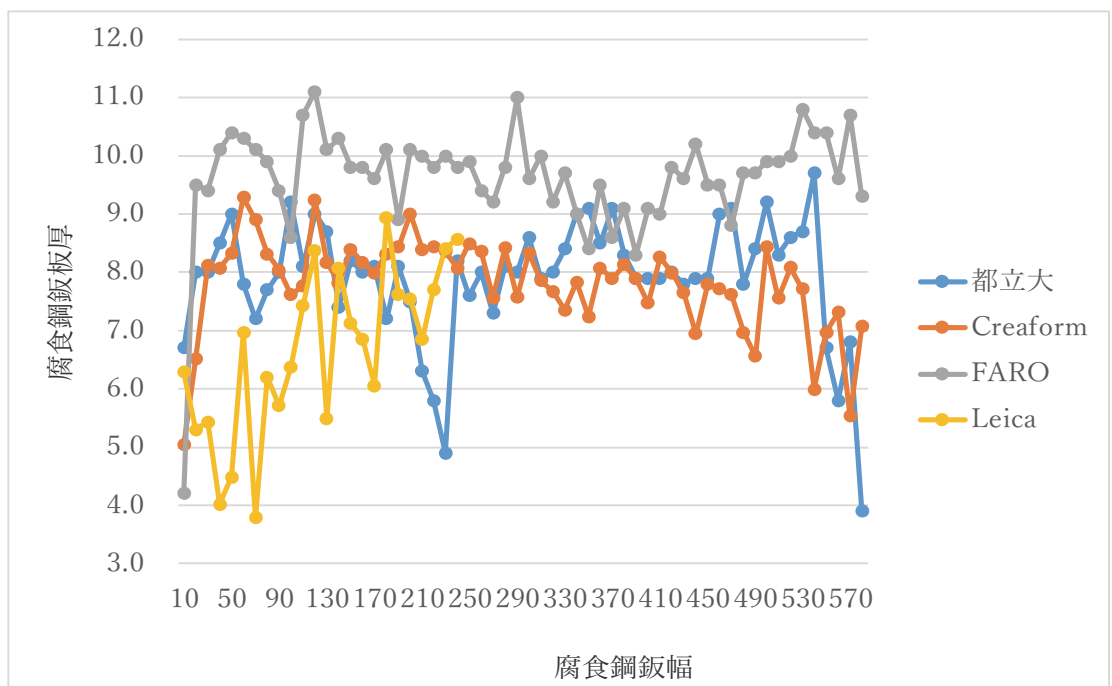


図 5.6.10 腐食鋼板① 高さ 220mmの断面板厚比較

腐食鋼板②の計測結果比較について、高さ 140mmの断面での比較を図 5.6.11 に、高さ 230mmの断面での比較を図 5.6.12 に示す。腐食鋼板①と比較すると、比較的機器による計測結果のバラツキは少ない。

腐食鋼板①に対して②のバラツキが少ないのは、計測や計測結果のデータ整理において、順番として腐食鋼板①、②の順で作業を行ったことによる、作業者の慣れによるものと考えられる。

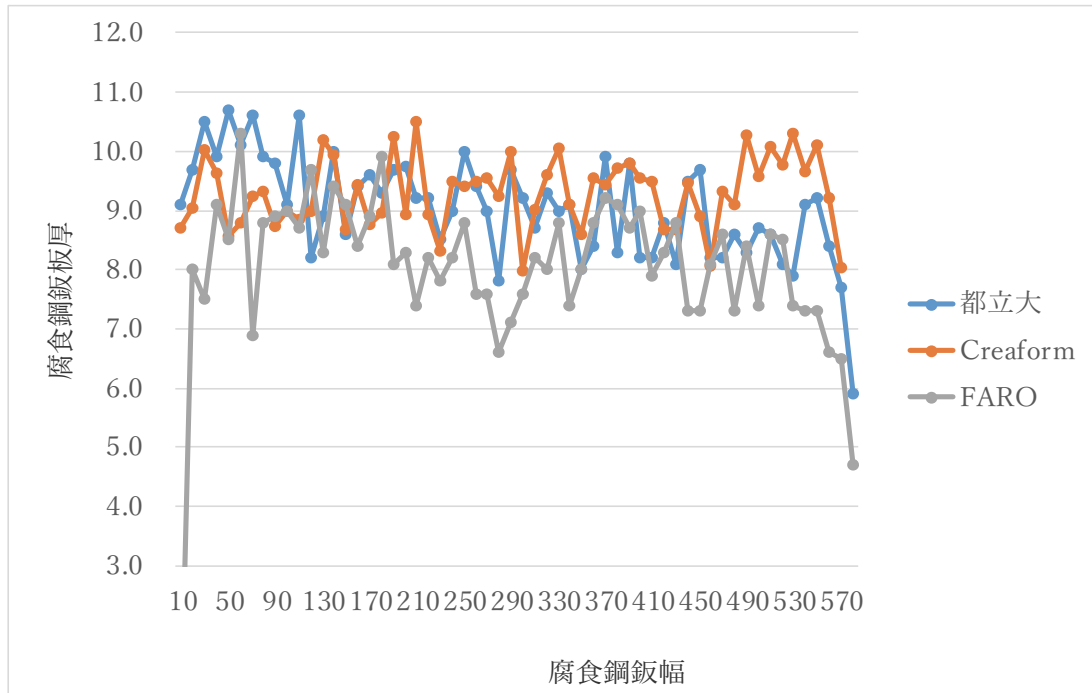


図 5.6.11 腐食鋼板② 高さ 140mmの断面板厚比較

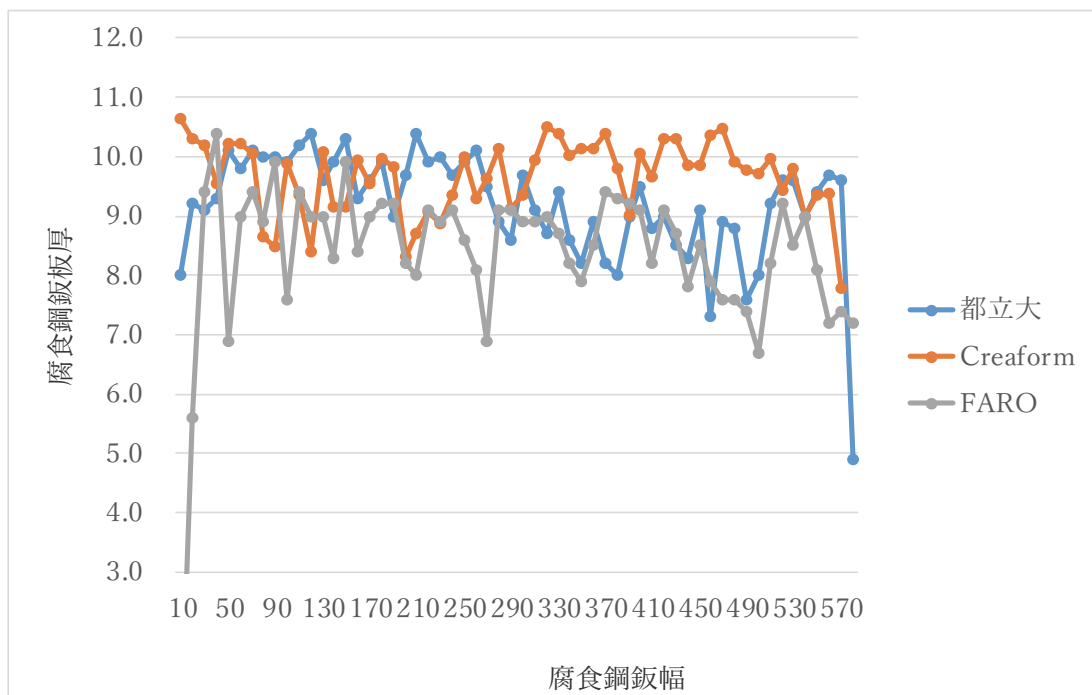


図 5.6.12 腐食鋼板② 高さ 230mmの断面板厚比較

#### ④ COS 類似度による計測結果の比較

各計測機器間の板厚計測結果の類似度を比較するために、COS 類似度を用いて結果を比較することとした。COS 類似度は、多次元のベクトルの類似度を示す値であり、ベクトルが一致する場合は 1、直交する場合は 0 となる。n 次元の  $a_i(i=1\sim n)$  と  $b_i(i=1\sim n)$  の COS 類似度は以下の式で示される。

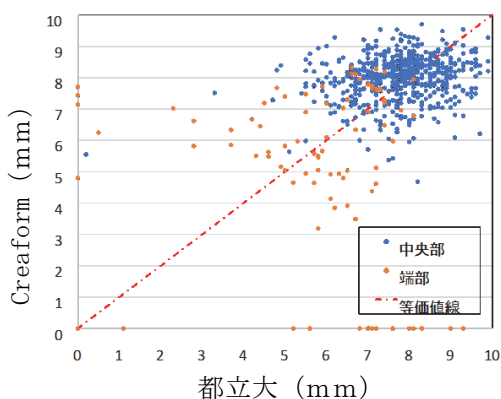
$$\text{similarity} = \frac{\sum_{i=1}^n a_i b_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^n a_i^2} \sqrt{\sum_{i=1}^n b_i^2}} \quad (1)$$

なお、各機器間の計測結果の比較では、次元をそろえる必要があるため、計測点の最も少ない Leica の計測点に合わせて、都立大、Creaform、FARO の計測点を削減して比較を行った。各結果の COS 類似度の比較を表 5.6.1 に示す。表 5.6.1 では、全体のデータで算出した値 (右上半分) に加えて、図 5.6.13 に示した端部の計測値を除いて算出した値 (左下半分) も示している。

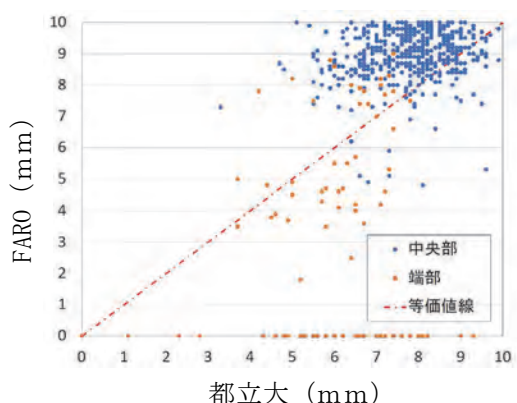
表 5.6.1 COS 類似度による計測結果の比較

	都立大	Creaform	FARO	Leica
都立大		0.968	0.962	0.935
Creaform	0.990		0.952	0.918
FARO	0.989	0.991		0.944
Leica	0.967	0.977	0.972	

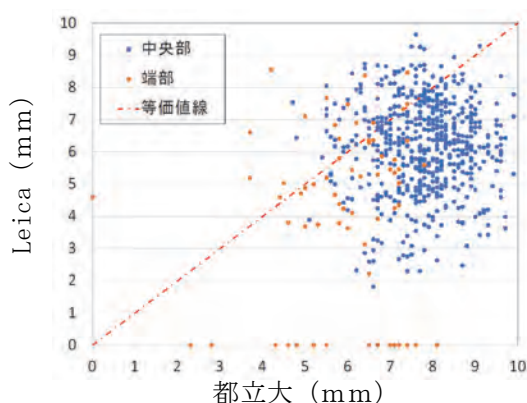
※左下は端部を除いたデータ、右上は全体のデータにおける類似度算出値。赤は最高値、青は最低値を示す。



① X: 都立大, Y: Creaform とした場合



② X: 都立大, Y: FARO とした場合



③ X: 都立大, Y: Leica とした場合

図 5.6.13 各計測機器間の板厚計測結果の比較

本結果から、Leica を除いた都立大、Creaform、FARO では、ほぼ同様な類似度を示していることが分かる。また、特に、端部を除いたデータにおける類似度は全体で算出した類似度よりも 1 に近い値となっており、中央部の都立大、Creaform、FARO は、ほぼ類似した計測結果を示していることが推測できる。これは、ベクトルの向きが類似しているということから、板厚としての差異が生じていても、表面形状の計測結果としては、都立大、Creaform、FARO では同等の精度で計測されていることを示していると言える。

### ⑤ 3D スキャナーの精度について

機器の計測精度確認のため、H250 の鋼材同一断面を、Creaform と FARO で計測した後、図 5.6.14 に示すように同一断面を重ね合わせてみた。

計測した鋼材は若干の腐食により凹凸があったため、その断面に合わせて重ね合わせを行ったが、全体形状および面の形状はほぼ同一形状となり、1 面の精度としては 1mm を超える誤差は確認出来なかったが、板厚としては 1mm を超え 2mm 以下程度の誤差が生じる箇所も若干ではあるが確認することが出来た。

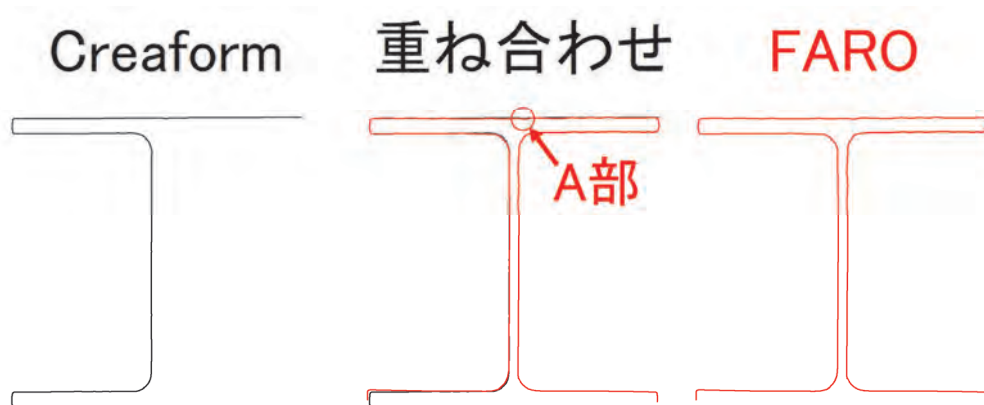


図 5.6.14 Creaform と FARO の CAD データを合わせたもの

図 5.6.14 の A 部に幅約 12mm、深さ約 1mm 程度の腐食による減厚箇所があるが、FARO、Creaform とともにほぼ同形状の腐食が確認出来る。また、それぞれの機器の誤差は図 5.6.15 に示すように当該腐食箇所においては約 0.5mm 程度であった。

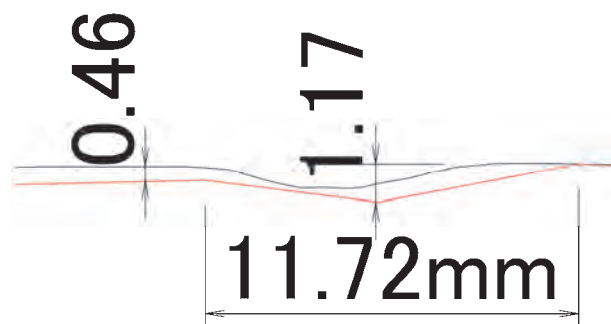


図 5.6.15 A 部拡大図

このことから、機器による計測結果のバラツキは計測機器の計測精度よりも、合成による誤差の方が大きいことが分かる。



## 5.7 渦電流式計測機器（ELECT）による計測

前述の計測での計測機器については、原則レーザースキャナーでの計測比較を行ったが、後日岡山大学で開発され関西大学で保管している過電流式計測機器（名称：ELECT）での計測の機会を得られたため、関西大学 石川准教授のご協力の元、ELECTでの計測も追加で行った。

ELECTでの計測は腐食鋼板切断後の試験片の一部と実橋腐食桁の一部について行ったが、今回は主に実橋腐食桁の計測についてレーザースキャナー計測との比較を記載する。

### ① ELECT仕様（図 5.7.1）

ELECTは、極低周波の印加磁場を用いた鋼板の減肉板厚を計測する方法として開発された。この方法では、低周波磁場を印加して鋼部材深部まで過電流を発生させ、その磁場を高感度の AMR センサ（Anisotropic Magneto Resistive Sensor）で検出している。

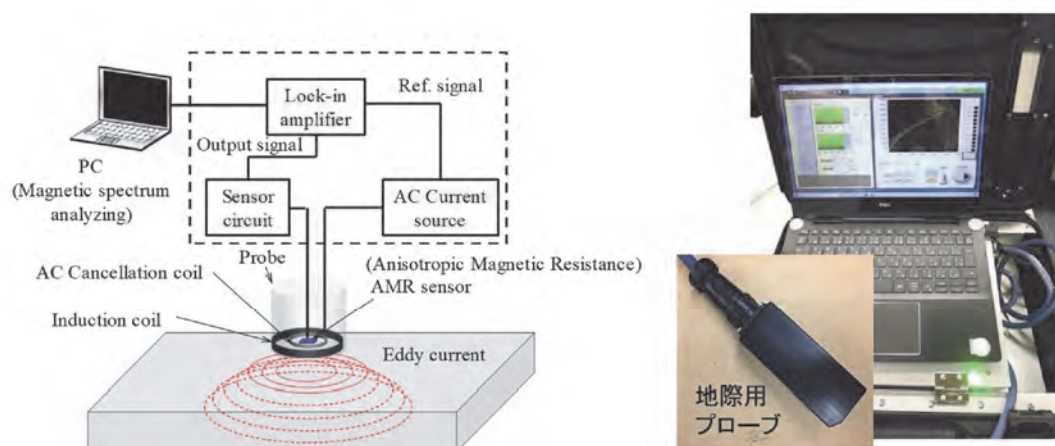


図 5.7.1 ELECT のシステムと地際用プローブ<sup>6)</sup>

ELECTの主な特徴を以下に記載する。

- ・計測前に板厚が明確な鋼板でのキャリブレーションが必要。
- ・塗膜上からでも計測できる。
- ・計測値はプローブ接触箇所約 10mm 四方程度の範囲の平均値となる。
- ・計測時間は 1 点約 10 秒程度。原則読み値を手書きで記載するが、機器内にも記録は残る。
- ・プローブの外形約 30mm が当てられない狭隘な箇所の計測はできない。
- ・機器の操作にはかなりの練度が必要。

### ② 実橋腐食桁の計測

写真 5.7.1、写真 5.7.2 に示すように、ものづくり大学にて ELECT による実橋腐食桁の計測を行った。ELECT の仕様上 10mm メッシュでの計測を行うとかなりの計測時間がかかるため、図 5.7.2 に示すように実橋腐食桁の下フランジから 30mm、120mm のラインを 10mm ピッチで計測を行い、他のスキャナー計測との比較を行う事とした。

なお、ELECT で計測した測点については、キャリパーゲージによる計測も行った。



図 5.7.2 ELECT 及びキャリパーゲージ計測箇所



写真 5.7.1 ELECT による計測

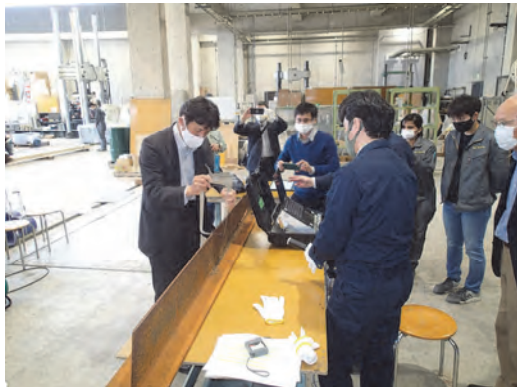


写真 5.7.2 キャリパーゲージによる計測

ELECT による計測時の問題点として、写真 5.7.3 に示すように、ウェブの高さが下フランジから 30mm の高さもない場合はプローブが腐食箇所によく接触できずに、計測が困難であった。



写真 5.7.3 ELECT 計測困難箇所

### ③ ELECT による計測結果

ELECT と他の計測機器との計測比較を、図 5.7.3 に示す。なお、Leica については 30mm の高さのみ計測している。

キャリパーゲージによる計測を正と考えると、計測高さ 120mm では ELECT と Creaform の計測結果について精度が高いことが分かる。その他 FARO は板厚が厚めに、都立大は薄めに計測していることが分かるが、都立大についてはプローブが下フランジに干渉する等の理由により、ウェブの下側がうまく計測できなかったことが理由として考えられ、特に計測高さ 30mm の箇所については計測できていないことがわかる。また、計測高さ 30mm については、比較的 ELECT の計測精度が良いが、前述したようにプローブが確実に接触できない孔明け箇所の計測値については異常値を示している。

高さ 30mm の計測箇所については、フランジとウェブの隅角部であるため、何れの機器もあまり正確には計測出来ていない印象を受ける。また、過電流計測の ELECT が 3D スキャナータイプの計測機器よりも計測精度が高い結果となっているが、3D スキャナー計測については前述したようにデータ合成時の人為的な誤差が生じるため、計測機器そのものの精度が劣っているわけではない。ただし、数点の板厚計測を行うのみであれば、機器の取り扱いに練度が必要なものの、ELECT の方が早く・精度良く計測出来ると感じられた。

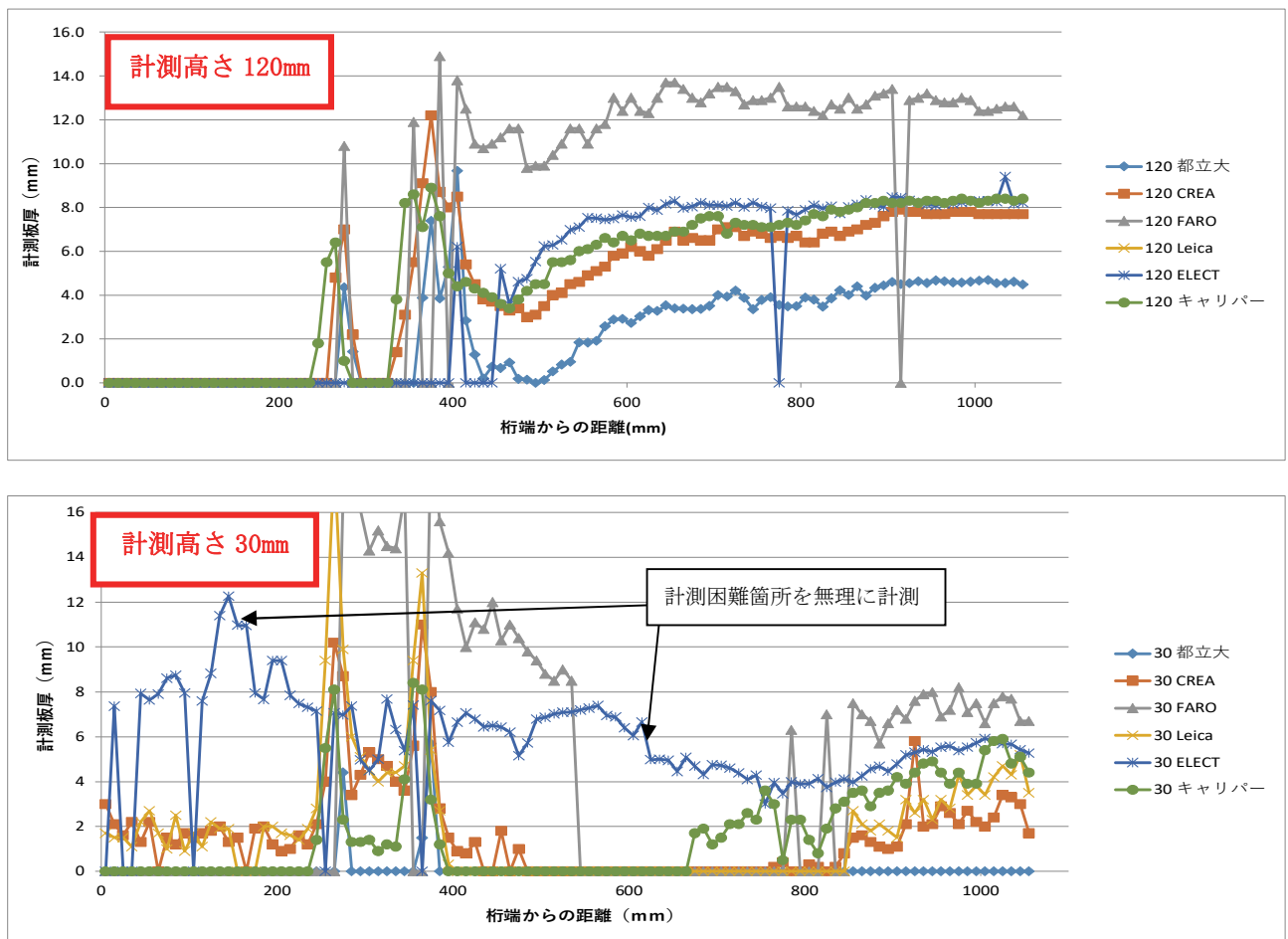


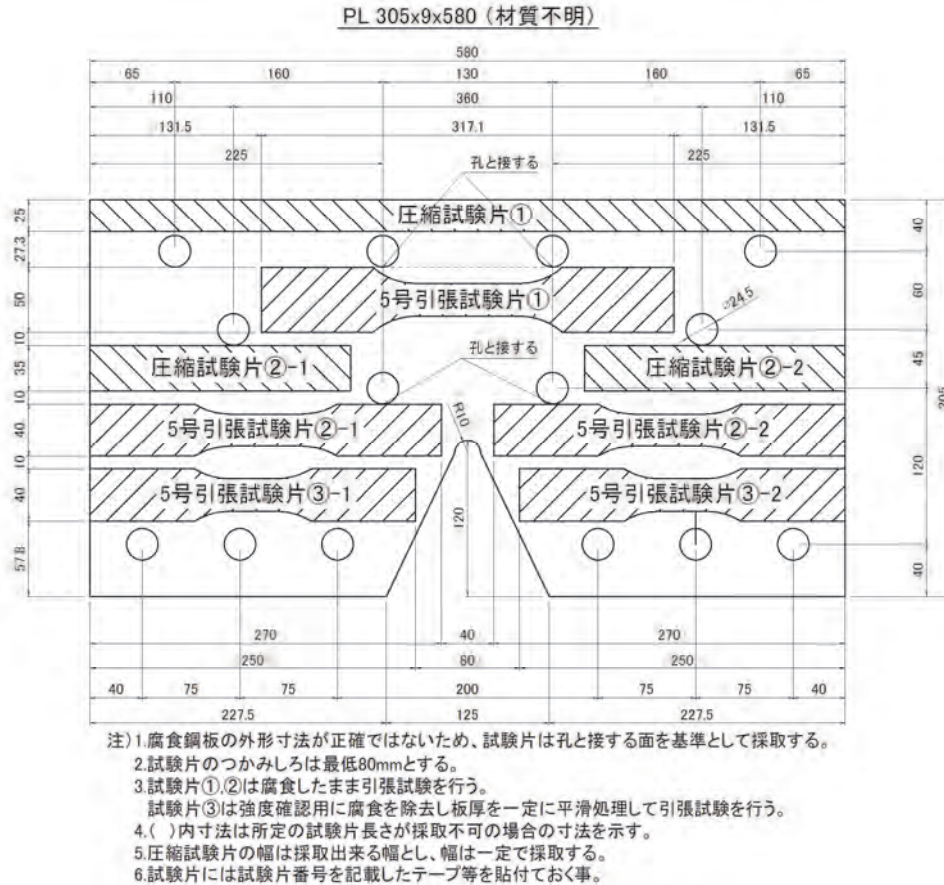
図 5.7.3 ELECT 他計測機器の比較



## 5.8 腐食鋼板引張・圧縮試験

### ① 試験片採取

腐食鋼板から、図 5.8.1、写真 5.8.1 のように試験片の採取を行った。



試験片番号一覧表

腐食鋼板番号	試験片			備考
	試験対象	名称	番号	
No.1	引張り	5号引張試験片①	1-T-1	
		5号引張試験片②-1	1-T-2-1	
		5号引張試験片②-2	1-T-2-2	
		5号引張試験片③-1	1-T-3-1	腐食除去・平滑仕上げ 降伏値確認用
		5号引張試験片③-2	1-T-3-2	"
	圧縮 (予備)	圧縮試験片①	1-C-1	
		圧縮試験片②-1	1-C-2-1	
No.2	引張り	5号引張試験片①	2-T-1	
		5号引張試験片②-1	2-T-2-1	
		5号引張試験片②-2	2-T-2-2	
		5号引張試験片③-1	2-T-3-1	腐食除去・平滑仕上げ 降伏値確認用
		5号引張試験片③-2	2-T-3-2	"
	圧縮 (予備)	圧縮試験片①	2-C-1	
		圧縮試験片②-1	2-C-2-1	
		圧縮試験片②-2	2-C-2-2	

図 5.8.1 試験片採取位置



写真 5.8.1 採取した試験片

③ 試験片計測

採取した試験片については、改めて前橋工科大学にて Creaform を使用して試験片破断面の計測を行った。

写真 5.8.2 に計測状況を示す。

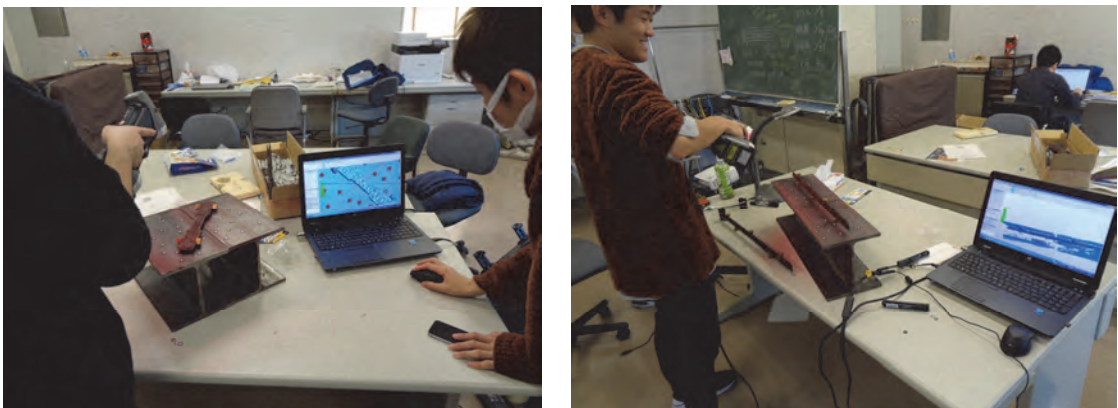


写真 5.8.2 試験片計測状況（前橋工科大学）

④ 引張試験（材料強度試験）

2021年1月25、26日に、腐食鋼板の降伏点、引張強度確認のための引張試験を写真5.8.3のようにものづくり大学で行った。

表5.8.1に試験前の試験体寸法一覧、表5.8.2に試験後の試験体寸法一覧、図5.8.2～5に試験後の応力-ひずみ関係と試験体形状写真を示す。

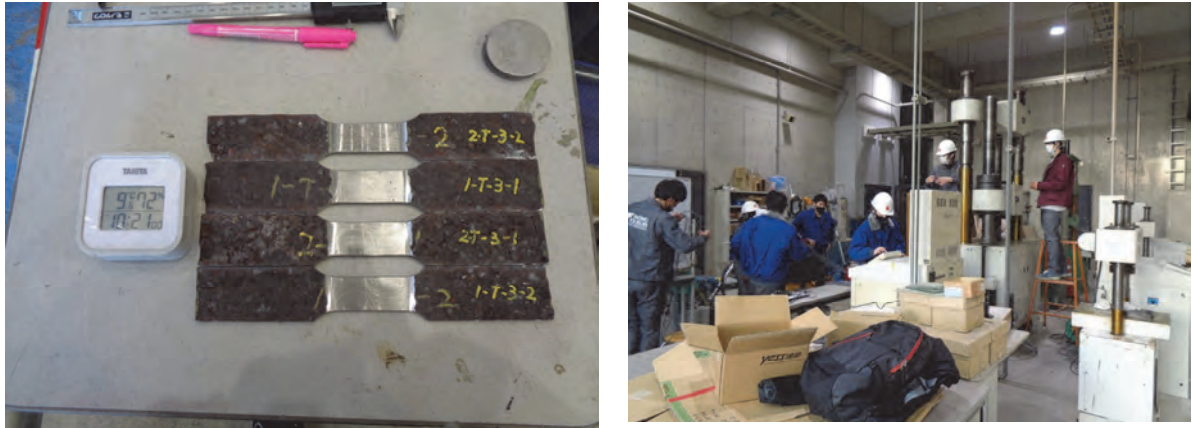


写真 5.8.3 引張試験片及び試験状況（ものづくり大学）

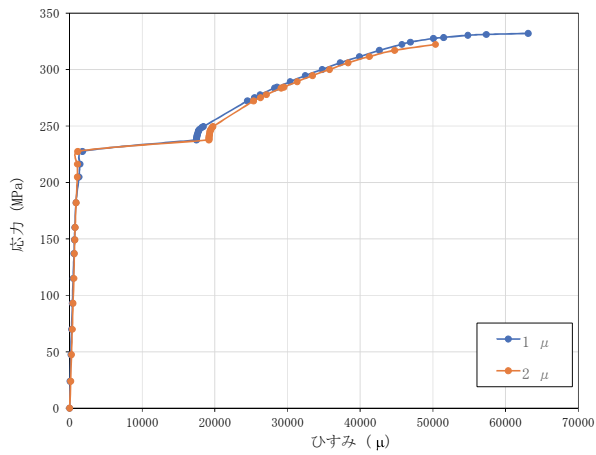
表 5.8.1 試験前の試験体寸法一覧表

単位：mm	幅				厚さ			
	1-T-3-1	1-T-3-2	2-T-3-1	2-T-3-2	1-T-3-1	1-T-3-2	2-T-3-1	2-T-3-2
1回目	24.79	24.85	24.74	25.00	3.41	3.33	3.55	3.45
2回目	24.79	24.79	24.88	25.00	3.53	3.58	3.65	3.18
3回目	25.02	25.28	24.82	25.00	3.76	3.57	3.60	3.27
合計	74.60	74.92	74.44	75.00	10.70	10.48	10.80	9.90
平均	24.87	24.97	24.81	25.00	3.57	3.49	3.60	3.30

表 5.8.2 試験後の試験体寸法一覧表

単位：mm	幅				厚さ			
	1-T-3-1	1-T-3-2	2-T-3-1	2-T-3-2	1-T-3-1	1-T-3-2	2-T-3-1	2-T-3-2
1回目	22.66	22.61	23.56	23.23	3.11	3.55	3.03	2.75
2回目	21.18	20.62	20.33	19.67	2.68	2.74	2.74	2.09
3回目	23.53	23.19	23.43	23.50	3.45	3.04	3.01	3.11
合計	67.37	66.42	67.32	66.40	9.24	9.33	8.78	7.95
平均	22.46	22.14	22.44	22.13	3.08	3.11	2.93	2.65



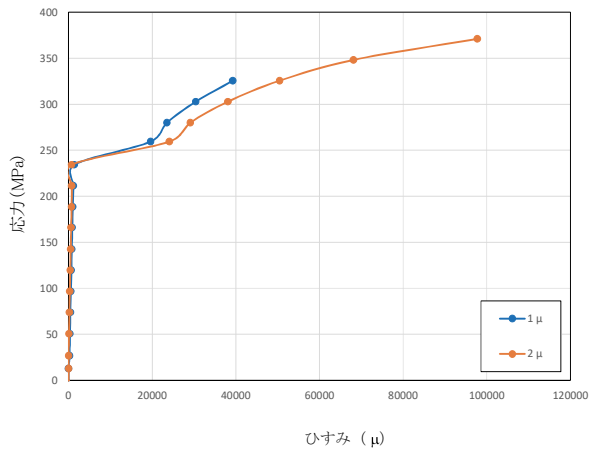


(a) 応力-ひずみ関係

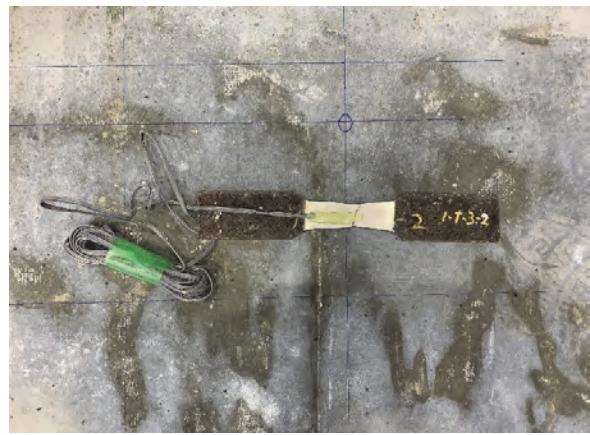


(b) 試験体の形状

図 5.8.2 試験体 1-T-3-1

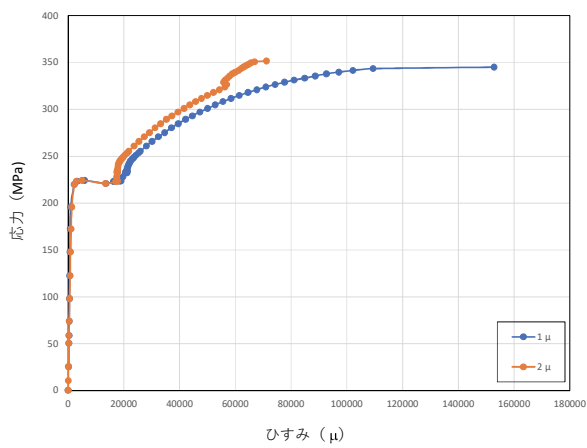


(a) 応力-ひずみ関係



(b) 試験体の形状

図 5.8.3 試験体 1-T-3-2

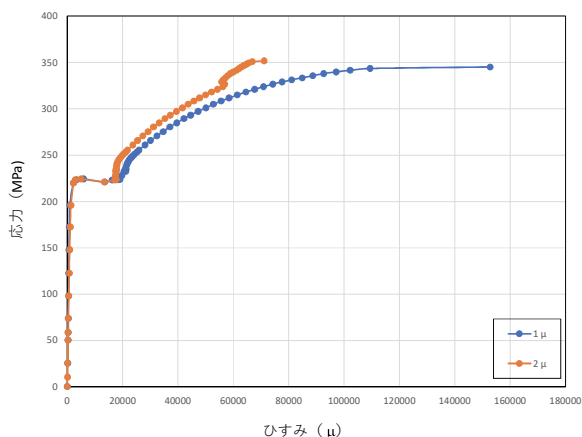


(a) 応力-ひずみ関係



(b) 試験体の形状

図 5.8.4 試験体 2-T-3-1



(a) 応力-ひずみ関係



(b) 試験体の形状

図 5.8.5 試験体 2-T-3-2

表 5.8.3 降伏点, 引張強度, 降伏比等一覧表

No.	Case	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	降伏比 YR (%)	破断後の絞り (%)
1	1-T-3-1	227.6	399.5	56.9	22.0
2	1-T-3-2	234.9	400.0	58.7	20.6
3	2-T-3-1	222.5	381.0	58.3	36.3
4	2-T-3-2	224.3	362.1	61.9	28.9

表 5.8.3 に示す引張試験の結果, 引張強度が 360MPa~400MPa 程度であることから, 腐食鋼板の材質としては SS330 相当品であると考えられる。

### ⑤ 引張試験 (腐食部の強度確認)

材料強度確認の引張試験後に, 腐食部の強度確認のための引張試験を写真 5.8.4 のように同じくものつくり大学で行った。

表 5.8.4 に試験前の試験体寸法一覧, 表 5.8.5 に試験後の試験体寸法一覧, 図 5.8.7~12 に試験後の応力-ひずみ関係と試験体形状写真を示す。また, 図 5.8.6 に塑性ひずみゲージ貼付位置を示す。



試験状況



引張試験体の形状

写真 5.8.4 試験状況及び引張試験体

表 5.8.4 試験前の試験体の寸法

単位[mm]	幅						厚さ					
	1-T-1	1-T-2	1-T-2-1	1-T-2-2	2-T-2-1	2-T-2-2	1-T-1	1-T-2	1-T-2-1	1-T-2-2	2-T-2-1	2-T-2-2
1回目	25.90	25.70	25.10	25.40	25.20	25.05	7.70	8.50	8.15	7.80	7.90	8.25
2回目	25.15	25.10	25.00	25.20	25.00	25.05	6.90	8.10	8.25	7.60	7.70	7.95
3回目	25.50	25.45	25.00	25.20	25.40	24.95	7.65	7.95	8.30	7.80	7.60	8.30
平均	25.52	25.42	25.03	25.27	25.20	25.02	7.42	8.18	8.23	7.73	7.73	8.17

表 5.8.5 試験後の試験体の寸法

単位[mm]	幅						厚さ					
	1-T-3-1	1-T-3-2	1-T-2-1	1-T-2-2	2-T-2-1	2-T-2-2	1-T-3-1	1-T-3-2	1-T-2-1	1-T-2-2	2-T-2-1	2-T-2-2
1回目	25.24	23.49	24.20	25.92	26.69	23.69	6.38	6.92	6.88	6.39	6.56	7.20
2回目	23.31	21.35	21.50	21.68	23.95	23.22	5.81	6.30	6.29	4.87	6.58	6.51
3回目	24.46	25.16	23.66	25.25	24.24	24.55	6.74	7.34	6.16	6.58	6.98	7.20
平均	24.34	23.33	23.12	24.28	24.96	23.82	6.31	6.85	6.44	5.95	6.71	6.97

注) 試験前後の板厚計測は困難であるので参考値である。

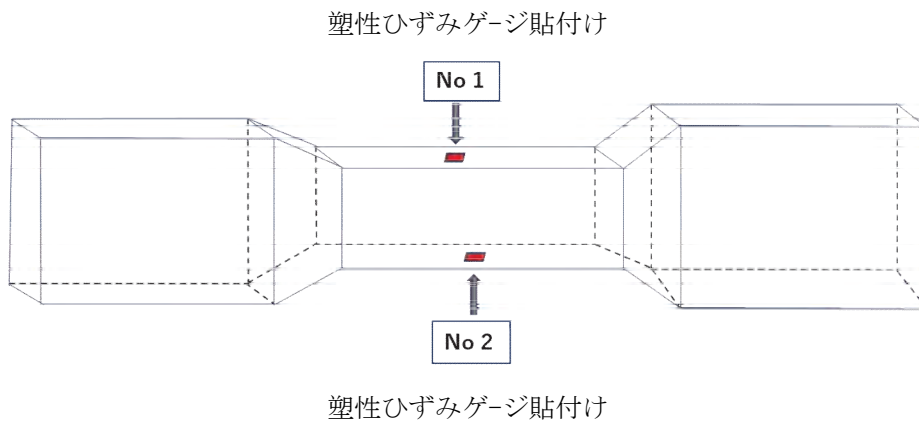
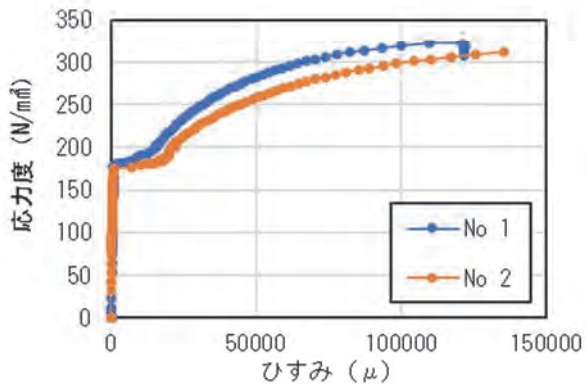
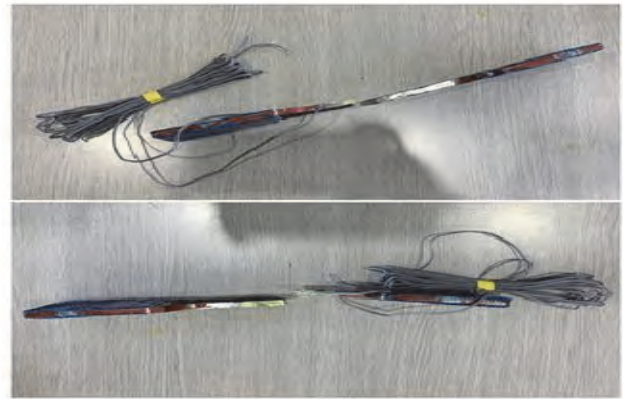


図 5.8.6 塑性ひずみゲージ貼付位置



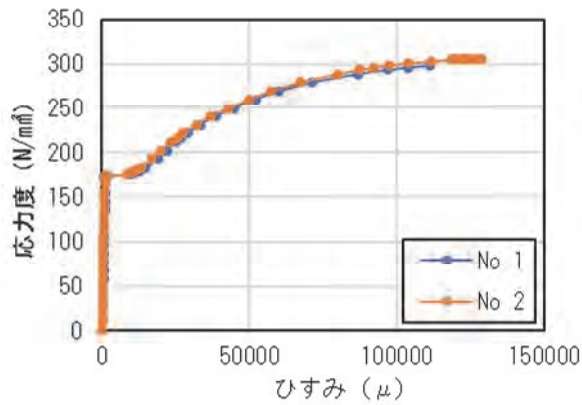


(a) 応力-ひずみ関係



(b) 試験体の形状

図 5.8.7 試験体 1-T-1

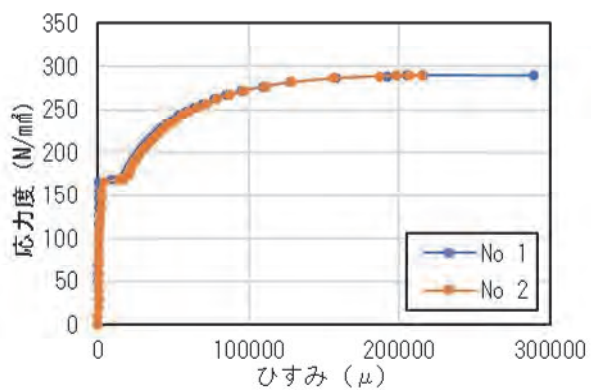


(a) 応力-ひずみ関係



(b) 試験体の形状

図 5.8.8 試験体 2-T-1

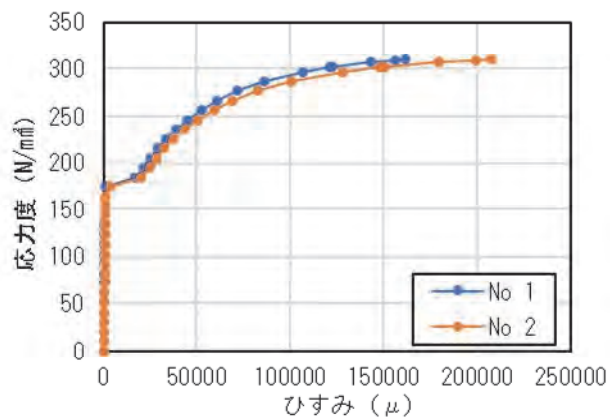


(a) 応力-ひずみ関係

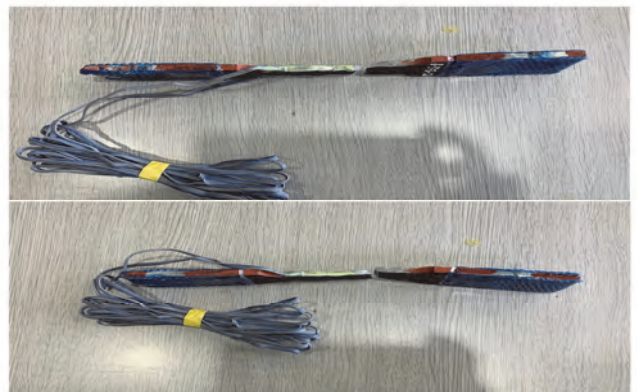


(b) 試験体の形状

図 5.8.9 試験体 1-T-2-1

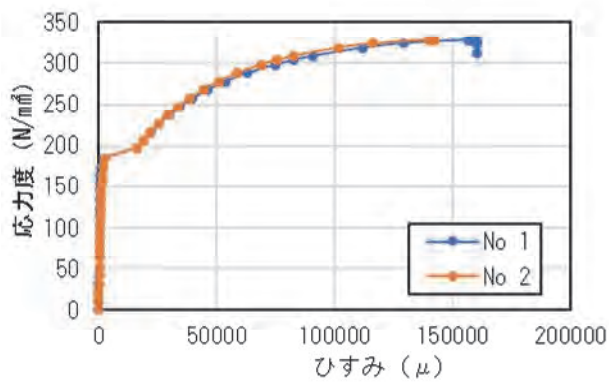


(a) 応力-ひずみ関係



(b) 試験体の形状

図 5.8.10 試験体 1-T-2-2

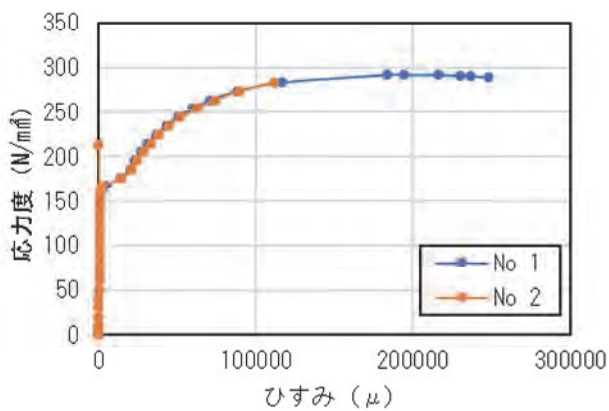


(a) 応力-ひずみ関係



(b) 試験体の形状

図 5.8.11 試験体 2-T-2-1



(a) 応力-ひずみ関係



(b) 試験体の形状

図 5.8.12 試験体 2-T-2-2

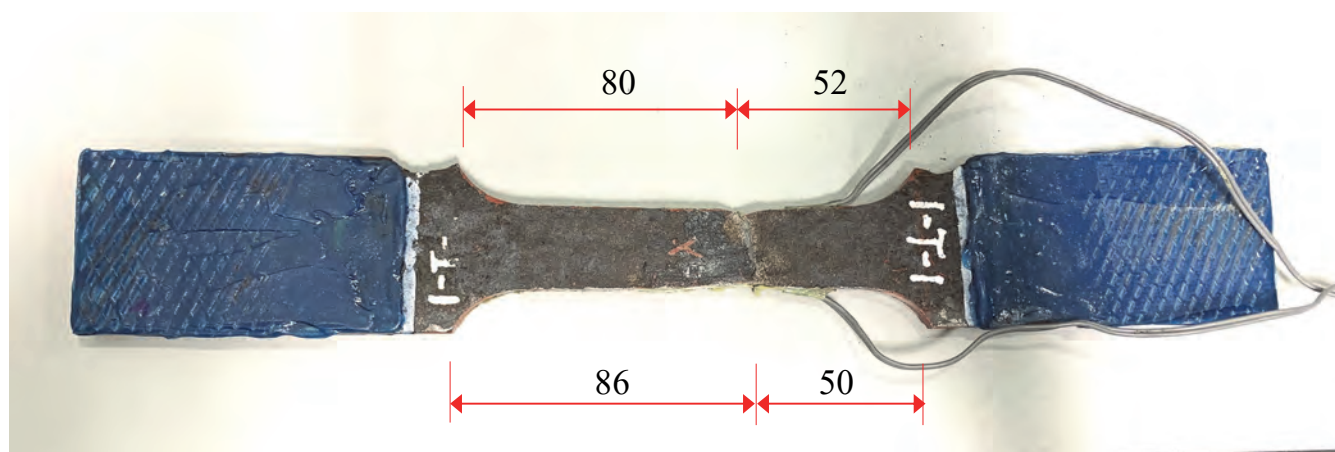


表 5.8.6 に試験結果一覧，図 5.8.13 に試験後の試験体形状および破断位置を示す。

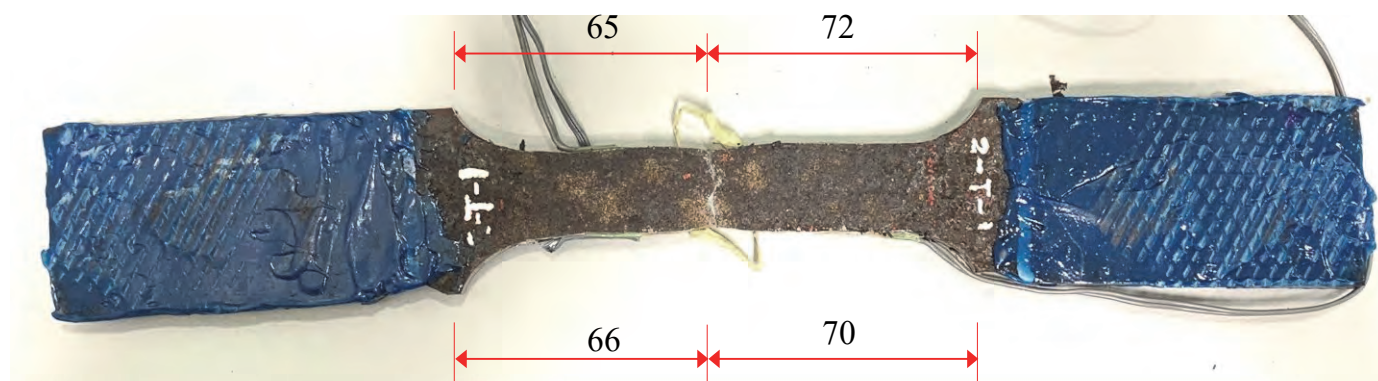
表 5.8.6 降伏点，引張強度，降伏比等

No.	Case	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	降伏比 YR (%)	破断後の絞り (%)
1	1-T-1	174.33	323.01	54.0	18.89
2	2-T-1	170.94	305.37	56.0	23.14
3	1-T-2-1	165.06	290.90	57.0	27.71
4	1-T-2-2	174.60	308.01	57.0	26.04
5	2-T-2-1	184.51	327.84	56.2	14.02
6	2T-2-2	166.51	291.93	57.0	18.78

引張試験片の破断位置の計測



(a) 1-T-1



(b) 2-T-1

図 5.8.13 実験後の試験体形状

⑥ 圧縮試験（参考）

写真 5.8.5 に示すように圧縮試験も行ったので、参考に記載する。圧縮試験については試験片の形状が悪かったためか、評価式との比較が行えるような値が確認出来なかった。

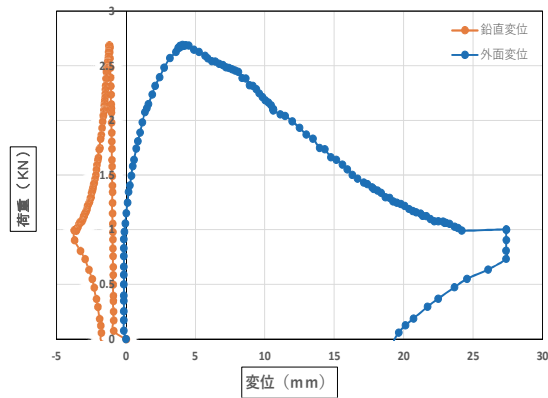
表 5.8.7 に最大荷重、図 5.8.14 に試験体の荷重-変位を示す。



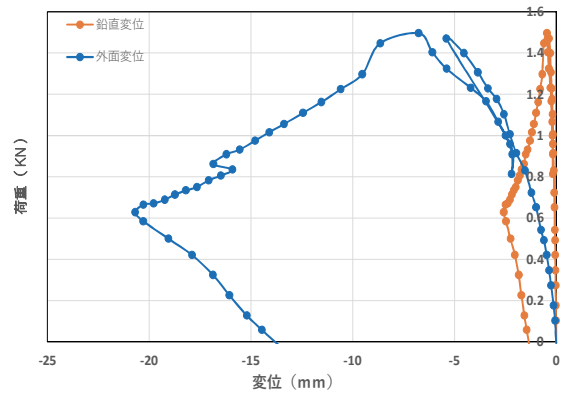
写真 5.8.5 圧縮試験片及び試験状況（ものづくり大学）

表 5.8.7 最大荷重

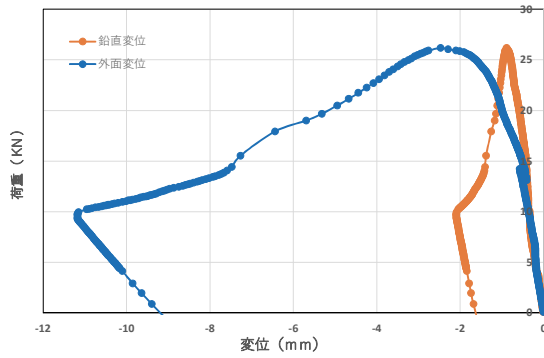
供試体名	最大荷重 (KN)
1-C-1	2.30
2-C-1	1.51
1-C-2-1	27.0
1-C-2-2	21.0
2-C-2-1	19.5
2-C-2-2	15.5



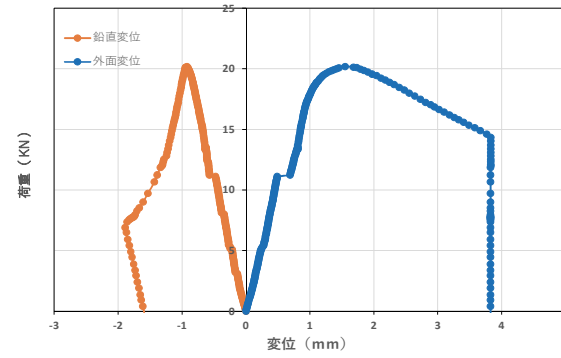
(a) 試験体 1-C-1



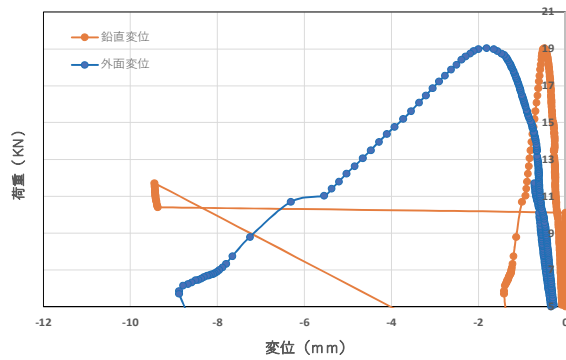
(b) 試験体 2-C-1



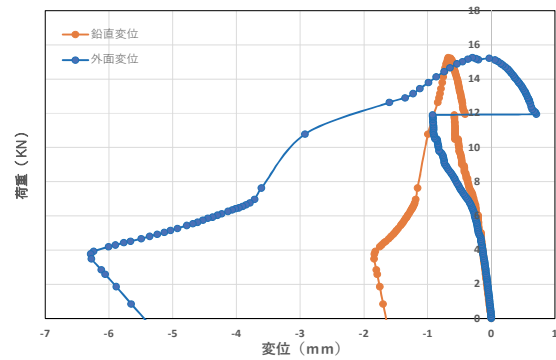
(c) 試験体 1-C-2-1



(d) 試験体 1-C-2-2



(e) 試験体 2-C-2-1



(f) 試験体 2-C-2-2

図 5.8.14 荷重－変位の関係

## 5.9. 腐食鋼板計測結果の引張部材評価式への適用

### 5.9.1 評価式への適用方法

5.6の腐食鋼板の計測結果を用いて、表5.9.1に示す引張部材の等価板厚評価式の腐食鋼板計測結果への適用性の確認、評価を行う。なお、表5.9.1は4章4.2引張部材で試算している評価式と同じ式である。等価板厚算出の際は、5.6の鋼板全体の計測結果から、図5.8.1に示す試験片採取位置の計測結果を抽出し、抽出箇所の板厚を各評価式に適用する。評価の際は比較のためにNo.1～4式の他に母材厚(9mm)および最小板厚の結果も示す。

表 5.9.1 評価式

式 No	等価板厚	計測箇所
No. 1	$t_e = t_{\min\_ave}$ $t_{\min\_ave}$ : 最小平均板厚	最小断面の板厚
No. 2	$t_e = t_{avg} - 0.7 \cdot \sigma$ (上記式の安全側の評価) $t_{avg}$ : 荷重軸直角方向の平均板厚, $\sigma$ : 荷重軸直角方向の板厚標準偏差	最小断面の板厚
No. 3	$t_e = (\text{元の板厚}) \times (1 - \text{修正腐食断面欠損率})$ 修正腐食断面欠損率: 板長手方向長さを板幅の0.5倍とした領域での平均腐食断面欠損率の最大値	板幅の0.5倍の領域の断面の板厚
No. 4	$t_e = (1 - C_{ty}) t_0 + C_{ty} t_{\min}$ $t_0$ : 初期板厚, $t_{\min}$ : 最小板厚 $C_{ty}$ : 最小板厚が及ぼす影響を表す係数 (試験結果から $C_{ty} = 0.38$ )	最小板厚 (1点)

### 5.9.2 計測板厚の評価

#### (1) 各計測器材による比較

等価板厚を算出する際、図5.9.1に示すように10mmピッチで計測した結果を整理して等価板厚を算出する。計測結果が母材厚を上回る(9mm以上)場合は該当箇所の計測結果は9mmとして評価する。算出した等価板厚を図5.9.2～図5.9.7に示す。腐食鋼板①については、図5.6.9および図5.6.10の計測結果と同様、等価板厚も、FAROの結果が比較的厚めに、Leicaの結果が比較的薄くなる傾向となった。試験片②は図5.6.11および図5.6.12で記載した通り、ほとんどの範囲で母材厚以上の計測結果となったため、評価式による比較が十分にできているとは言い難い。

算出した等価板厚について、腐食鋼板②に比べ、腐食鋼板①は計測結果にばらつきが大きかったため、標準偏差を用いる評価式No.2についてはさらにばらつきが大きくなる傾向となった。また、評価式No.3では断面方向の板厚の平均を使うことに加え、板幅の0.5倍の領域の断面の板厚の平均値を用いて等価板厚を評価するため、最もばらつきが少なく、安全側の評価をとなる傾向となった。

以上より、等価板厚も計測結果と同様の傾向であり、おおむねすべての等価板厚が母材厚以下～最低板厚以上の間に収まっていることから、適切に腐食板厚を評価して等価板厚を算出できているといえる。

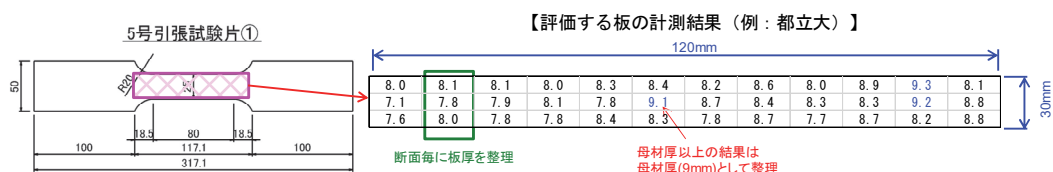
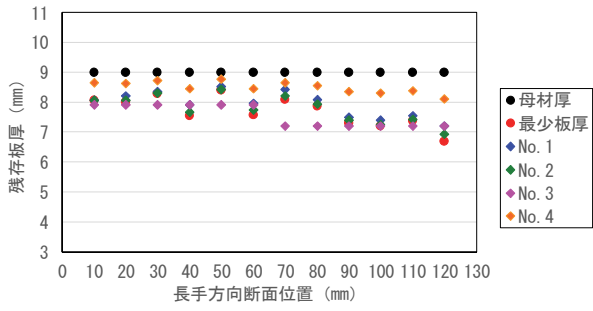
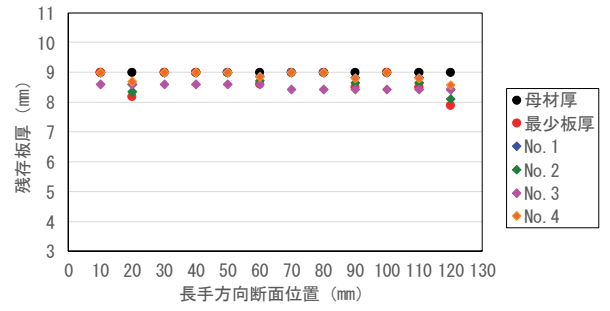


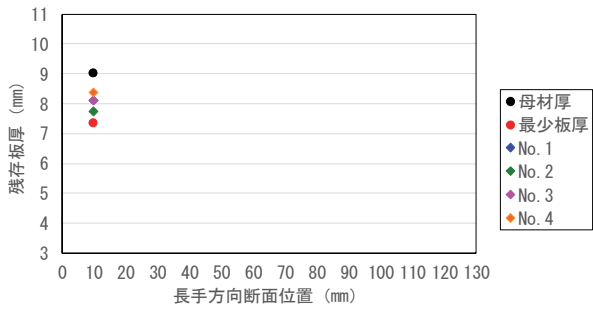
図 5.9.1 板厚の抽出方法及び結果整理方法



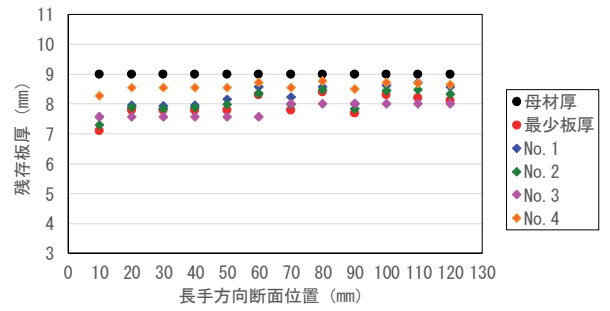
(a) Creafom



(b) FARO

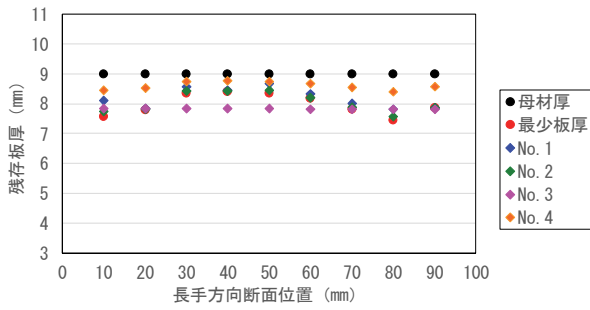


(c) Leica

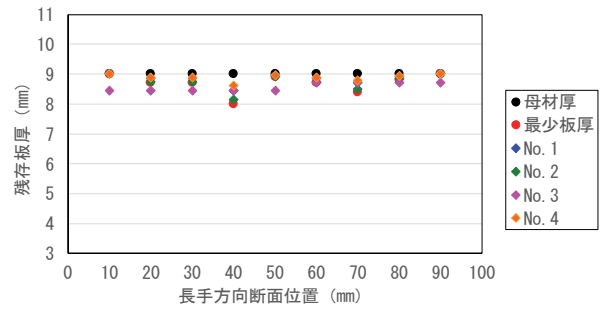


(d) 都立大計測器

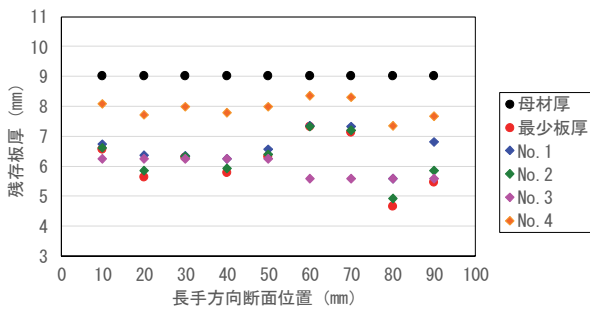
图 5.9.2 (等価板厚 1-T-1)



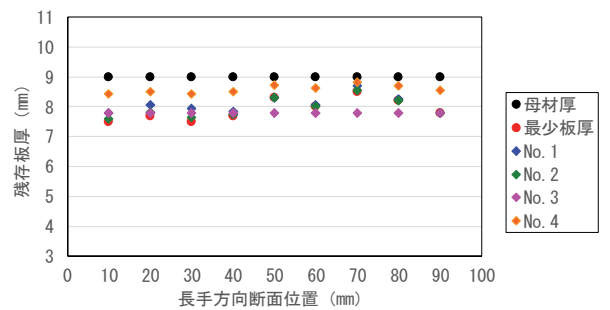
(a) Creafom



(b) FARO

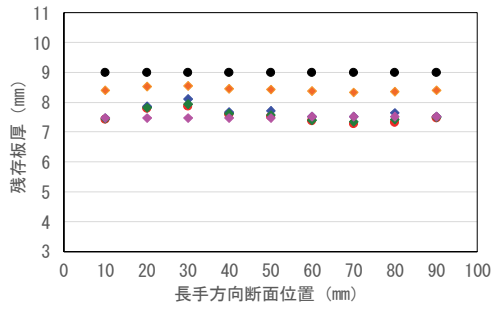


(c) Leica

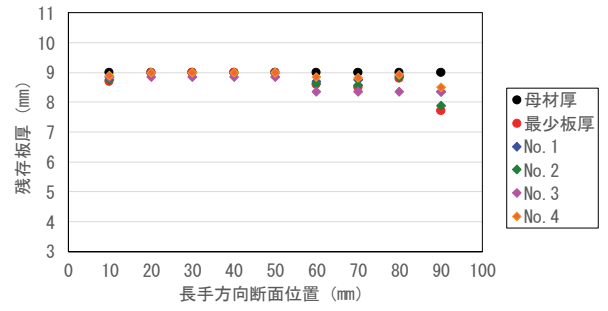


(d) 都立大計測器

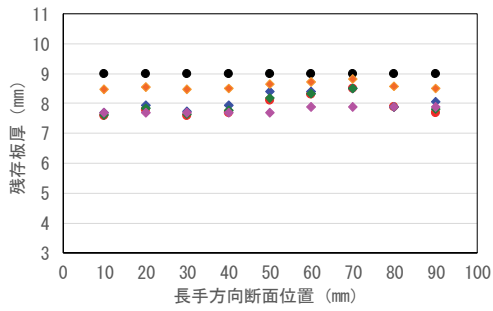
图 5.9.3 (等価板厚 1-T-2-1)



(a) Creaform

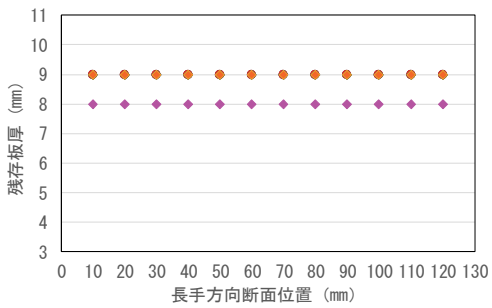


(b) FARO

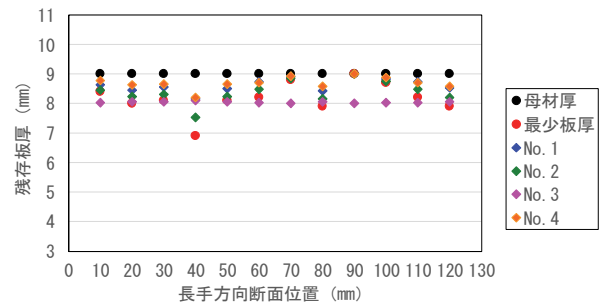


(c) 都立大計測器

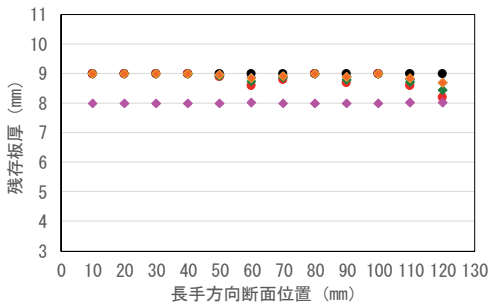
図 5.9.4 (等価板厚 1-T-2)



(a) Creaform

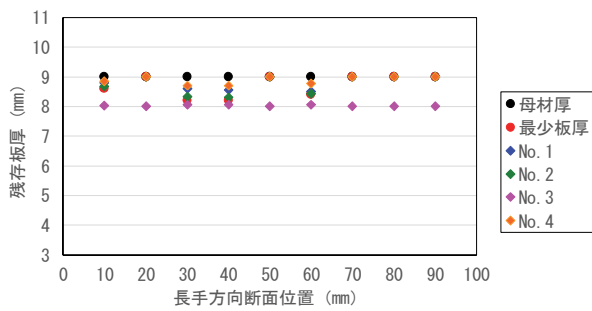
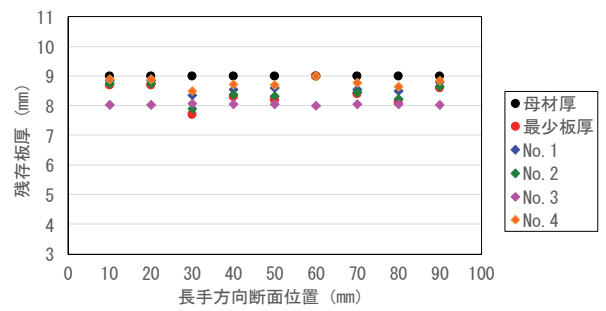
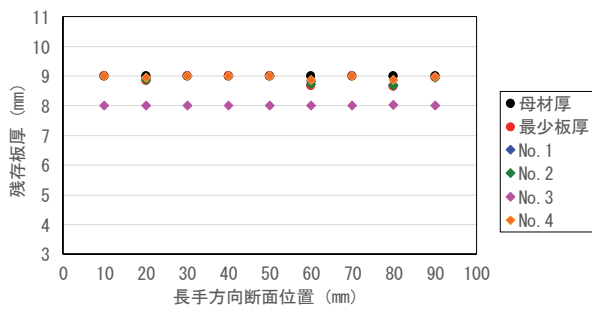


(b) FARO



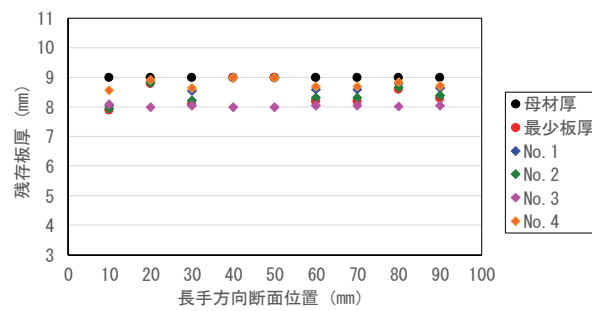
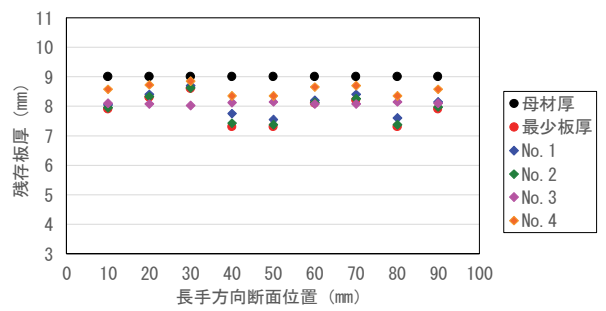
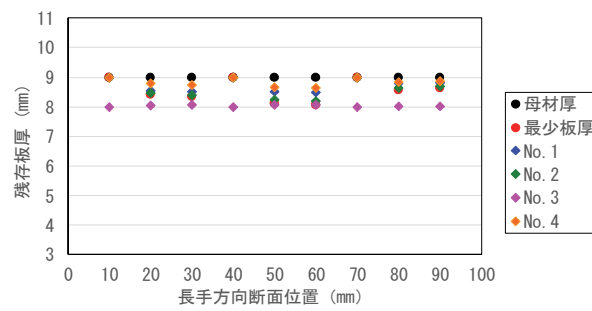
(c) 都立大計測器

図 5.9.5 (等価板厚 2-T-1)



(c) 都立大計測器

图 5.9.6 (等価板厚 2-T-2-1)



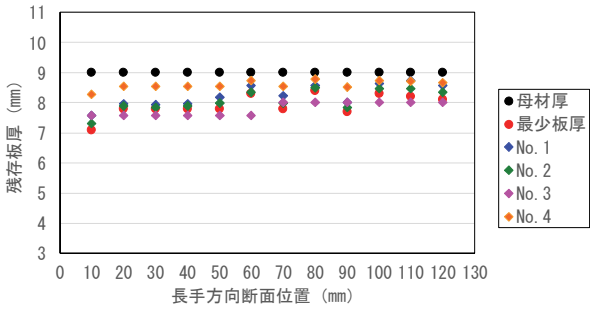
(c) 都立大計測器

图 5.9.7 (等価板厚 2-T-2-2)

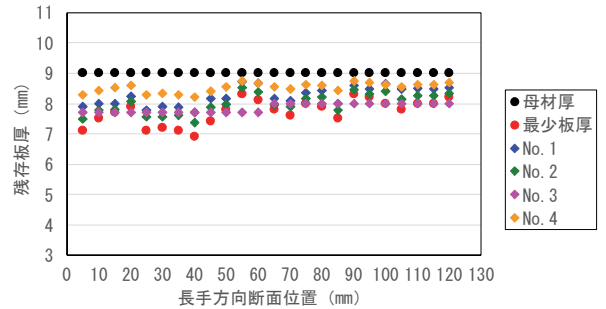


(2) 同一計測機器による計測ピッチの影響の確認(都立大計測器)

計測ピッチの影響を確認するために、都立大学の計測機器を用いて 5mm ピッチおよび 10mm ピッチで同じ鋼板を計測した。計測結果を図 5.9.8～図 5.9.10 に示す。試験片②はほとんどの範囲で母材厚以上の計測結果であり、ピッチの差を確認することが困難だったため、試験片①の結果のみ示している。結果より、最小板厚の値が更新されるため、最小板厚を用いる評価式は安全側の評価となる傾向になった。

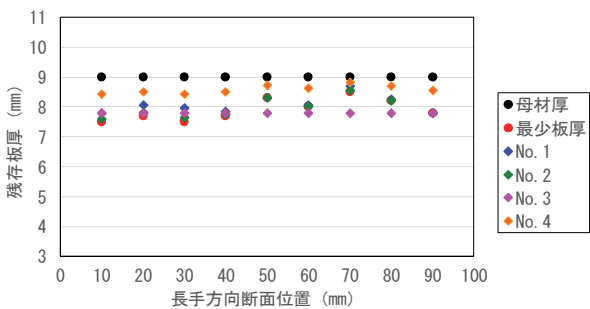


(a) 5mm ピッチ計測

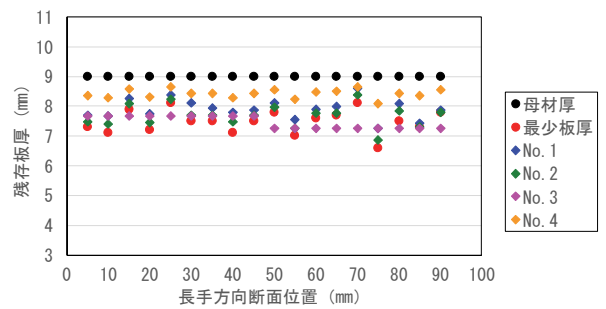


(b) 10mm ピッチ計測

図 5.9.8 計測ピッチによる等価板厚の比較 (都立大計測器 1-T-1)

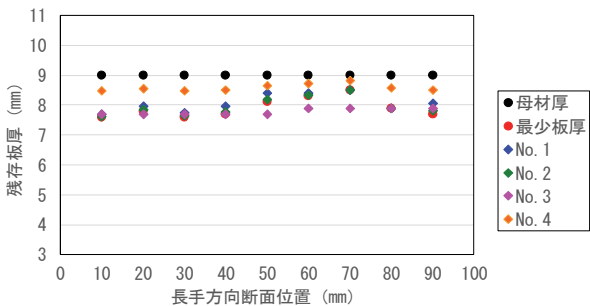


(a) 5mm ピッチ計測

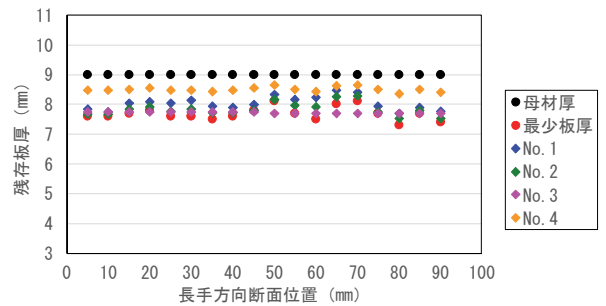


(b) 10mm ピッチ計測

図 5.9.9 計測ピッチによる等価板厚の比較 (都立大計測器 1-T-2-1)



(a) 5mm ピッチ計測



(b) 10mm ピッチ計測

図 5.9.10 計測ピッチによる等価板厚の比較 (都立大計測器 1-T-2-2)



### 5.9.3 引張試験結果と評価との比較

5.8 腐食鋼板引張試験で採取した試験片①(1-T-1, 1-T-2-1, 1-T-2-2)および試験片②(2-T-1, 2-T-2-1, 2-T-2-2)について、試験片採取後に行った再計測結果 (Creaform を使用) から等価板厚を算出し、算出した等価板厚から求めた引張強度 (計算値) と 5.8④引張試験結果 (腐食部の強度確認) の引張試験結果の比較を行った。なお、引張強度算出の際は等価板厚に計測鋼板の降伏強度 (SS300 : 205N/mm<sup>2</sup>) を乗じて算出している。試験片採取後の計測については 5mm ピッチで行っており、1-T-1 および 2-T-1 は破断位置の前後 20mm の範囲について 1mm ピッチでの計測を実施している。

### 5.9.4 腐食鋼板引張試験結果

2021 年 4 月 8 日にもものつくり大学にて腐食鋼板の引張強度試験を実施した。試験で得られた各試験体の降伏点、引張強度、降伏比を表 5.9.2 に示す。各試験体の詳細な試験結果は 5.8④引張試験結果 (腐食部の強度確認) による。

表 5.9.2 試験結果

No.	Case	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	降伏比 YR (%)	破断後の絞り (%)
1	1-T-1	174.33	323.01	54.00	18.89
2	2-T-1	170.94	305.37	56.00	23.14
3	1-T-2-1	165.06	290.90	57.00	27.71
4	1-T-2-2	174.60	308.01	57.00	26.04
5	2-T-2-1	184.51	327.84	56.20	14.02
6	2-T-2-2	166.51	291.93	57.00	18.78

### 5.9.5 等価板厚および引張強度の算出結果

表 5.9.3 に引張強度の実験値と等価板厚から算出した値 (以下、計算値) の比を、図 5.9.11~図 5.9.16 に等価板厚の算出結果および等価板厚から算出した引張強度を示す。引張強度図の赤実線は引張試験結果を示しており、1-T-1 および 2-T-1 は破断位置及び前後 20mm の位置を図中に破線で示している。なお、表 5.10.2 で実験値と比較している計算値の引張強度は、破断位置によらず実験値と最も近い値を抽出している。

結果より、表 5.9.1 の評価式 No. 1~No. 3 の計算値は、実験値に対して±5%の誤差の範囲で実験値と近い値となった。評価式 No. 4 については、断面内の最小板厚 1 点のみの値を使用するため実験値に対して+15%程度の誤差となったが、等価板厚のばらつきは小さく、いずれの試験片の計算値も母材厚から算出した引張強度の 85%程度の結果となった。以上より、簡易計測、簡易試算という範囲で検討に用いるにはおおむね満足できる精度となった。

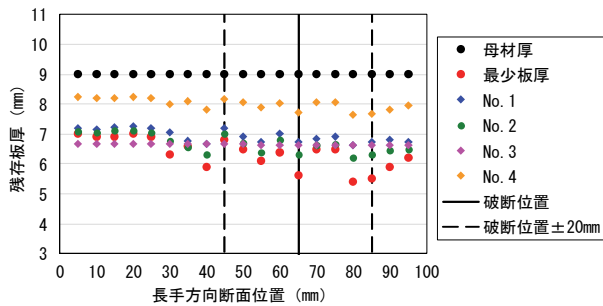
表 5.9.3 等価板厚から算出した引張強度（計算値）と実験値の比較

(a) 腐食鋼板①

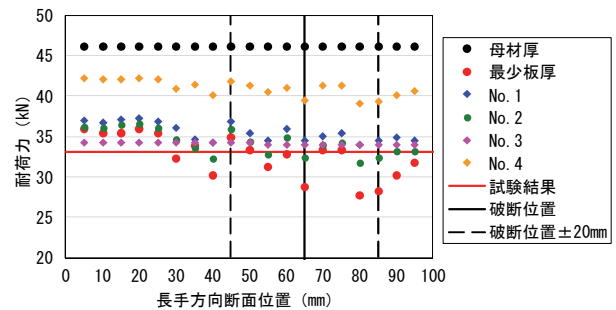
	1-T-1			1-T-2-1			1-T-2-2		
	①実験値 (kN)	②計算値 (kN)	②/①	①実験値 (kN)	②計算値 (kN)	②/①	①実験値 (kN)	②計算値 (kN)	②/①
母材厚	33.0	46.1	1.40	34.0	46.1	1.36	34.1	46.1	1.35
最少板厚		27.7	0.84		26.1	0.77		30.2	0.89
No. 1		33.9	1.03		33.9	1.00		34.0	1.00
No. 2		33.1	1.00		34.0	1.00		34.1	1.00
No. 3		33.9	1.03		33.6	0.99		33.9	0.99
No. 4		39.1	1.18		38.5	1.13		40.1	1.18

(b) 腐食鋼板②

	2-T-1			2-T-2-1			2-T-2-2		
	①実験値 (kN)	②計算値 (kN)	②/①	①実験値 (kN)	②計算値 (kN)	②/①	①実験値 (kN)	②計算値 (kN)	②/①
母材厚	35.5	46.1	1.30	35.9	46.1	1.28	34.0	46.1	1.36
最少板厚		29.7	0.84		30.8	0.86		28.2	0.83
No. 1		36.1	1.02		36.7	1.02		34.1	1.00
No. 2		35.6	1.00		36.0	1.00		34.0	1.00
No. 3		36.1	1.02		36.7	1.02		33.3	0.98
No. 4		39.9	1.12		40.3	1.12		39.3	1.15

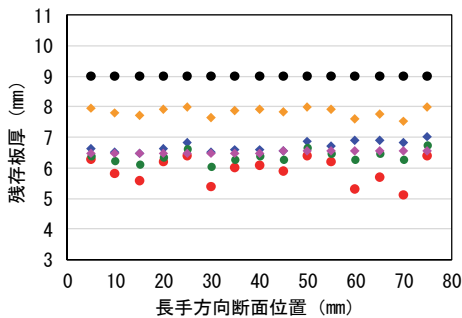


(a) 等価板厚

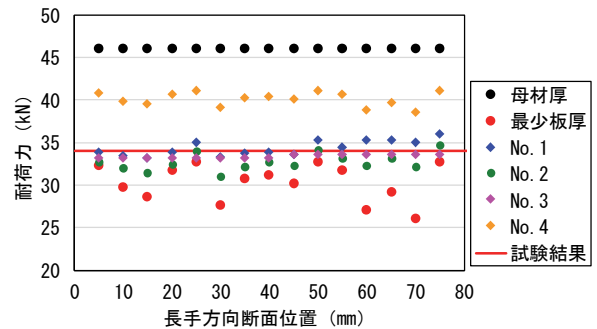


(b) 耐荷力

図 5.9.11 等価板厚および等価板厚から算出した耐荷力（1-T-1）

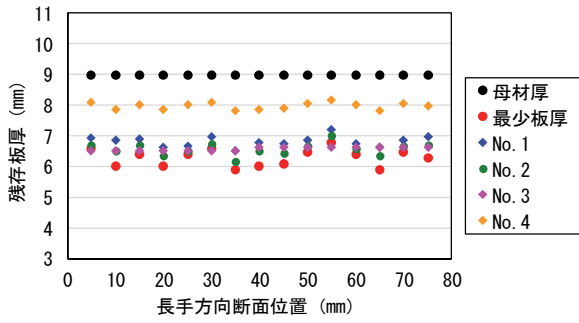


(a) 等価板厚

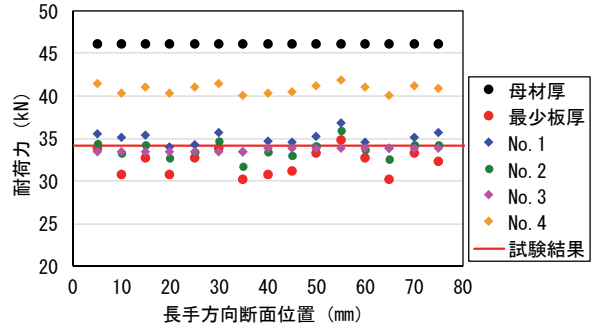


(b) 耐荷力

図 5.9.12 等価板厚および等価板厚から算出した耐荷力（1-T-2-1）

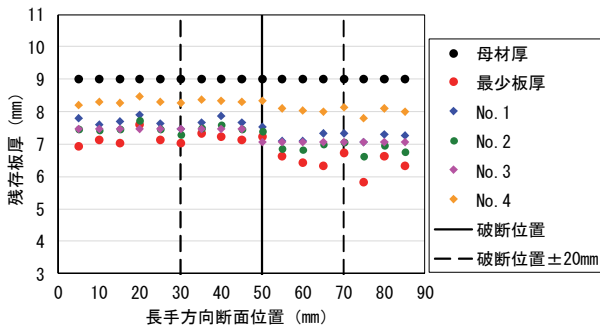


(a) 等価板厚

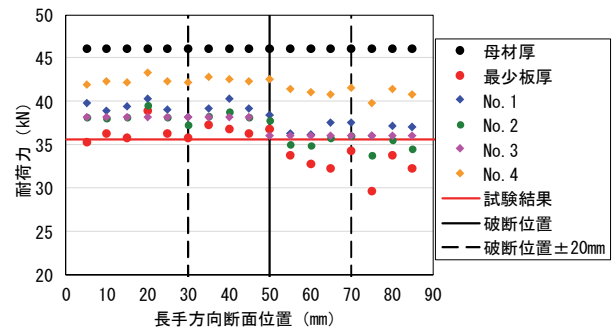


(b) 耐荷力

図 5.9.13 等価板厚および等価板厚から算出した耐荷力 (1-T-2-2)

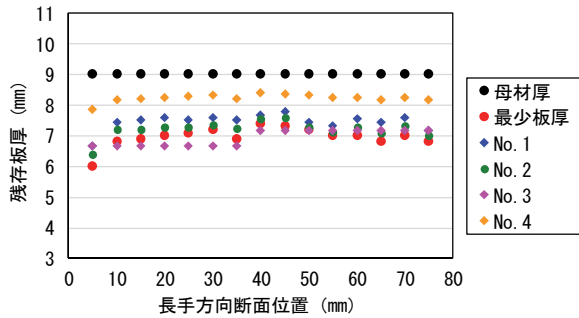


(a) 等価板厚

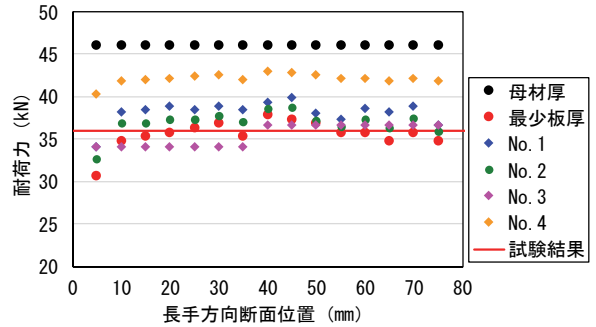


(b) 耐荷力

図 5.9.14 等価板厚および等価板厚から算出した耐荷力 (2-T-1)

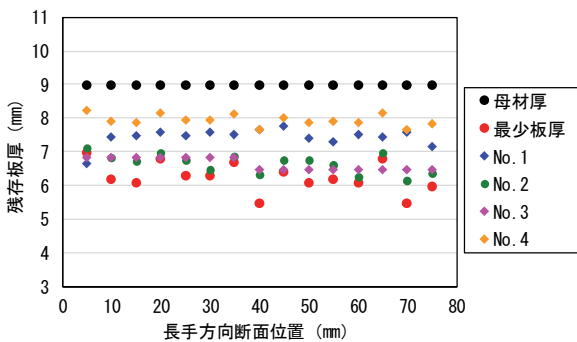


(a) 等価板厚

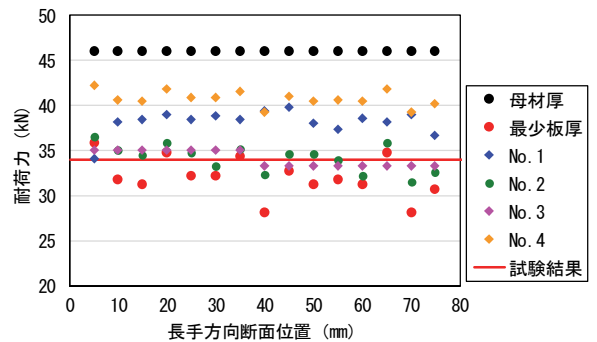


(b) 耐荷力

図 5.9.15 等価板厚および等価板厚から算出した耐荷力 (2-T-2-1)



(a) 等価板厚



(b) 耐荷力

図 5.9.16 等価板厚および等価板厚から算出した耐荷力 (2-T-2-2)

### 5.9.6 計測ピッチの違いによる精度の違い

前節では5mmピッチで計測した結果について等価板厚を算出し、計算値と実験値の比較を行った。1-T-1および2-T-1は破断位置付近を1mmピッチで板厚の計測を実施しているため、計測ピッチによる違いを確認する。写真5.9.1に1-T-1および2-T-1の破断位置を示す。破断位置から前後20mmの範囲のみに着目して1mmピッチ、5mmピッチ、10mmピッチの計測結果を比較し、計測ピッチの違いによる等価板厚及び耐荷力の違いについて確認する。10mmピッチの計測結果については、5mmピッチの計測結果から最小板厚を含むように値を間引いているため、必ずしも破断位置を含む間引き方にはなっていない。なお、最小板厚にこだわらず破断位置を含むように計測結果を間引いた場合でも、おおむね同様の傾向となった。

計測ピッチを変えた際の実験値と計算値の比較を表5.9.4に、各断面の値を図5.10.17、図5.10.18に示す。表5.9.1の評価式No.1~4について、どの評価式も1mmピッチの場合が最も実験値と計算値に近い結果となった。評価式No.4については計測点数が多いほど最小板厚が更新されるため、実験値に近い値になっている。10mmピッチと5mmピッチでは計測ピッチが細かいほど実験値に近づくような明確な傾向はみられなかった。



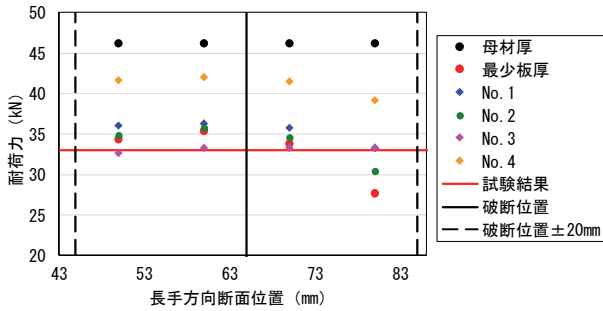
写真 5.9.1 引張試験後の破断状況

表 5.9.4 計測ピッチによる違い  
(a) 1-T-1

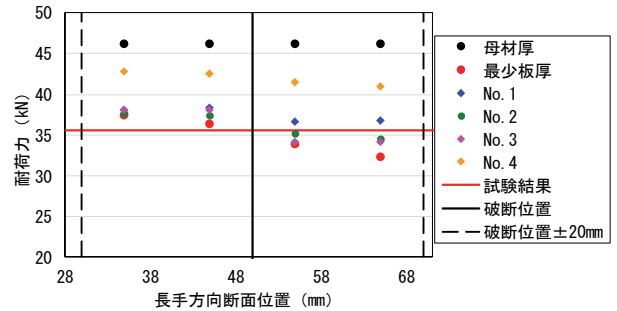
	①実験値 (kN)	10mmピッチ		5mmピッチ		1mmピッチ	
		②計算値 (kN)	②/①	③計算値 (kN)	③/①	④計算値 (kN)	④/①
母材厚	33.0	46.1	1.40	46.1	1.40	46.1	1.40
最少板厚		27.7	0.84	27.7	0.84	22.0	0.67
No. 1		33.3	1.01	33.9	1.03	33.4	1.01
No. 2		33.4	1.01	32.8	0.99	33.0	1.00
No. 3		33.3	1.01	33.9	1.03	33.4	1.01
No. 4		39.1	1.18	39.1	1.18	37.0	1.12

(b) 2-T-1

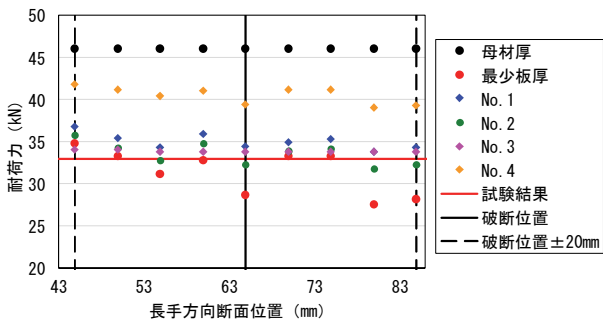
	①実験値 (kN)	10mmピッチ		5mmピッチ		1mmピッチ	
		②計算値 (kN)	②/①	③計算値 (kN)	③/①	④計算値 (kN)	④/①
母材厚	35.5	46.1	1.30	46.1	1.30	46.1	1.30
最少板厚		32.3	0.91	32.3	0.91	30.2	0.85
No. 1		36.6	1.03	36.2	1.02	35.6	1.00
No. 2		35.2	0.99	35.8	1.01	35.5	1.00
No. 3		34.2	0.96	36.1	1.02	35.2	0.99
No. 4		40.9	1.15	40.9	1.15	37.4	1.05



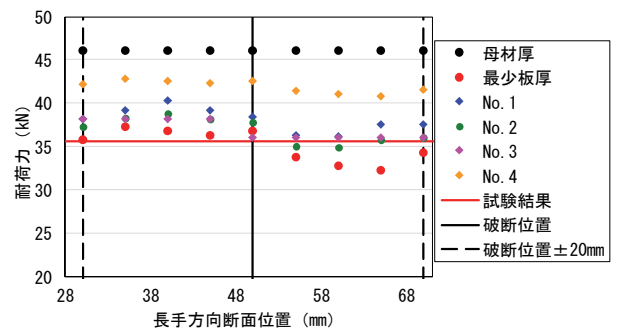
(a) 10mm ピッチ



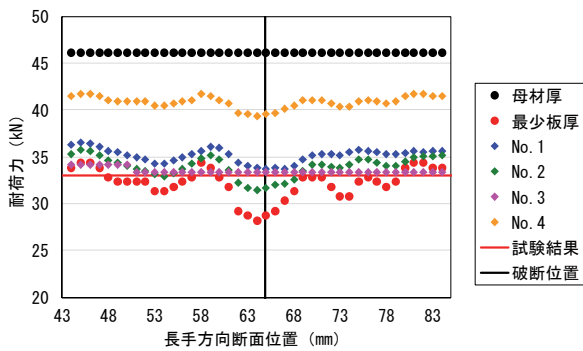
(a) 10mm ピッチ



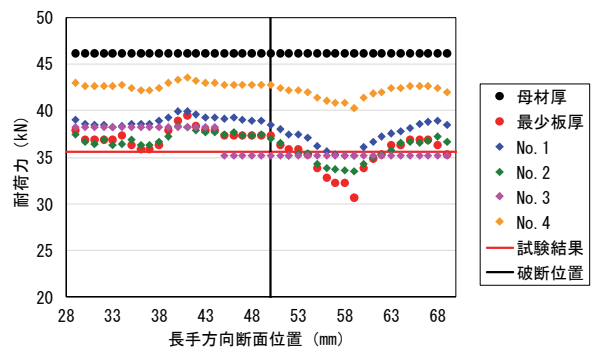
(b) 5mm ピッチ



(b) 5mm ピッチ



(c) 1mm ピッチ



(c) 1mm ピッチ

図 5.9.17 計測ピッチによる耐荷力の比較 (1-T-1) 図 5.9.18 計測ピッチによる耐荷力の比較 (2-T-1)

### 5.9.7 まとめ

腐食鋼板の計測結果から等価板厚を算出する際、いずれの計測器でも計測結果と等価板厚の算出結果は同様の傾向を示す結果であった。このことから、耐荷力を試算する場合も計測者の計測技量などに結果が左右されることがいえる。各評価式における計測結果の扱い方や算出方法にもよるが、例えば計標準偏差を用いる評価式は、計測結果のばらつきによってはさらに試算結果のばらつきがさらに大きくなる傾向にあり、簡易計測といえ、ある程度は正確な計測が求められる。

等価板厚から求めた引張強度と引張試験の実験値との比較では、表 5.9.1 の評価式 No. 1~3 は実験値に対して±5%の誤差、評価式 No. 4 は+15%程度の誤差となり、いずれも簡易計測、簡易試算という範囲で検討に用

いるにはおおむね満足できる精度となった。

また、計測ピッチが結果に与える影響についての結果より、すべての評価式で10mmピッチ、5mmピッチの結果よりも評価式も1mmピッチの場合が最も実験値と計算値に近い結果となった。今回の実験結果では、簡易的な試算という点では5mmピッチ程度の計測で耐荷力を十分試算できると評価できる。より正確な計測、耐荷力試算をする場合は、熟練の計測者による計測や、測点を増やした細かな現地計測をすることが望ましい。

## 5.10. 腐食鋼板計測結果の圧縮部材評価式への適用

### 5.10.1 評価式への適用方法

表 5.10.1 に示す圧縮部材の等価板厚評価式について腐食鋼板計測結果への適用性の確認, 評価を行う。なお, 表 5.10.1 は 4 章 4.3 圧縮部材で試算している評価式と同じ式である。

表 5.10.1 評価式

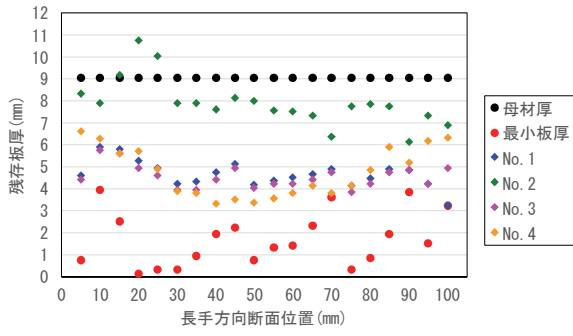
No	有効板厚	耐力評価法	備考
1	$t_e = t_{\min\_ave}$ $t_{\min\_ave}$ : 最小平均板厚	$R = b/t \cdot \sqrt{(\sigma_y/E)} \cdot \sqrt{12(1-\nu)/\pi^2 k}$ R: 幅厚比パラメータ, b: 板幅, t: 板厚, $\sigma_y$ : 降伏応力, E: ヤング率, $\nu$ : ポアソン比, k: 座屈係数 (自由突出板の場合 $k=0.43$ , 両端支持板の場合 $k=4$ )	—
2	代表板厚: $t_R = t_{avg} + 2\sigma_t$ $t_{avg}$ : 平均残存板厚, $\sigma_t$ : 板厚の標準偏差	代表板厚から算出した幅厚比パラメータ R を, 平均偏心量と平均板厚の比 $e_{avg}/t_{avg}$ を考慮した座屈耐荷力曲線に適用	自由突出板
3	代表板厚: $t_{est} = \alpha \cdot \beta_1 \cdot t_1 + (1-\alpha) \cdot \beta_2 \cdot t_2$ $\alpha$ : 側辺部分と中央部分の境界を定義する係数, $t_1$ : 側辺部分の平均板厚, $t_2$ : 中央部分の平均板厚, $\beta_1$ : 側辺部分の重み, $\beta_2$ : 中央部分の重み	推定板厚から求めた幅厚比パラメータ R を, 既存の座屈強度曲線 (道路橋示方書, 弾性座屈曲線, Karman 式, 三上式, 宇佐美らの実験式) に適用	両端支持板
4	等価板厚: $t_{eq} = (\sum t_i \cdot w_i(x_i, y_i)) / n$ $(x_i, y_i)$ : 任意の計測点 $i$ の座標, $t_i$ : 任意の計測点の板厚, $w_i$ : 位置による重み関数	推定板厚から求めた幅厚比パラメータ R を以下の圧縮強度曲線により評価 $\sigma_u/\sigma_y = 1.0 (R \leq 0.453), = (0.453/R)^{0.495} (R > 0.453)$	両端支持板

### 5.10.2 計測板厚の評価

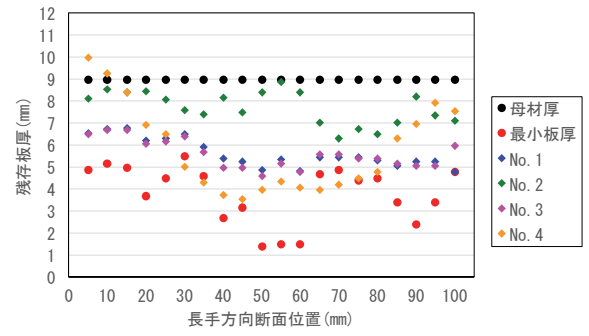
#### (1) 各計測器材による比較

等価板厚は, 図 5.9.1 と同様に板厚を抽出して算出する。5.8 腐食鋼板引張試験で採取した試験片① (1-C-1, 1-C-2-1, 1-C-2-2) および試験片② (2-C-1, 2-C-2-1, 2-C-2-2) について, 試験片採取後に前橋工科大学にて実施した再計測 (Creaform を使用) 結果を用いて等価板厚を算出する。算出した等価板厚を図 5.10.1, 図 5.10.2 に示す。

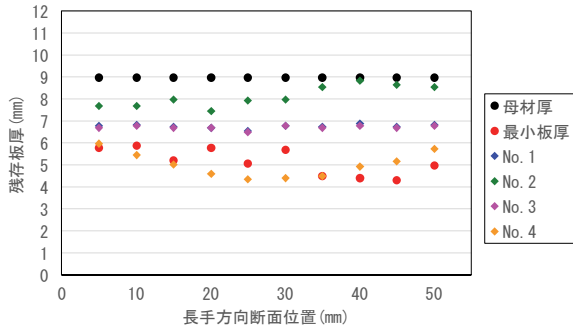
算出した等価板厚について, 鋼板の端部から採取した 1-C-1 および 2-C-1 は特に鋼板の腐食が激しいため, 最小板厚が非常に小さく, 計測結果のばらつきが大きい。そのため, 標準偏差を用いる評価式 No.2 や端部板厚に重み付けする評価式 No.4 はばらつきが大きくなる傾向となり, 等価板厚が母材厚以上となる箇所も一部見られた。これら 2 つの試験片については, 計測結果のばらつき度合から, 腐食鋼板の等価板厚として正しく評価できる算出結果か疑問が残る結果となった。それ以外の試験片は, どの断面もおおむね平均的な値を示しており, それぞれの評価式で適切に腐食板厚を評価できている。



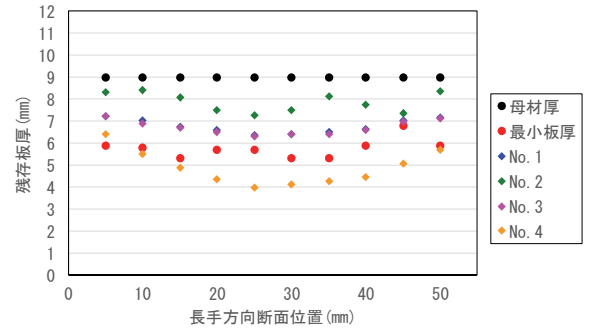
(a) 1-C-1



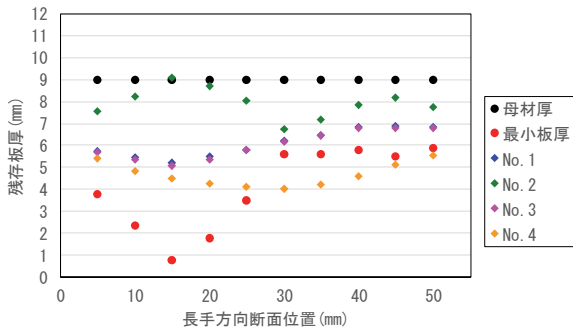
(a) 2-C-1



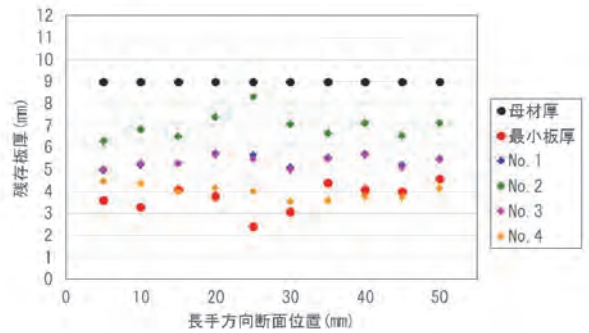
(b) 1-C-2-1



(b) 2-C-2-1



(c) 1-C-2-2



(c) 2-C-2-2

图 5. 10. 1 (等価板厚 鋼板 No. 1)

图 5. 10. 2 (等価板厚 鋼板 No. 2)



### 5.10.3 圧縮強度の試算および実験結果との比較

5.10.2 で算出した等価板厚から圧縮強度（以下，計算値）を求め，求めた計算値と圧縮試験結果（以下，実験値）の比較を行った．圧縮強度を試算する際の幅厚比パラメータ R および終局強度  $\sigma_u/\sigma_y$  について，表 5.10.1 の評価式 No.2 および評価式 No.4 については各論文で示されている式を使用する．それ以外の式は道路橋示方書に準じて算出する．なお，圧縮強度算出の際は，等価板厚に計測鋼板の降伏強度 (SS300:205N/mm<sup>2</sup>) を乗じて算出している．試験片採取後の計測については 5mm ピッチで行っている．

表 5.10.2 に圧縮強度の実験値と計算値の比を，図 5.10.3，図 5.10.4 に抽出断面毎の計算値を示す．図の赤実線は実験値を示している．なお，表 5.10.2 で実験値と比較している計算値は，破断位置によらず実験値と最も近い値を抽出している．

結果より，いずれの計算値も実験値と乖離した値となった．これは各評価式で適用すべき座屈長（両端支持，自由突出板）を無視して実験と同様の両端支持としていることや，各評価式の細かな条件などを今回の試算では十分に考慮できていなかったためと考えられる．それに加えて，鋼板の端部から採取した 1-C-1 および 2-C-1 は，計測結果のばらつきが大きかったため，算出した計算値もばらつきが大きく，実験値と大きく乖離する結果となった．一方で，腐食鋼板①の最小板厚から算出した計算値と実験値は 20%程度の誤差であり，簡易計測，簡易試算という範囲で圧縮強度の検討を行う場合には，最小板厚を用いることで，おおよそその圧縮強度を試算することも考えられる．

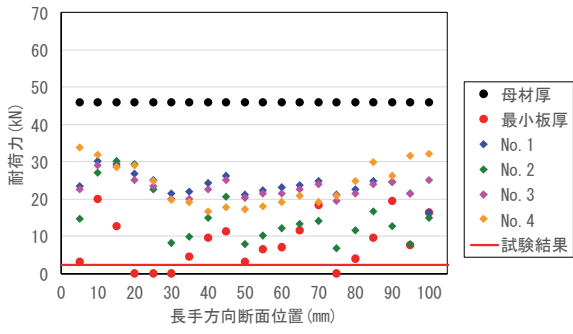
表 5.10.2 等価板厚から算出した引張強度（計算値）と実験値の比較

(a) 腐食鋼板①

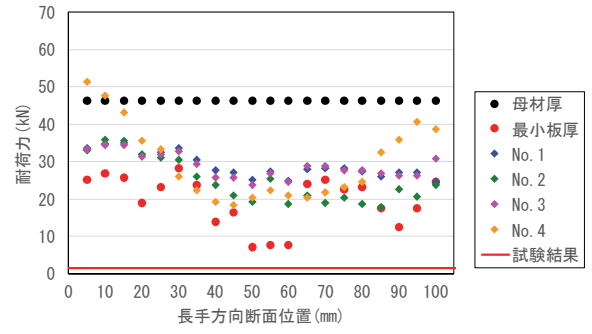
	1-C-1			1-C-2-1			1-C-2-1		
	①実験値 (kN)	②計算値 (kN)	②/①	①実験値 (kN)	②計算値 (kN)	②/①	①実験値 (kN)	②計算値 (kN)	②/①
母材厚	2.3	46.1	20.05	27.0	64.6	2.39	21.0	64.6	3.08
最小板厚		3.2	1.37		30.9	1.14		17.2	0.82
No. 1		16.4	7.13		47.0	1.74		37.5	1.79
No. 2		7.0	3.04		43.3	1.60		34.2	1.63
No. 3		19.5	8.47		46.6	1.73		36.6	1.74
No. 4		16.8	7.31		31.4	1.16		28.9	1.38

(b) 腐食鋼板②

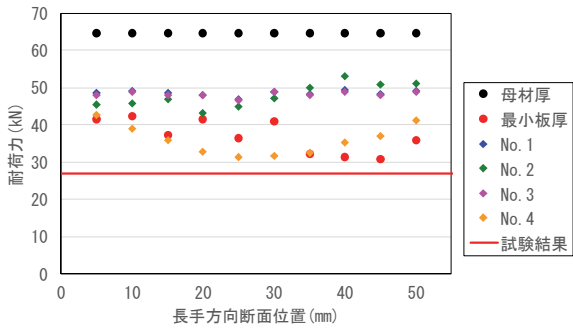
	2-C-1			2-C-2-1			2-C-2-1		
	①実験値 (kN)	②計算値 (kN)	②/①	①実験値 (kN)	②計算値 (kN)	②/①	①実験値 (kN)	②計算値 (kN)	②/①
母材厚	1.5	46.1	30.55	19.5	64.6	3.31	15.5	64.6	4.17
最小板厚		7.2	4.75		38.0	1.95		17.2	1.11
No. 1		24.6	16.29		45.5	2.33		35.8	2.31
No. 2		17.7	11.71		39.1	2.01		20.9	1.35
No. 3		23.6	15.61		45.2	2.32		35.9	2.31
No. 4		18.3	12.15		28.4	1.46		25.3	1.63



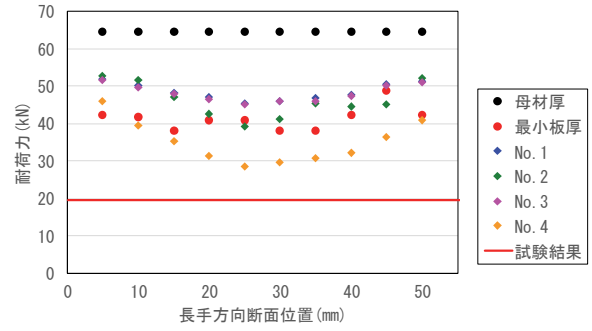
(a) 1-C-1



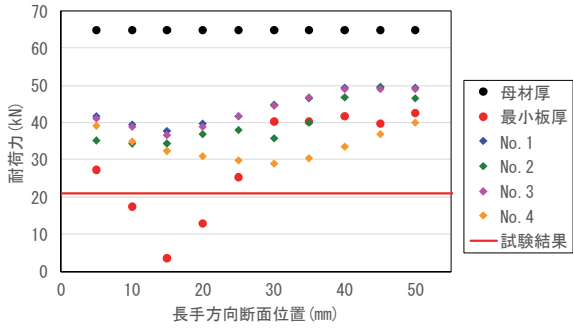
(a) 2-C-1



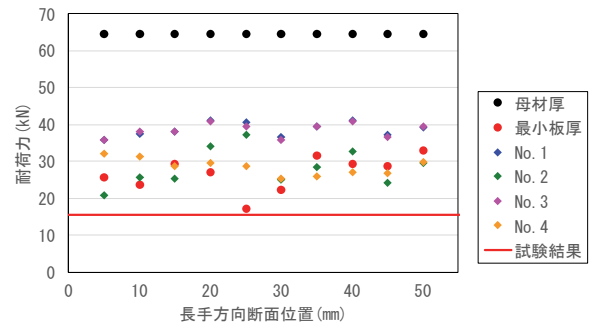
(b) 1-C-2-1



(b) 2-C-2-1



(c) 1-C-2-2



(c) 2-C-2-2

图 5.10.3 (耐荷力 鋼板 No. 1)

图 5.10.4 (耐荷力 鋼板 No. 2)

#### 5.10.4 まとめ

腐食鋼板の計測結果から等価板厚を算出する際、標準偏差を用いる評価式は、計測結果のばらつきによっては等価板厚のばらつきがさらに大きくなる傾向がみられ、簡易計測とはいえ、ある程度は正確な計測が求められるといえる。また、鋼板の端部から採取した試験片は、計測精度および計測結果のばらつき度合から、腐食鋼板の等価板厚として正しく評価できる算出結果か疑問が残る精度であった。このことから、板全体の耐荷力を評価する際は、鋼板の機能や腐食形態にもよるが、鋼材の端部などの計測が難しい箇所は避けた方がよいといえる。

圧縮試験結果と計算値の比較では、いずれの計算値も実験値と乖離する結果となった。これは各評価式で適応すべき座屈長（両端支持，自由突出板）を無視して実験と同様の両端支持としていることや、各評価式の細かな条件などを今回の試算では十分に考慮できていなかったためと考えられる。各評価式の適用やアプローチ方法については、細かい条件を一致させた上で部材毎に評価することが望ましい。

腐食鋼板①の最小板厚から算出した計算値と実験値は20%程度の誤差であり、簡易計測，簡易試算という範囲で圧縮強度の検討を行う場合には、最小板厚を用いることで、少しでも安全側で評価することも考えられる。

#### 【参考文献】

- 1) 日本ファブテック(株) 小峰様作成資料より引用
- 2) KEYENCE 社 ホームページより引用
- 3) Creaform 社 ホームページより引用
- 4) FARO 社 ホームページより引用
- 5) Leica Geosystems 社 ホームページより引用
- 6) 大西泰生，石川敏之，塚田啓二：高感度磁気非破壊検査による疲労き裂の検出の試み，構造工学論文集，Vol.67A，2021.3

## 第 2 編 WG2（疲労） 報告書

## 第1章 背景と目的

鋼 I 桁橋の主桁ウェブと横桁および横構との接合部に取付けられる面外ガセット溶接継手に生じる疲労き裂は、主桁の一次応力により進展する可能性がある主部材のき裂であることから、橋梁の安全性に係わる注意すべき損傷である。き裂が進展すると進展速度も増加すると考えられるため、点検においてはき裂が発生してからなるべく早期の段階で確実に発見し、その後の適切な処置に繋げる必要があると考えられる。

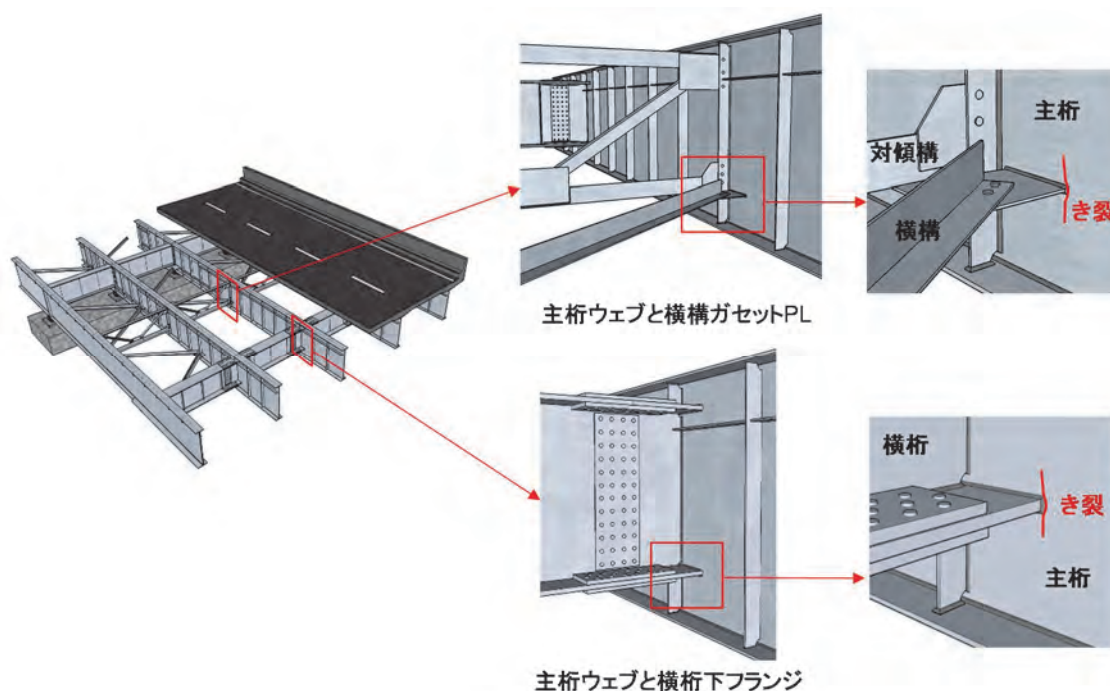


図 1-1 鋼 I 桁橋主桁ウェブの面外ガセット溶接継手に生じる疲労き裂

処置については、き裂が小さい段階であれば、板厚の減少を少なく留めながらバーグラインダによりき裂を切削除去し、さらに止端仕上げを行うことで、低コストかつ少ない労力での疲労強度向上対策がとれるが、主桁のウェブに進展するような大きな段階のき裂になると、当て板補強を伴う対策が必要になるなど、対策に掛かるコストや作業規模が大きくなると考えられる。

き裂を早期に発見するには、損傷の発生が懸念される個所を熟知した点検員による定期的な点検が必要であるが、少子高齢化・人口減少による技術者の減少が懸念される中、点検に掛かるコストや労力を削減していくことは重要な課題と考えられる。どのような橋梁にき裂が発生しやすいか、あるいは、数多くの点検箇所がある鋼 I 桁橋において、どの部位（位置）に危険なき裂が発生しやすいか等を把握できれば、点検時の見逃し防止に加え、先の課題に対してモニタリング箇所を設定して点検を省略することなどにも繋がる可能性が

ある。

一方で、疲労設計は格子解析により求められる公称応力で計算されているが、格子解析では横部材がピン結合として計算されている、高欄の剛性が考慮されていない、局所的な詳細ディテールまで再現されていないなど、実橋の応力が完全に再現されているわけではない。特に、横構ガセット取付部においては、横構や対傾構の各部材からの主桁ウェブへの押し引きの力が再現できておらず、格子解析から求められる応力が実橋の応力をどの程度再現できているかは不明である。

本検討では、格子解析を用いて橋梁支間や幅員の異なる一般的な鋼 I 桁橋を設計し、それらの橋梁を対象に FEM 解析を実施することで、格子解析で求められる公称応力と FEM 解析から推定される実橋の応力の違いを明らかにし、さらに、実橋において疲労き裂が発生しやすいと考えられる橋梁の特徴や部位（位置）について検討を行う。

## 第2章 検討対象橋梁

### 2.1 検討ケース

検討対象橋梁は、昭和39年の道路橋示方書により設計した単純合成鋼I桁橋とする。検討ケースは、幅員（主桁本数および主桁間隔による影響）および支間長（桁高による影響）に着目して、表2-1の6ケースとする。幅員構成と桁配置を図2-1に示す。

表 2-1 検討ケース一覧

支間長 L	幅員 B			桁高	備考
	9.5 m	8.0 m	7.0 m	H (m)	
25.0 (m)	①			1250	H=L/20
30.0 (m)	②	⑤	⑤	1500	
40.0 (m)	③			2000	
50.0 (m)	④			2500	
桁本数 (本)	4	4	3		
桁間隔 (mm)	2900	2300	2900		
床版厚 (mm)	180	160	180		

#### 検討ケース名称

- ① : 25<sup>\*1</sup> - 9.5<sup>\*2</sup> (\*1:支間長, \*2:有効幅員)
- ② : 30 - 9.5
- ③ : 40 - 9.5
- ④ : 50 - 9.5
- ⑤ : 30 - 8.0
- ⑥ : 30 - 7.0



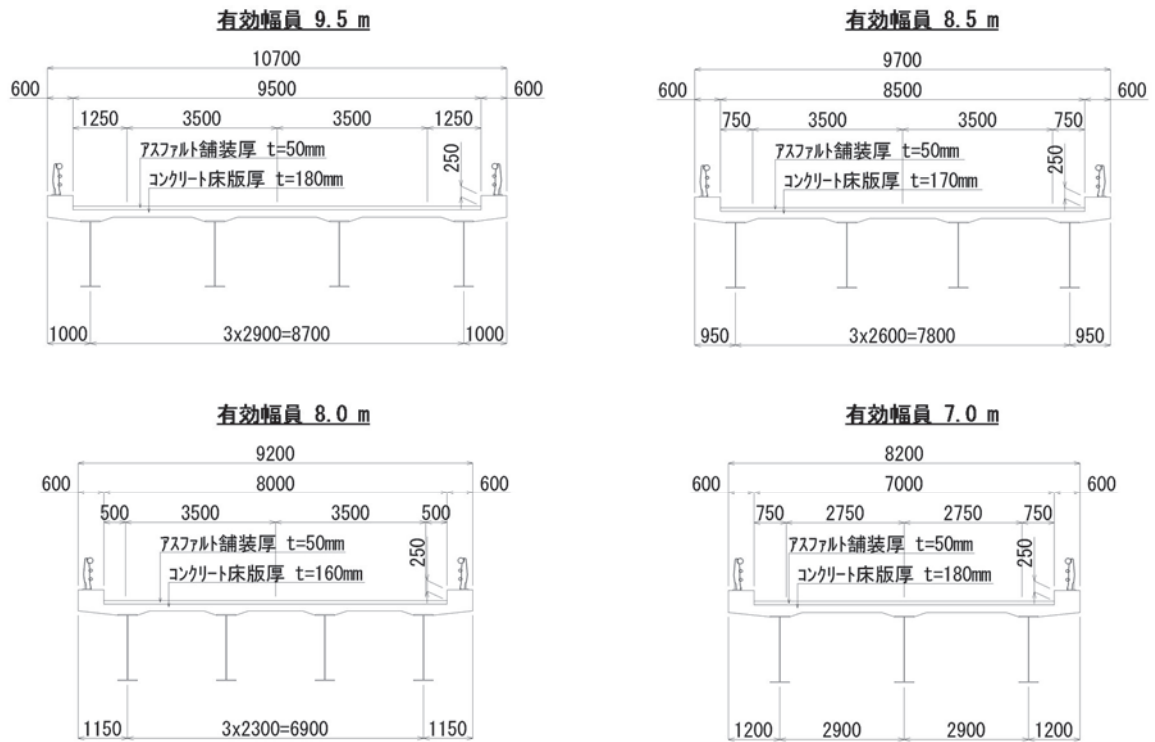


図 2-1 検討ケースの幅員構成および桁配置

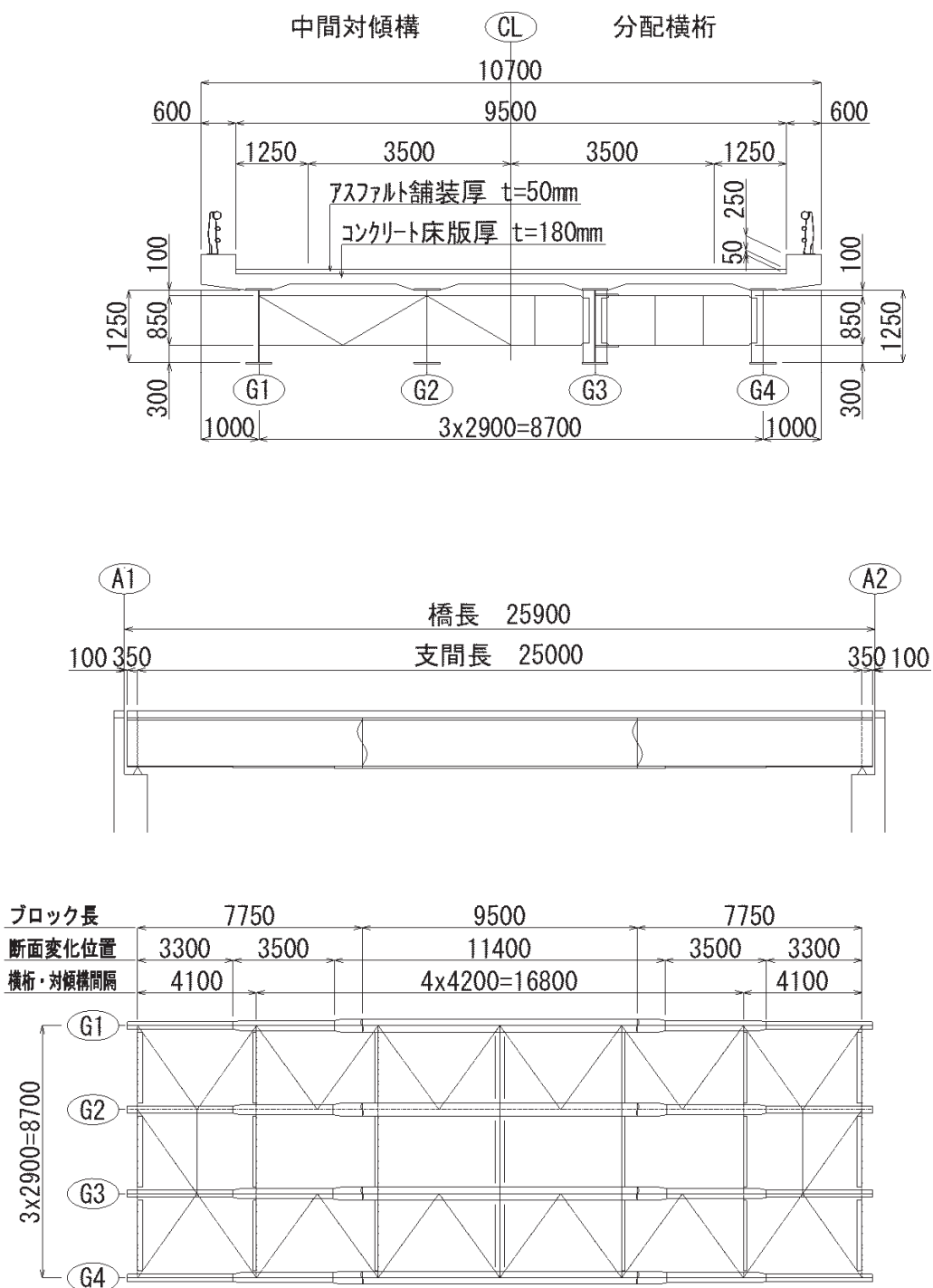
## 2. 2 試設計の概要

次頁以降に、各検討ケースの橋梁一般図（断面図，側面図，平面図），試設計の諸条件，荷重図，格子解析の骨組み図，断面構成図を示す。

(1) ケース①25-9.5

1) 一般図

単純合成桁 (L=25.0m 昭和39年 L/20)



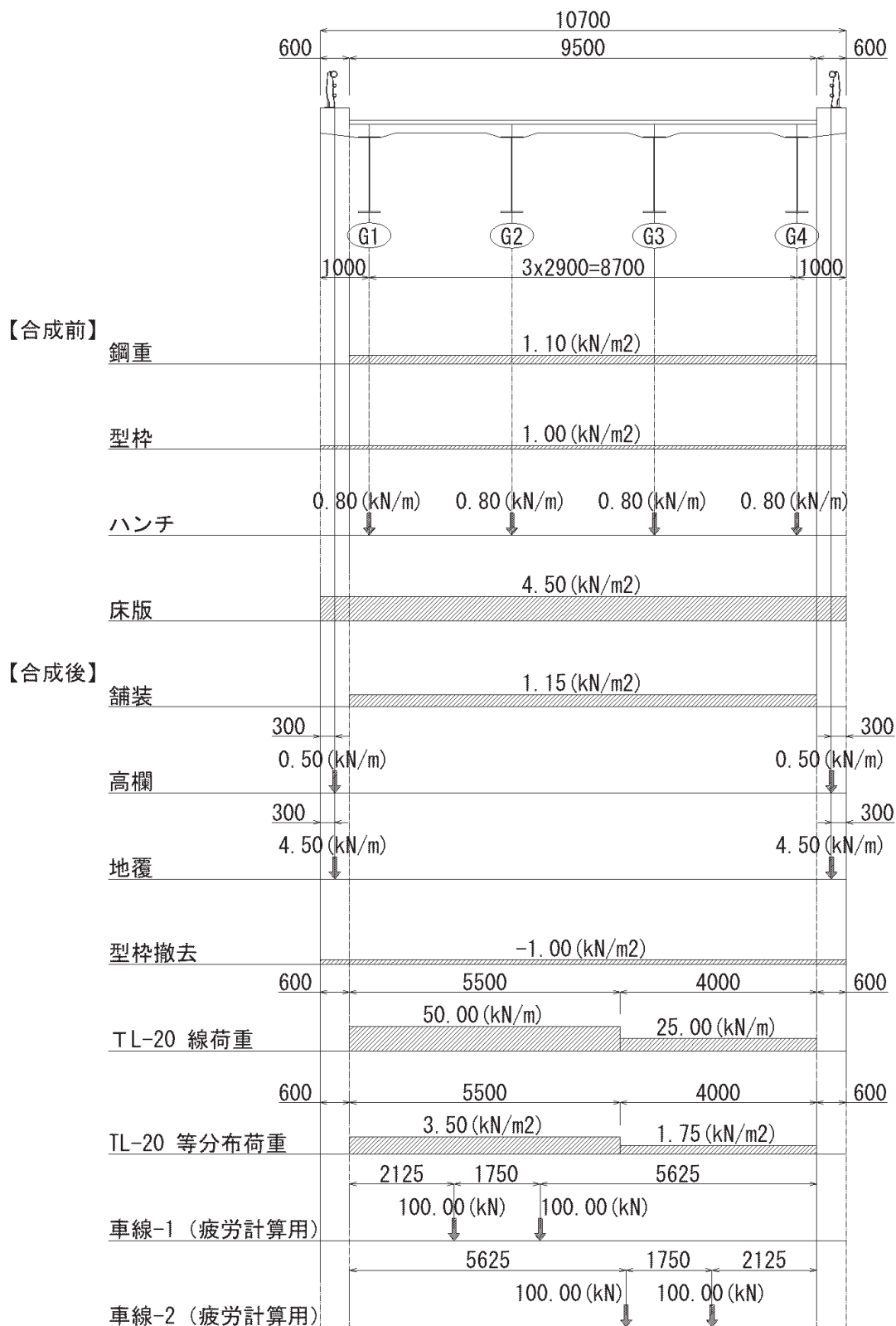
2) 試設計の諸条件

昭和 39 年度示方書 (単純合成桁 : L=25 m, L/20)

項 目		設計・疲労照査条件		備 考		
適用示方書		昭和 39 年				
支 間 長		L = 25.000 m				
有 効 幅 員		9.500 m				
総 幅 員		10.700 m				
主 桁 本 数		4 本				
主 桁 間 隔		2.900 m				
床 版 厚		18.0 cm		活荷重合成桁標準設計図(昭和38年)		
舗 装 厚		5.0 cm		鋼道示19条 (39年度版)		
ハ ン チ 高		6.0 cm		ハンチ勾配 1 : 3		
桁 高		1.250 m		L/20		
荷重条件	合成前死荷重	鋼 重	0.110 t/m <sup>2</sup>	1.10 kN/m <sup>2</sup>	道路橋標準設計図集解説[2]より	
		型 枠	0.100 t/m <sup>2</sup>	1.00 kN/m <sup>2</sup>		
		ハンチ	0.080 t/m	0.80 kN/m		2.50 × (0.35+0.71)/2 × 0.06
		床 版	0.450 t/m <sup>2</sup>	4.50 kN/m <sup>2</sup>		2.50 × 0.18
	合成後死荷重	舗 装	0.115 t/m <sup>2</sup>	1.15 kN/m <sup>2</sup>	2.30 × 0.05	
		高 欄	0.050 t/m	0.50 kN/m		
		地 覆	0.450 t/m	4.50 kN/m	2.50 × 0.60 × 0.30	
		型枠撤去	-0.100 t/m <sup>2</sup>	-1.00 kN/m <sup>2</sup>		
	活荷重 (L-20)	線荷重	5.000 t/m	50.00 kN/m	鋼道示9条 (39年度版)	
		等分布荷重	0.350 t/m <sup>2</sup>	3.50 kN/m <sup>2</sup>	(従載荷荷重=主載荷荷重/2)	
衝撃係数		0.267		20/(50+L)		
解析条件	荷 重	荷重載荷図参照				
	断面力算出	格子解析		JIP-SPACERを使用		
	分配横桁配置	中央に1本配置				
断面決定	床版の有効幅	外桁	2.450 m		鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針19条 (昭和40年6月)	
		中桁	2.900 m			
	断 面 数	5				
許容応力度	コンクリート(圧縮)		93.3 kg/cm <sup>2</sup>	9.33 N/mm <sup>2</sup>	σ 28=280kg/cm <sup>2</sup>	
	鋼材	SS41	1400 kg/cm <sup>2</sup>	140 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度	
			$\sigma_{a1}=1300-0.6(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a1} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度	
		SS50	1700 kg/cm <sup>2</sup>	170 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度	
			$\sigma_{a2}=1600-0.9(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a2} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度	
		SM50	1900 kg/cm <sup>2</sup>	190 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度	
			$\sigma_{a2}=1800-1.1(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a2} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度	
	たわみ		50.0 mm		L/500(鋼道示37条(39年度版))	

3) 荷重図

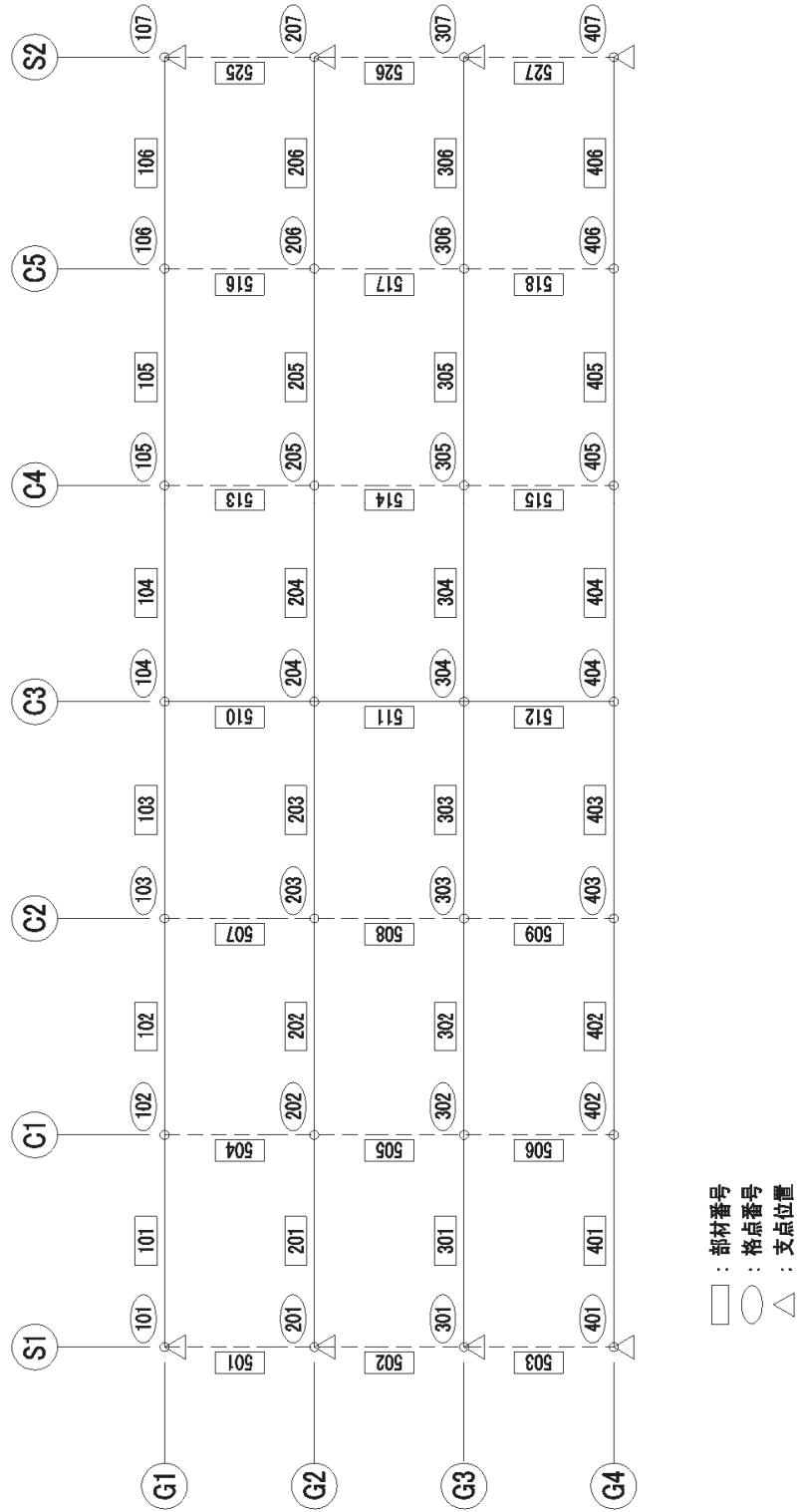
単純合成桁 (L=25.0m 昭和 39 年 L/20)



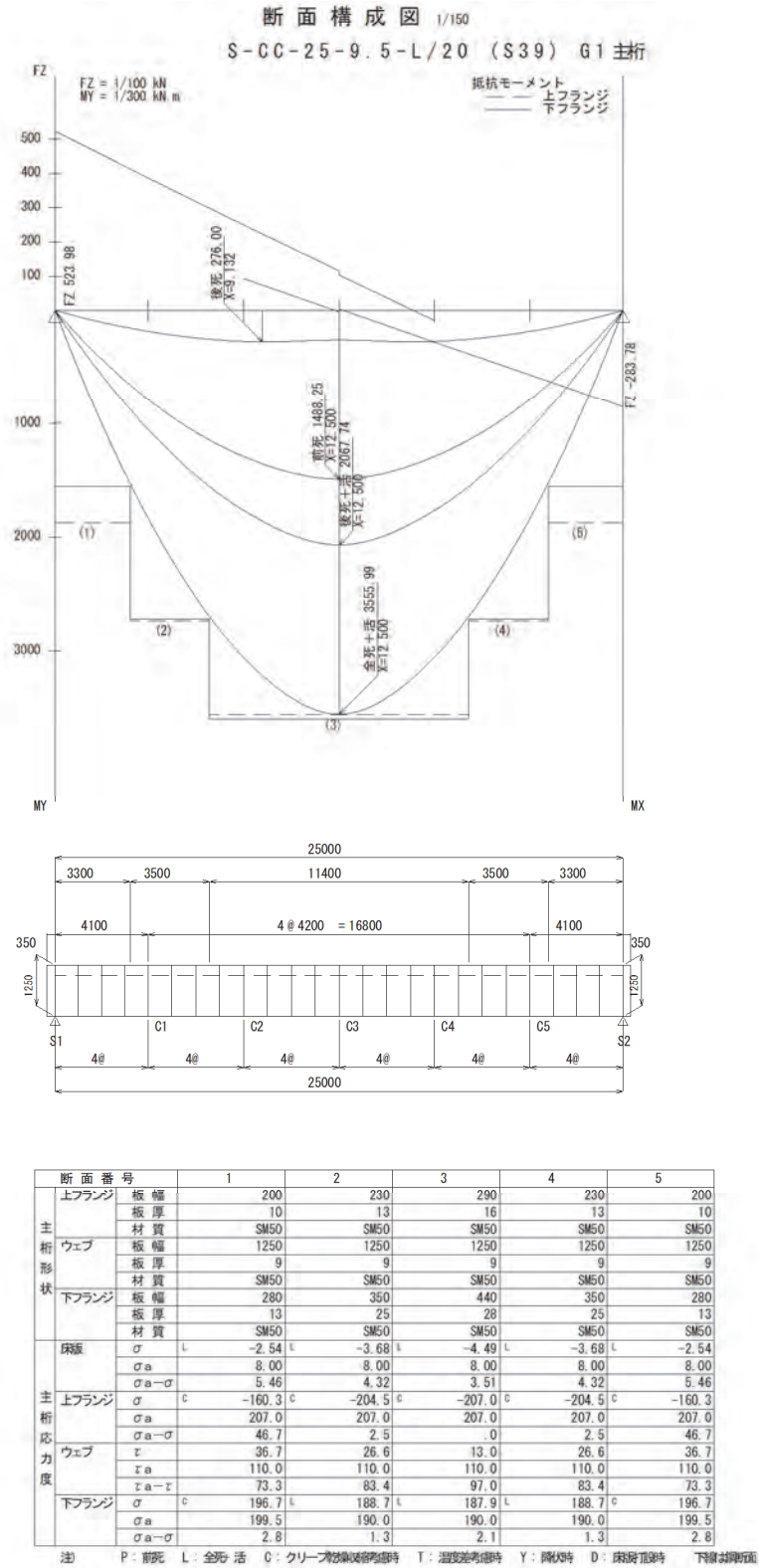
4) 格子解析 骨組み図

単純合成桁(L=25.0m 昭和39年 L/20)

骨組み図

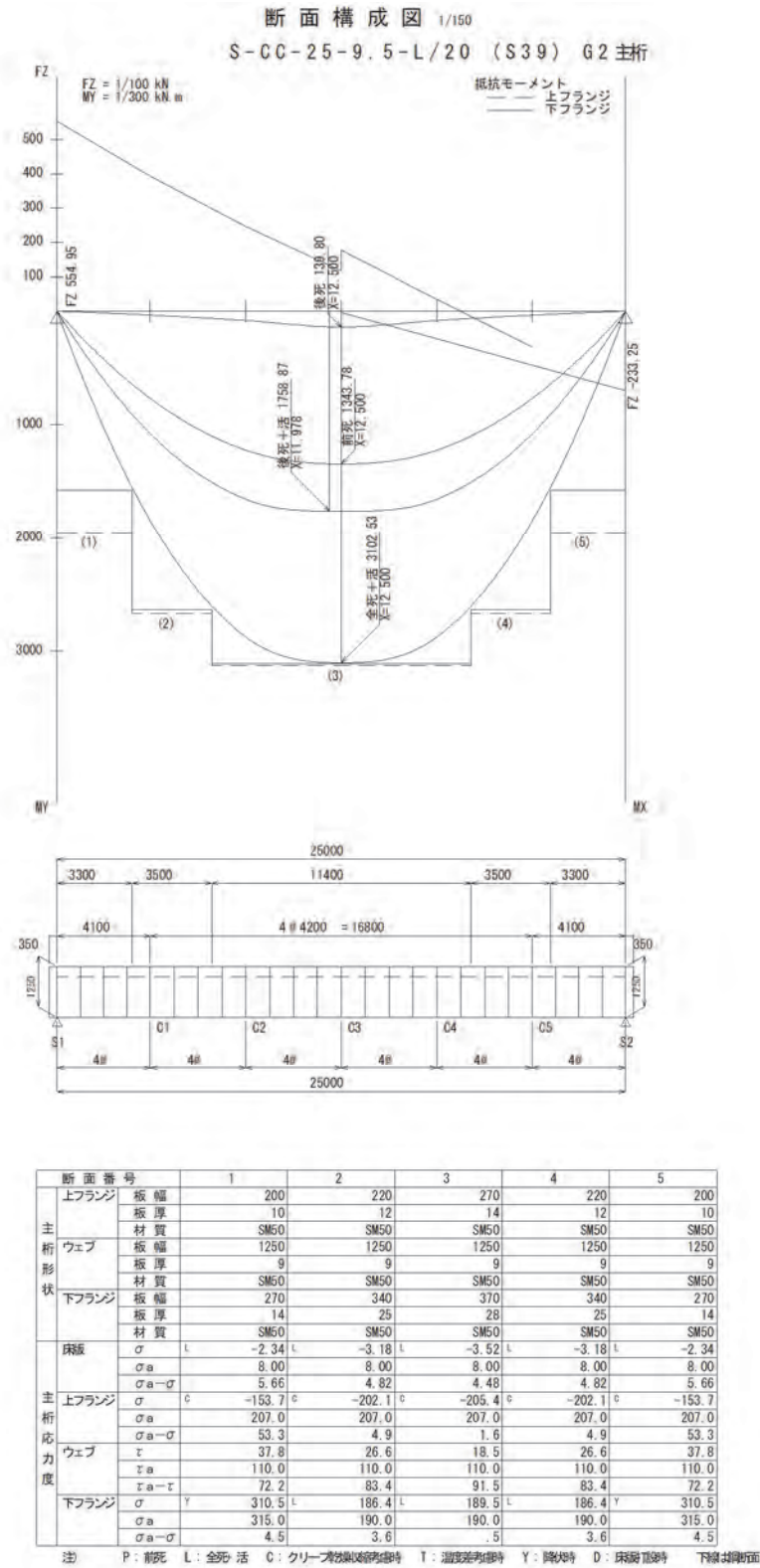


5) G1 桁の断面構成図





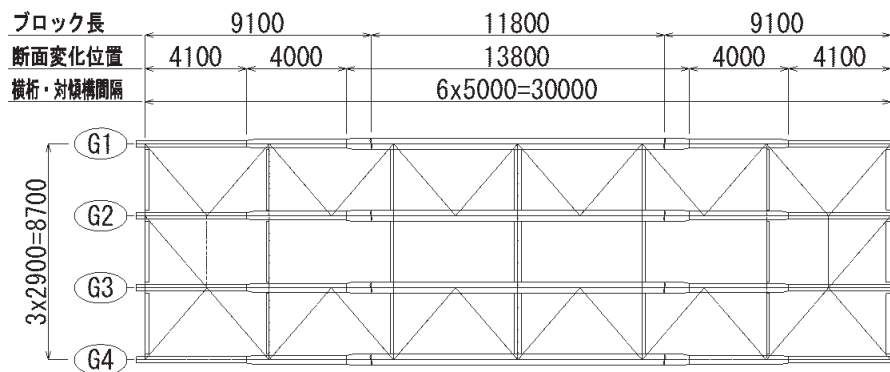
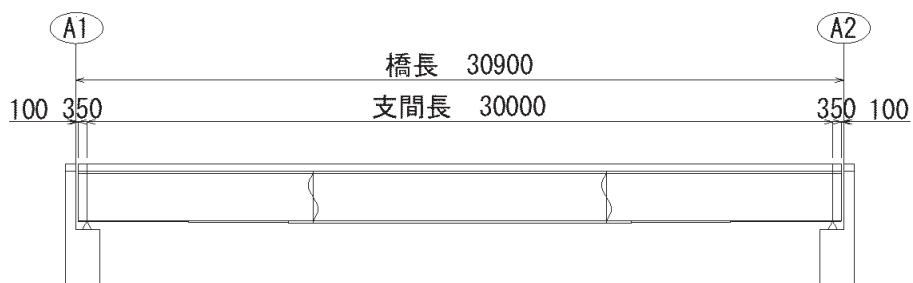
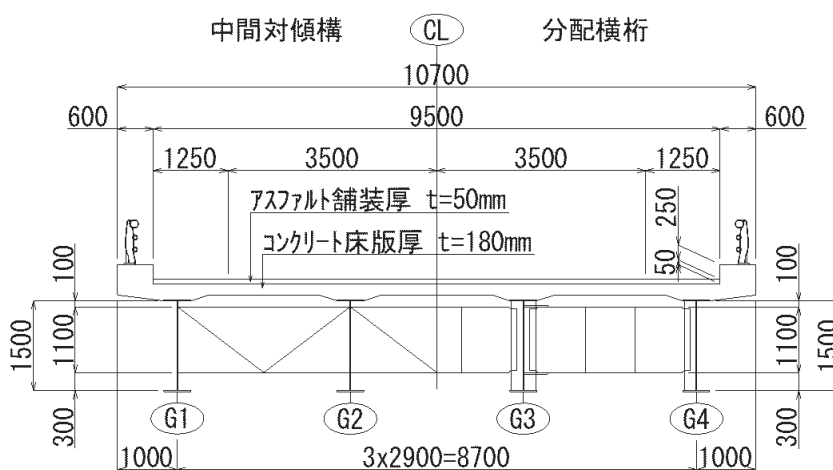
6) G2 桁の断面構成図



(2) ケース②30-9.5

1) 一般図

単純合成桁 (L=30.0m 昭和39年 L/20)



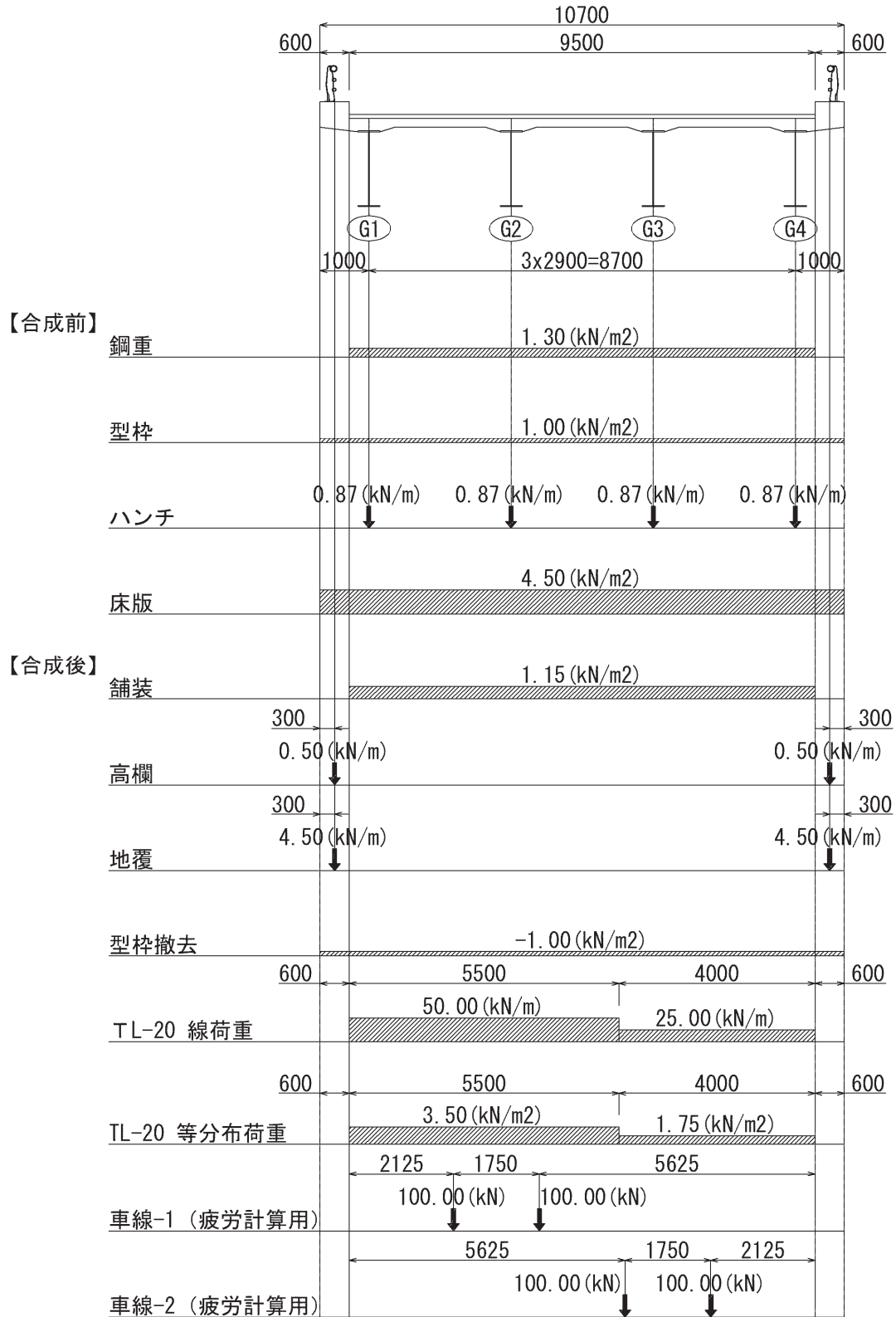
2) 試設計の諸条件

昭和 39 年度示方書 (単純合成桁 : L=30 m, L/20)

項 目		設計・疲労照査条件		備 考		
適用示方書		昭和 39 年				
支 間 長		L = 30.000 m				
有 効 幅 員		9.500 m				
総 幅 員		10.700 m				
主 桁 本 数		4 本				
主 桁 間 隔		2.900 m				
床 版 厚		18.0 cm				活荷重合成桁標準設計図(昭和38年)
舗 装 厚		5.0 cm				鋼道示19条 (39年度版)
ハ ン チ 高		6.0 cm				ハンチ勾配 1 : 3
桁 高		1.500 m				L/20
荷重条件	合成前死荷重	鋼 重	0.130 t/m <sup>2</sup>	1.30 kN/m <sup>2</sup>	道路橋標準設計図集解説[2]より	
		型 枠	0.100 t/m <sup>2</sup>	1.00 kN/m <sup>2</sup>		
		ハンチ	0.087 t/m	0.87 kN/m	2.50×(0.40+0.76)/2×0.06	
		床 版	0.450 t/m <sup>2</sup>	4.50 kN/m <sup>2</sup>	2.50×0.18	
	合成後死荷重	舗 装	0.115 t/m <sup>2</sup>	1.15 kN/m <sup>2</sup>	2.30×0.05	
		高 欄	0.050 t/m	0.50 kN/m		
		地 覆	0.450 t/m	4.50 kN/m	2.50×0.60×0.30	
		型枠撤去	-0.100 t/m <sup>2</sup>	-1.00 kN/m <sup>2</sup>		
	活荷重(L-20)	線荷重	5.000 t/m	50.00 kN/m	鋼道示9条 (39年度版)	
		等分布荷重	0.350 t/m <sup>2</sup>	3.50 kN/m <sup>2</sup>	(従載荷荷重=主載荷荷重/2)	
衝撃係数		0.250		20/(50+L)		
解析条件	荷 重	荷重載荷図参照				
	断面力算出	格子解析		JIP-SPACERを使用		
	分配横桁配置	中央に1本配置				
断面決定	床版の有効幅	外桁	2.450 m		鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針19条 (昭和40年6月)	
		中桁	2.900 m			
	断面数	5				
許容応力度	コンクリート(圧縮)		93.3 kg/cm <sup>2</sup>	9.33 N/mm <sup>2</sup>	σ 28=280kg/cm <sup>2</sup>	
	鋼材	SS41	1400 kg/cm <sup>2</sup>	140 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度	
			$\sigma_{a1}=1300-0.6(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a1} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度	
		SS50	1700 kg/cm <sup>2</sup>	170 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度	
			$\sigma_{a2}=1600-0.9(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a2} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度	
		SM50	1900 kg/cm <sup>2</sup>	190 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度	
			$\sigma_{a2}=1800-1.1(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a3} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度	
たわみ		60.0 mm		L/500(鋼道示37条(39年度版))		

3) 荷重図

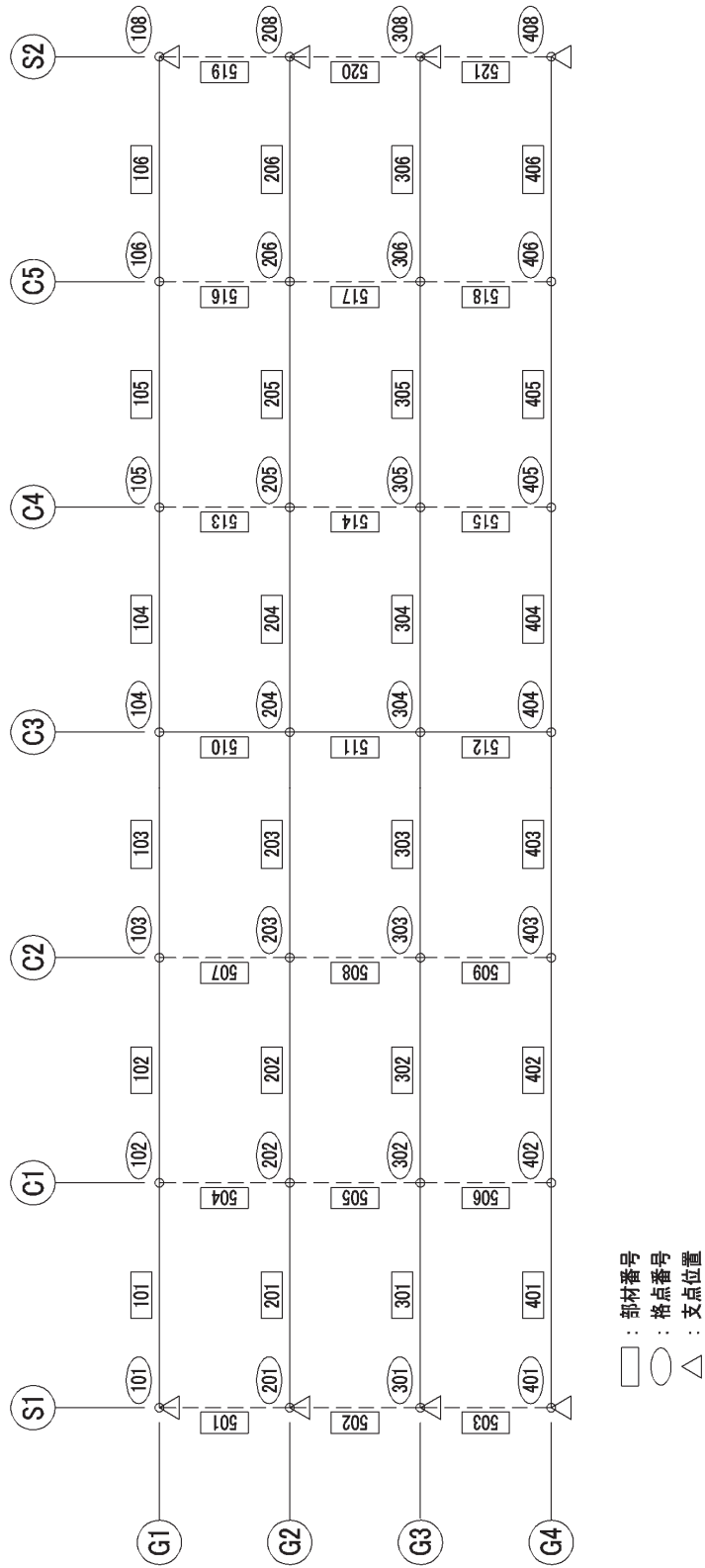
単純合成桁 (L=30.0m 昭和 39 年 L/20)



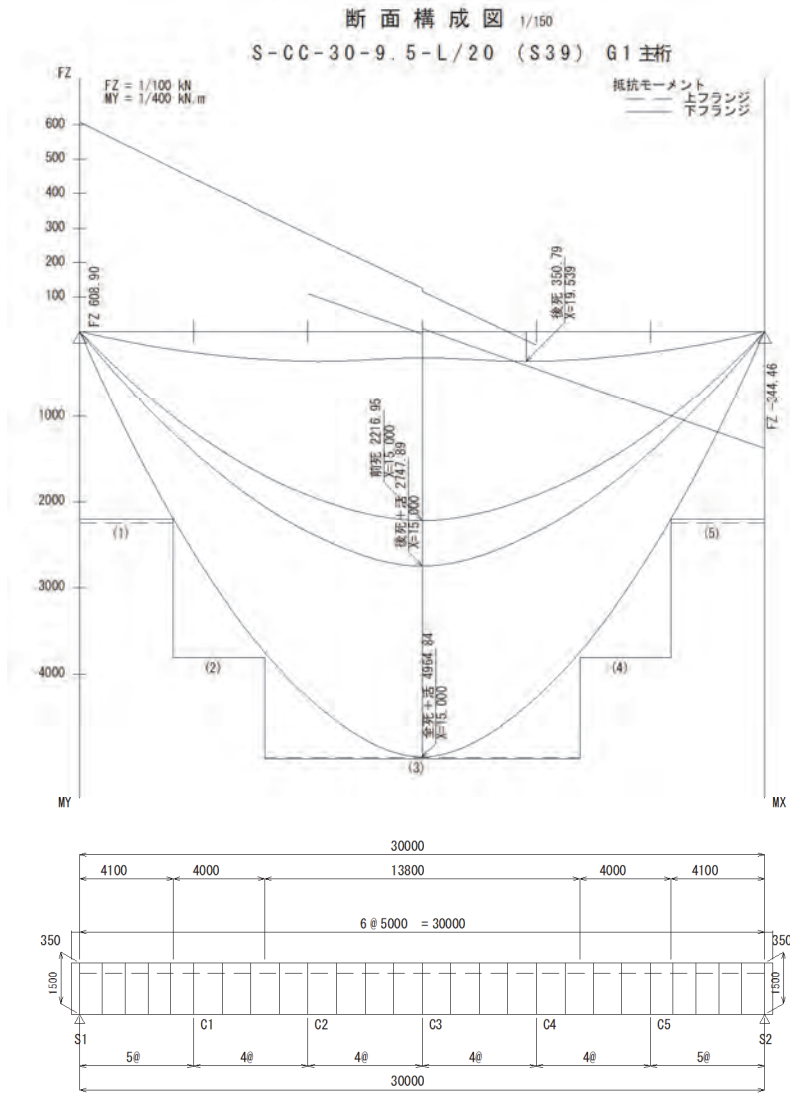
4) 格子解析 骨組み図

単純合成桁(L=30.0m 昭和39年 L/20)

骨組み図



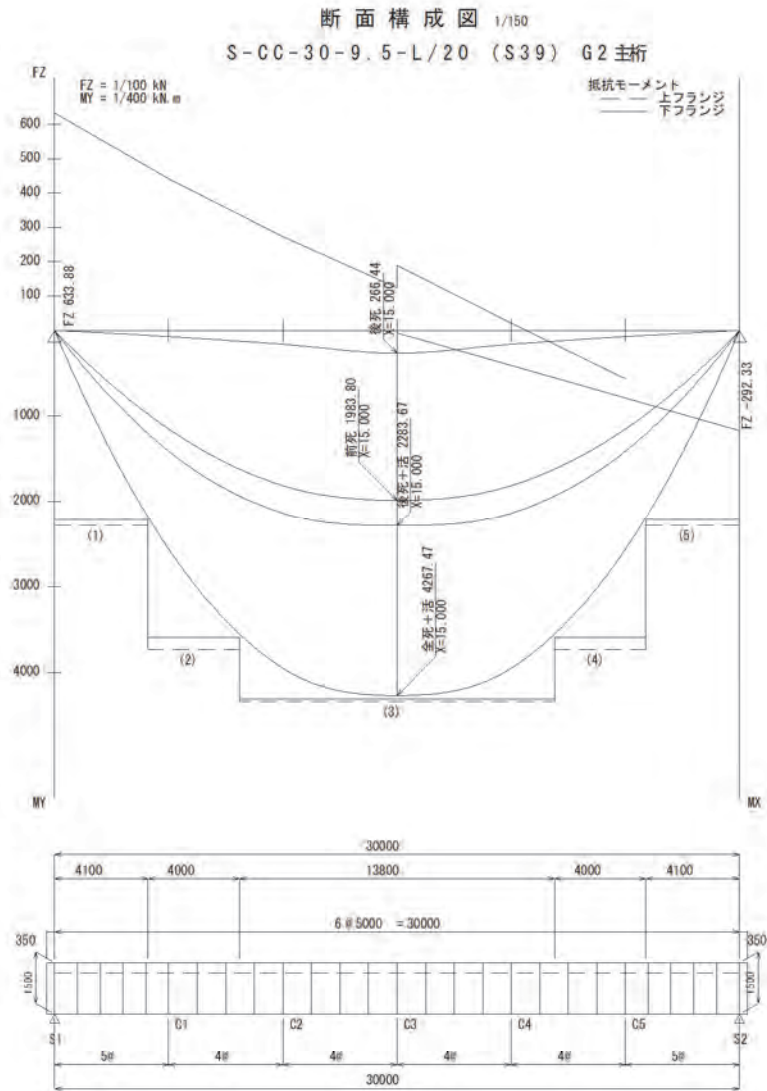
5) G1桁の断面構成図



断面番号		1	2	3	4	5						
主桁形状	上フランジ	板幅	200	250	280	250	200					
		板厚	11	16	22	16	11					
		材質	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50					
	ウェブ	板幅	1500	1500	1500	1500	1500					
		板厚	9	9	9	9	9					
		材質	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50					
主桁応力度	下フランジ	板幅	240	370	450	370	240					
		板厚	19	28	32	28	19					
		材質	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50					
	床版	$\sigma$	L	-2.63	L	-3.79	L	-4.67	L	-3.79	L	-2.63
		$\sigma_a$		8.00		8.00		8.00		8.00		8.00
		$\sigma_a - \sigma$		5.37		4.21		3.33		4.21		5.37
	$\sigma$	P	-136.1	C	-203.9	B	-206.7	C	-203.9	P	-136.1	
	$\sigma_a$		139.1		207.0		207.0		207.0		139.1	
	$\sigma_a - \sigma$		2.9		3.1		3.1		3.1		2.9	
	$\tau$		35.1		25.5		12.7		25.5		35.1	
	$\tau_a$		110.0		110.0		110.0		110.0		110.0	
	$\tau_a - \tau$		74.9		84.5		97.3		84.5		74.9	
	下フランジ	$\sigma$	C	198.9	L	187.0	L	189.0	L	187.0	C	198.9
		$\sigma_a$		199.5		190.0		190.0		190.0		199.5
		$\sigma_a - \sigma$		.6		3.0		1.0		3.0		.6

注 P: 前死 L: 全死 活 C: クリープ法則適用時 T: 温度差考慮時 Y: 隅材時 D: 床版位置時 下線は床版

6) G2 桁の断面構成図



断面番号		1	2	3	4	5
主桁形状	上フランジ	板幅 200	240	270	240	200
		板厚 11	16	19	16	11
		材質 SM50	SM50	SM50	SM50	SM50
	ウェブ	板幅 1500	1500	1500	1500	1500
		板厚 9	9	9	9	9
		材質 SM50	SM50	SM50	SM50	SM50
主桁応力度	下フランジ	板幅 240	380	430	380	240
		板厚 19	25	28	25	19
		材質 SM50	SM50	SM50	SM50	SM50
	床板	$\sigma$ L -2.36 L	-3.20 L	-3.57 L	-3.20 L	-2.36 L
		$\sigma_a$ 8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
		$\sigma_a - \sigma$ 5.64	4.80	4.43	4.80	5.64
主桁応力度	上フランジ	$\sigma$ P -133.2 P	-157.1 C	-203.6 P	-157.1 P	-133.2 P
		$\sigma_a$ 139.1	165.3	207.0	165.3	139.1
		$\sigma_a - \sigma$ 5.9	8.3	3.4	8.3	5.9
	ウェブ	$\tau$ 35.3	25.0	17.3	25.0	35.3
		$\tau_a$ 110.0	110.0	110.0	110.0	110.0
		$\tau_a - \tau$ 74.7	85.0	92.7	85.0	74.7
下フランジ	$\sigma$ C 196.0 L	188.2 L	188.2 L	188.2 C	196.0 C	
	$\sigma_a$ 199.5	190.0	190.0	190.0	199.5	
	$\sigma_a - \sigma$ 3.5	1.8	1.8	1.8	3.5	

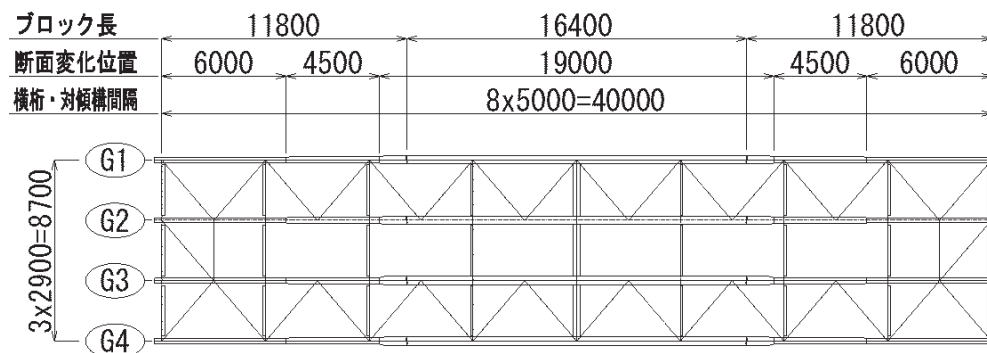
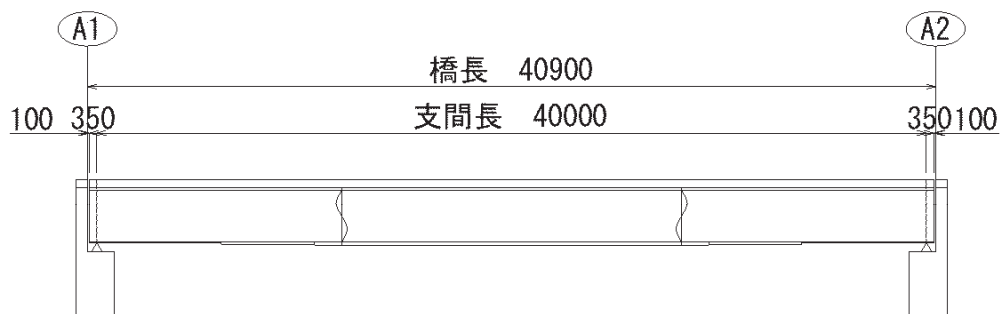
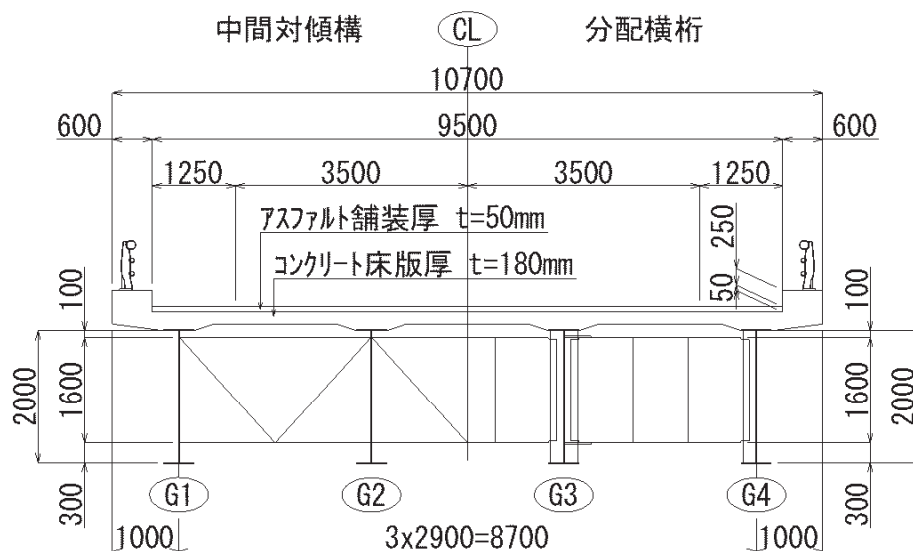
注 P: 荷重 L: 全死荷 C: クリープ荷重発生時 T: 温度差発生時 Y: 降伏時 D: 床板頂部時 下線は引張面



(3) ケース③40-9.5

1) 一般図

単純合成桁 (L=40.0m 昭和39年 L/20)



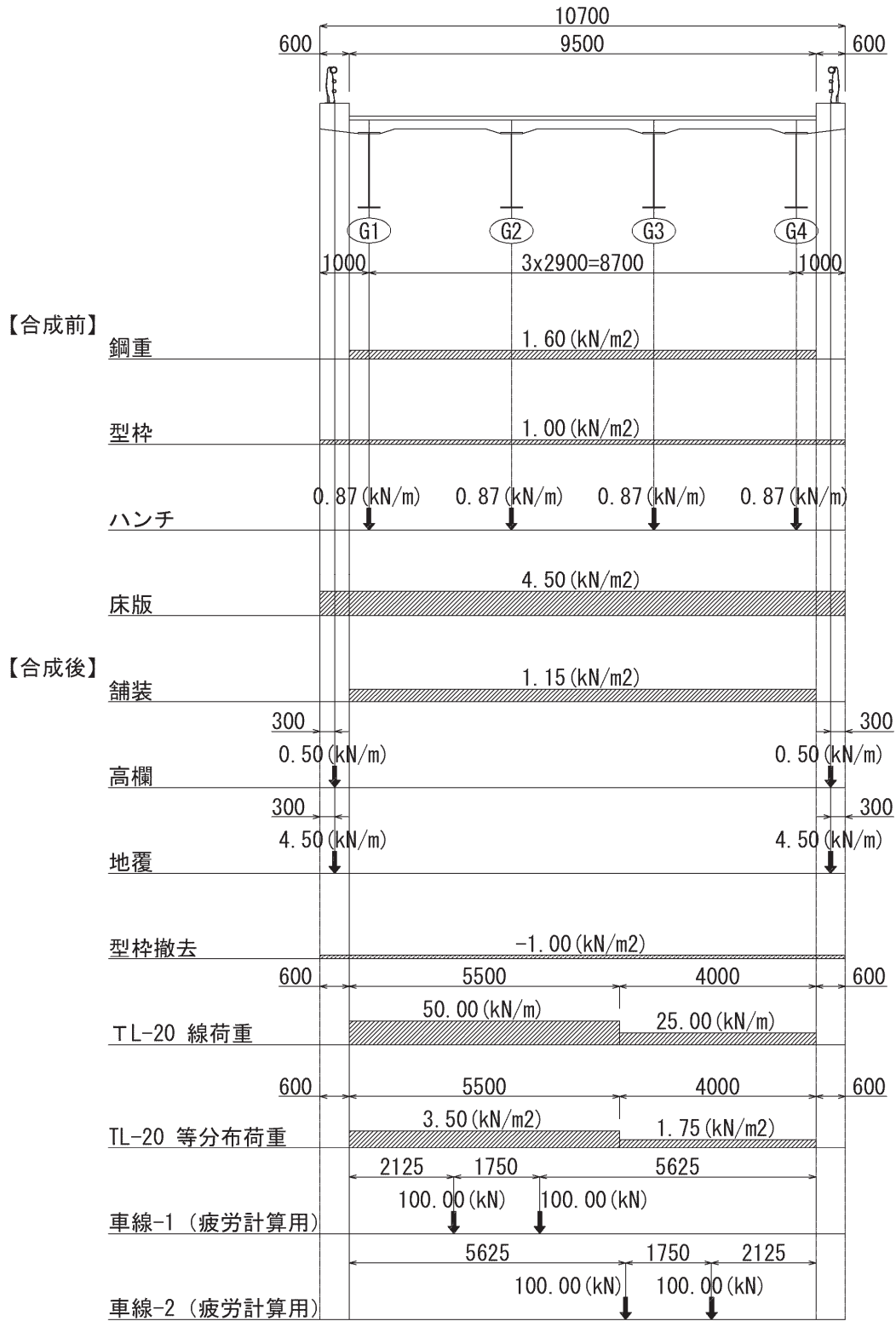
2) 試設計の諸条件

昭和 39 年度示方書 (単純合成桁 : L=40 m, L/20)

項 目		設計・疲労照査条件		備 考	
適用示方書		昭和 39 年			
支 間 長		L = 40.000 m			
有 効 幅 員		9.500 m			
総 幅 員		10.700 m			
主 桁 本 数		4 本			
主 桁 間 隔		2.900 m			
床 版 厚		18.0 cm		活荷重合成桁標準設計図(昭和38年)	
舗 装 厚		5.0 cm		鋼道示19条 (39年度版)	
ハ ン チ 高		6.0 cm		ハンチ勾配 1 : 3	
桁 高		2.000 m		L/20	
荷重条件	合成前死荷重	鋼 重	0.160 t/m <sup>2</sup>	1.60 kN/m <sup>2</sup>	道路橋標準設計図集解説[2]より
		型 枠	0.100 t/m <sup>2</sup>	1.00 kN/m <sup>2</sup>	
		ハンチ	0.087 t/m	0.87 kN/m	2.50 × (0.40+0.76)/2 × 0.06
		床 版	0.450 t/m <sup>2</sup>	4.50 kN/m <sup>2</sup>	2.50 × 0.18
	合成後死荷重	舗 装	0.115 t/m <sup>2</sup>	1.15 kN/m <sup>2</sup>	2.30 × 0.05
		高 欄	0.050 t/m	0.50 kN/m	
		地 覆	0.450 t/m	4.50 kN/m	2.50 × 0.60 × 0.30
		型枠撤去	-0.100 t/m <sup>2</sup>	-1.00 kN/m <sup>2</sup>	
	活荷重 (L-20)	線荷重	5.000 t/m	50.00 kN/m	鋼道示9条 (39年度版)
		等分布荷重	0.350 t/m <sup>2</sup>	3.50 kN/m <sup>2</sup>	(従載荷荷重=主載荷荷重/2)
衝撃係数		0.222		20/(50+L)	
解析条件	荷 重	荷重載荷図参照			
	断面力算出	格子解析		JIP-SPACERを使用	
	分配横桁配置	中央に1本配置			
断面決定	床版の有効幅	外桁	2.450 m		鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針19条 (昭和40年6月)
		中桁	2.900 m		
	断 面 数	5			
許容 応力度	コンクリート(圧縮)		93.3 kg/cm <sup>2</sup>	9.33 N/mm <sup>2</sup>	σ 28=280kg/cm <sup>2</sup>
	鋼材	SS41	1400 kg/cm <sup>2</sup>	140 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度
			$\sigma_{a1}=1300-0.6(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a1} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度
		SS50	1700 kg/cm <sup>2</sup>	170 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度
			$\sigma_{a2}=1600-0.9(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a2} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度
		SM50	1900 kg/cm <sup>2</sup>	190 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度
			$\sigma_{a2}=1800-1.1(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a2} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度
	たわみ		80.0 mm		L/500(鋼道示37条(39年度版))

3) 荷重図

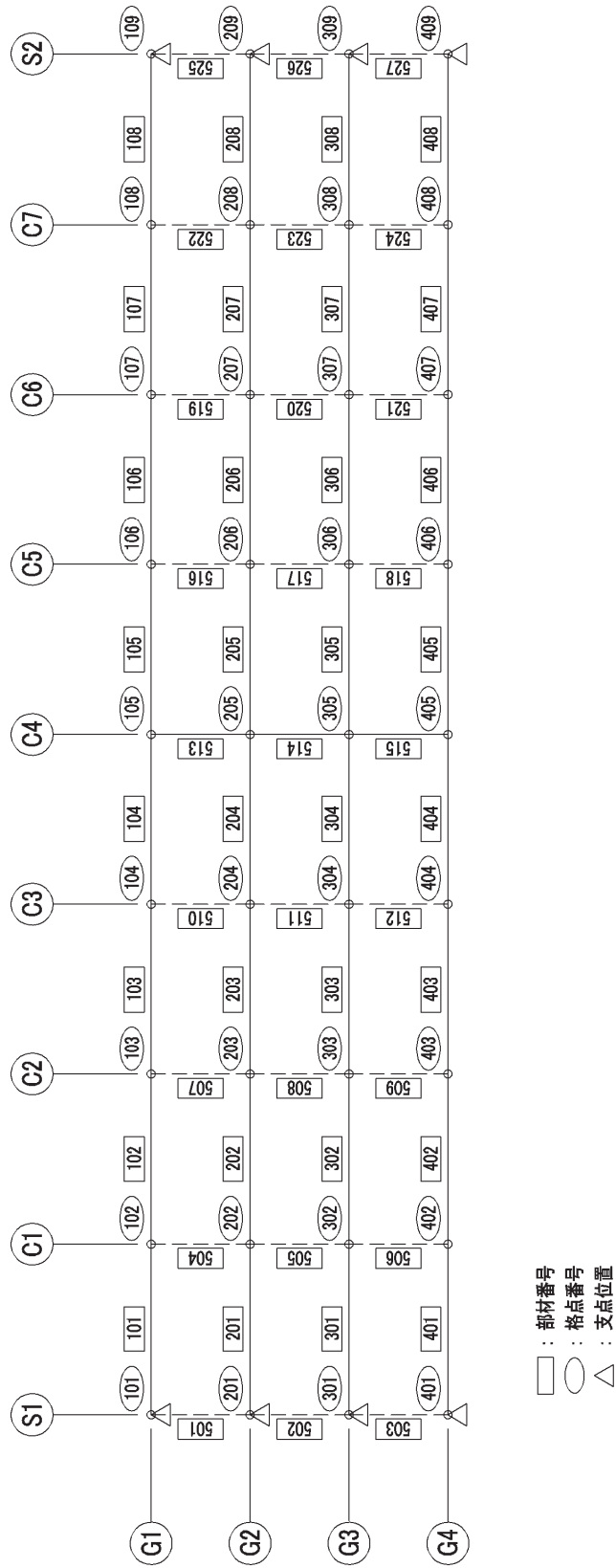
単純合成桁 (L=40.0m 昭和 39 年 L/20)



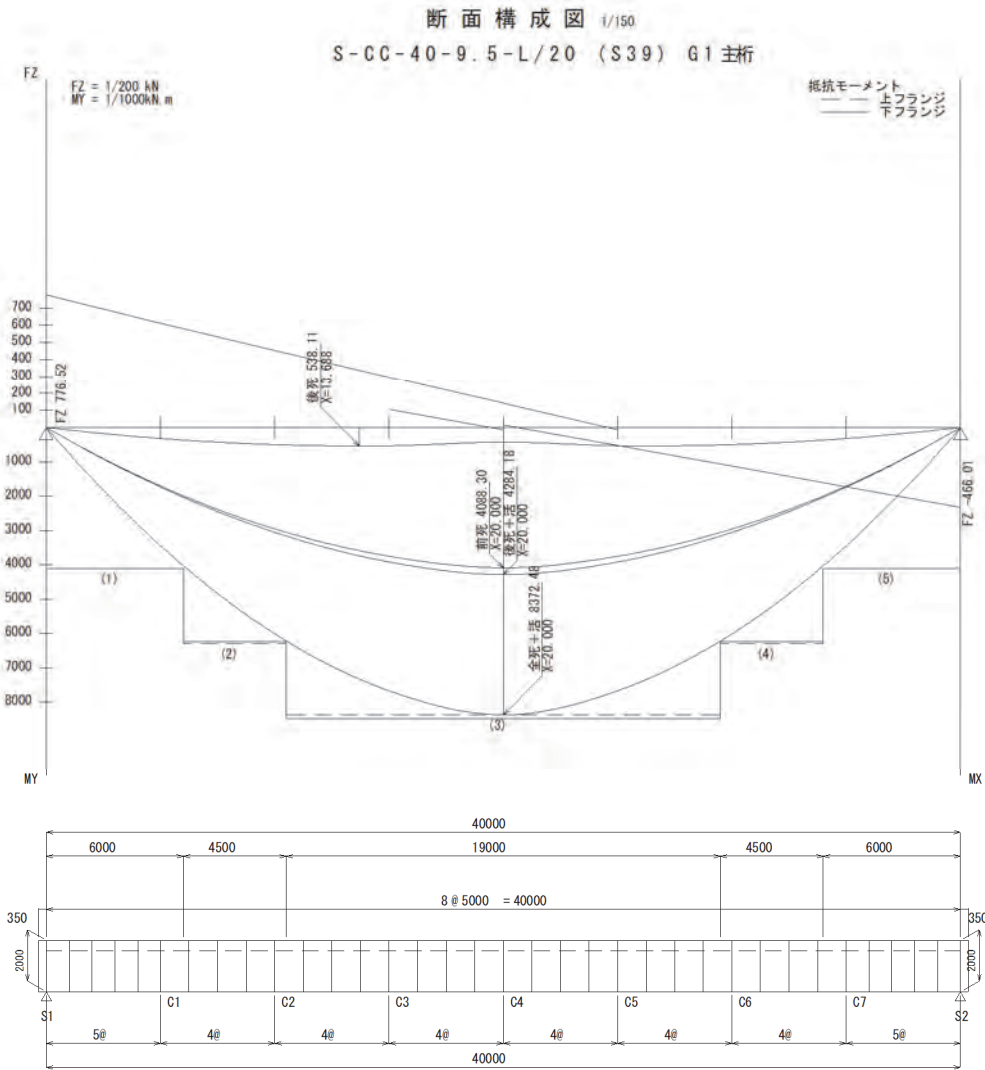
4) 格子解析の骨組み図

単純合成桁(L=40.0m 昭和39年 L/20)

骨組み図



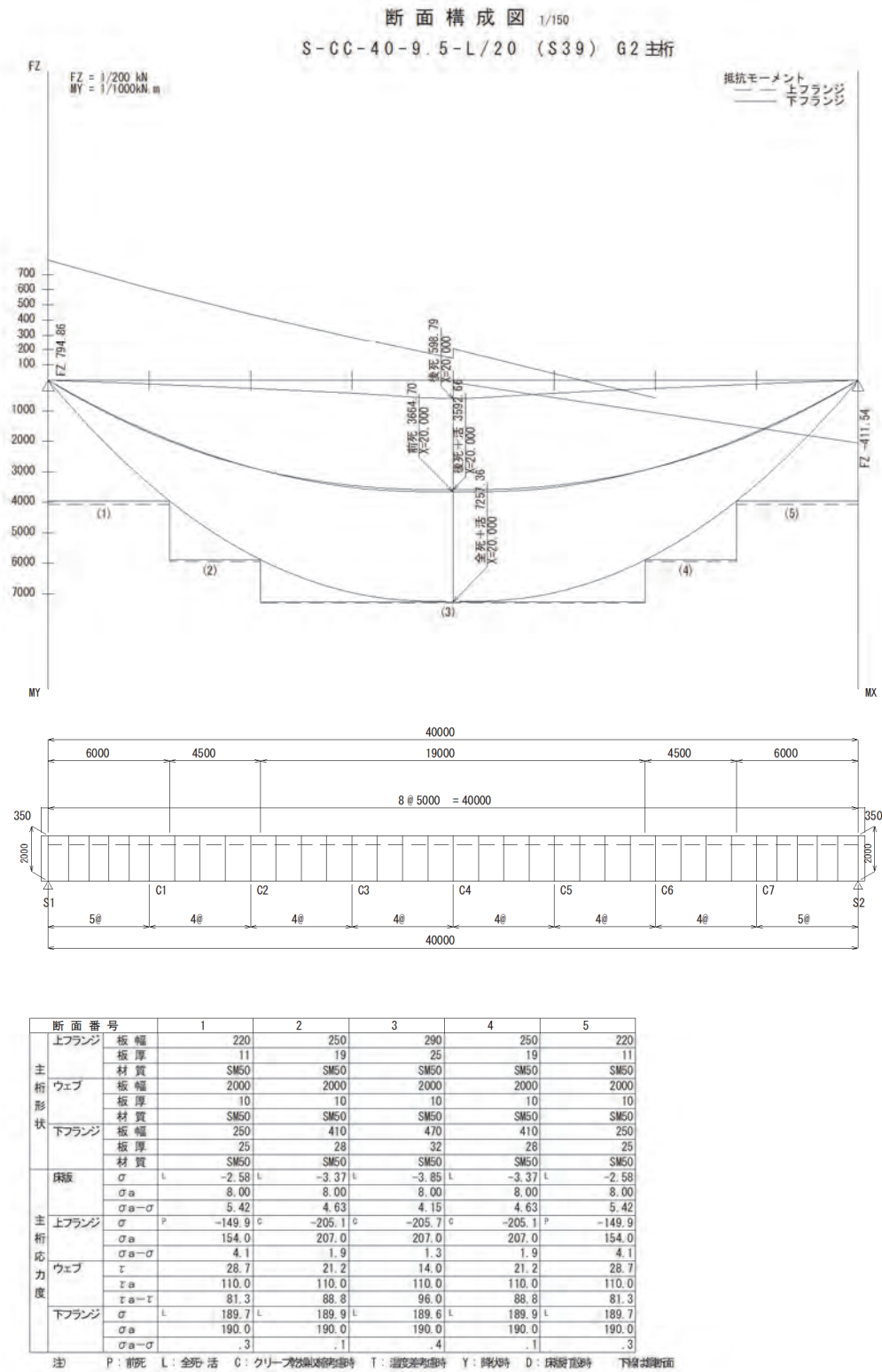
5) G1 桁の断面構成図



断面番号	1	2	3	4	5	
主桁形状	上フランジ	220	250	310	250	220
	板厚	11	22	28	22	11
	材質	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50
	ウェブ	2000	2000	2000	2000	2000
	板厚	10	10	10	10	10
	材質	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50
下フランジ	板幅	270	440	570	440	270
	板厚	25	28	32	28	25
	材質	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50
床版	$\sigma$	-2.96	-4.05	-4.99	-4.05	-2.96
	$\sigma_a$	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
	$\sigma_a - \sigma$	5.04	3.95	3.01	3.95	5.04
	$\sigma$	-150.8	-204.3	-179.7	-204.3	-150.8
	$\sigma_a$	154.0	207.0	180.0	207.0	154.0
主桁応力度	$\sigma_a - \sigma$	3.2	2.7	.3	2.7	3.2
	ウェブ	29.0	21.9	10.8	21.9	29.0
	$\tau_a$	110.0	110.0	110.0	110.0	110.0
	$\tau_a - \tau$	81.0	88.1	99.2	88.1	81.0
	下フランジ	$\sigma$	196.0	189.7	187.7	189.7
$\sigma_a$	199.5	190.0	190.0	190.0	199.5	
$\sigma_a - \sigma$	3.5	.3	2.3	.3	3.5	

注 P: 前死 L: 全死 C: クリープ発生時 T: 温度差発生時 Y: 隠知 D: 床版位置時 下側は隠断面

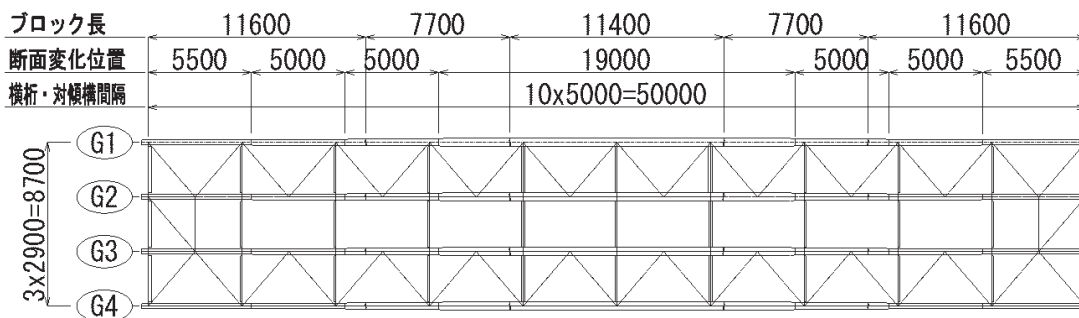
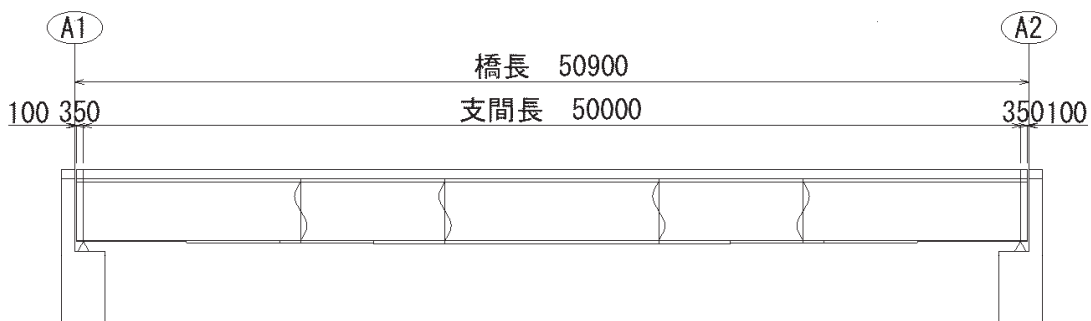
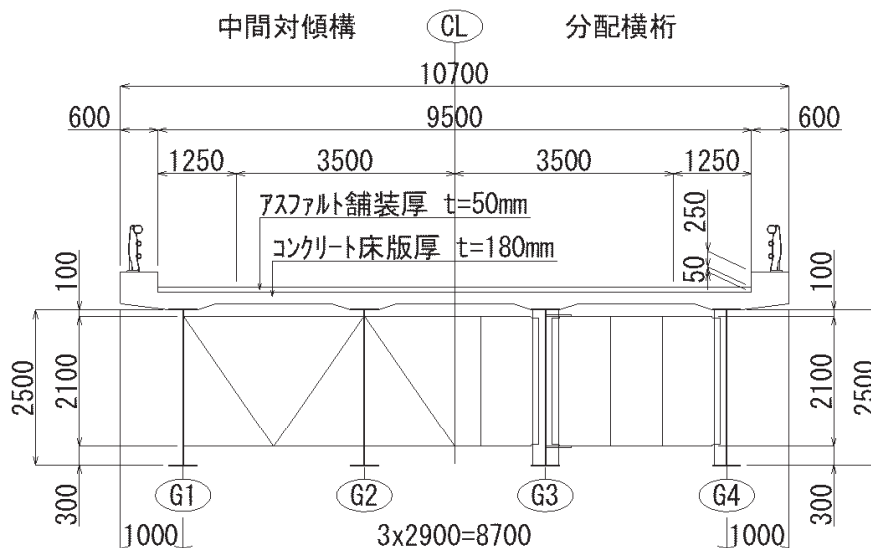
6) G2 桁の断面構成図



(4) ケース④50-9.5

1) 一般図

単純合成桁 (L=50.0m 昭和39年 L/20)





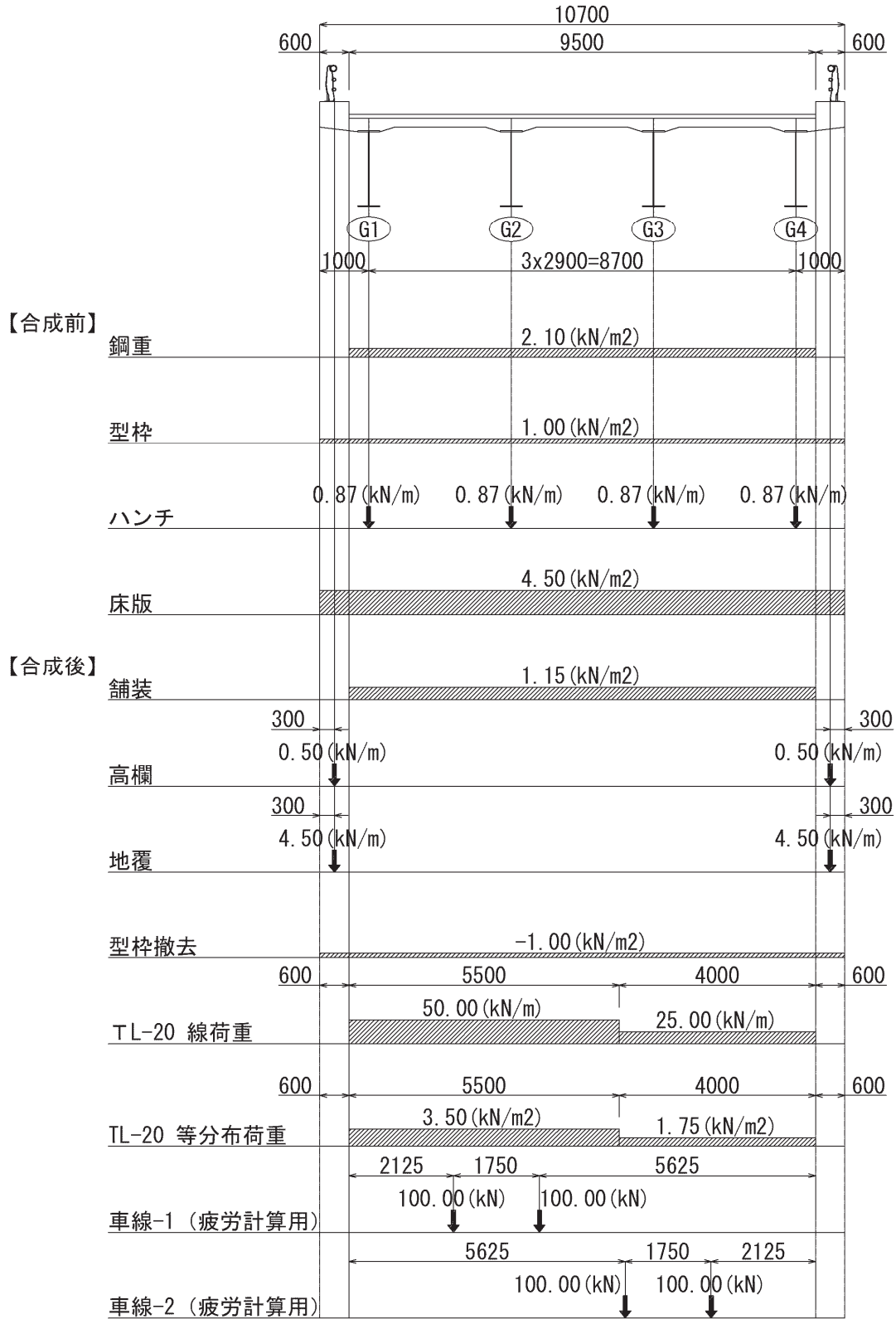
2) 試設計の諸条件

昭和 39 年度示方書 (単純合成桁 : L=50 m, L/20)

項 目		設計・疲労照査条件		備 考		
適用示方書		昭和 39 年				
支 間 長		L = 50.000 m				
有 効 幅 員		9.500 m				
総 幅 員		10.700 m				
主 桁 本 数		4 本				
主 桁 間 隔		2.900 m				
床 版 厚		18.0 cm		活荷重合成桁標準設計図(昭和38年)		
舗 装 厚		5.0 cm		鋼道示19条 (39年度版)		
ハ ン チ 高		6.0 cm		ハンチ勾配 1 : 3		
桁 高		2.500 m		L/20		
荷重条件	合成前死荷重	鋼 重	0.210 t/m <sup>2</sup>	2.10 kN/m <sup>2</sup>	道路橋標準設計図集解説[2]より	
		型 枠	0.100 t/m <sup>2</sup>	1.00 kN/m <sup>2</sup>		
		ハンチ	0.087 t/m	0.87 kN/m		2.50 × (0.40+0.76)/2 × 0.06
		床 版	0.450 t/m <sup>2</sup>	4.50 kN/m <sup>2</sup>		2.50 × 0.18
	合成後死荷重	舗 装	0.115 t/m <sup>2</sup>	1.15 kN/m <sup>2</sup>	2.30 × 0.05	
		高 欄	0.050 t/m	0.50 kN/m		
		地 覆	0.450 t/m	4.50 kN/m	2.50 × 0.60 × 0.30	
		型枠撤去	-0.100 t/m <sup>2</sup>	-1.00 kN/m <sup>2</sup>		
	活荷重 (L-20)	線荷重	5.000 t/m	50.00 kN/m	鋼道示9条 (39年度版)	
		等分布荷重	0.350 t/m <sup>2</sup>	3.50 kN/m <sup>2</sup>	(従載荷荷重=主載荷荷重/2)	
衝撃係数		0.200		20/(50+L)		
解析条件	荷 重	荷重載荷図参照				
	断面力算出	格子解析		JIP-SPACERを使用		
	分配横桁配置	中央に2本配置				
断面決定	床版の有効幅	外桁	2.450 m		鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針19条 (昭和40年6月)	
		中桁	2.900 m			
	断 面 数	7				
許容 応力度	コンクリート(圧縮)		93.3 kg/cm <sup>2</sup>	9.33 N/mm <sup>2</sup>	σ 28=280kg/cm <sup>2</sup>	
	鋼材	SS41	1400 kg/cm <sup>2</sup>	140 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度	
			$\sigma_{a1}=1300-0.6(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a1} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度	
		SS50	1700 kg/cm <sup>2</sup>	170 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度	
			$\sigma_{a2}=1600-0.9(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a2} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度	
		SM50	1900 kg/cm <sup>2</sup>	190 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度	
			$\sigma_{a2}=1800-1.1(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a3} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度	
	たわみ		100.0 mm		L/500(鋼道示37条(39年度版))	

3) 荷重図

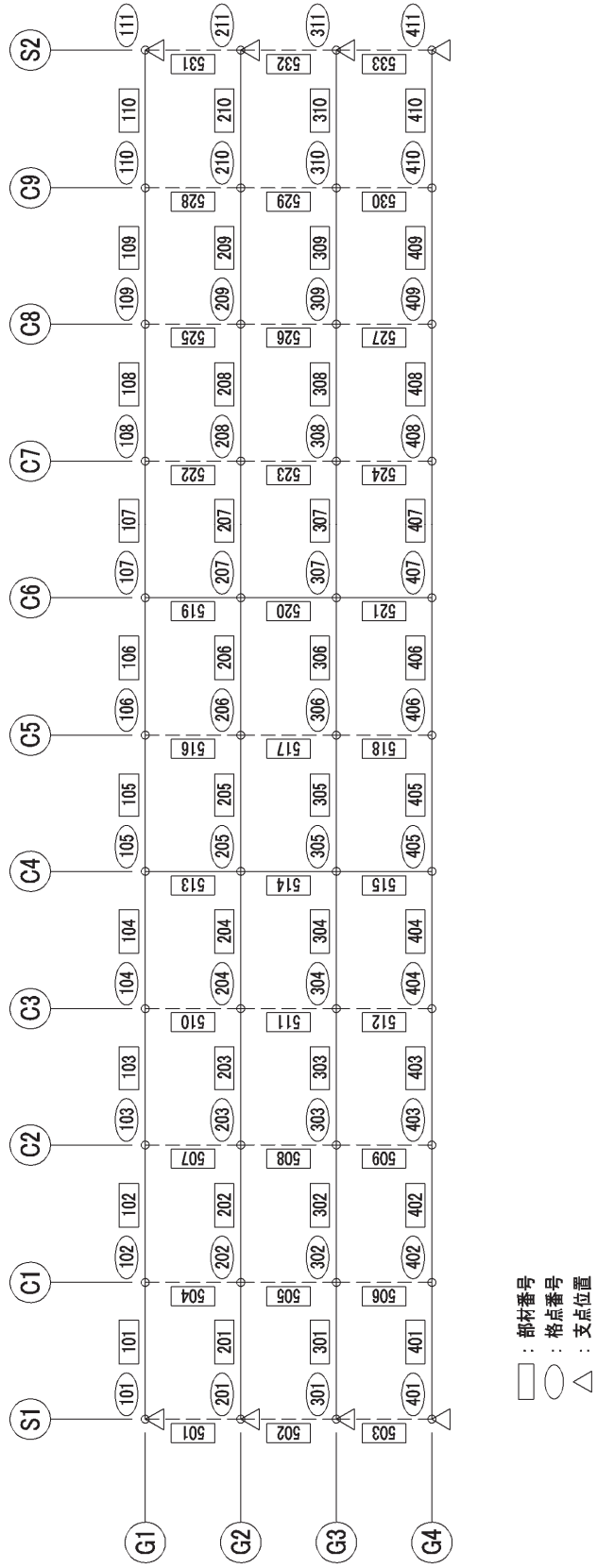
単純合成桁 (L=50.0m 昭和 39 年 L/20)



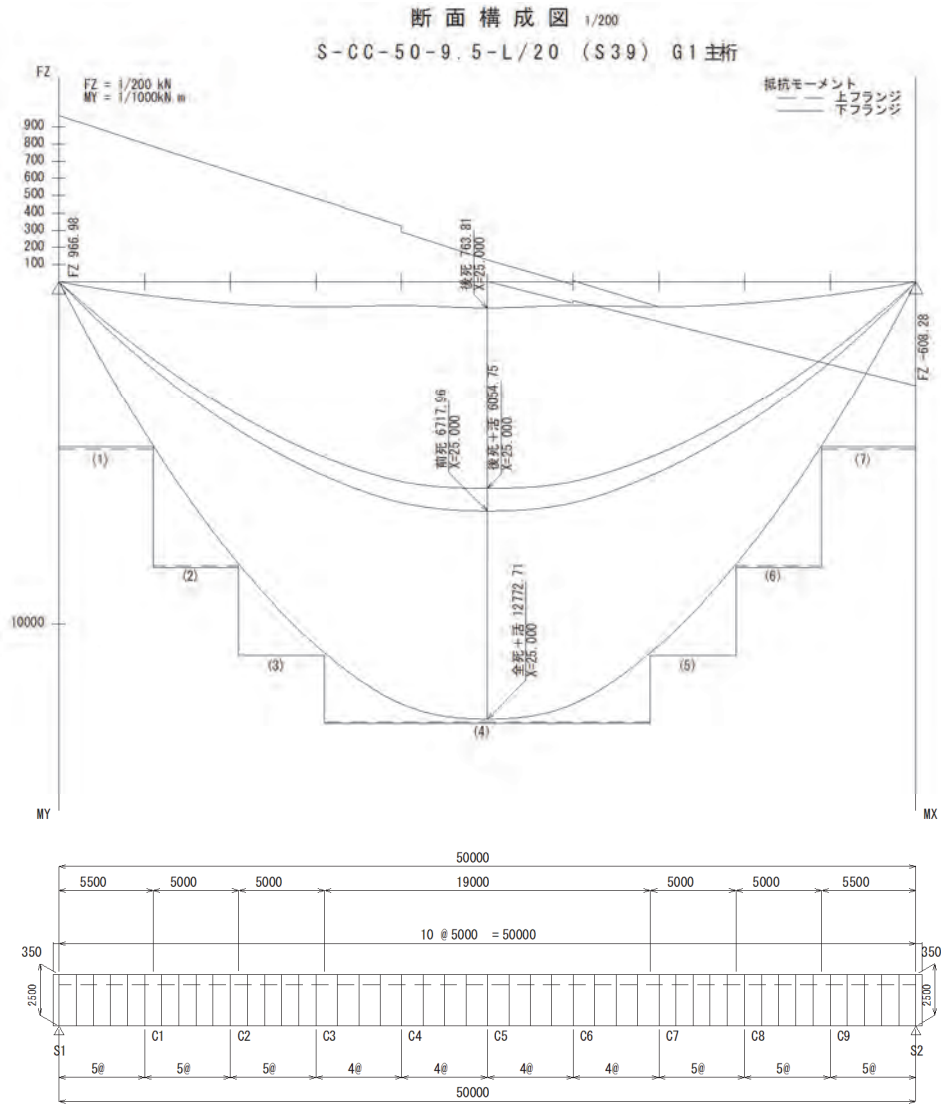
4) 格子解析の骨組み図

単純合成桁(L=50.0m 昭和39年 L/20)

骨組み図



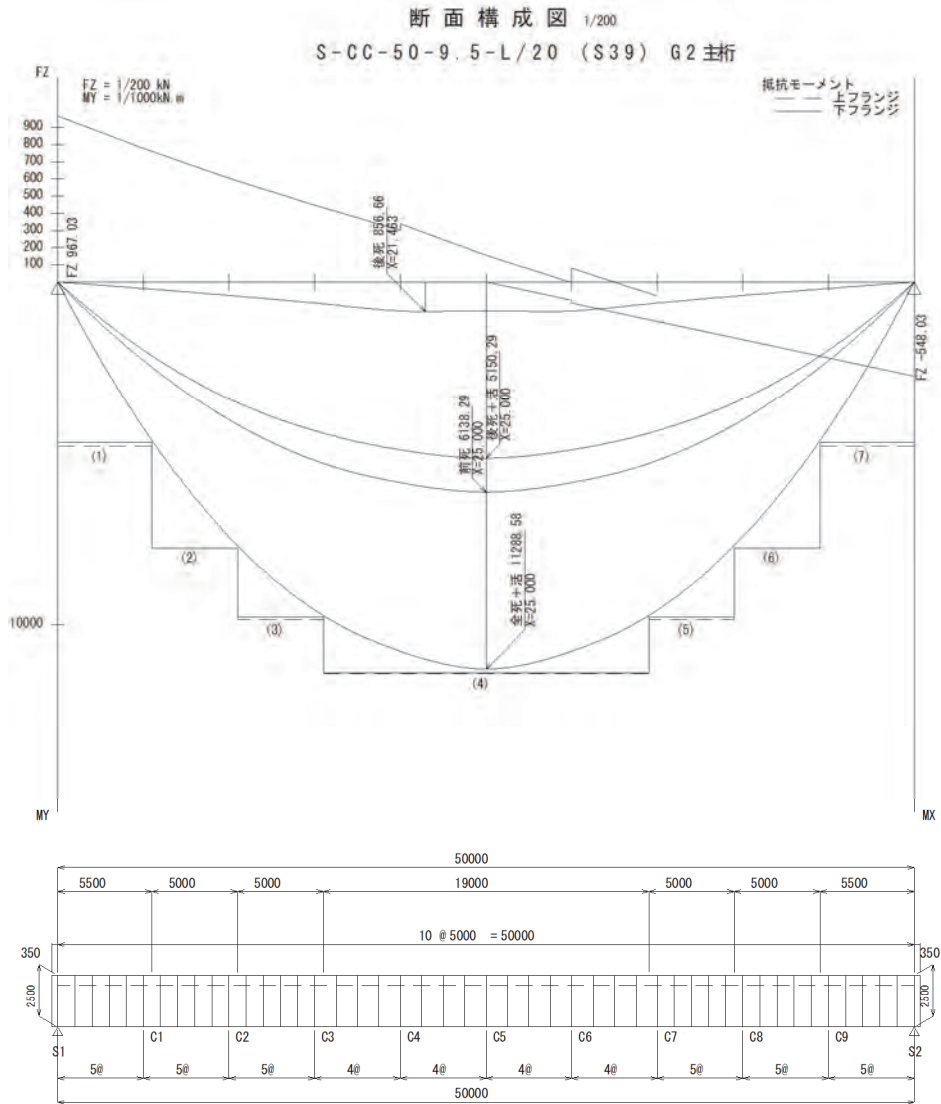
5) G1 桁の断面構成図



断面番号		1	2	3	4	5	6	7	
主桁形状	上フランジ	板幅	200	300	340	410	340	300	200
		板厚	10	16	25	28	25	16	10
	ウェブ	板幅	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500
		板厚	12	12	12	12	12	12	12
	下フランジ	板幅	290	430	540	670	540	430	290
		板厚	14	28	32	32	32	28	14
材質		SM50	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50	
主桁応力度	床版	$\sigma$ L	-2.70	-3.94	-4.74	-5.25	-4.74	-3.94	-2.70
		$\sigma_a$	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
		$\sigma_a - \sigma$	5.30	4.06	3.26	2.75	3.26	4.06	5.30
	上フランジ	$\sigma$ P	-135.7	-205.8	-178.3	-179.0	-178.3	-205.8	-135.7
		$\sigma_a$	139.1	207.0	180.0	180.0	180.0	207.0	139.1
		$\sigma_a - \sigma$	3.3	1.2	1.7	1.0	1.7	1.2	3.3
ウェブ	$z$	26.2	20.9	15.6	4.3	15.6	20.9	26.2	
	$z_a$	110.0	110.0	110.0	110.0	110.0	110.0	110.0	
	$z_a - z$	83.8	89.1	94.4	105.7	94.4	89.1	83.8	
下フランジ	$\sigma$ C	197.9	187.5	188.8	188.1	188.8	187.5	197.9	
	$\sigma_a$	199.5	190.0	190.0	190.0	190.0	190.0	199.5	
	$\sigma_a - \sigma$	1.6	2.5	1.2	1.9	1.2	2.5	1.6	

注 P: 前死 L: 全死 活 C: クリーフが最大発生時 T: 澄り発生時 Y: 降伏時 D: 床版発生時 下線は側面

6) G2 桁の断面構成図



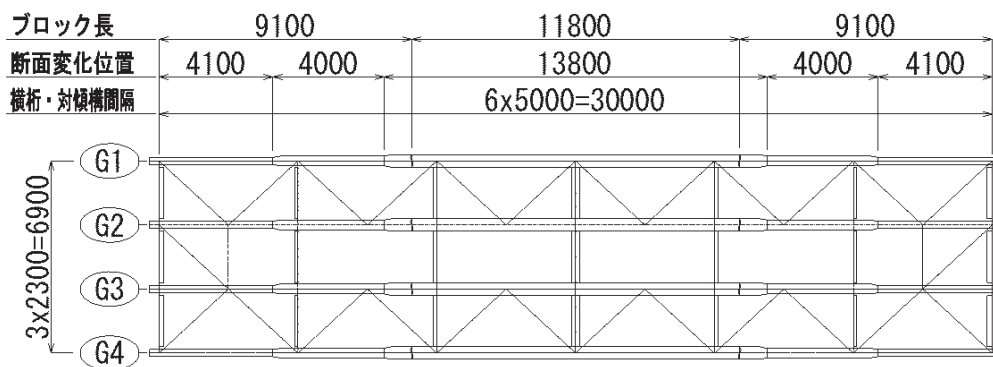
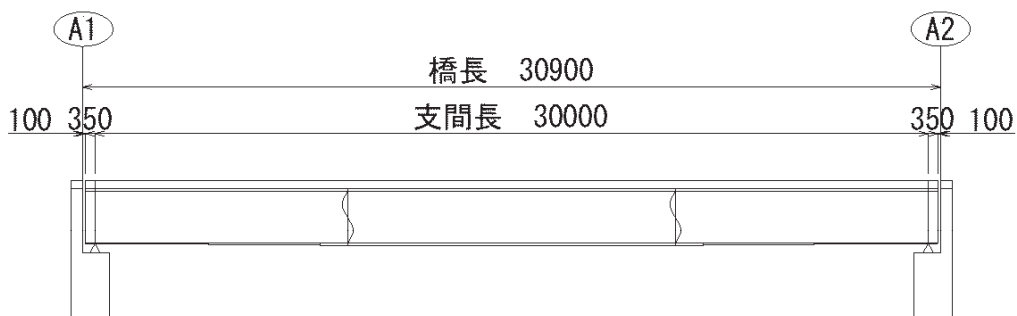
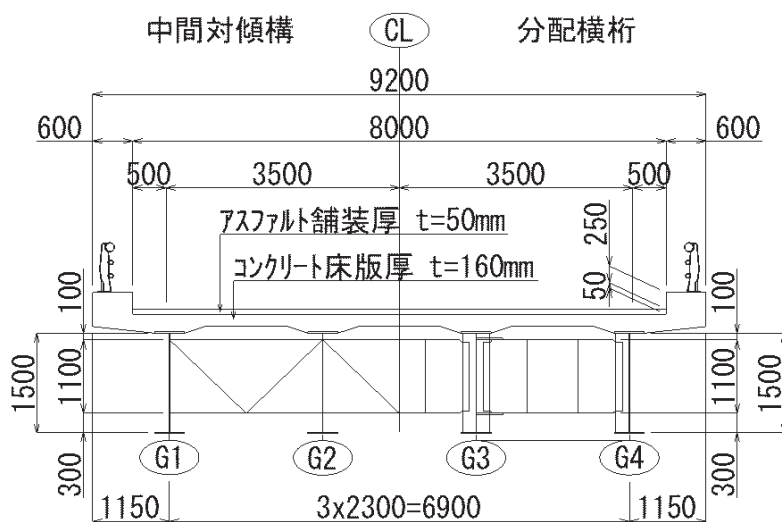
断面番号	1	2	3	4	5	6	7									
主桁形状	上フランジ	板幅 200	290	290	340	290	290									
	板厚	10	14	25	28	25	14									
	材質	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50									
	ウェブ	板幅 2500	2500	2500	2500	2500	2500									
下フランジ	板厚	12	12	12	12	12	12									
	材質	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50									
	板幅	280	430	530	570	530	430									
	板厚	13	25	28	32	28	25									
主桁応力度	床版	σ	L	-2.27	L	-3.19	L	-3.71	L	-4.11	L	-3.19	L	-2.27		
		σa		8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00			
		σa-σ		5.73	4.81	4.29	3.89	4.29	4.81	5.73						
	上フランジ	σ	P	-134.3	C	-205.4	D	-204.6	C	-204.8	C	-204.6	C	-205.4	P	-134.3
		σa		139.1	207.0	207.0	207.0	207.0	207.0	207.0	207.0	207.0	207.0	139.1		
		σa-σ		4.8	1.6	2.4	2.2	2.4	1.6	4.8						
	ウェブ	τ		25.3	19.6	14.4	5.2	14.4	19.6	25.3						
		τa		110.0	110.0	110.0	110.0	110.0	110.0	110.0						
		τa-τ		84.7	90.4	95.6	104.8	95.6	90.4	84.7						
	下フランジ	σ	C	197.0	L	188.2	L	188.3	L	189.2	L	188.2	C	197.0		
		σa		199.5	190.0	190.0	190.0	190.0	190.0	190.0						
		σa-σ		2.5	1.8	.8	1.7	.8	1.8	2.5						

注 P: 前死 L: 全死活 C: クリープ増大発生時 T: 温度差発生時 Y: 降伏時 D: 床版圧入時 下線は断面積

(5) ケース⑤30-8.0

1) 一般図

単純合成桁 (L=30.0m 昭和39年 L/20)



2) 試設計の諸条件

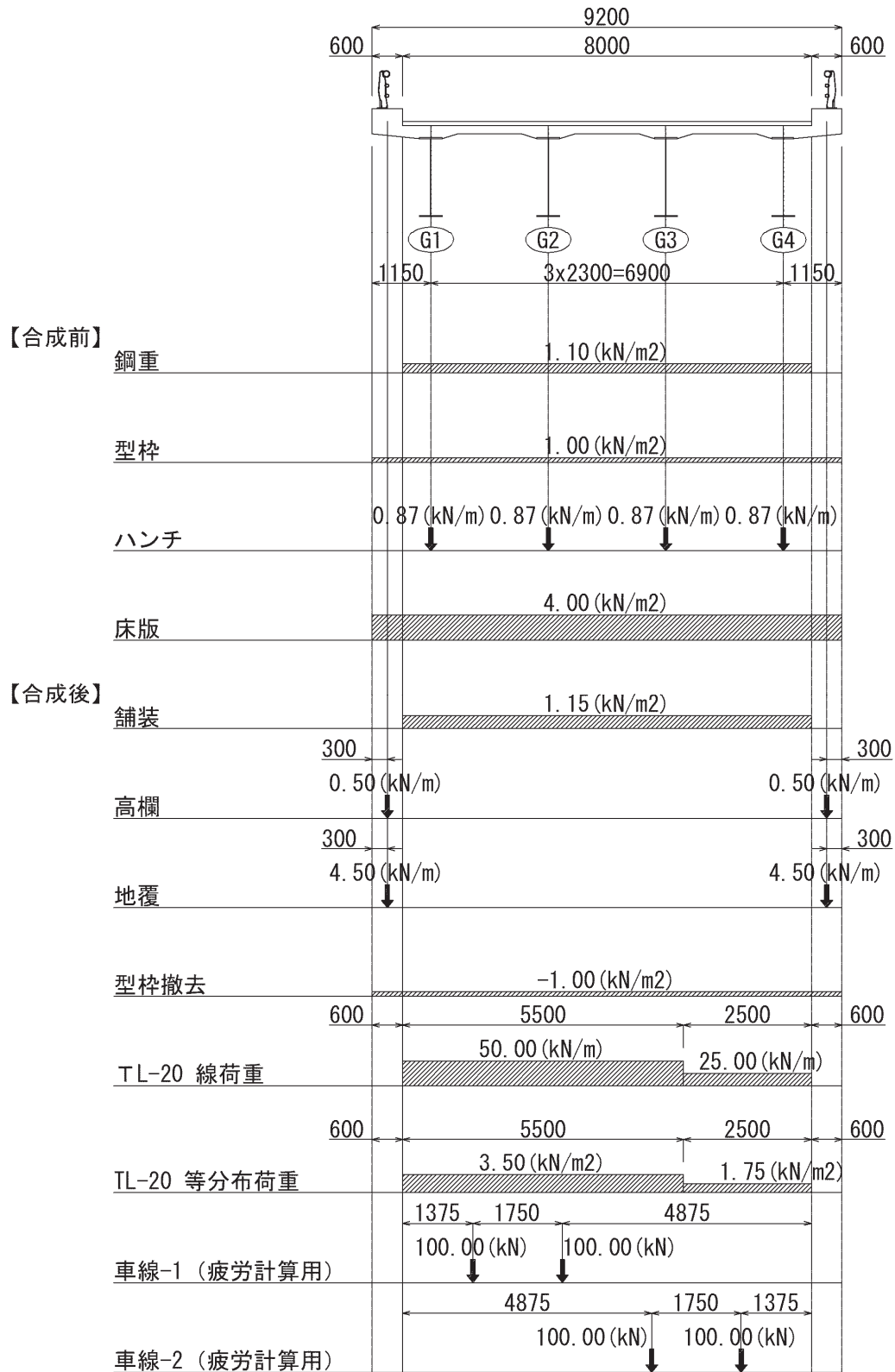
昭和 39 年度示方書 (単純合成桁 : L=30 m, L/20)

項 目		設計・疲労照査条件		備 考	
適用示方書		昭和 39 年			
支 間 長		L = 30.000 m			
有 効 幅 員		8.000 m			
総 幅 員		9.200 m			
主 桁 本 数		4 本			
主 桁 間 隔		2.300 m			
床 版 厚		16.0 cm		活荷重合成桁標準設計図(昭和38年)	
舗 装 厚		5.0 cm		鋼道示19条 (39年度版)	
ハ ン チ 高		6.0 cm		ハンチ勾配 1 : 3	
桁 高		1.500 m		L/20	
荷重条件	合成前死荷重	鋼 重	0.110 t/m <sup>2</sup>	1.10 kN/m <sup>2</sup>	道路橋標準設計図集解説[2]より
		型 枠	0.100 t/m <sup>2</sup>	1.00 kN/m <sup>2</sup>	
		ハンチ	0.087 t/m	0.87 kN/m	2.50×(0.40+0.76)/2×0.06
		床 版	0.400 t/m <sup>2</sup>	4.00 kN/m <sup>2</sup>	2.50×0.16
	合成後死荷重	舗 装	0.115 t/m <sup>2</sup>	1.15 kN/m <sup>2</sup>	2.30×0.05
		高 欄	0.050 t/m	0.50 kN/m	
		地 覆	0.450 t/m	4.50 kN/m	2.50×0.60×0.30
		型枠撤去	-0.100 t/m <sup>2</sup>	-1.00 kN/m <sup>2</sup>	
	活荷重 (L-20)	線荷重	5.000 t/m	50.00 kN/m	鋼道示9条 (39年度版)
		等分布荷重	0.350 t/m <sup>2</sup>	3.50 kN/m <sup>2</sup>	(従載荷荷重=主載荷荷重/2)
衝撃係数		0.250		20/(50+L)	
解析条件	荷 重	荷重載荷図参照			
	断面力算出	格子解析		JIP-SPACERを使用	
	分配横桁配置	中央に1本配置			
断面決定	床版の有効幅	外桁	2.300 m		鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針19条 (昭和40年6月)
		中桁	2.300 m		
	断 面 数	5			
許容 応力度	コンクリート(圧縮)		93.3 kg/cm <sup>2</sup>	9.33 N/mm <sup>2</sup>	σ 28=280kg/cm <sup>2</sup>
	鋼材	SS41	1400 kg/cm <sup>2</sup>	140 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度
			$\sigma_{a1}=1300-0.6(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a1} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度
		SS50	1700 kg/cm <sup>2</sup>	170 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度
			$\sigma_{a2}=1600-0.9(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a2} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度
		SM50	1900 kg/cm <sup>2</sup>	190 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度
			$\sigma_{a2}=1800-1.1(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a3} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度
	たわみ		60.0 mm		L/500(鋼道示37条(39年度版))



3) 荷重図

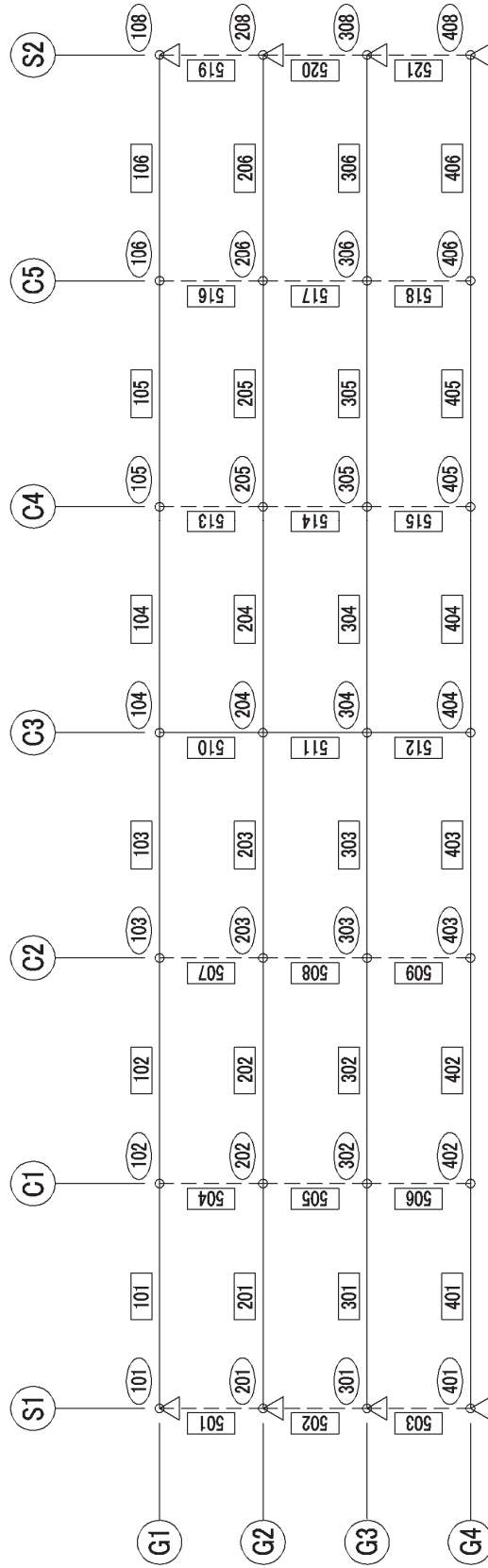
単純合成桁 (L=30.0m 昭和 39 年 L/20)



4) 格子解析 骨組み図

単純合成桁(L=30.0m 昭和39年 L/20)

骨組み図

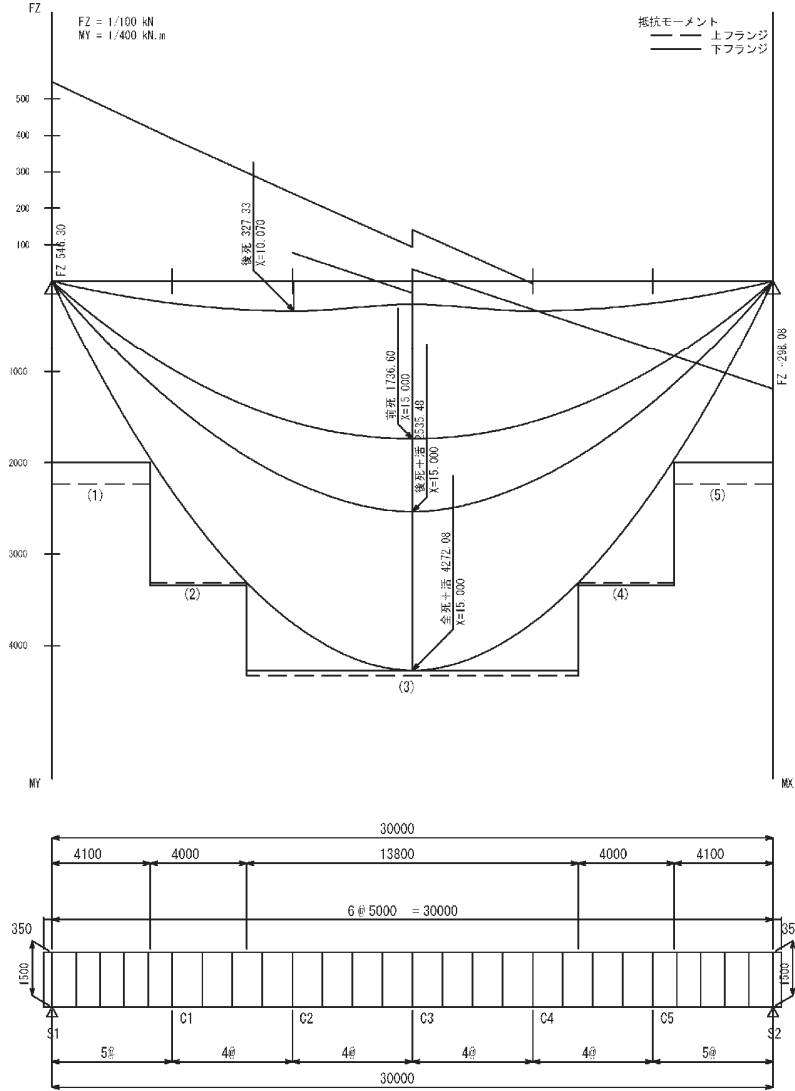


- : 部材番号
- : 格点番号
- △ : 支点位置

5) G1 桁の断面構成図

断面構成図 1/150

30 - 8.0 G1主桁

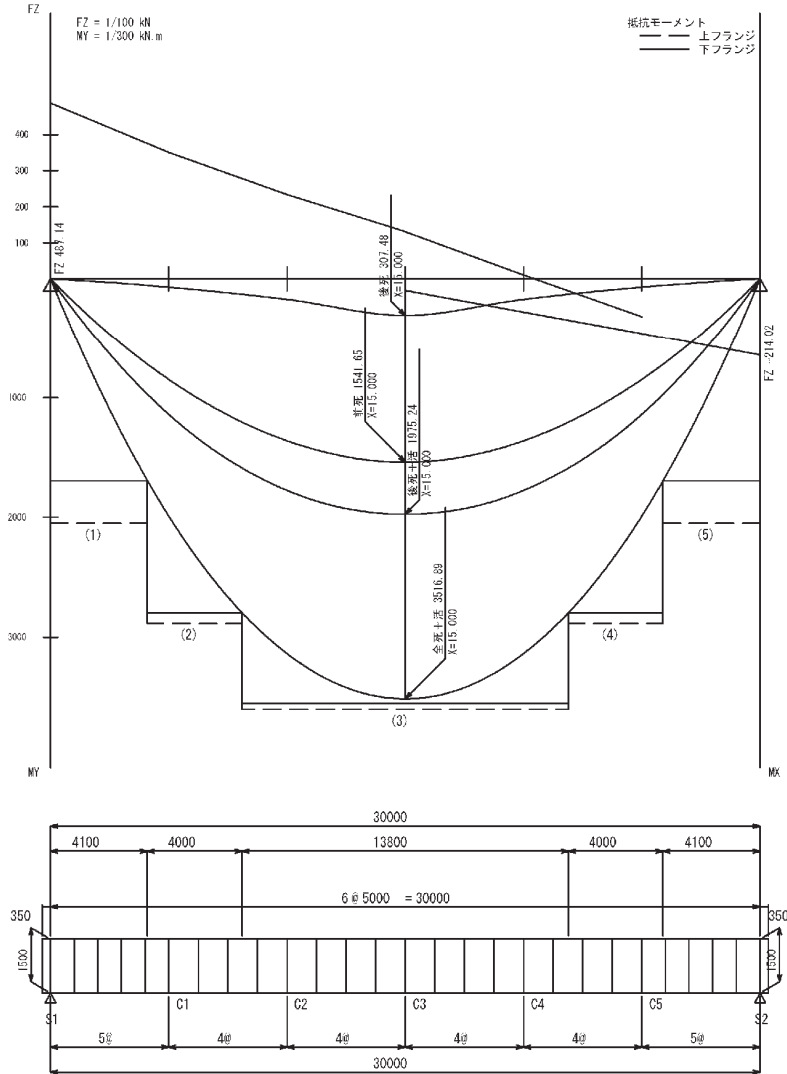


断面番号		1	2	3	4	5		
主桁形状	上フランジ	板幅	200	220	290	220	200	
		板厚	10	13	15	13	10	
	材質	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50		
	ウェブ	板幅	1500	1500	1500	1500	1500	
		板厚	9	9	9	9	9	
	材質	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50		
下フランジ	板幅	250	350	430	350	250		
	板厚	15	25	28	25	15		
	材質	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50		
主桁応力度	床版	$\sigma$	L -2.90	L -4.20	L -5.12	L -4.20	L -2.90	
		$\sigma_a$	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	
		$\sigma_a - \sigma$	5.10	3.80	2.88	3.80	5.10	
		$\sigma$	P -119.6	F -153.8	C -204.2	F -153.8	P -119.6	
	上フランジ	$\sigma_a$	139.1	154.0	207.0	154.0	139.1	
		$\sigma_a - \sigma$	19.5	.2	2.8	.2	19.5	
		$\tau$	31.0	22.1	11.8	22.1	31.0	
		$\tau_a - \tau$	110.0	110.0	110.0	110.0	110.0	
	ウェブ	$\tau_a - \tau$	79.0	87.9	98.2	87.9	79.0	
		下フランジ	$\sigma$	C 195.5	L 188.2	L 188.9	L 188.2	C 195.5
			$\sigma_a$	199.5	190.0	190.0	190.0	199.5
			$\sigma_a - \sigma$	4.0	1.8	1.1	1.8	4.0

注) P: 前死 L: 全死+活 C: クリープ乾燥収縮考慮時 T: 温度差考慮時 Y: 降伏時 D: 床版打設時 下線は割断面

6) G2桁の断面構成図

断面構成図 1/150  
30 - 8.0 G2主桁



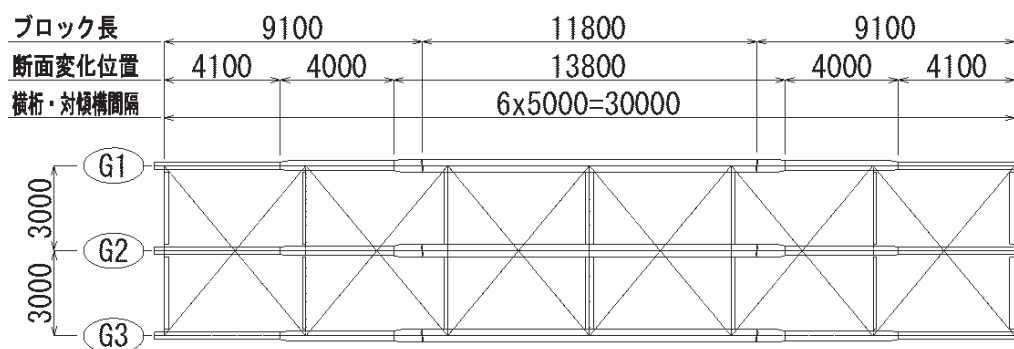
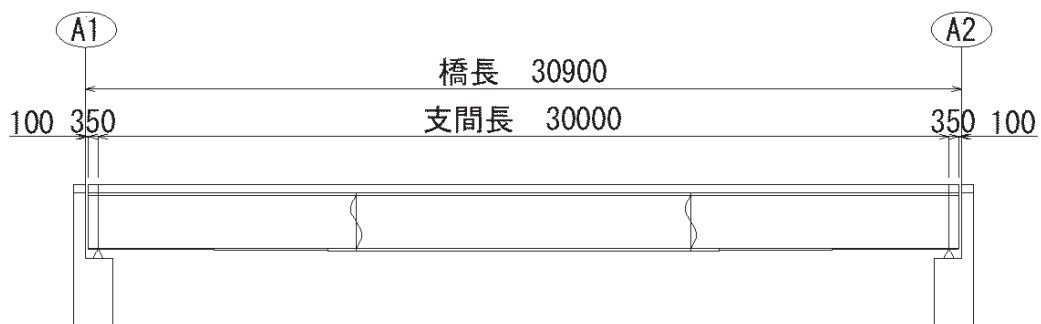
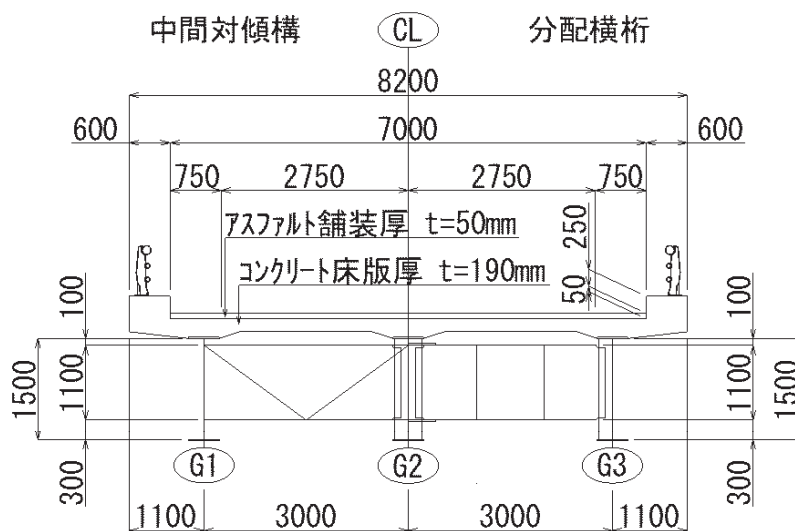
断面番号		1	2	3	4	5	
主桁形状	上フランジ	板幅	200	220	240	220	200
		板厚	10	11	15	11	10
	ウェブ	材質	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50
		板幅	1500	1500	1500	1500	1500
	下フランジ	板厚	9	9	9	9	9
		材質	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50
主桁応力度	床版	$\sigma$	L -2.64	L -3.63	L -4.20	L -3.63	L -2.64
		$\sigma_a$	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
		$\sigma_a - \sigma$	5.36	4.37	3.80	4.37	5.36
	上フランジ	$\sigma$	P -109.8	F -148.9	C -201.9	F -148.9	P -109.8
		$\sigma_a$	139.1	154.0	207.0	154.0	139.1
		$\sigma_a - \sigma$	29.3	5.1	5.1	5.1	29.3
	ウェブ	$\tau$	27.8	20.6	14.5	20.6	27.8
		$\tau_a$	110.0	110.0	110.0	110.0	110.0
		$\tau_a - \tau$	82.2	89.4	95.5	89.4	82.2
	下フランジ	$\sigma$	Y 314.6	L 189.5	L 188.0	L 189.5	Y 314.6
		$\sigma_a$	315.0	190.0	190.0	190.0	315.0
		$\sigma_a - \sigma$	.4	.5	2.0	.5	.4

注) P: 荷重 L: 全死+活 C: クリープ乾燥収縮考慮時 T: 温度差考慮時 Y: 降伏時 D: 床版打設時 下縁は鋼断面

(6) ケース⑥30-7.0

1) 一般図

単純合成桁 (L=30.0m 昭和39年 L/20)



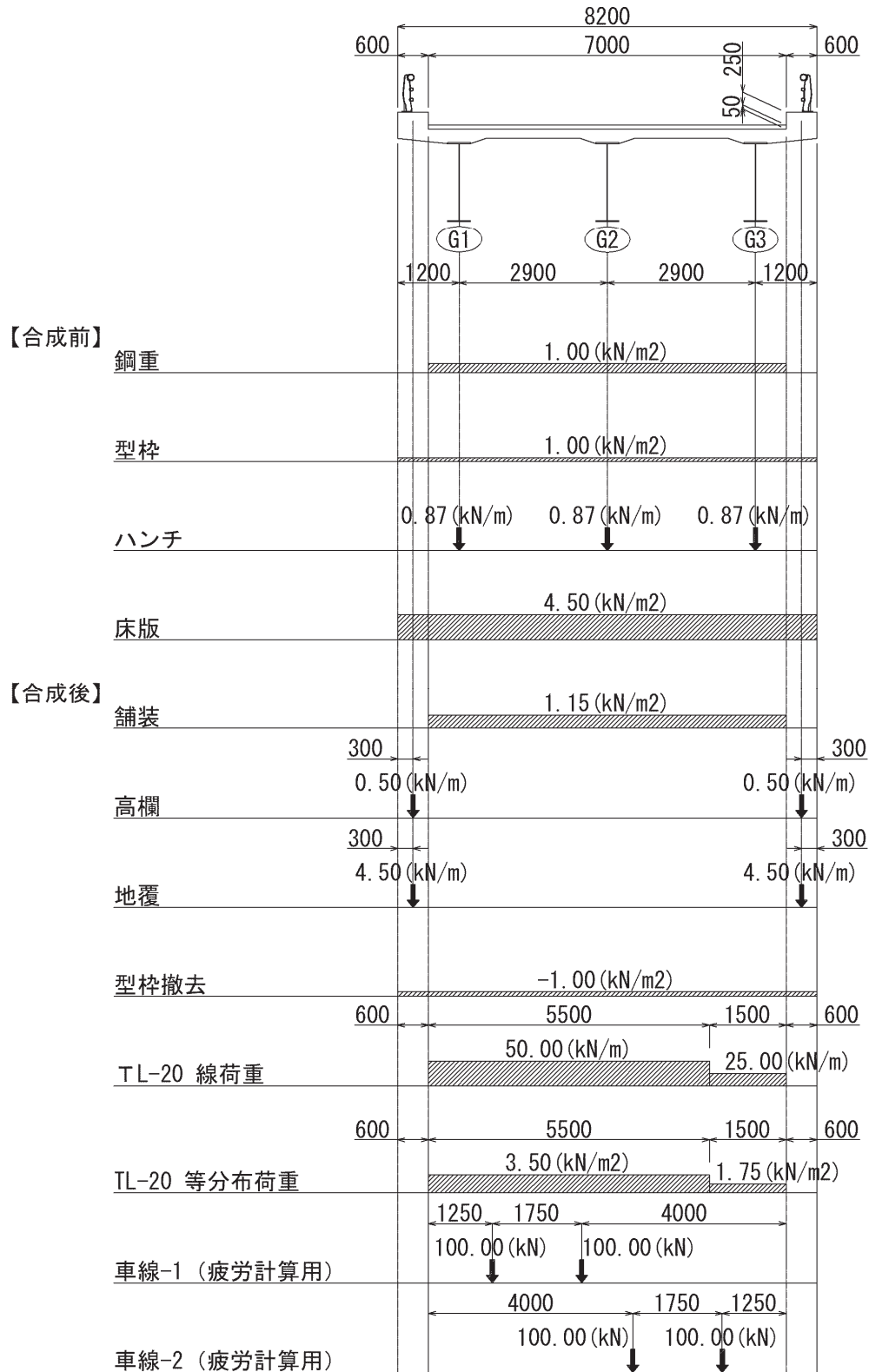
2) 試設計の諸条件

昭和 39 年度示方書 (単純合成桁 : L=30 m, L/20)

項 目		設計・疲労照査条件		備 考		
適用示方書		昭和 39 年				
支 間 長		L = 30.000 m				
有 効 幅 員		7.000 m				
総 幅 員		8.200 m				
主 桁 本 数		3 本				
主 桁 間 隔		2.900 m				
床 版 厚		18.0 cm		活荷重合成桁標準設計図(昭和38年)		
舗 装 厚		5.0 cm		鋼道示19条 (39年度版)		
ハ ン チ 高		6.0 cm		ハンチ勾配 1 : 3		
桁 高		1.500 m		L/20		
荷重条件	合成前死荷重	鋼 重	0.100 t/m <sup>2</sup>	1.00 kN/m <sup>2</sup>	道路橋標準設計図集解説[2]より	
		型 枠	0.100 t/m <sup>2</sup>	1.00 kN/m <sup>2</sup>		
		ハンチ	0.087 t/m	0.87 kN/m		2.50 × (0.40+0.76)/2 × 0.06
		床 版	0.450 t/m <sup>2</sup>	4.50 kN/m <sup>2</sup>		2.50 × 0.18
	合成後死荷重	舗 装	0.115 t/m <sup>2</sup>	1.15 kN/m <sup>2</sup>	2.30 × 0.05	
		高 欄	0.050 t/m	0.50 kN/m		
		地 覆	0.450 t/m	4.50 kN/m	2.50 × 0.60 × 0.30	
		型枠撤去	-0.100 t/m <sup>2</sup>	-1.00 kN/m <sup>2</sup>		
	活荷重 (L-20)	線荷重	5.000 t/m	50.00 kN/m	鋼道示9条 (39年度版)	
		等分布荷重	0.350 t/m <sup>2</sup>	3.50 kN/m <sup>2</sup>	(従載荷荷重=主載荷荷重/2)	
衝撃係数		0.250		20/(50+L)		
解析条件	荷 重	荷重載荷図参照				
	断面力算出	格子解析		JIP-SPACERを使用		
	分配横桁配置	中央に1本配置				
断面決定	床版の有効幅	外桁	2.650 m		鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針19条 (昭和40年6月)	
		中桁	2.900 m			
	断 面 数	5				
許容 応力度	コンクリート(圧縮)		93.3 kg/cm <sup>2</sup>	9.33 N/mm <sup>2</sup>	σ 28=280kg/cm <sup>2</sup>	
	鋼材	SS41	1400 kg/cm <sup>2</sup>	140 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度	
			$\sigma_{a1}=1300-0.6(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a1} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度	
		SS50	1700 kg/cm <sup>2</sup>	170 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度	
			$\sigma_{a2}=1600-0.9(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a2} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度	
		SM50	1900 kg/cm <sup>2</sup>	190 N/mm <sup>2</sup>	曲げ引張応力度	
			$\sigma_{a2}=1800-1.1(L/b)^2$ :L/b≤30 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{a3} \times 0.100$ :L/b≤30 N/mm <sup>2</sup>	曲げ圧縮応力度	
	たわみ		60.0 mm		L/500(鋼道示37条(39年度版))	

3) 荷重図

単純合成桁 (L=30.0m 昭和 39 年 L/20)

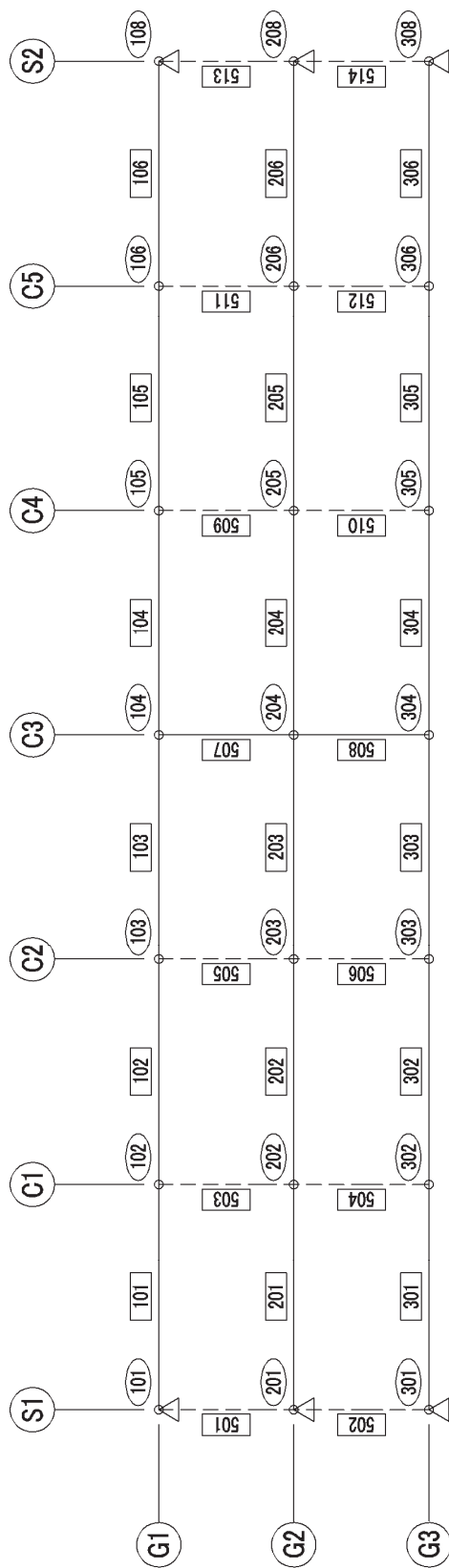




4) 格子解析の骨組み図

単純合成桁(L=30.0m 昭和39年 L/20)

骨組み図

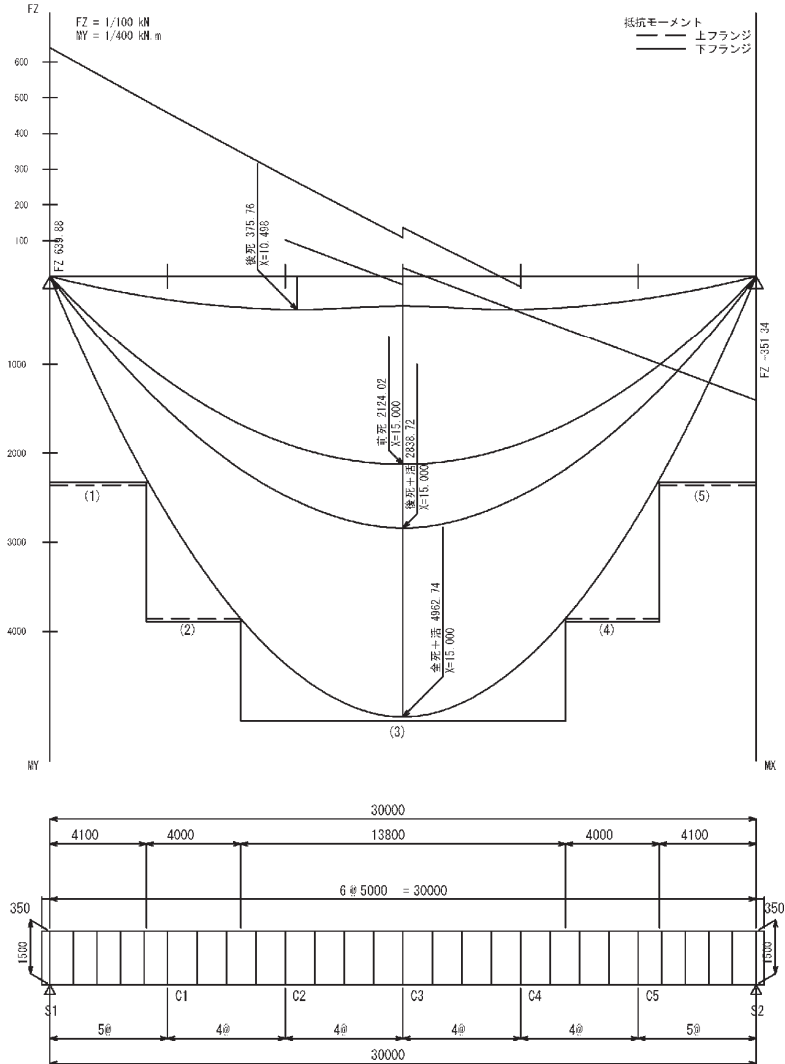


- : 部材番号
- : 格点番号
- △ : 支点位置

5) G1桁の断面構成図

断面構成図 1/150

30 - 7.0 G1主桁

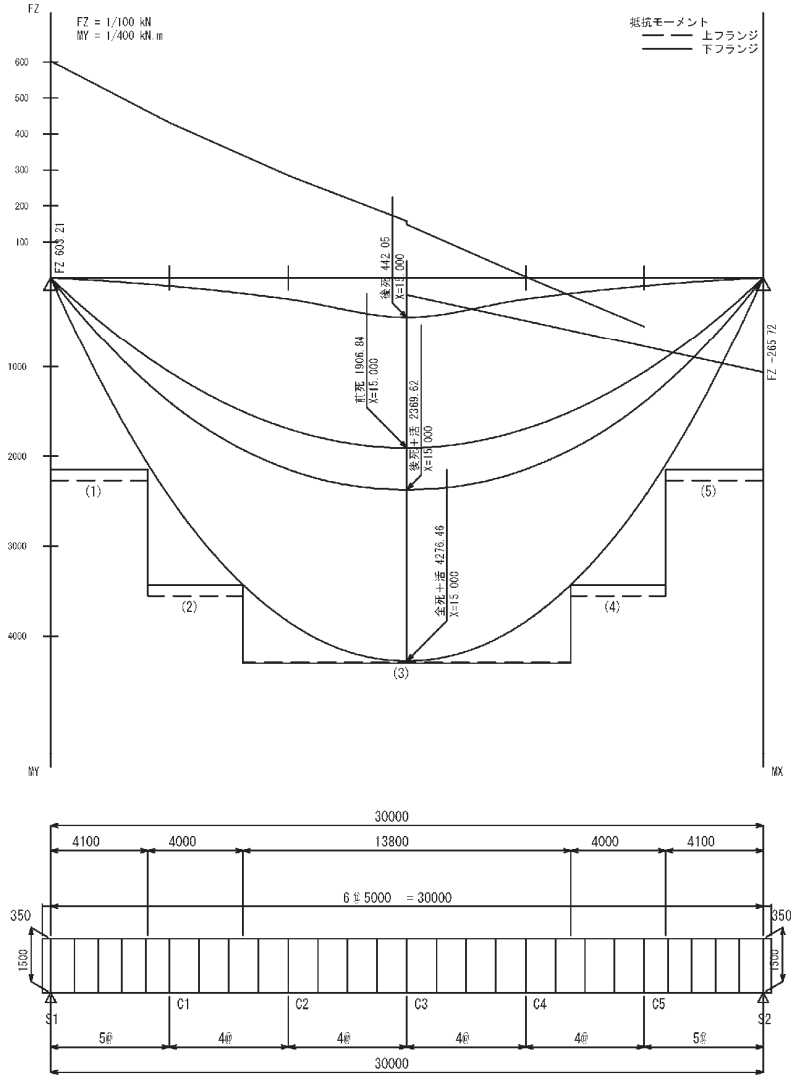


断面番号		1	2	3	4	5	
主桁形状	上フランジ	板幅 200	250	290	250	200	
		板厚 11	15	20	15	11	
		材質 SM50	SM50	SM50	SM50	SM50	
	ウェブ	板幅 1500	1500	1500	1500	1500	
		板厚 9	9	9	9	9	
		材質 SM50	SM50	SM50	SM50	SM50	
主桁形状	下フランジ	板幅 260	380	450	380	260	
		板厚 19	28	32	28	19	
		材質 SM50	SM50	SM50	SM50	SM50	
主桁応力度	床版	$\sigma$ L	-2.63	-3.77	-4.55	-3.77	-2.63
		$\sigma_a$	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
		$\sigma_a - \sigma$	5.37	4.23	3.45	4.23	5.37
	上フランジ	$\sigma$ P	-134.7	-206.7	-205.1	-206.7	-134.7
		$\sigma_a$	139.1	207.0	207.0	207.0	139.1
		$\sigma_a - \sigma$	4.4	3	1.9	3	4.4
	ウェブ	$\tau$	36.3	25.8	11.5	25.8	36.3
		$\tau_a$	110.0	110.0	110.0	110.0	110.0
		$\tau_a - \tau$	73.7	84.2	98.5	84.2	73.7
	下フランジ	$\sigma$ C	196.3	188.1	188.3	188.1	196.3
		$\sigma_a$	199.5	190.0	190.0	190.0	199.5
		$\sigma_a - \sigma$	3.2	1.9	1.7	1.9	3.2

注) P: 荷重 L: 全死+活 C: クリープ乾燥収縮考慮時 T: 温度差考慮時 Y: 降伏時 D: 床版打設時 下線は鋼断面

6) G2桁の断面構成図

断面構成図 1/150  
30 - 7.0 G2主桁



断面番号		1	2	3	4	5						
主桁形状	上フランジ	板幅	200	230	250	230	200					
		板厚	10	15	19	15	10					
		材質	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50					
	ウェブ	板幅	1500	1500	1500	1500	1500					
		板厚	9	9	9	9	9					
		材質	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50					
下フランジ	板幅	240	330	400	330	240						
	板厚	18	27	30	27	18						
	材質	SM50	SM50	SM50	SM50	SM50						
床版	$\sigma$	L	-2.35	L	-3.24	L	-3.71	L	-3.24	L	-2.35	
	$\sigma_a$		8.00		8.00		8.00		8.00		8.00	
	$\sigma_a - \sigma$		5.65		4.76		4.29		4.76		5.65	
	$\tau$		34.3		25.2		18.0		25.2		34.3	
主桁応力	上フランジ	$\sigma$	P	-127.1	P	-154.2	C	-206.9	P	-154.2	P	-127.1
		$\sigma_a$		139.1		160.0		207.0		160.0		139.1
		$\sigma_a - \sigma$		12.0		5.9		.1		5.9		12.0
	ウェブ	$\tau$		34.3		25.2		18.0		25.2		34.3
	$\tau_a$		110.0		110.0		110.0		110.0		110.0	
	$\tau_a - \tau$		75.7		84.8		92.0		84.8		75.7	
下フランジ	$\sigma$	C	192.2	L	189.8	L	188.9	L	189.8	C	192.2	
	$\sigma_a$		199.5		190.0		190.0		190.0		199.5	
	$\sigma_a - \sigma$		7.3		.2		1.1		.2		7.3	

注) P: 前死 L: 全死+活 C: クリープ乾燥収縮考慮時 T: 温度差考慮時 Y: 降伏時 D: 床版打設時 下線は鋼断面

### 第3章 格子解析

#### 3.1 荷重条件

第2章 検討対象橋梁に示した6ケースに対して、格子解析により活荷重応力を求めた。荷重はF荷重とし、走行レーンに移動載荷した。2.2 試設計の概要の荷重図に橋梁断面に対するF荷重の載荷位置を示している。

#### 3.2 応力算出位置

応力算出は、面外ガセット取付位置に加えて、主桁下フランジ位置においても参考として算出した。

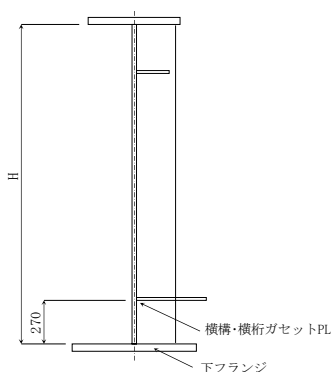


図3-1 格子解析の応力算出位置

#### 3.3 応力の算出条件

##### (1) 変動応力の算出

変動応力は、1組のF荷重を橋軸方向に移動載荷させて算出した。

##### (2) 変動応力の補正

###### 1) 活荷重補正係数

本検討ケースはすべて支間長50m以下のため、下段を参考に活荷重補正係数 $\gamma_T$ は1.0とした。

$$\gamma_T = \gamma_{T1} \times \gamma_{T2}$$

$\gamma_{T1}$  : T荷重補正係数

$$\gamma_{T1} = \log LB1 + 1.50 \quad (\text{ただし, } 2.00 \leq \gamma_{T1} \leq 3.00)$$

LB1 : 縦距最大の基線長 (m)

$\gamma_{T2}$  : 同時載荷係数

対象とする断面力の影響線が正負交番する場合は  $\gamma_{T2} = 1.00$

対象とする断面力の影響線が同一符号となる場合は以下の値

ADTTSLi	LB2	
	LB2 ≤ 50 m	50 m < LB2
ADTTSLi ≤ 2000	1.00	1.00
2000 < ADTTSLi	1.00	1.10

LB2 : 同符号の基線長の和 (m)

ADTTSLi : 一方向一車線当りの日大型車交通量 (台 / (日・車線))

「鋼道路橋の疲労設計指針」(H14.3.) より

2) 衝撃の影響

衝撃係数  $i_f$  は以下より求めた.

$$i_f = 10 / ( 50 + L ) \quad L: \text{衝撃係数を求める際の支間長 (m)}$$

3) 構造解析係数

本橋は、コンクリート床版を有する鋼 I 桁橋であり、解析手法が格子解析であることから、構造解析係数  $\gamma_a$  は 0.8 とした.

### 3. 4 疲労照査

参考として格子解析により算出した応力に対して、一定振幅応力の打ち切り限界を用いた疲労照査を行った. 面外ガセット溶接継手は G 等級で、打ち切り限界は  $32\text{N/mm}^2$  である. 平均応力 (応力比) に関する補正係数  $C_R$ , 板厚に関する補正係数  $C_t$  はいずれも 1.0 であり、それらの補正は行っていない.

なお、検討対象橋梁は、昭和 39 年の道路橋示方書により設計された橋梁を想定しており、その主桁断面は疲労照査を考慮せず決定したものであるため、疲労照査を満足していない場合がある.

表 3-1 200 万回疲労強度と打ち切り限界

強度等級	$2 \times 10^6$ 回 基本許容応力範囲 $\Delta \sigma_f$ (N/mm <sup>2</sup> )	一定振幅応力 $\Delta \sigma_{ce}$ (N/mm <sup>2</sup> )	変動振幅応力 $\Delta \sigma_{ve}$ (N/mm <sup>2</sup> )
A	190	190	88
B	155	155	72
C	125	115	53
D	100	84	39
E	80	62	29
F	65	46	21
G	50	32	15
H	40	23	11
H <sup>1</sup>	30	16	7

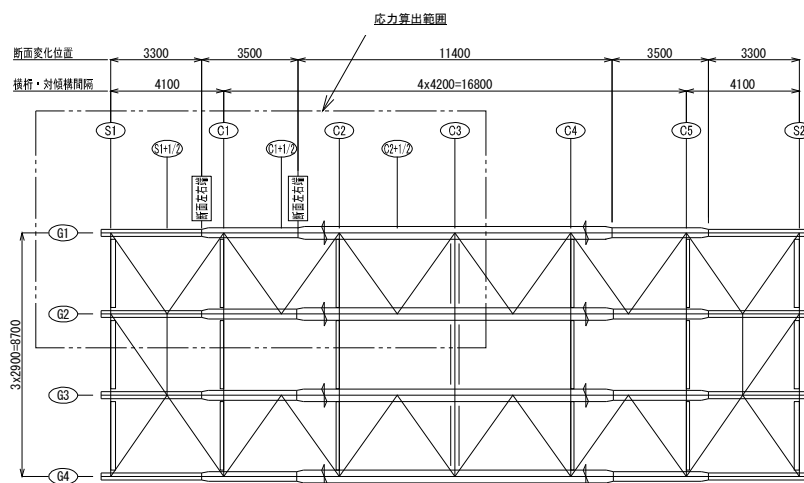
### 3. 5 応力度の算出

次頁以降に、各検討ケースにおいて算出された応力度と、一定振幅応力の打切り限界を用いた疲労照査結果を示す。

疲労照査の結果、NG となった箇所数に着目すると、幅員 9.5m で支間の異なる①～④においては、④の支間 50m で NG 箇所が極端に少なく、支間 30m で幅員の異なる②⑤⑥においては、幅員が比較的小さい⑤⑥の方が NG 箇所が多い傾向であった。

以上のことから、支間長が短いほど、また、幅員が狭いほど、F 荷重の影響が大きくなり、疲労照査の結果は NG となることが多いといえる。

(1) ケース①25-9.5

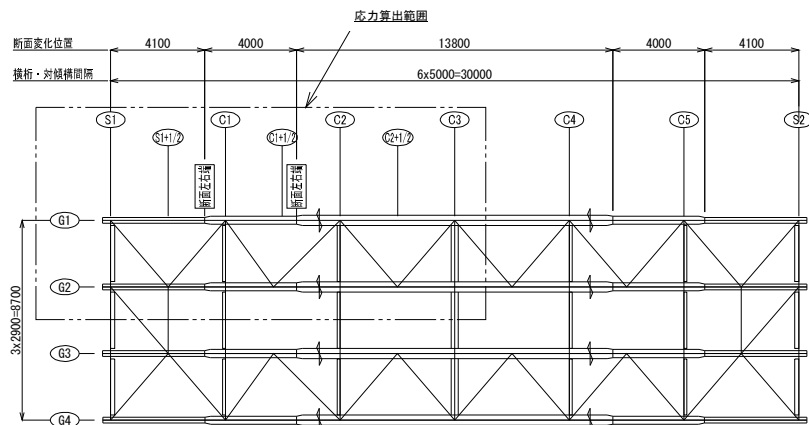


応力算出位置		①		②
		ウェブと横構・横桁がセット		下フランジ
継手種類		面外ガセット (すみ肉溶接：G等級)		—
強度等級		$\Delta \sigma f = 50 \text{ N/mm}^2$		—
主桁	断面 No.	照査位置 横断	最大応力範囲	最大応力範囲
G1 主桁	1	S1	0.0 < 32.0	0.0
	1	S1+1/2	16.5 < 32.0	21.2
	1	断面右端	26.6 < 32.0	34.1
	2	断面左端	15.7 < 32.0	20.5
	2	C1	19.5 < 32.0	25.5
	2	C1+1/2	29.2 < 32.0	38.2
	2	断面右端	32.0 < 32.0	41.9
	3	断面左端	24.8 < 32.0	32.8
	3	C2	30.1 < 32.0	39.9
	3	C2+1/2	35.4 > 32.0	46.9
G2 主桁	3	C3	40.7 > 32.0	53.8
	1	S1	0.0 < 32.0	0.0
	1	S1+1/2	38.7 > 32.0	49.4
	1	断面右端	62.2 > 32.0	79.5
	2	断面左端	38.4 > 32.0	49.7
	2	C1	47.6 > 32.0	61.8
	2	C1+1/2	55.2 > 32.0	71.5
	2	断面右端	57.4 > 32.0	74.3
	3	断面左端	49.7 > 32.0	64.7
	3	C2	54.3 > 32.0	70.8
3	C2+1/2	50.6 > 32.0	65.9	
3	C3	46.8 > 32.0	61.0	

NG 12 箇所



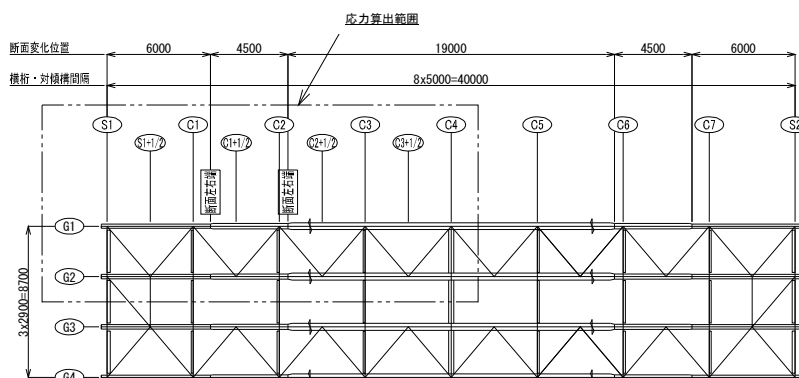
(2) ケース②30-9.5



応力算出位置		①	②	
		ウエブと横構・桁カセット	下フランジ	
継手種類		面外ガセット (すみ肉溶接：G等級)		
強度等級		$\Delta \sigma f=50$ N/mm <sup>2</sup>		
主桁	断面 No.	照査位置 横断	最大応力範囲	最大応力範囲
	G1 主桁	1	S1	0.0 < 32.0
1		S1+1/2	15.6 < 32.0	19.3
1		断面右端	25.6 < 32.0	31.6
2		断面左端	15.5 < 32.0	19.5
2		C1	18.9 < 32.0	23.8
2		C1+1/2	28.4 < 32.0	35.7
2		断面右端	30.7 < 32.0	38.6
3		断面左端	24.0 < 32.0	30.4
3		C2	29.6 < 32.0	37.6
3		C2+1/2	35.0 > 32.0	44.4
3	C3	40.3 > 32.0	51.2	
G2 主桁	1	S1	0.0 < 32.0	0.0
	1	S1+1/2	35.2 > 32.0	43.3
	1	断面右端	57.7 > 32.0	71.0
	2	断面左端	37.4 > 32.0	46.5
	2	C1	45.6 > 32.0	56.8
	2	C1+1/2	51.8 > 32.0	64.5
	2	断面右端	53.3 > 32.0	66.4
	3	断面左端	45.0 > 32.0	56.3
	3	C2	48.9 > 32.0	61.3
	3	C2+1/2	44.7 > 32.0	56.0
3	C3	40.5 > 32.0	50.7	

NG 12 箇所

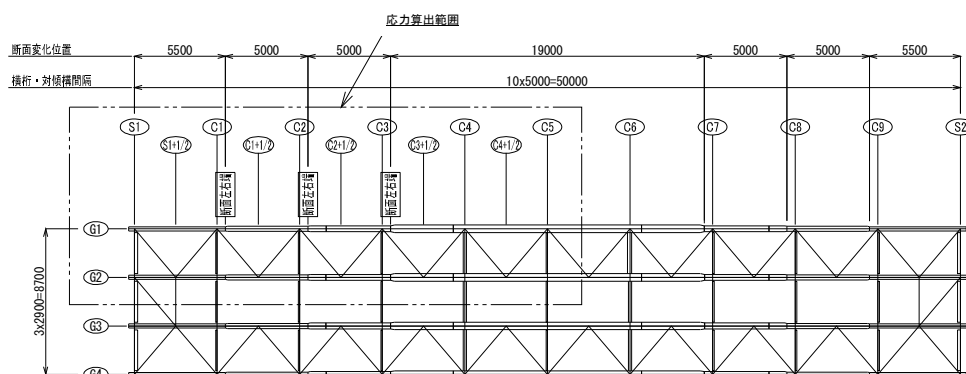
(3) ケース③40-9.5



応力算出位置			①	②
			ウェブと横構・横桁がセット	下フランジ
継手種類			面外ガセット (すみ肉溶接：G等級)	
強度等級			$\Delta \sigma f = 50 \text{ N/mm}^2$	
主桁	断面 No.	照査位置 横断	最大応力範囲	最大応力範囲
G1 主桁	1	S1	0.0 < 32.0	0.0
	1	S1+1/2	9.0 < 32.0	10.7
	1	C1	18.0 < 32.0	21.4
	1	断面右端	21.7 < 32.0	25.6
	2	断面左端	15.2 < 32.0	18.2
	2	C1+1/2	19.0 < 32.0	22.8
	2	C2	25.4 < 32.0	30.4
	2	断面右端	26.6 < 32.0	31.8
	3	断面左端	20.1 < 32.0	24.3
	3	C2+1/2	23.9 < 32.0	28.8
	3	C3	28.6 < 32.0	34.5
	3	C3+1/2	32.0 < 32.0	38.6
	3	C4	35.3 > 32.0	42.7
G2 主桁	1	S1	0.0 < 32.0	0.0
	1	S1+1/2	22.2 < 32.0	26.1
	1	C1	44.4 > 32.0	52.2
	1	断面右端	48.4 > 32.0	57.0
	2	断面左端	34.4 > 32.0	40.8
	2	C1+1/2	38.7 > 32.0	45.9
	2	C2	45.9 > 32.0	54.5
	2	断面右端	45.9 > 32.0	54.5
	3	断面左端	38.3 > 32.0	45.6
	3	C2+1/2	38.4 > 32.0	45.8
	3	C3	38.6 > 32.0	46.1
	3	C3+1/2	35.1 > 32.0	41.9
	3	C4	31.5 < 32.0	37.6

NG 11 箇所

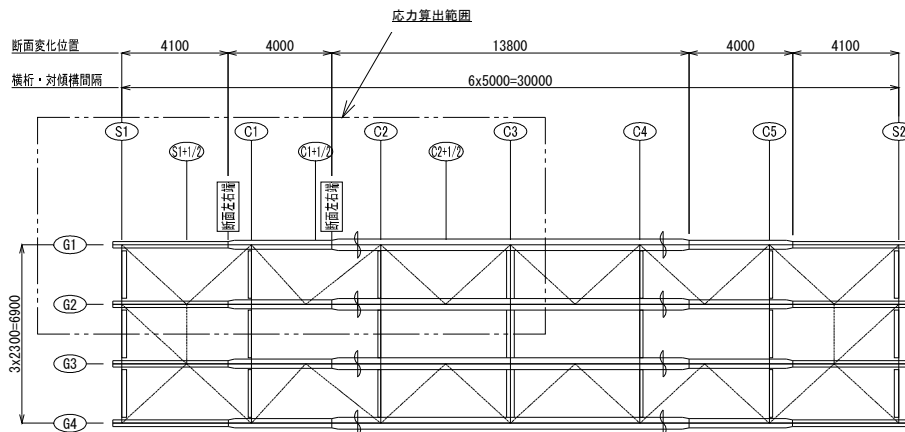
(4) ケース④50-9.5



応力算出位置			①	②
			ウェブと横構・横桁がセット	下フランジ
継手種類			面外ガゼット	
			(すみ肉溶接：G等級)	
強度等級			$\Delta \sigma f=50 \text{ N/mm}^2$	
主桁	断面 No.	照査位置 横断	最大応力範囲	最大応力範囲
G1 主桁	1	S1	0.0 < 32.0	0.0
	1	S1+1/2	8.4 < 32.0	9.7
	1	C1	16.9 < 32.0	19.4
	1	断面右端	18.6 < 32.0	21.3
	2	断面左端	11.7 < 32.0	13.6
	2	C1+1/2	16.0 < 32.0	18.5
	2	C2	21.3 < 32.0	24.7
	2	断面右端	22.4 < 32.0	26.0
	3	断面左端	18.0 < 32.0	21.0
	3	C2+1/2	21.4 < 32.0	24.9
	3	C3	25.7 < 32.0	29.9
	3	断面右端	26.4 < 32.0	30.8
	4	断面左端	22.8 < 32.0	26.7
	4	C3+1/2	25.3 < 32.0	29.6
	4	C4	28.4 < 32.0	33.2
	4	C4+1/2	28.1 < 32.0	33.0
4	C5	27.9 < 32.0	32.7	
G2 主桁	1	S1	0.0 < 32.0	0.0
	1	S1+1/2	18.0 < 32.0	20.5
	1	C1	35.9 > 32.0	41.0
	1	断面右端	37.7 > 32.0	43.0
	2	断面左端	24.6 < 32.0	28.3
	2	C1+1/2	29.1 < 32.0	33.5
	2	C2	34.7 > 32.0	39.9
	2	断面右端	34.9 > 32.0	40.2
	3	断面左端	29.0 < 32.0	33.6
	3	C2+1/2	29.7 < 32.0	34.3
	3	C3	30.6 < 32.0	35.3
	3	断面右端	30.4 < 32.0	35.1
	4	断面左端	26.6 < 32.0	30.9
	4	C3+1/2	25.8 < 32.0	30.0
	4	C4	24.9 < 32.0	28.9
	4	C4+1/2	27.3 < 32.0	31.7
4	C5	29.6 < 32.0	34.4	

NG 4箇所

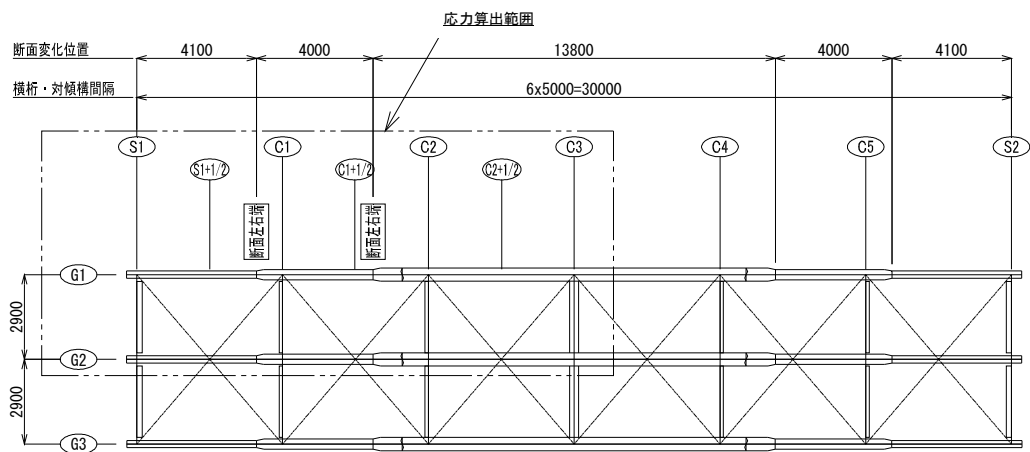
(5) ケース⑤30-8.0



応力算出位置			①	②
			ウェブと横構・横桁がセット	下フランジ
継手種類			面外ガセット (すみ肉溶接：G等級)	
強度等級			$\Delta \sigma f=50 \text{ N/mm}^2$	
主桁	断面 No.	照査位置 横断	最大応力範囲	最大応力範囲
G1 主桁	1	S1	0.0 < 32.0	0.0
	1	S1+1/2	24.4 < 32.0	30.3
	1	断面右端	40.0 > 32.0	49.7
	2	断面左端	24.7 < 32.0	31.2
	2	C1	30.2 < 32.0	38.1
	2	C1+1/2	42.9 > 32.0	54.2
	2	断面右端	45.9 > 32.0	58.0
	3	断面左端	36.5 > 32.0	46.6
	3	C2	44.2 > 32.0	56.5
	3	C2+1/2	50.4 > 32.0	64.3
	3	C3	56.5 > 32.0	72.2
	G2 主桁	1	S1	0.0 < 32.0
1		S1+1/2	40.4 > 32.0	50.0
1		断面右端	66.2 > 32.0	82.0
2		断面左端	41.7 > 32.0	52.3
2		C1	50.8 > 32.0	63.8
2		C1+1/2	58.1 > 32.0	72.9
2		断面右端	59.8 > 32.0	75.1
3		断面左端	48.1 > 32.0	60.9
3		C2	52.5 > 32.0	66.5
3		C2+1/2	48.4 > 32.0	61.2
3		C3	44.2 > 32.0	56.0

NG 17箇所

(6) ケース⑥30-7.0



応力算出位置			①	②
			ウェブと横構・横桁がセット	下フランジ
継手種類			面外ガセット	
			(すみ肉溶接：G等級)	
強度等級			$\Delta \sigma f = 50 \text{ N/mm}^2$	
主桁	断面 No.	照査位置 横断	最大応力範囲	
			最大応力範囲	
G1 主桁	1	S1	0.0 < 32.0	0.0
	1	S1+1/2	28.6 < 32.0	35.4
	1	断面右端	47.0 > 32.0	58.0
	2	断面左端	29.2 < 32.0	36.6
	2	C1	35.6 > 32.0	44.6
	2	C1+1/2	48.1 > 32.0	60.4
	2	断面右端	51.2 > 32.0	64.1
	3	断面左端	40.7 > 32.0	51.6
	3	C2	48.3 > 32.0	61.2
	3	C2+1/2	53.1 > 32.0	67.2
	3	C3	57.9 > 32.0	73.2
	G2 主桁	1	S1	0.0 < 32.0
1		S1+1/2	28.5 < 32.0	35.0
1		断面右端	46.7 > 32.0	57.4
2		断面左端	30.7 < 32.0	38.2
2		C1	37.5 > 32.0	46.6
2		C1+1/2	44.4 > 32.0	55.3
2		断面右端	46.1 > 32.0	57.3
3		断面左端	37.3 > 32.0	46.8
3		C2	41.6 > 32.0	52.1
3		C2+1/2	40.2 > 32.0	50.4
3		C3	38.8 > 32.0	48.6

NG 16 箇所

## 第4章 FEM解析

### 4.1 解析モデル

第2章 検討対象橋梁に示した，昭和39年の道路橋示方書により設計した単純合成鋼I桁橋6ケースを対象にFEM解析を行い，面外ガセット溶接部の応力を求めた．表4-1に解析ケース，図4-1に断面図と面外ガセット取付け高さを示す．横桁下フランジおよび横構ガセットPLの設置高さは主桁下フランジから270mmである．

表4-1 解析ケース

支間長 L	幅員 B			桁高 H (m)	備考
	9.5 m	8.0 m	7.0 m		
25.0 (m)	①			1250	H=L/20
30.0 (m)	②	⑤	⑤	1500	
40.0 (m)	③			2000	
50.0 (m)	④			2500	
桁本数 (本)	4	4	3		
桁間隔 (mm)	2900	2300	2900		
床版厚 (mm)	180	160	180		

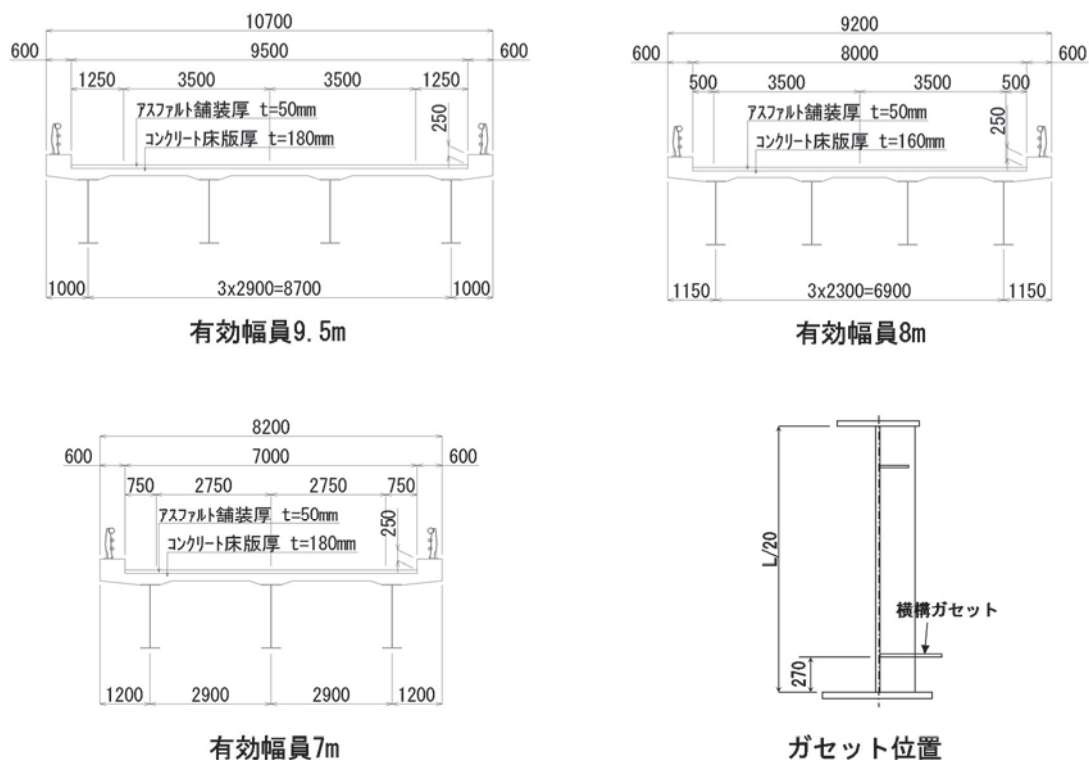


図4-1 解析対象橋梁の断面図と面外ガセット取付け高さ

図 4-2 に解析モデルの概要を示す。解析モデルは、鋼部材すべてを PLATE 要素でモデル化した PLATE モデルを基本に、③支間 40m、幅員 9.5m の橋梁では着目部を SOLID 要素でモデル化した SOLID モデルも作成した。なお、RC 床版と As 舗装は SOLID 要素とした。

着目部である面外ガセットの両端部では要素を細かく分割した。なお、SOLID モデルでは脚長 6mm として溶接部をモデル化した。PLATE モデルでは板厚増加などの溶接部の考慮はしていない。また、ガセットプレートのスカラップについては省略している。

PLATE モデルでは対象とする面外ガセットすべてを着目部としてモデル化した。SOLID モデルでは、G1 桁の C1、C4、G2 桁の C1+1/2、C4 の 4 箇所のみを着目部としてモデル化した。各面外ガセットの両端部については、始点側を〇〇-1、終点側を〇〇-2 として区別した。

荷重は F 荷重 (200kN) とし、走行・追越車線それぞれに橋軸方向に約 2.5m ピッチで移動荷重した。なお、以下に示す算出方法で変動応力の補正を考慮した。

$$\text{変動応力補正係数 } \gamma_F = \gamma_{F1} \times \gamma_{F2} \times \gamma_{F3} \times (1+i_f) \times \gamma_a$$

同時荷重等補正係数 1  $\gamma_{F1} = 3.0$

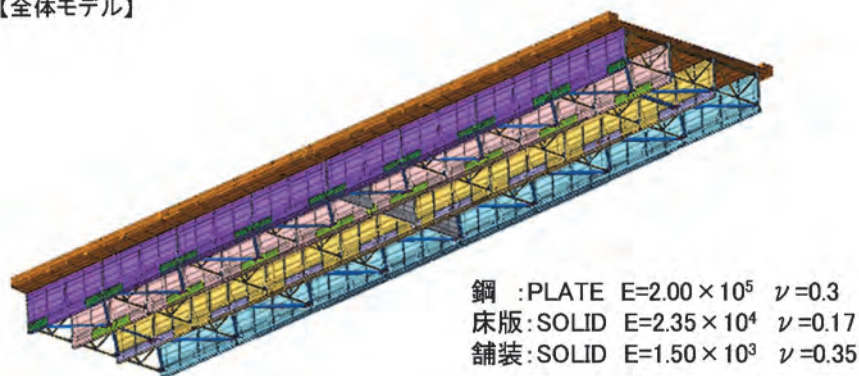
同時荷重等補正係数 2  $\gamma_{F2} = (\log_{10} L_{B1} + 1.50) / 3.0$  (ただし、 $2/3 < \gamma_{F2} \leq 1.00$ )

同時荷重等補正係数 3  $\gamma_{F3} = 1.00$

動的作用の影響の補正係数  $i_f = 10 / (50 + L)$

計算応力補正係数  $\gamma_a = 0.8$

【全体モデル】



【着目部】

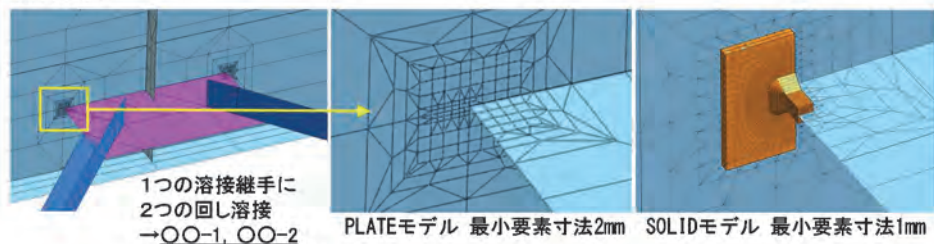


図 4-2 解析モデル概要

## 4. 2 解析結果

### (1) 主桁下フランジ応力

走行車線の支間中央に F 荷重 (変動応力考慮) を載荷した際の各解析ケースにおける支間中央主桁下フランジ応力の比較を図 4-3 に示す。支間が長くなるほど応力は小さくなる。また、幅員が狭いほど、応力は大きくなる傾向となる。幅員が異なることで各主桁の応力分配が変化しているが、これは輪の載荷位置と主桁の位置の関係によっても異なるものと考えられる。

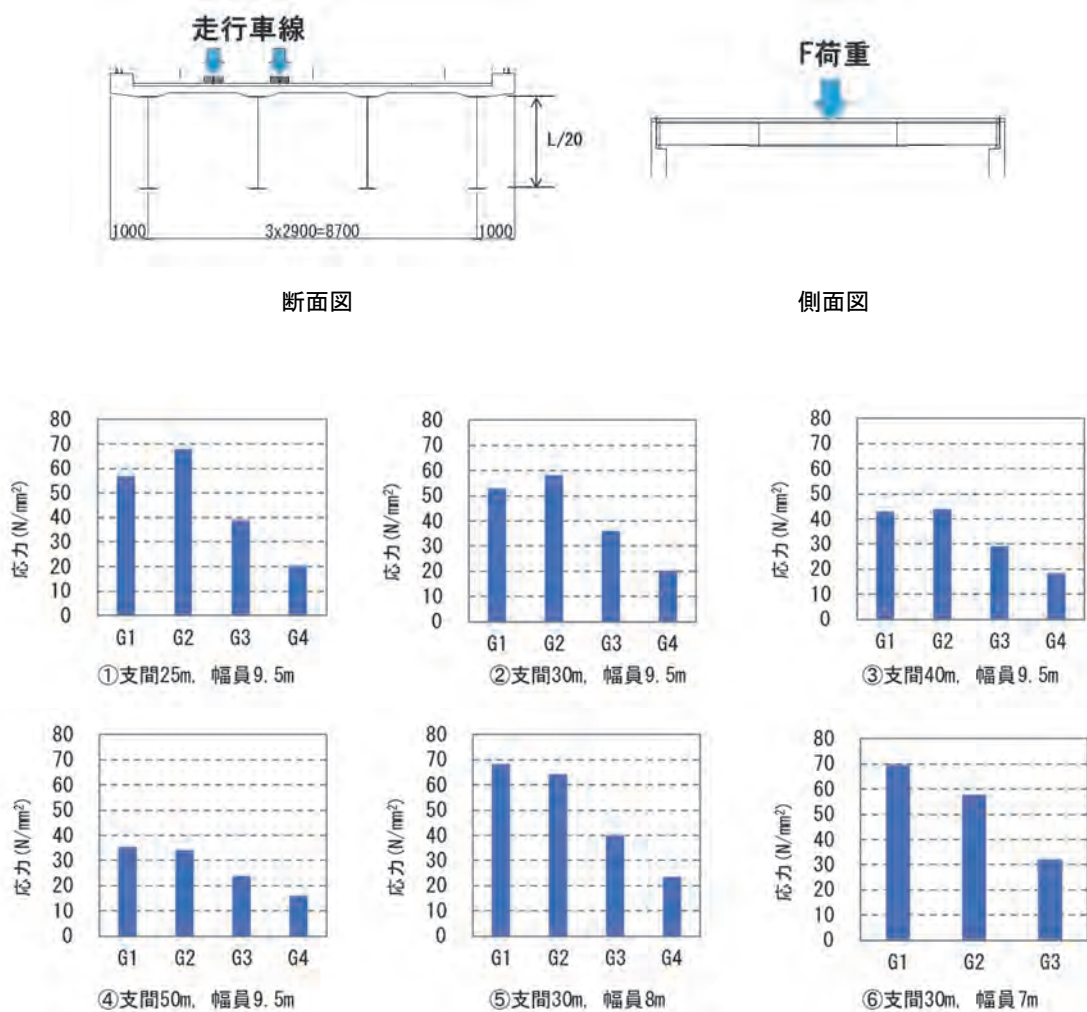


図 4-3 支間中央主桁下フランジ応力の比較



(2) 面外ガセット溶接継手の応力範囲

面外ガセット溶接継手の応力範囲は、**図 4-4** に示すように、走行車線に F 荷重（変動応力考慮）を移動載荷させた際の応力範囲に加えて、走行車線と追越車線それぞれに F 荷重（変動応力考慮）を移動載荷させた際の最大応力と最小応力の差から求めた。なお、応力はガセット端部から  $0.4t$  と  $1.0t$  ( $t$ =板厚) 離れた位置の主桁ウェブ表面の応力から外挿して求めた PLATE モデルの HSS（ホットスポット応力）とした。

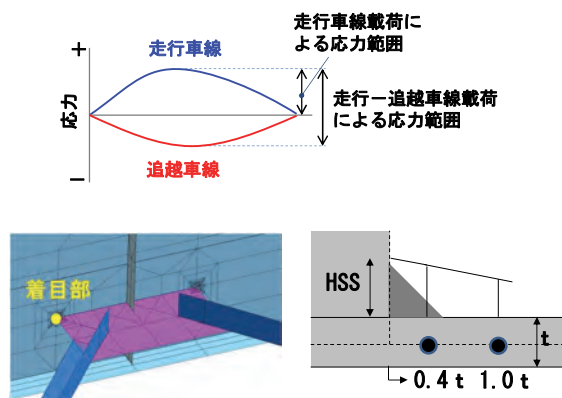
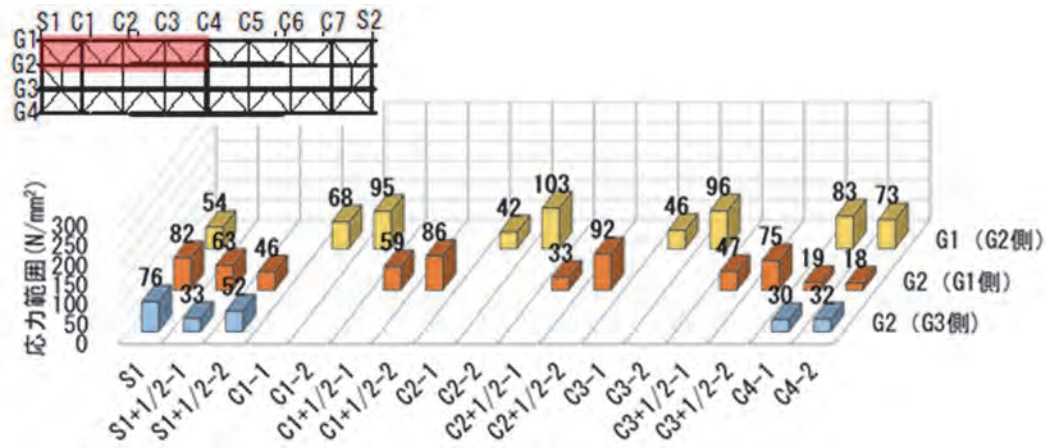


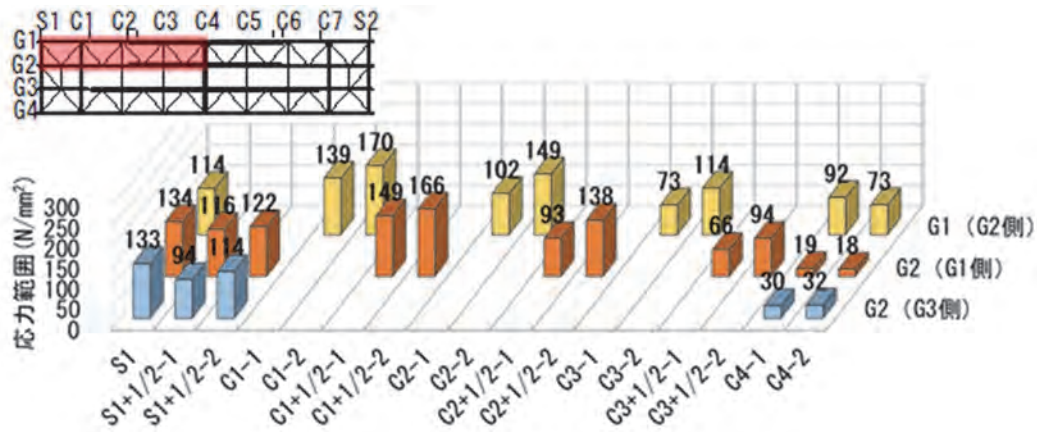
図 4-4 面外ガセット溶接継手の応力範囲の算出

1) 応力性状および変形挙動

図 4-5 に③支間 40m, 幅員 9.5m の橋梁における面外ガセットの応力範囲を示す。走行車線載荷による応力範囲は  $100\text{N/mm}^2$  程度が最大で G1 桁の C2 で生じている。走行車線載荷と追越車線載荷による応力範囲は走行車線載荷による応力範囲に比べて全体的に増加しており、支間中央付近の増加は小さいものの、端部付近の増加は大きく、C1~C2 においては  $150\text{N/mm}^2$  を超える程度の応力範囲となっている。



(1) 走行車線載荷による応力範囲

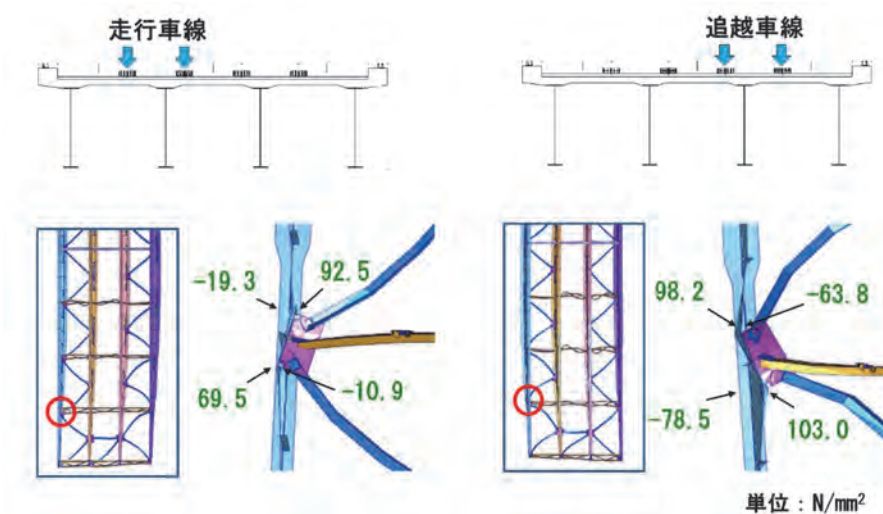


(2) 走行車線載荷と追越車線載荷による応力範囲

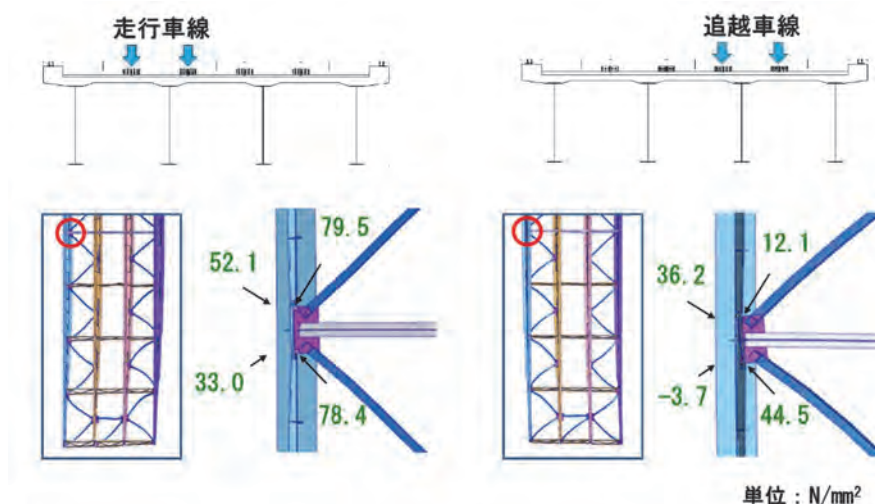
図 4-5 ③支間 40m, 幅員 9.5m の面外ガセット溶接継手の応力範囲の算出

図 4-6 に G1C1-2 および G1C4-1 の応力が最大（走行車線荷重）・最小（追越車線荷重）となる際の G1C1 および G1C4 面外ガセットの応力および変形図（倍率 800 倍）を示す。なお、応力は主桁ウェブの表裏面において、前述の PLATE モデル 0.4t-1.0t によるホットスポット応力により算出している。

端部付近の G1C1 では走行車線荷重と追越車線荷重で変形モードが逆転している。それぞれの荷重で面外ガセットの両端部には横構や対傾構が剛結されている影響によると考えられる面外曲げが生じ、逆転による正負交番の影響で応力範囲が大きくなっている。一方、支間中央の C4 では面外曲げが小さく、応力範囲も小さい。



着目部 G1C1



着目部 G1C4

図 4-6 G1C1, G1C4 面外ガセットの HSS 応力および変形図（倍率 800 倍）

橋軸方向から見た橋梁の変形図の例を図 4-7 に示す。支間中央付近では断面が保持された状態で沈み込むように変形するが、端部付近ではねじれを伴う断面変形が生じるため、主桁間を拘束する横部材の取付け部で主桁ウェブに面外変形が生じると考えられる。

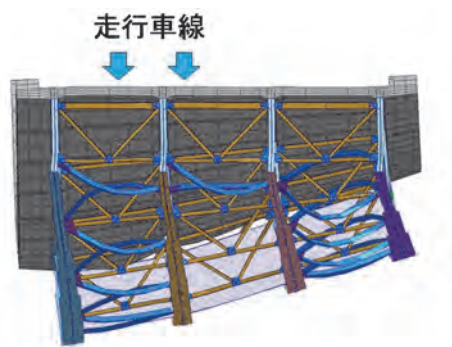


図 4-7 走行車線の支間中央載荷時の変形図

鋼構造物の疲労設計指針・同解説（2012 改訂版）において、面外曲げが生じる場合は、曲げ応力を  $4/5$  として直応力範囲を算出してよいとされている。本検討では主桁ウェブの表裏面で求めた PLATE モデルの  $0.4t-1.0t$  によるホットスポット応力を用いて、面外曲げの影響を考慮した応力範囲を算出した。

表 4-2 に各着目位置の応力範囲を示す。面外曲げが生じていなかった支間中央の C4 では補正による変化は小さいが、正負交番により応力範囲が大きくなった C1～C2 などでは、面外曲げの影響を考慮することで、応力範囲は 2 割程度小さくなった。なお、曲げの影響を考慮しても、応力範囲は支間中央で小さく、端部付近で比較的大きい傾向に変わりはない。参考として、表 4-3 に走行車線、追越車線それぞれの応力範囲とそれらの補正による変化率、図 4-8 に曲げ応力成分補正前後の面外ガセット溶接継手の応力範囲を示す。

表 4-2 応力範囲の補正

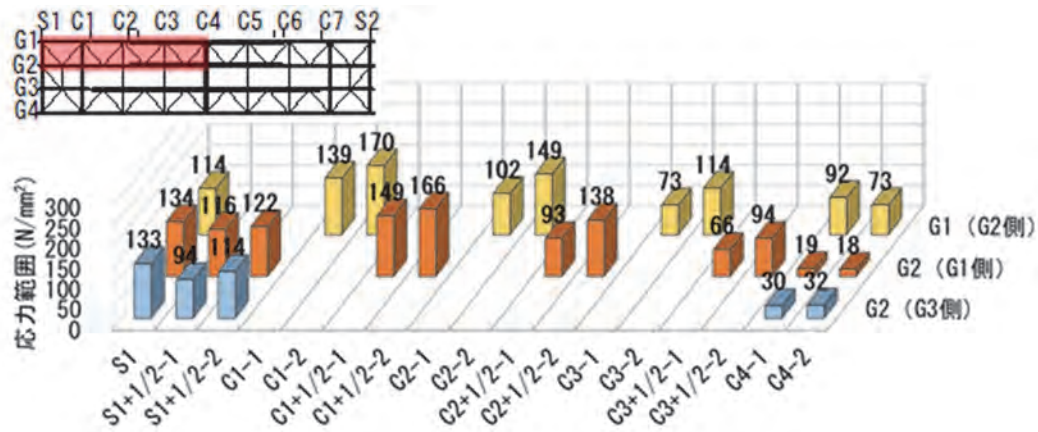
着目位置		応力範囲 (N/mm <sup>2</sup> )		補正後 /補正前	最大応力 範囲に 対する比
		膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5		
G1 (G2側)	S1	113.61	90.76	0.80	0.65
	C1-1	139.21	110.66	0.79	0.79
	C1-2	169.76	139.90	0.82	1.00
	C2-1	101.76	82.30	0.81	0.59
	C2-2	149.28	125.87	0.84	0.90
	C3-1	73.02	62.76	0.86	0.45
	C3-2	114.44	98.37	0.86	0.70
	C4-1	91.60	82.36	0.90	0.59
	C4-2	73.43	70.18	0.96	0.50
G2 (G1側)	S1	134.38	107.65	0.80	0.77
	S1+1/2-1	115.77	94.77	0.82	0.68
	S1+1/2-2	121.94	98.38	0.81	0.70
	C1+1/2-1	148.79	120.69	0.81	0.86
	C1+1/2-2	165.53	135.65	0.82	0.97
	C2+1/2-1	93.21	75.87	0.81	0.54
	C2+1/2-2	137.68	113.24	0.82	0.81
	C3+1/2-1	65.88	54.13	0.82	0.39
	C3+1/2-2	93.56	77.08	0.82	0.55
	C4-1	19.06	20.18	1.06	0.14
C4-2	17.70	19.09	1.08	0.14	
G2 (G3側)	S1	133.33	106.72	0.80	0.76
	S1+1/2-1	94.42	73.49	0.78	0.53
	S1+1/2-2	114.07	90.60	0.79	0.65
	C4-1	30.25	29.13	0.96	0.21
C4-2	31.62	30.22	0.96	0.22	

- ・膜応力、曲げ応力は着目部表裏の応力から算出  
膜応力  $\sigma_m = (\sigma_{表側} + \sigma_{裏側}) / 2$ 、曲げ応力  $\sigma_b = (\sigma_{表側} - \sigma_{裏側}) / 2$
- ・補正前後の応力範囲は以下の応力の最大値と最小値から算出  
補正前の直応力  $\sigma = \sigma_m + \sigma_b$ 、補正後の直応力  $\sigma = \sigma_m + \sigma_b \times (4/5)$

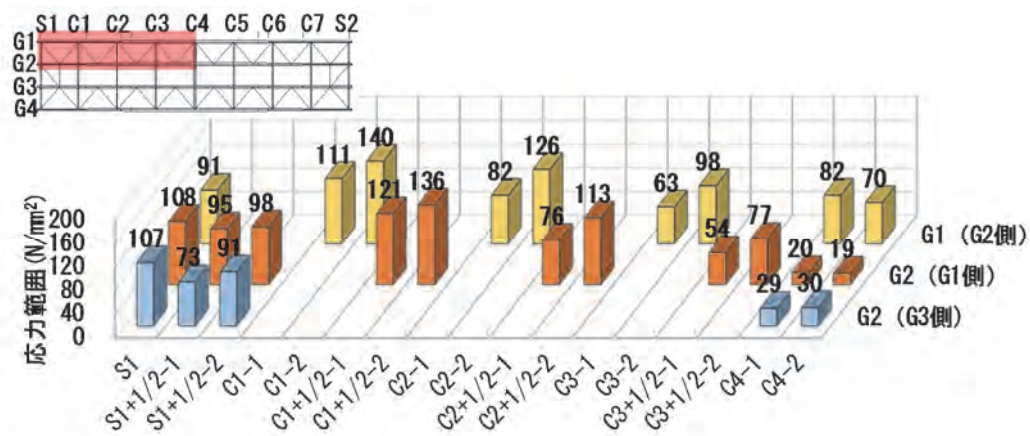
表 4-3 走行・追越車線別の応力範囲の補正

着目位置		走行車線載荷			追越車線載荷			走行・追越車線載荷		
		応力範囲 (N/mm <sup>2</sup> )		変化率	応力範囲 (N/mm <sup>2</sup> )		変化率	応力範囲 (N/mm <sup>2</sup> )		変化率
		膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5		膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5		膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5	
G1 (G2側)	S1	54.4	44.0	0.81	70.2	56.7	0.81	113.6	90.8	0.80
	C1-1	68.1	58.1	0.85	111.2	91.9	0.83	139.2	110.7	0.79
	C1-2	94.7	82.5	0.87	75.1	57.4	0.77	169.8	139.9	0.82
	C2-1	42.2	40.4	0.96	94.6	79.9	0.84	101.8	82.3	0.81
	C2-2	103.2	92.4	0.89	46.1	34.2	0.74	149.3	125.9	0.84
	C3-1	46.2	46.9	1.01	73.0	62.8	0.86	73.0	62.8	0.86
	C3-2	96.3	87.6	0.91	42.2	32.6	0.77	114.4	98.4	0.86
	C4-1	82.8	77.9	0.94	56.0	46.5	0.83	91.6	82.4	0.90
	C4-2	73.4	70.2	0.96	56.0	48.9	0.87	73.4	70.2	0.96
G2 (G1側)	S1	82.1	66.4	0.81	52.3	41.3	0.79	134.4	107.6	0.80
	S1+1/2-1	62.5	53.9	0.86	83.2	68.8	0.83	115.8	94.8	0.82
	S1+1/2-2	46.0	38.4	0.83	75.9	60.0	0.79	121.9	98.4	0.81
	C1+1/2-1	59.5	50.0	0.84	107.0	87.8	0.82	148.8	120.7	0.81
	C1+1/2-2	86.5	72.8	0.84	79.1	62.8	0.79	165.5	135.7	0.82
	C2+1/2-1	32.6	28.4	0.87	80.7	66.6	0.83	93.2	75.9	0.81
	C2+1/2-2	92.0	77.5	0.84	53.7	43.0	0.80	137.7	113.2	0.82
	C3+1/2-1	47.3	40.5	0.86	65.9	54.1	0.82	65.9	54.1	0.82
	C3+1/2-2	74.8	63.1	0.84	54.8	44.4	0.81	93.6	77.1	0.82
	C4-1	19.1	20.2	1.06	15.3	15.0	0.98	19.1	20.2	1.06
C4-2	17.7	19.1	1.08	16.8	16.2	0.96	17.7	19.1	1.08	
G2 (G3側)	S1	75.6	60.0	0.79	57.7	46.7	0.81	133.3	106.7	0.80
	S1+1/2-1	33.3	26.8	0.80	61.1	46.7	0.76	94.4	73.5	0.78
	S1+1/2-2	52.0	44.2	0.85	83.4	67.5	0.81	114.1	90.6	0.79
	C4-1	30.2	29.1	0.96	18.0	17.0	0.94	30.2	29.1	0.96
C4-2	31.6	30.2	0.96	16.7	15.9	0.95	31.6	30.2	0.96	





(1) 曲げ応力成分補正前 (走行車線載荷と追越車線載荷による応力範囲)



(2) 曲げ応力成分補正後 (走行車線載荷と追越車線載荷による応力範囲)

図 4-8 曲げ応力成分補正前後の面外ガセット溶接継手の応力範囲

## 2) 支間長の影響

①支間 25m, ②支間 30m, ③支間 40m, ④支間 50m の 4 橋において, 面外ガセットの応力範囲を比較することで, 支間長の影響を検討した. いずれの橋梁も幅員は 9.5m である. なお, ここでは FEM 解析で求めた応力範囲を, ホットスポット応力の疲労強度 E 等級 (200 万回疲労強度:  $80\text{N}/\text{mm}^2$ , 一定振幅応力の打切り限界:  $62\text{N}/\text{mm}^2$ ) における一定振幅応力の打切り限界で除した値を示す. 前述した曲げ応力成分は補正している.

図 4-9 に, 支間の異なる 4 橋の面外ガセットの応力範囲を一定振幅応力の打切り限界で除した結果を示す. いずれも, 一定振幅応力の打切り限界を超過している箇所があり, 応力範囲は端部から支間 1/3 付近にかけて比較的大きく, 支間中央付近で小さい. 支間 25, 30, 40m では 2.0 を上回っているが, 支間 50m では 2.0 を超える箇所はなく, 応力範囲が比較的小さいといえる. 表 4-4~4-7 には, 支間の異なる 4 橋の曲げ応力成分の補正を示している. 曲げ応力成分の補正はいずれも 2 割程度と同程度である.

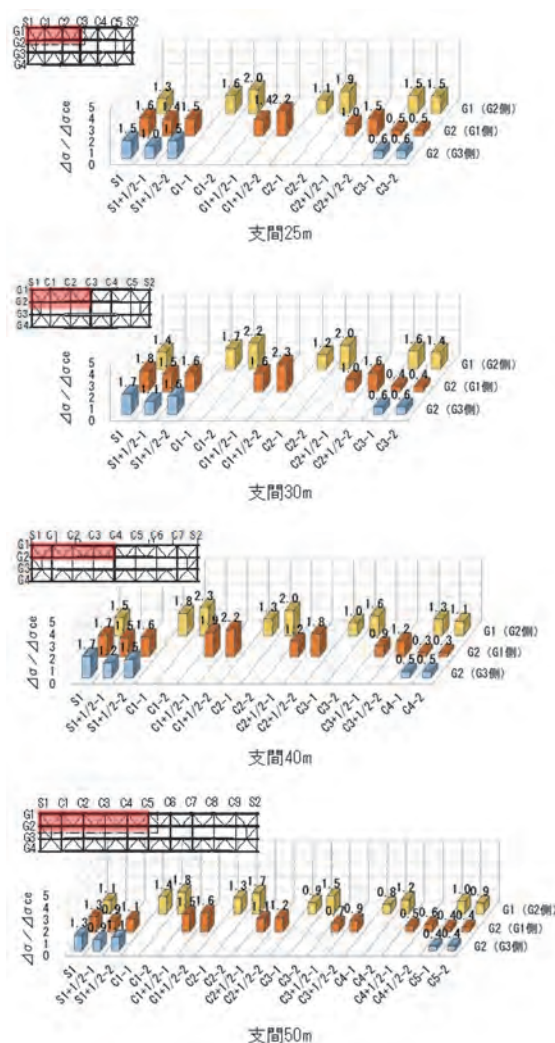


図 4-9 支間の異なる 4 橋の面外ガセットの応力範囲 (走行・追越载荷)

表 4-4 ①支間 25m, 幅員 9.5m の曲げ応力範囲の補正

着目位置		走行車線載荷			追越車線載荷			走行・追越車線載荷		
		応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )			応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )			応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )		
		膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5	変化率	膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5	変化率	膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5	変化率
G1 (G2側)	S1	42.9	34.5	0.80	69.9	56.3	0.81	98.0	78.2	0.80
	C1-1	66.4	59.4	0.90	114.0	94.0	0.82	119.6	96.4	0.81
	C1-2	74.8	69.4	0.93	74.3	57.1	0.77	149.1	126.5	0.85
	C2-1	69.9	67.5	0.97	82.1	69.9	0.85	82.1	69.9	0.85
	C2-2	109.6	100.2	0.91	32.3	23.9	0.74	137.5	118.7	0.86
	C3-1	99.1	93.8	0.95	49.6	42.4	0.86	102.6	94.7	0.92
	C3-2	98.3	92.7	0.94	51.3	45.4	0.89	98.3	92.7	0.94
G2 (G1側)	S1	82.6	66.7	0.81	39.7	31.7	0.80	122.4	98.4	0.80
	S1+1/2-1	69.7	61.2	0.88	92.9	77.3	0.83	105.9	87.4	0.83
	S1+1/2-2	32.0	27.5	0.86	82.3	64.3	0.78	114.3	91.8	0.80
	C1+1/2-1	52.7	46.2	0.88	101.7	83.8	0.82	105.1	86.1	0.82
	C1+1/2-2	93.0	79.3	0.85	68.9	54.2	0.79	161.9	133.5	0.82
	C2+1/2-1	74.9	63.4	0.85	65.3	55.0	0.84	74.9	63.4	0.85
	C2+1/2-2	91.5	77.4	0.85	44.7	36.2	0.81	114.2	94.1	0.82
	C3-1	27.6	28.9	1.05	19.2	18.7	0.97	27.6	28.9	1.05
	C3-2	27.1	28.5	1.05	20.2	19.5	0.96	27.1	28.5	1.05
G2 (G3側)	S1	77.6	61.7	0.80	40.7	32.7	0.80	118.3	94.4	0.80
	S1+1/2-1	20.1	17.1	0.85	63.3	47.7	0.75	81.1	64.8	0.80
	S1+1/2-2	58.4	52.1	0.89	99.5	81.4	0.82	114.9	92.2	0.80
	C3-1	40.5	39.2	0.97	19.8	19.2	0.97	40.5	39.2	0.97
	C3-2	41.0	39.6	0.97	18.8	18.4	0.98	41.0	39.6	0.97

表 4-5 ②支間 30m, 幅員 9.5m の曲げ応力範囲の補正

着目位置		走行車線載荷			追越車線載荷			走行・追越車線載荷		
		応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )			応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )			応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )		
		膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5	変化率	膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5	変化率	膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5	変化率
G1 (G2側)	S1	50.1	40.3	0.81	74.7	60.2	0.81	112.4	89.8	0.80
	C1-1	63.8	56.2	0.88	121.5	100.2	0.82	134.8	107.9	0.80
	C1-2	85.3	75.3	0.88	81.5	62.8	0.77	166.8	138.2	0.83
	C2-1	56.0	56.0	1.00	88.4	75.3	0.85	88.4	75.3	0.85
	C2-2	116.0	105.1	0.91	39.5	29.8	0.75	147.8	126.6	0.86
	C3-1	99.1	93.6	0.94	57.8	48.6	0.84	105.5	96.1	0.91
	C3-2	94.8	89.4	0.94	58.6	51.5	0.88	94.8	89.4	0.94
G2 (G1側)	S1	90.5	73.0	0.81	48.5	38.6	0.80	139.0	111.6	0.80
	S1+1/2-1	69.1	61.5	0.89	93.7	78.0	0.83	112.7	92.8	0.82
	S1+1/2-2	39.1	33.6	0.86	84.7	66.2	0.78	123.9	99.8	0.81
	C1+1/2-1	50.8	44.2	0.87	107.2	88.4	0.82	119.2	97.3	0.82
	C1+1/2-2	104.9	88.7	0.85	72.0	56.8	0.79	176.9	145.5	0.82
	C2+1/2-1	66.3	56.2	0.85	70.6	60.0	0.85	77.2	63.6	0.82
	C2+1/2-2	95.4	80.2	0.84	52.9	42.8	0.81	120.3	98.8	0.82
	C3-1	26.5	27.7	1.05	18.6	18.2	0.98	26.5	27.7	1.05
	C3-2	25.7	27.1	1.05	19.9	19.2	0.97	25.7	27.1	1.05
G2 (G3側)	S1	84.2	67.0	0.80	50.6	40.7	0.80	134.8	107.7	0.80
	S1+1/2-1	23.7	19.5	0.82	63.2	47.5	0.75	86.9	67.0	0.77
	S1+1/2-2	57.8	51.3	0.89	100.7	82.2	0.82	120.4	96.3	0.80
	C3-1	38.6	37.4	0.97	20.8	20.0	0.96	38.6	37.4	0.97
	C3-2	39.4	38.1	0.97	19.7	19.1	0.97	39.4	38.1	0.97



表 4-6 ③支間 40m, 幅員 9.5m の曲げ応力範囲の補正

着目位置		走行車線載荷			追越車線載荷			走行・追越車線載荷		
		応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )		変化率	応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )		変化率	応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )		変化率
		膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5		膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5		膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5	
G1 (G2側)	S1	54.4	44.0	0.81	70.2	56.7	0.81	113.6	90.8	0.80
	C1-1	68.1	58.1	0.85	111.2	91.9	0.83	139.2	110.7	0.79
	C1-2	94.7	82.5	0.87	75.1	57.4	0.77	169.8	139.9	0.82
	C2-1	42.2	40.4	0.96	94.6	79.9	0.84	101.8	82.3	0.81
	C2-2	103.2	92.4	0.89	46.1	34.2	0.74	149.3	125.9	0.84
	C3-1	46.2	46.9	1.01	73.0	62.8	0.86	73.0	62.8	0.86
	C3-2	96.3	87.6	0.91	42.2	32.6	0.77	114.4	98.4	0.86
	C4-1	82.8	77.9	0.94	56.0	46.5	0.83	91.6	82.4	0.90
	C4-2	73.4	70.2	0.96	56.0	48.9	0.87	73.4	70.2	0.96
G2 (G1側)	S1	82.1	66.4	0.81	52.3	41.3	0.79	134.4	107.6	0.80
	S1+1/2-1	62.5	53.9	0.86	83.2	68.8	0.83	115.8	94.8	0.82
	S1+1/2-2	46.0	38.4	0.83	75.9	60.0	0.79	121.9	98.4	0.81
	C1+1/2-1	59.5	50.0	0.84	107.0	87.8	0.82	148.8	120.7	0.81
	C1+1/2-2	86.5	72.8	0.84	79.1	62.8	0.79	165.5	135.7	0.82
	C2+1/2-1	32.6	28.4	0.87	80.7	66.6	0.83	93.2	75.9	0.81
	C2+1/2-2	92.0	77.5	0.84	53.7	43.0	0.80	137.7	113.2	0.82
	C3+1/2-1	47.3	40.5	0.86	65.9	54.1	0.82	65.9	54.1	0.82
	C3+1/2-2	74.8	63.1	0.84	54.8	44.4	0.81	93.6	77.1	0.82
	C4-1	19.1	20.2	1.06	15.3	15.0	0.98	19.1	20.2	1.06
	C4-2	17.7	19.1	1.08	16.8	16.2	0.96	17.7	19.1	1.08
	G2 (G3側)	S1	75.6	60.0	0.79	57.7	46.7	0.81	133.3	106.7
S1+1/2-1		33.3	26.8	0.80	61.1	46.7	0.76	94.4	73.5	0.78
S1+1/2-2		52.0	44.2	0.85	83.4	67.5	0.81	114.1	90.6	0.79
C4-1		30.2	29.1	0.96	18.0	17.0	0.94	30.2	29.1	0.96
C4-2		31.6	30.2	0.96	16.7	15.9	0.95	31.6	30.2	0.96

表 4-7 ④支間 50m, 幅員 9.5m の曲げ応力範囲の補正

着目位置		走行車線載荷			追越車線載荷			走行・追越車線載荷			
		応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )		変化率	応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )		変化率	応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )		変化率	
		膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5		膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5		膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5		
G1 (G2側)	S1	42.0	33.7	0.80	50.7	40.8	0.81	85.5	68.0	0.80	
	C1-1	55.5	47.1	0.85	84.6	69.9	0.83	111.1	88.1	0.79	
	C1-2	80.3	69.6	0.87	56.0	42.3	0.76	136.3	111.9	0.82	
	C2-1	40.2	36.0	0.90	81.3	68.2	0.84	101.3	80.7	0.80	
	C2-2	84.4	75.4	0.89	42.2	30.9	0.73	126.6	106.3	0.84	
	C3-1	31.2	30.5	0.98	67.1	57.2	0.85	72.3	57.2	0.79	
	C3-2	82.2	73.7	0.90	34.5	26.4	0.77	107.9	91.2	0.85	
	C4-1	37.2	37.8	1.02	56.1	48.0	0.86	56.1	48.0	0.86	
	C4-2	73.4	67.0	0.91	36.3	28.7	0.79	83.9	72.3	0.86	
	C5-1	63.6	59.8	0.94	44.4	37.1	0.84	70.6	63.4	0.90	
	C5-2	56.2	53.9	0.96	45.6	39.8	0.87	56.4	53.9	0.96	
	G2 (G1側)	S1	55.1	43.5	0.79	43.8	35.3	0.81	98.9	78.9	0.80
		S1+1/2-1	28.3	22.7	0.80	42.5	32.1	0.76	70.8	54.9	0.77
		S1+1/2-2	42.3	36.1	0.85	60.1	48.7	0.81	86.1	68.2	0.79
C1+1/2-1		48.7	39.3	0.81	70.9	54.9	0.77	119.6	94.2	0.79	
C1+1/2-2		57.6	44.4	0.77	69.9	56.2	0.80	127.6	100.7	0.79	
C2+1/2-1		33.6	27.7	0.82	53.9	41.3	0.77	87.5	68.9	0.79	
C2+1/2-2		46.1	34.9	0.76	50.6	41.2	0.81	96.7	76.1	0.79	
C3+1/2-1		16.9	14.6	0.86	44.7	34.6	0.77	57.4	45.2	0.79	
C3+1/2-2		39.5	28.7	0.73	41.7	33.6	0.81	75.3	58.3	0.77	
C4+1/2-1		12.2	9.5	0.78	42.0	32.9	0.78	42.0	32.9	0.78	
C4+1/2-2		28.2	19.8	0.70	40.4	32.0	0.79	50.6	38.8	0.77	
C5-1		24.4	23.2	0.95	14.7	13.8	0.94	24.4	23.2	0.95	
C5-2		25.8	24.3	0.94	13.3	12.7	0.95	25.8	24.3	0.94	
G2 (G3側)		S1	55.1	43.5	0.79	43.8	35.3	0.81	98.9	78.9	0.80
	S1+1/2-1	28.3	22.7	0.80	42.5	32.1	0.76	70.8	54.9	0.77	
	S1+1/2-2	42.3	36.1	0.85	60.1	48.7	0.81	86.1	68.2	0.79	
	C5-1	24.4	23.2	0.95	14.7	13.8	0.94	24.4	23.2	0.95	
	C5-2	25.8	24.3	0.94	13.3	12.7	0.95	25.8	24.3	0.94	

### 3) 幅員の影響

②幅員 9.5m, ⑤幅員 8m, ⑥幅員 7m の 3 橋において, 面外ガセットの応力範囲を比較することで, 幅員の影響を検討した. いずれの橋梁も支間は 30m である. ここでも FEM 解析で求めた応力範囲を, ホットスポット応力の疲労強度 E 等級における一定振幅応力の打切り限界 ( $62\text{N/mm}^2$ ) で除しており, 曲げ応力成分は補正している.

幅員の異なる 3 橋の面外ガセットの応力範囲を一定振幅応力の打切り限界で除した結果を図 4-10 に示す. いずれも, 一定振幅応力の打切り限界を超過している. 応力範囲は, 幅員が小さくなることで増加する傾向で, 特に幅員 8m では G2 桁の支間 1/4, 幅員 7m(3 主桁) では G1, G2 桁の端部から支間 1/4 にかけて大きな応力範囲が生じている. なお, 幅員 8m の G1 桁の応力範囲は比較的小さい. 表 4-8~4-9 には, ⑤幅員 8m, ⑥幅員 7m の 2 橋の曲げ応力成分の補正を示す. 応力範囲が小さかった幅員 8m の G1 桁では曲げ応力成分の補正が小さいが, いずれの橋梁も曲げ応力成分の補正は大きいところで 2 割程度である.

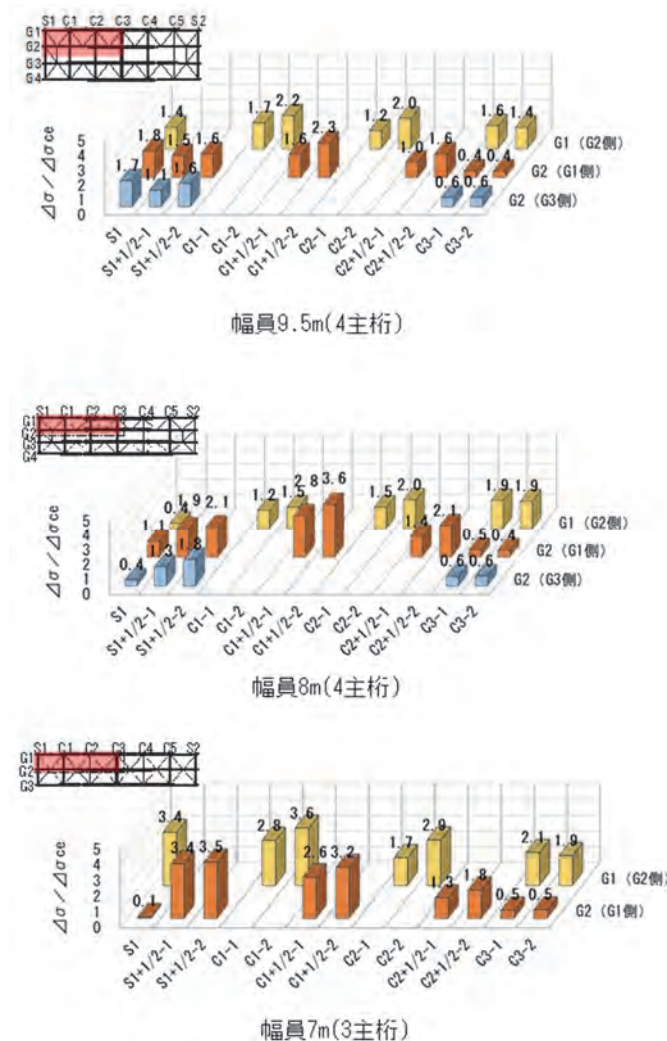


図 4-10 幅員の異なる 3 橋の面外ガセットの応力範囲 (走行・追越載荷)

表 4-8 ⑤支間 30m, 幅員 8.0m の曲げ応力範囲の補正

着目位置		走行車線載荷			追越車線載荷			走行・追越車線載荷		
		応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )			応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )			応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )		
		膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5	変化率	膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5	変化率	膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5	変化率
G1 (G2側)	S1	16.1	13.5	0.84	28.1	21.5	0.76	30.9	22.2	0.72
	C1-1	79.4	76.8	0.97	56.8	46.5	0.82	79.4	76.8	0.97
	C1-2	94.4	87.6	0.93	9.2	5.4	0.59	103.6	90.4	0.87
	C2-1	91.8	90.2	0.98	64.8	56.2	0.87	91.8	90.2	0.98
	C2-2	131.1	121.0	0.92	13.6	13.1	0.96	132.0	121.0	0.92
	C3-1	125.5	118.9	0.95	46.0	42.2	0.92	125.5	118.9	0.95
	C3-2	120.7	115.1	0.95	48.6	43.8	0.90	120.7	115.1	0.95
G2 (G1側)	S1	50.7	43.2	0.85	26.9	23.3	0.87	77.6	66.5	0.86
	S1+1/2-1	79.1	69.6	0.88	107.3	90.1	0.84	144.4	119.7	0.83
	S1+1/2-2	65.2	55.6	0.85	91.5	71.7	0.78	156.7	127.3	0.81
	C1+1/2-1	61.0	51.8	0.85	155.8	127.9	0.82	214.8	174.0	0.81
	C1+1/2-2	154.3	129.0	0.84	117.4	93.4	0.80	271.8	222.3	0.82
	C2+1/2-1	47.6	42.3	0.89	106.8	87.5	0.82	106.8	87.5	0.82
	C2+1/2-2	114.2	96.4	0.84	86.6	70.0	0.81	161.4	132.9	0.82
	C3-1	27.4	28.6	1.04	20.0	19.6	0.98	27.4	28.6	1.04
	C3-2	25.6	27.2	1.06	21.8	21.0	0.96	25.6	27.2	1.06
G2 (G3側)	S1	25.1	17.6	0.70	17.0	13.8	0.82	34.5	23.5	0.68
	S1+1/2-1	39.4	31.8	0.81	65.0	47.8	0.73	104.5	79.6	0.76
	S1+1/2-2	64.1	55.7	0.87	106.6	86.8	0.81	137.6	108.7	0.79
	C3-1	39.5	38.3	0.97	22.4	21.5	0.96	39.5	38.3	0.97
	C3-2	41.2	39.7	0.96	20.8	20.2	0.97	41.2	39.7	0.96

表 4-9 ⑥支間 30m, 幅員 7.0m の曲げ応力範囲の補正

着目位置		走行車線載荷			追越車線載荷			走行・追越車線載荷		
		応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )			応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )			応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )		
		膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5	変化率	膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5	変化率	膜+曲げ	膜+ 曲げ×4/5	変化率
G1 (G2側)	S1	123.5	98.8	0.80	135.3	109.6	0.81	258.8	208.4	0.81
	C1-1	98.3	85.9	0.87	154.4	128.8	0.83	220.0	176.0	0.80
	C1-2	181.3	157.7	0.87	88.9	67.2	0.76	270.2	224.9	0.83
	C2-1	78.7	74.3	0.94	121.1	103.9	0.86	133.4	108.5	0.81
	C2-2	175.4	156.4	0.89	55.9	42.7	0.76	209.5	178.0	0.85
	C3-1	136.1	127.9	0.94	76.6	65.2	0.85	141.2	128.8	0.91
	C3-2	122.2	116.7	0.95	83.4	73.6	0.88	122.2	116.7	0.95
G2 (G1側)	S1	5.2	5.2	1.01	5.4	5.4	0.99	5.4	5.3	0.98
	S1+1/2-1	119.8	97.1	0.81	146.1	120.1	0.82	265.9	213.3	0.80
	S1+1/2-2	150.0	122.8	0.82	124.4	97.1	0.78	274.4	219.9	0.80
	C1+1/2-1	79.9	64.3	0.80	122.7	102.5	0.84	202.0	161.6	0.80
	C1+1/2-2	146.6	123.7	0.84	99.8	75.8	0.76	246.5	199.5	0.81
	C2+1/2-1	65.3	54.9	0.84	74.3	63.5	0.86	96.6	79.1	0.82
	C2+1/2-2	92.1	79.7	0.87	59.3	46.9	0.79	134.0	109.9	0.82
	C3-1	29.9	30.0	1.00	30.9	30.8	1.00	30.9	30.8	1.00
	C3-2	28.1	28.6	1.02	32.7	32.3	0.99	32.7	32.3	0.99

#### 4. 3 まとめ

- 端部付近に取り付けられた面外ガセットは板曲げの影響が大きく、応力範囲も比較的大きい.
- 支間長 25m~50m (幅員 9.5m), 幅員 7m, 8m, 9.5m (支間長 30m) のいずれの橋梁においても, FEM 解析によりホットスポット応力の疲労強度 E 等級における一定振幅応力の打切り限界 ( $62\text{N/mm}^2$ ) を超える応力範囲が生じた.
- 支間長 25m~50m (幅員 9.5m) の橋梁に対する FEM 解析より, 活荷重による面外ガセットの応力範囲は, 支間長 25~40m では同程度であるが, 支間長 50m では若干小さくなる.
- 幅員 7m, 8m, 9.5m (支間長 30m) の橋梁に対する FEM 解析より, 幅員が小さい橋梁で応力範囲が増加する傾向がみられた. 幅員 8m (4 主桁) では中桁の支間 1/4 位置, 幅員 7m (3 主桁) では外桁および中桁の端部から支間 1/4 位置にかけて応力範囲が増加した.

## 第5章 格子解析とFEM解析の比較

### 5.1 主桁下フランジ応力の比較

格子解析とFEM解析により求めた、走行車線の支間中央にF荷重を載荷した際の支間中央主桁下フランジの応力の比較を図5-1に示す。全体的な応力レベルは格子解析とFEM解析で同程度である。幅員9.5mの①、②、③、④では、格子解析とFEM解析の差が比較的小さい。一方、幅員が小さい⑤、⑥では、格子解析とFEM解析でG1桁とG2桁の差が異なり、格子解析ではそれらの差が大きく、荷重分配が再現できていない影響が考えられる。

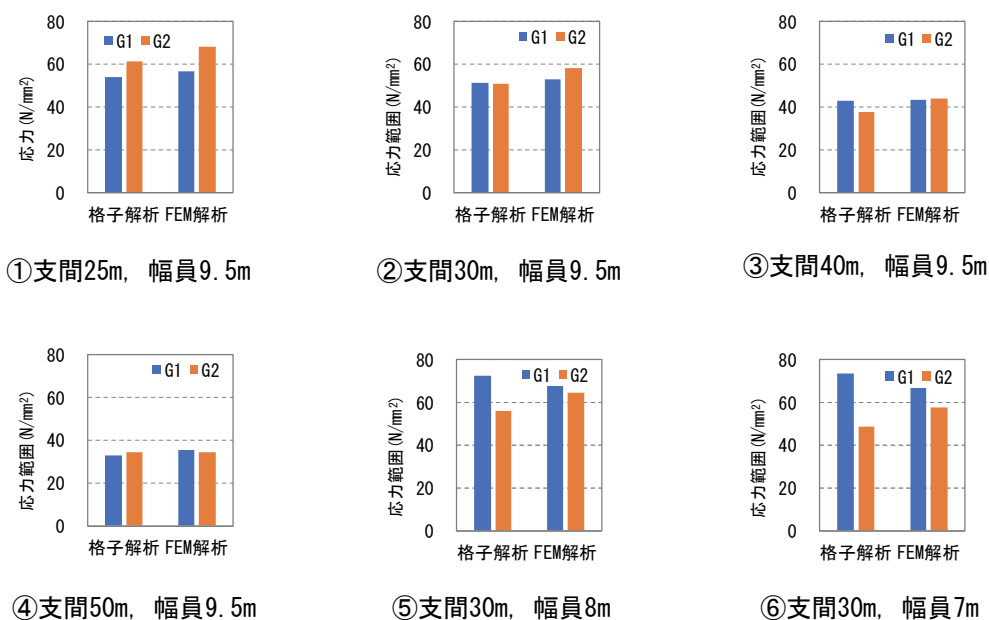


図5-1 格子解析とFEM解析の支間中央主桁下フランジ応力の比較

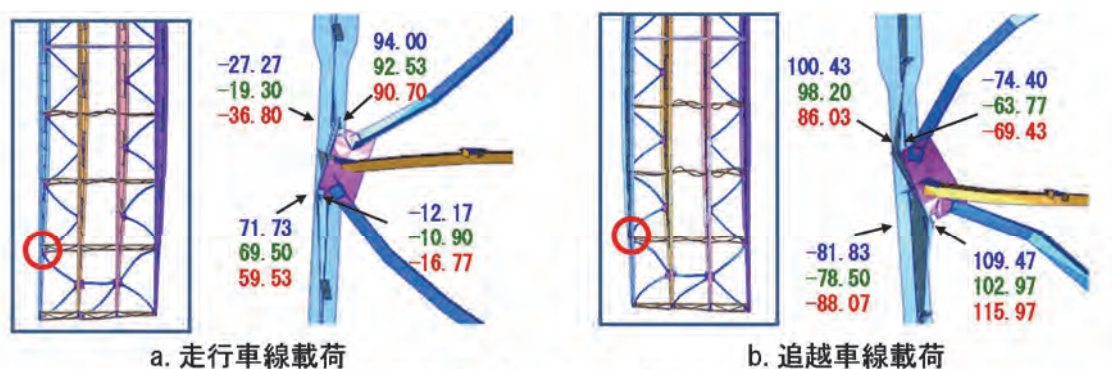
## 5. 2 面外ガセット溶接接手の応力範囲の比較

### (1) 発生応力の比較

図 5-2 に③支間 40m, 幅員 9.5m 橋梁の G1C1-2 および G1C4-1 の応力が最大（走行車線載荷）・最小（追越車線載荷）となる際の応力および変形図（倍率 800 倍）と格子解析による応力を示す。なお, FEM 解析による応力は, 主桁ウェブの表裏面において, PLATE モデル 0.4t-1.0t, 0.5t-1.5t, SOLID モデル 0.4t-1.0t 用いたホットスポット応力を算出した。

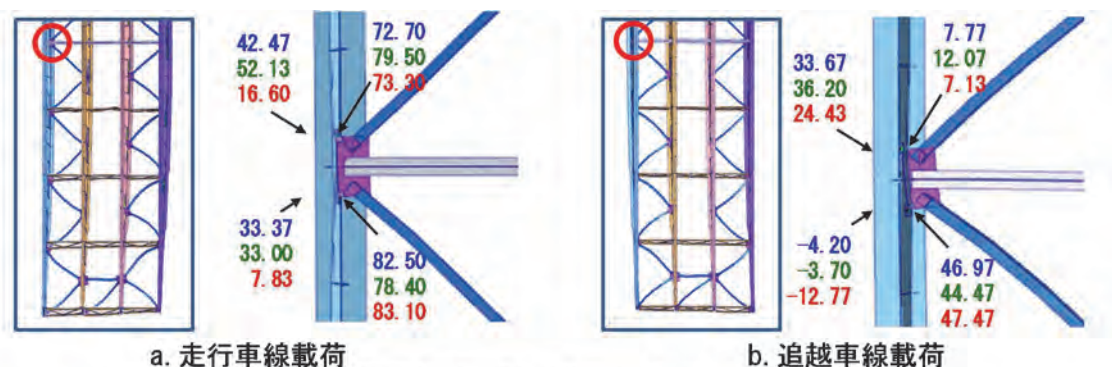
第 4 章 FEM 解析で述べたように, 端部付近の G1C1 では走行車線載荷と追越車線載荷で面外曲げによる正負交番応力が生じ, 応力範囲が大きくなっているが, 支間中央の C4 では面外曲げが小さく, 応力範囲も小さくなっている。

格子解析の応力範囲は G1C1 で  $18.0\text{N/mm}^2$ , G1C4 で  $35.3\text{N/mm}^2$  であり, 面外曲げの影響が小さい支間中央の G1C4 においても, FEM 解析のほうが応力が大きい傾向である。面外曲げの影響が大きい G1C1 においては, 最大で FEM 解析では格子解析の 6 倍程度の応力が生じている。なお, 3つの方法で算出したホットスポット応力は, 比較的近い値である。



(1) 着目部 G1-C1 (格子解析  $18.0\text{N/mm}^2$ )

青字: PLATE(0.4-1.0 HSS), 緑字: PLATE(0.5-1.5 HSS), 赤字: SOLID(0.4-1.5 HSS) 単位:  $\text{N/mm}^2$



(2) 着目部 G1-C4 (格子解析  $35.3\text{N/mm}^2$ )

青字: PLATE(0.4-1.0 HSS), 緑字: PLATE(0.5-1.5 HSS), 赤字: SOLID(0.4-1.5 HSS) 単位:  $\text{N/mm}^2$

図 5-2 格子解析と FEM 解析の各 HSS による面外ガセット溶接継手の応力範囲の比較



(2) 支間長の影響

図 5-3 に①支間 25m, ③支間 40m, ④支間 50m の単純合成鋼 I 桁橋の格子解析と FEM 解析による面外ガセット溶接継手の応力範囲の比較を示す. なお, 格子解析結果は面外ガセット溶接継手の疲労強度 G 等級の一定振幅応力の打ち切り限界 ( $32\text{N/mm}^2$ ) で除し, FEM 解析結果は第 4 章 FEM 解析で示したのと同様に, ホットスポット応力の疲労強度 E 等級の一定振幅応力の打ち切り限界 ( $62\text{N/mm}^2$ ) で除して曲げ応力成分を補正している. 以下に比較結果を示す.

- ・ 格子解析より FEM 解析の方が, 一定振幅応力の打ち切り限界の超過が大きい.
- ・ 面外ガセットの応力範囲は, 格子解析では支間が大きくなるほど小さくなり, 一定振幅応力の打ち切り限界を超過する箇所がなくなる傾向である.
- ・ FEM 解析では支間 50m で応力は小さくなるが支間 25m と 40m では同程度である. いずれの支間も一定振幅応力の打ち切り限界を超過する箇所が多いが, 支間 50m では超過が小さくなる.
- ・ 格子解析の外桁では支間中央, 中桁では端部に近い位置で応力範囲が大きくなる. 一方, FEM 解析では, 中桁, 外桁ともに端部から 1/3 程度の位置にかけて応力範囲が比較的大きくなる.

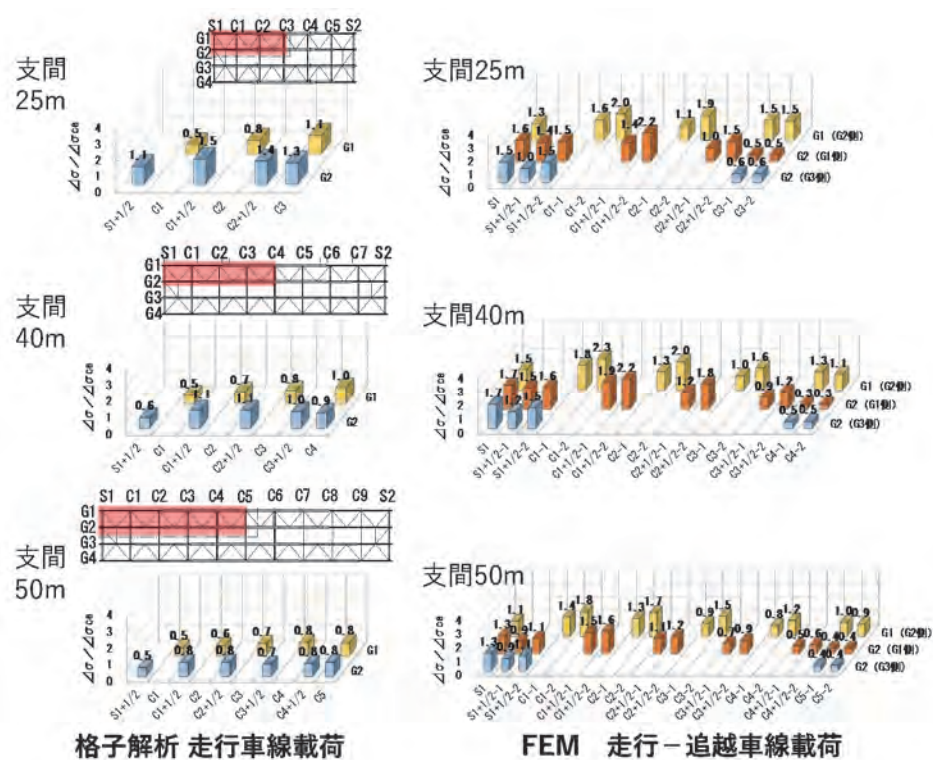


図 5-3 支間の異なる 3 橋の格子解析と FEM 解析の比較

(3) 幅員の影響

図 5-4 に②幅員 9.5m, ⑤幅員 8m, ⑥幅員 7m の単純合成鋼 I 桁橋の格子解析と FEM 解析による面外ガセット溶接継手の応力範囲の比較を示す. なお, 格子解析結果は面外ガセット溶接継手の疲労強度 G 等級の一定振幅応力の打ち切り限界 ( $32\text{N}/\text{mm}^2$ ) で除し, FEM 解析結果は第 4 章 FEM 解析で示したのと同様に, ホットスポット応力の疲労強度 E 等級の一定振幅応力の打ち切り限界 ( $62\text{N}/\text{mm}^2$ ) で除して曲げ応力成分を補正している. 以下に比較結果を示す.

- ・ 格子解析より FEM 解析の方が, 一定振幅応力の打ち切り限界の超過が大きい.
- ・ 格子解析, FEM 解析とも面外ガセットの応力範囲は幅員が小さくなるほど増加する傾向で, 特に FEM 解析では, 一定振幅応力の打ち切り限界との比が最大で 3.6 程度と大きい.
- ・ 格子解析ではいずれの幅員でも, 外桁では支間中央, 中桁では端部に近い位置で応力範囲が大きくなるが, FEM 解析では応力範囲が大きくなる位置が幅員により異なり, 幅員 8m (4 主桁) では G2 桁の支間 1/4, 幅員 7m (3 主桁) では G1, G2 桁の端部から支間 1/4 にかけて応力範囲が大きい.

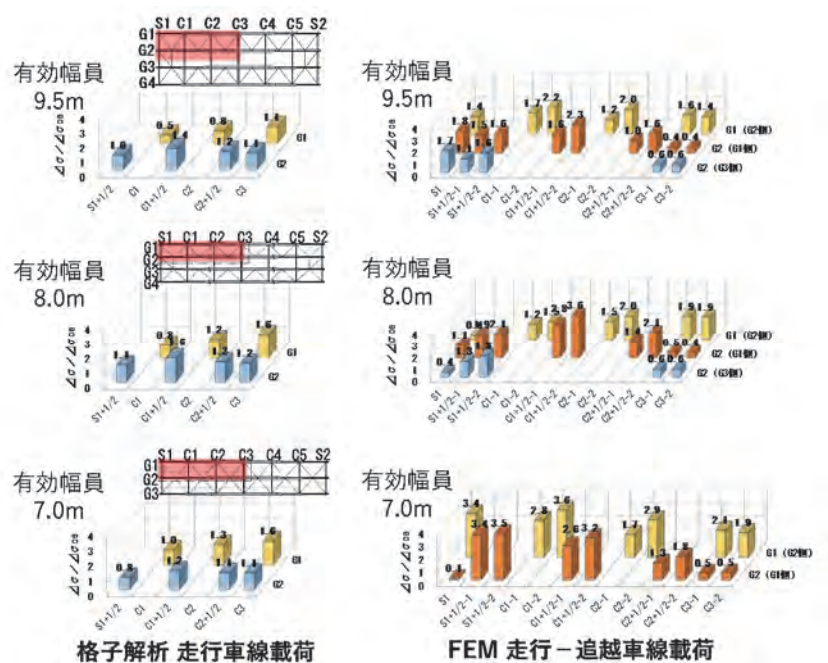


図 5-4 幅員の異なる 3 橋の格子解析と FEM 解析の比較



### 5.3 まとめ

- ・格子解析と FEM 解析で求めた主桁下フランジ応力は同程度であるが、幅員が小さい橋梁では、格子解析で G1 桁と G2 桁の応力の差が大きく、荷重分配が再現できていない影響が考えられる。
- ・支間 25m~50m (幅員 9.5m) の橋梁に対する格子解析および FEM 解析より、面外ガセットの応力範囲は格子解析では支間が大きくなるほど小さくなるのに対して、FEM 解析では支間 50m で応力は小さくなるが支間 25m と 40m は同程度であった。なお、格子解析では、支間が大きくなることで一定振幅応力の打切り限界を超過する箇所がなくなる傾向であったが、FEM 解析では、いずれの支間も一定振幅応力の打切り限界を超過する箇所が多くみられた。
- ・幅員 7m~9.5m (支間長 30m) の橋梁に対する格子解析および FEM 解析より、両者とも幅員が小さい橋梁で応力範囲が増加する傾向がみられた。格子解析ではいずれの幅員でも、外桁では支間中央、中桁では端部に近い位置で応力範囲が大きくなるが、FEM 解析の幅員 8m (4 主桁) では G2 桁の支間 1/4、幅員 7m (3 主桁) では G1, G2 桁の端部から支間 1/4 にかけて応力が増加した。なお、FEM 解析の方が一定振幅応力の打切り限界の超過が大きく、特に、幅員 7m, 8m では一定振幅応力の打切り限界との比が最大で 3.6 程度であった。

## 第 6 章 総括

### 橋梁の支間長の影響

- ・面外ガセットの応力範囲は、格子解析では支間が大きくなるほど小さくなる傾向であるが、FEM 解析では支間 25m から 40m での違いはあまりなく、支間 50m においては応力が小さくなる傾向がみられた。

### 橋梁の幅員の影響

- ・格子解析、FEM 解析とも面外ガセットの応力範囲は幅員が小さくなることで増加する傾向である。

### 格子解析と FEM 解析の疲労照査結果

- ・格子解析に比べ、FEM 解析の方が一定振幅応力による疲労照査を満足しない継手部が多く、特に幅員が小さい橋梁で一定振幅応力の打ち切り限界の超過が大きくなった。

### 同一橋梁において応力範囲が大きくなる位置

- ・格子解析においては、外桁では支間中央、中桁では端部に近い位置で応力範囲が大きい。FEM 解析では、中桁、外桁ともに端部から支間 1/3 付近にかけての応力範囲が比較的大きい。FEM 解析で端部の応力範囲が大きくなるのは、各部材が剛結されており、ねじれを伴う断面変形が生じる端部付近において、主桁間を拘束する横部材取付け部で主桁ウェブに面外変形が生じるためと考えられる。

以上の結果から、支間長が短く、幅員が小さい橋梁で大きな応力範囲が生じやすく、疲労き裂も発生しやすいと考えられる。

同一橋梁の中で応力範囲が大きくなるのは端部から支間 1/3 付近であり、き裂も発生しやすいと考えられる。

※本検討は支間や幅員の異なる 6 橋梁を対象としたケーススタディであり、実橋の様々な状況（交通状況、溶接状態、主桁とレーンの位置関係等）も影響する可能性があり、考慮が必要と考えられる。

## 第 3 編 WG2（残存耐荷力） 報告書

## 第1章 はじめに

高速自動車国道、一般国道等の重要な路線の橋梁の設計荷重としては、1993年以降、総重量25tの大型車の走行頻度が比較的高い状況を想定したB活荷重が用いられているが、それ以前はトレーラー荷重を考慮したTT-43が用いられていた。さらにそれ以前の1973年までは、車両重量20tの大型車を想定したTL-20が設計荷重として用いられていた。L荷重（主載荷範囲）に相当する車両編成は、TL-20の場合15t+20t+15t=50tであり、B活荷重の場合は、15t+15t+25t+15t+15t=85tである。載荷手法が異なるので単純に比較はできないが、TL-20はB活荷重の概ね0.59倍の荷重強度になる。

B活荷重は、橋梁を安全側に設計するために大きな荷重となっており、B活荷重と同等の荷重強度が実際に作用することは極めて稀であると言われている。TL-20で設計された橋梁にB活荷重を載荷して照査すれば、許容応力を超過するのは明らかであり、既設橋梁の耐荷力評価にB活荷重を用いるのは合理的ではないが、既設橋梁の耐荷力を評価するための荷重は、明確に定義されていないのが現状である。

設計供用期間の長期間における安全を確保するための設計荷重と、橋梁の耐荷性能を評価し、補修補強の要否を判断するための照査荷重は別にするのが考えられ、例えば諸外国のLoad Rating<sup>2)</sup>では、荷重を低減（荷重係数を低減）する仕組みが取り入れられている。

以上の背景を踏まえ、新旧設計荷重と実測された車両荷重をモデル橋梁に載荷し、それらが橋梁に与える影響を比較することにより、既設橋梁の耐荷力評価のための荷重設定に関する検討を行った。

## 第2章 載荷荷重

載荷荷重は、(a)昭和39年道示の設計荷重であるTL-20、(b)B活荷重、(c)B活荷重レーン載荷に加え、参考文献1)に基づき、国道で実測された特に重量の大きい車両が通過するケースとして、(d)車両総重量99tのトラッククレーン1台の荷重とした。さらに(e)車両総重量61tと73tの6軸トレーラー2台が車頭距離50mで連行する場合も加え、合計5ケースとした。

(e)61tと73tのトレーラー荷重は、高速道路で実測された結果に基づくものである。図-2.1に重量頻度分布を示すが、1か月間に計測された総重量が10t以上の車両の台数は、306,688台である。このうち、最大の重量が73.2tであり、平均は19.6t、最頻値は17tであった。73tは上位0.0003%（1位）、61tは上位0.002%（7位）に相当し、出現頻度の低い非常に大きな車両荷重である。

(d)99tトラッククレーンと(e)61t+73tトレーラーの横断方向の載荷位置は、図-2.2に矢印で示すとおり、走行車線位置とし、他の車両の荷重は考慮していない。また、図-2.3および図-2.4に示す通り、軸重分布と軸間距離は、参考文献1)および実測結果に基づいて設定した。

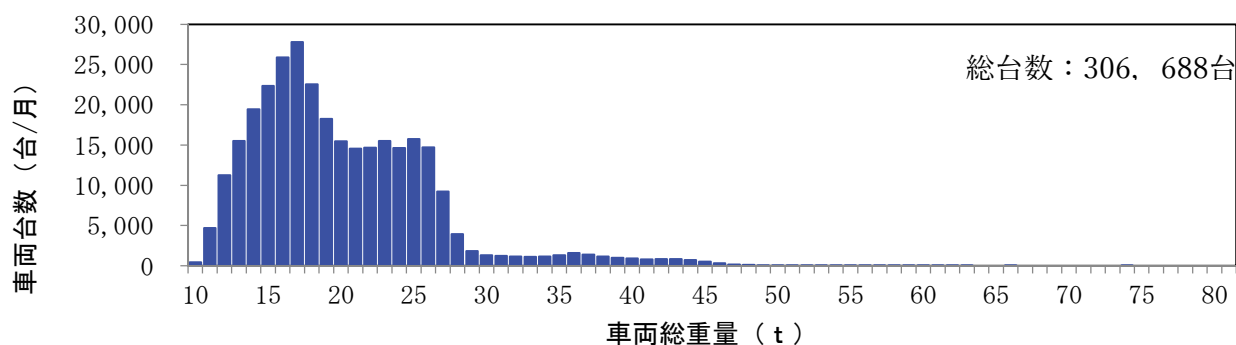


図-2.1 重量頻度分布

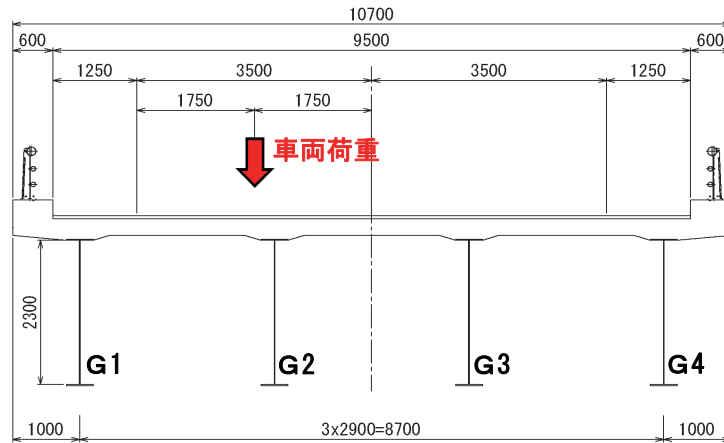
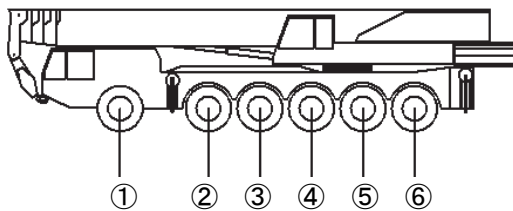


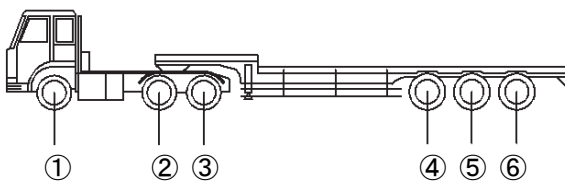
図-2.2 荷重載荷位置



※軸重の分布は参考文献1)を基に推定

	軸①	軸②	軸③	軸④	軸⑤	軸⑥	計
軸重(t)	19.2	18.1	16.3	15.2	14.2	16.0	99.0
軸間距離(m)	2.85		1.70	1.75	1.65	1.70	9.65

図-2.3 (d)99 t トラッククレーンの荷重モデル



※軸重の分布は計測データによる

61 t	軸①	軸②	軸③	軸④	軸⑤	軸⑥	計
軸重(t)	10.7	10.1	10.7	9.4	9.7	10.6	61.2
軸間距離(m)	3.0		1.3	7.0	1.25	1.25	13.8

73 t	軸①	軸②	軸③	軸④	軸⑤	軸⑥	計
軸重(t)	12.7	12.0	12.7	11.1	11.5	12.6	72.6
軸間距離(m)	3.0		1.3	7.0	1.25	1.25	13.8

図-2.4 (e)61t+73t トレーラーの荷重モデル

### 第3章 連続桁モデルによる検討

#### 3.1 対象橋梁および解析手法

検討対象とした橋梁は、**図-3.1**および**図-3.2**に示す昭和39年(1964年)の道路橋示方書により設計した、3径間連続の非合成鋼板桁橋であり、橋長130m(支間長40+50+40m)、有効幅員9.5m、総幅員10.7mの橋梁である。主桁本数は4本で主桁間隔は2.9m、桁高は2.3m、床版厚は18cmであり、設計荷重はTL-20である。

解析は、主桁と荷重分配横桁によって構成される、平面骨組モデルによる格子解析とした。**図-3.1**の平面図中の赤線が、解析モデルにおける分配横桁を示している。

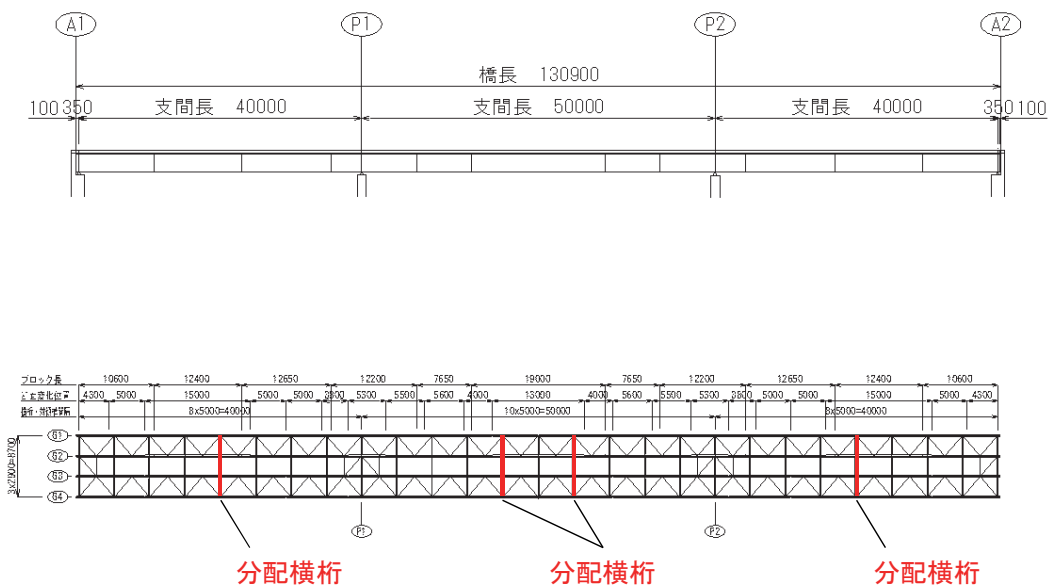


図-3.1 対象橋梁

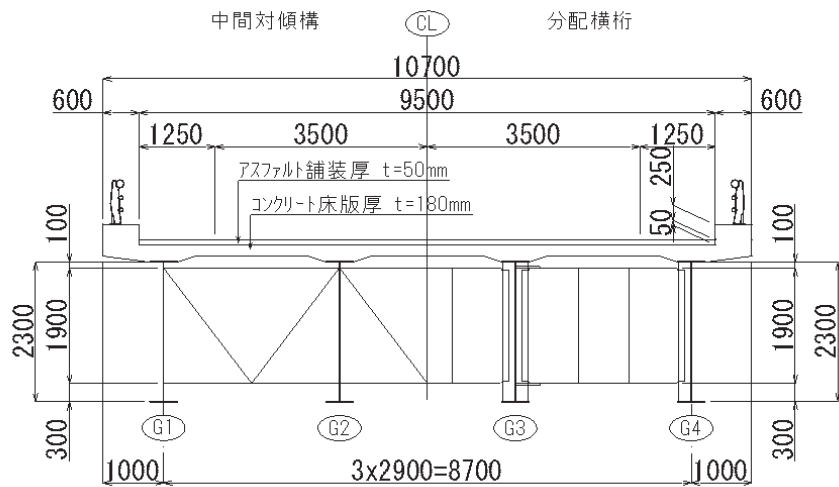


図-3.2 対象橋梁 (断面図)

### 3. 2 解析結果

照査位置は、G1 桁と G2 桁の①側径間で応力が最大となる点、②中央径間で応力が最大となる点、および③中間支点上の 3 点とした。4 主桁のうち、G1 桁と G2 桁を対象としたのは、荷重の載荷位置との関係から、分担が大きいと考えられる桁を選んだためである（図-2.2 参照）。

解析により得られた断面力を図-3.3、図-3.4 に、各点の下フランジにおける応力を表-3.1 にそれぞれ示す。ほぼ全個所で(b)B活荷重が最大の応力を与えたが、唯一 G2 桁の側径間のみ(d)99 t のケースが最大応力となった。これは、載荷位置が、図-2.2 に示す通り G2 桁の直上付近であり、G2 桁の負担が大きいためであると考えられる。断面力図と下フランジ応力の比較から、(a)TL-20 と(c)B活荷重レーン載荷は、ほぼ同等の荷重強度であることがわかる。また、(e)61 t + 73 t と非常に重量の大きい車両が連行したとしても、(a)TL-20 にも及ばず、5 ケースの中で最も小さな断面力であった。今回は、実測値に基づき 61t と 73t の車両の車頭距離を 50m としたが、対象橋梁が 40m+50m+40m の支間割であり、同一径間に 2 台の車両が同時に載らない条件となったために、結果として対象橋梁にとって厳しくない荷重ケースになったと考えられる。

なお、(d)99 t のケース（赤実線）で断面力図が波打っている理由は、分配横桁の位置で隣接桁に力が分配されている影響と考えられる。側径間に着目した場合、分配横桁位置で G2 桁に作用する力が減り、断面力図が上に凸になっている一方、その位置では G1 桁に作用する力が大きくなっていることが分かる。実構造物では、床版や対傾構による分配効果により、今回の解析よりも G2 桁の負担は低く、かつ断面力の波打ちも低減されると考えられる。参考に、図-3.4 に(d)99t のケースで全ての対傾構に分配機能を持たした場合の断面構成図を示すが、モーメント分布は波打つことなく、滑らかなものとなった。

表-3.1 下フランジ応力

	G1①		G1②		G1③		G2①		G2②		G2③	
(a)TL-20	189	1.00	188	1.00	-170	1.00	189	1.00	187	1.00	-171	1.00
(b)B 活荷重	219	1.16	219	1.16	-183	1.08	215	1.14	215	1.15	-183	1.07
(c)B 活荷重レーン	177	0.94	173	0.92	-157	0.92	195	1.03	191	1.02	-171	1.00
(d)99 t	199	1.05	191	1.01	-148	0.87	232	1.23	207	1.11	-161	0.94
(e)61t+73t	148	0.78	140	0.74	-153	0.90	164	0.87	149	0.80	-153	0.89

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

※ 各桁の応力度の右に記載した数値は、(a)TL-20 作用時の応力を 1.00 とした場合の比率を示す。



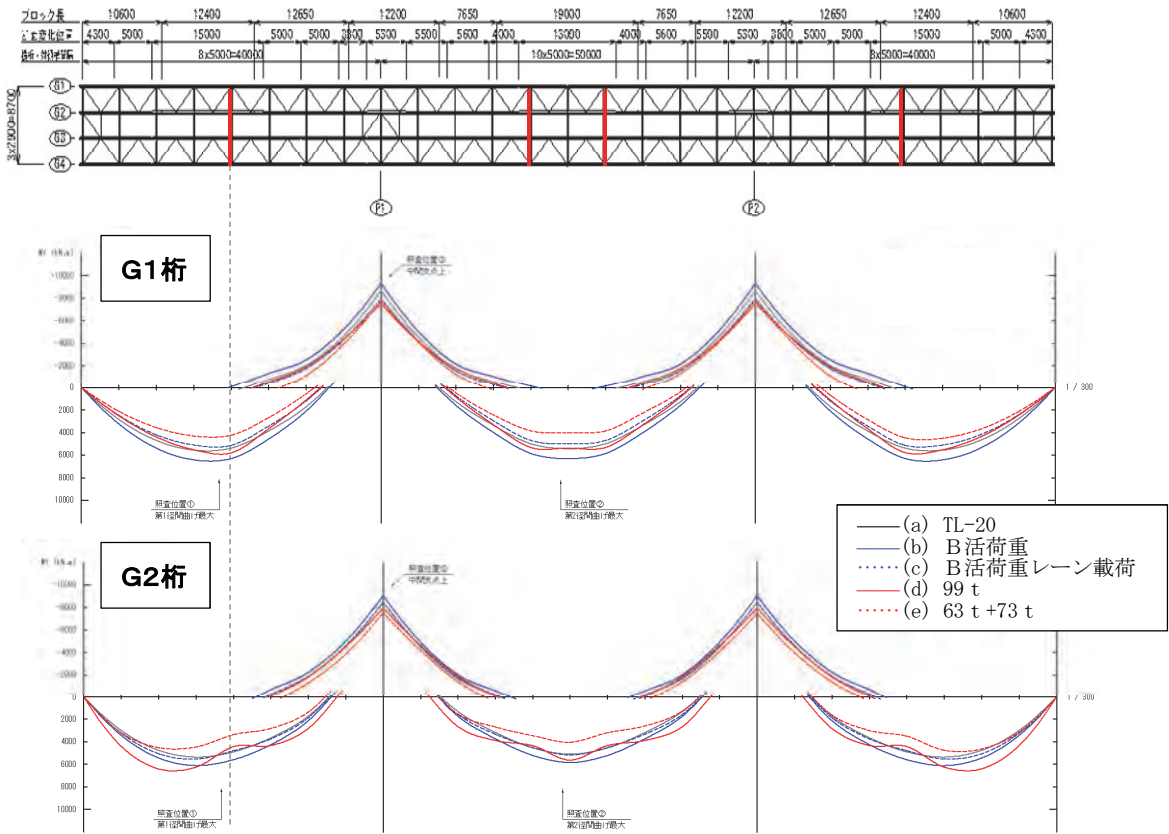


図-3.3 断面力図

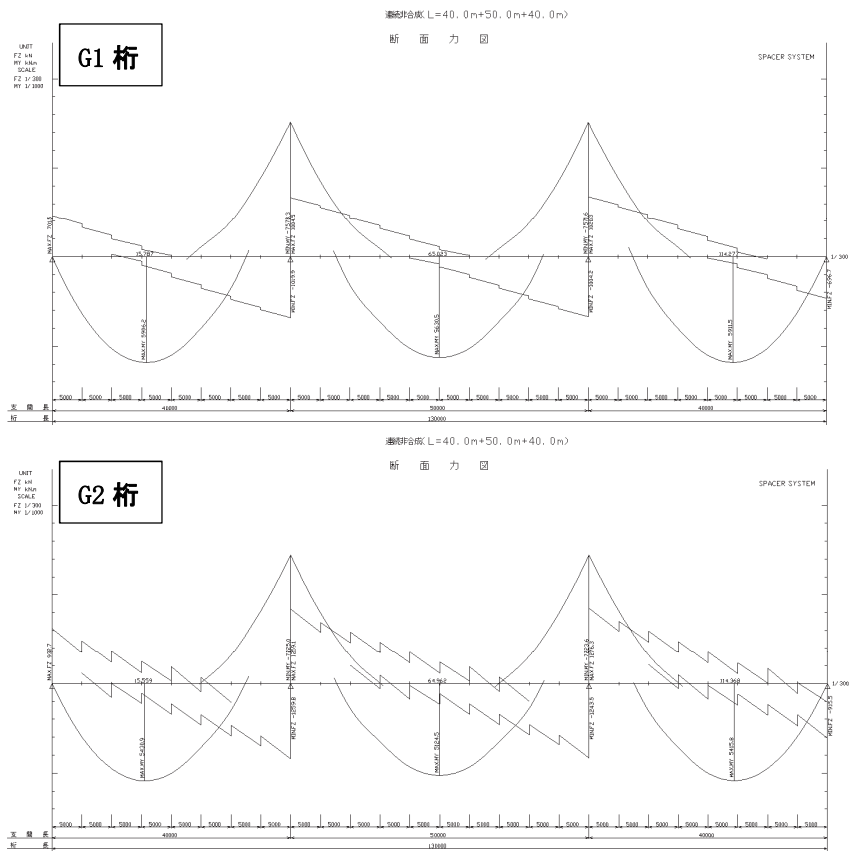


図-3.4 断面力図（全対傾構を分配対傾構とした場合）

### 3. 3 考察

今回の検討の範囲では、(a)TL-20 と(b)B活荷重での発生応力の差が最大でも 16%と大きなものではなかったが、活荷重比率の大きい支間長の短い橋ではより厳しい結果となることも考えられる。また、(e)61 t + 73 t と、単独でも非常に大きな荷重が連行したとしても、TL-20 に比べて小さな断面力しか生じなかったが、これは中央径間と側径間に載荷された荷重が、互いに断面力を打ち消し合うように作用したためであると考えられる。これらのことから、今後さらに、支間長や支間割を変化させた異なる諸元の橋梁モデルでも検証を行うとともに、荷重の連行間隔も変化させた検討を行う必要がある。

## 第 4 章 単純桁モデルによる検討

### 4. 1 対象橋梁および解析手法

表-4.1 に示す昭和 39 年の道路橋示方書により設計した、鋼単純鉄桁 5 橋を検討対象橋梁とした。幅員構成・主桁間隔は同じとし、支間長による影響、合成桁と非合成桁の違いによる影響を検討対象とした。検討に使用する解析は、格子解析とし、主桁と分配横桁によって構成される平面骨組モデルを用いた。

表-4.1 対象橋梁

	全幅員 (m)	支間長 (m)	主桁間隔 (m)	桁高 (m)	桁高 支間比	形式
モデルA	9.500	25.0	2.900	1.250	20	合成桁
モデルB	9.500	30.0	2.900	1.500	20	合成桁
モデルC	9.500	40.0	2.900	2.000	20	合成桁
モデルD	9.500	50.0	2.900	2.500	20	合成桁
モデルE	9.500	25.0	2.900	1.400	18	非合成桁

	材質等	許容応力度
床版	$\sigma_{ck}=28$ (MPa)	9.33 (MPa)
主桁	材質=SM490	190.0 (MPa)

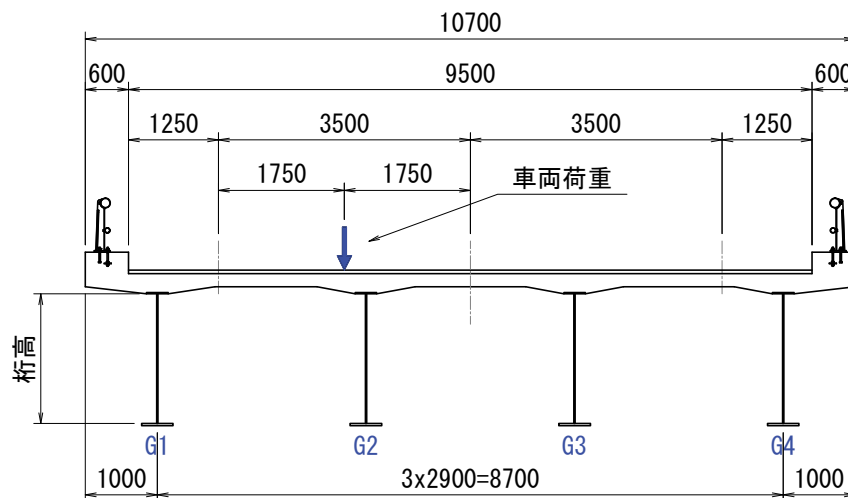


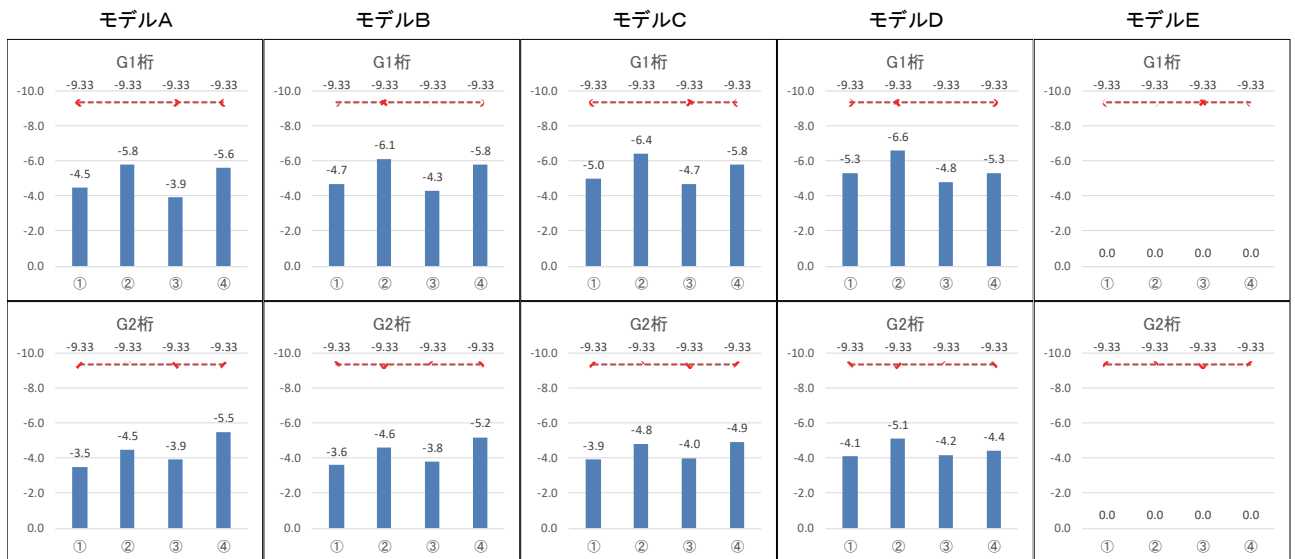
図-4.1 横断面図

## 4. 2 解析結果

照査位置は、G1桁とG2桁の応力が最大となる点とした。床版・上下フランジの応力を表-4.2～表-4.4に示す。合成桁の床版の応力は、G1桁では②B活荷重、G2桁では④99tのケースが最大応力であり、最大増加率は56%と大きな値となった。しかし、許容応力度(-9.33MPa)との関係から言えば、断面補強の必要性は、不要のレベルといえる。合成桁の上フランジの応力は、床版を抵抗断面として考慮しているため、活荷重の違い・支間長の違いによる影響が小さいことが分かる。しかし、非合成桁の上フランジの応力は、活荷重の違いによる影響が大きい。下フランジの応力は、合成桁・非合成桁の種類に関係なく、G1桁では②B活荷重、G2桁では④99tのケースが最大応力であり、最大増加率は27%と比較的大きな値となった。また、床版や上フランジとは異なり、活荷重の違い・支間長の違いによる影響が大きく、許容応力度を大きく超過する箇所も存在する。

表-4.2 床版応力

		モデルA	モデルB	モデルC	モデルD	モデルE
G1	①TL-20	-4.5 (1.00)	-4.7 (1.00)	-5.0 (1.00)	-5.3 (1.00)	--- (----)
	②B活荷重	-5.8 (1.29)	-6.1 (1.30)	-6.4 (1.29)	-6.6 (1.26)	--- (----)
	③B活レーン	-3.9 (0.87)	-4.3 (0.91)	-4.7 (0.95)	-4.8 (0.91)	--- (----)
	④99t	-5.6 (1.25)	-5.8 (1.25)	-5.8 (1.16)	-5.3 (1.00)	--- (----)
G2	①TL-20	-3.5 (1.00)	-3.6 (1.00)	-3.9 (1.00)	-4.1 (1.00)	--- (----)
	②B活荷重	-4.5 (1.28)	-4.6 (1.27)	-4.8 (1.25)	-5.1 (1.24)	--- (----)
	③B活レーン	-3.9 (1.12)	-3.8 (1.07)	-4.0 (1.03)	-4.2 (1.02)	--- (----)
	④99t	-5.5 (1.56)	-5.2 (1.46)	-4.9 (1.28)	-4.4 (1.07)	--- (----)



- ・ 応力の単位は、すべて Mpa とする。
- ・ 赤色点線は、許容応力度 (Mpa) を示す。
- ・ ( ) 内数値は、各モデルの TL-20 作用時の応力を 1.0 とした場合の比率を示す。
- ・ 次頁に示す表-4.3・表-4.4 についても同様とする。

表-4.3 上フランジ応力

		モデルA	モデルB	モデルC	モデルD	モデルE
G1	①TL-20	-175.2 (1.00)	-176.5 (1.00)	-179.7 (1.00)	-179.0 (1.00)	-177.3 (1.00)
	②B活荷重	-179.0 (1.02)	-181.7 (1.03)	-186.6 (1.04)	-186.1 (1.04)	-208.9 (1.18)
	③B活レーン	-173.5 (0.99)	-175.0 (0.99)	-178.4 (0.99)	-176.3 (0.98)	-171.8 (0.97)
	④99t	-178.5 (1.02)	-180.8 (1.02)	-183.6 (1.02)	-178.5 (1.00)	-212.4 (1.20)
G2	①TL-20	-174.3 (1.00)	-172.3 (1.00)	-174.8 (1.00)	-176.6 (1.00)	-178.6 (1.00)
	②B活荷重	-176.4 (1.01)	-175.4 (1.02)	-179.1 (1.02)	-181.7 (1.03)	-204.0 (1.14)
	③B活レーン	-175.2 (1.01)	-173.1 (1.00)	-174.9 (1.00)	-177.2 (1.00)	-182.1 (1.02)
	④99t	-175.9 (1.01)	-173.2 (1.01)	-173.7 (0.99)	-178.1 (1.01)	-226.1 (1.27)

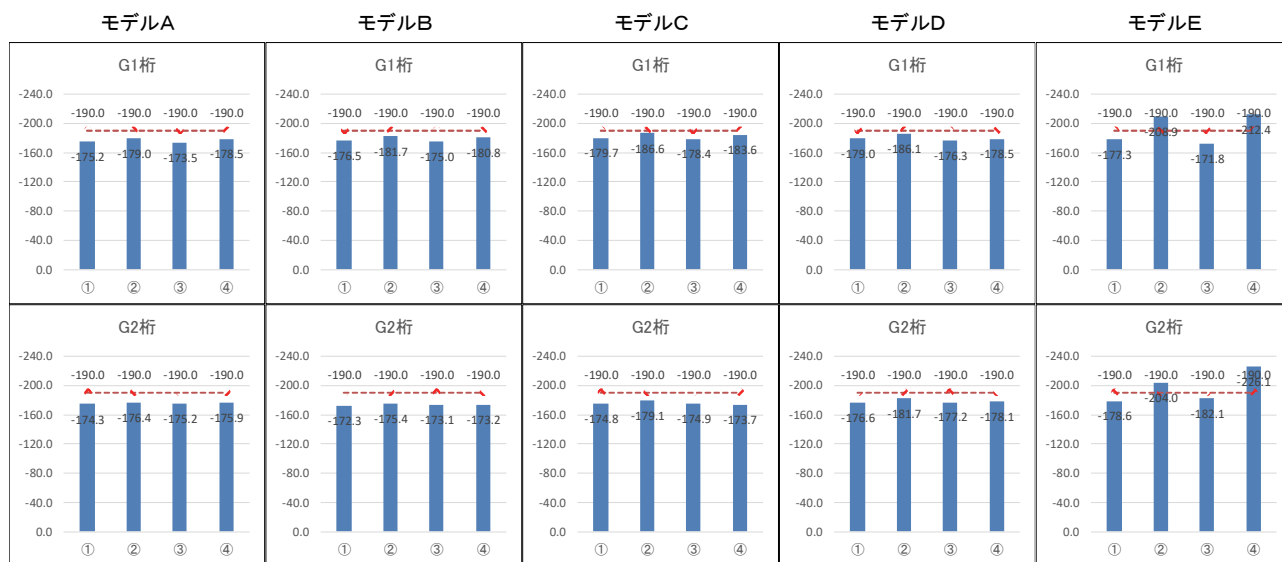
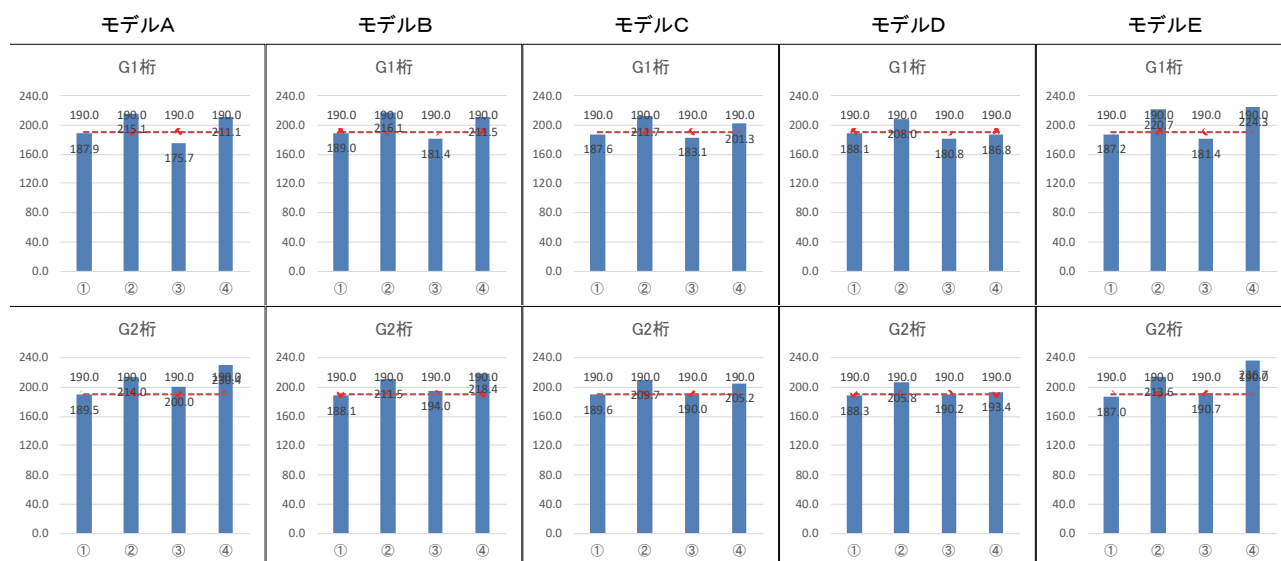


表-4.4 下フランジ応力

		モデルA	モデルB	モデルC	モデルD	モデルE
G1	①TL-20	187.9 (1.00)	189.0 (1.00)	187.6 (1.00)	188.1 (1.00)	187.2 (1.00)
	②B活荷重	215.1 (1.14)	216.1 (1.14)	211.7 (1.13)	208.0 (1.11)	220.7 (1.18)
	③B活レーン	175.7 (0.94)	181.4 (0.96)	183.1 (0.98)	180.8 (0.96)	181.4 (0.97)
	④99t	211.1 (1.12)	211.5 (1.12)	201.3 (1.07)	186.8 (0.99)	224.3 (1.20)
G2	①TL-20	189.5 (1.00)	188.1 (1.00)	189.6 (1.00)	188.3 (1.00)	187.0 (1.00)
	②B活荷重	214.0 (1.13)	211.5 (1.12)	209.7 (1.11)	205.8 (1.09)	213.6 (1.14)
	③B活レーン	200.0 (1.06)	194.0 (1.03)	190.0 (1.00)	190.2 (1.01)	190.7 (1.02)
	④99t	230.4 (1.22)	218.4 (1.16)	205.2 (1.08)	193.4 (1.03)	236.7 (1.27)



### 4. 3 考察

今回の単純桁橋による検討では、合成・非合成桁ともに、②B活荷重による発生応力度は、①TL-20と比較すると、その値は大きくなるが、支間長の変化による影響は小さいことが確認できた。④99tのような大きな車両荷重の場合は、発生応力度も大きくなり、支間長の変化による影響も大きいことが確認できる。また、支間長が短い橋（活荷重比率が大きい）の方が、その影響が大きくなる。

本研究では、支間長の違うモデルを使用して、設計荷重と実測荷重を載荷させた場合の比較を行い、それぞれの荷重の影響を確認した。既設橋梁の耐荷力を評価する場合、特に腐食による断面減少等の何らかの変状のある橋梁の耐荷力を評価する場合は、設計荷重とは異なる適切な荷重を設定することが維持管理の合理化に結び付くと考えられる。

## 第5章 まとめ

本検討で、実測荷重に比べてB活荷重は非常に大きなものであることを確認した。既設橋梁の耐荷力を評価する場合、特に腐食による断面減少等の何らかの変状のある橋梁の耐荷力を評価する場合は、設計荷重とは異なる適切な荷重を設定することが維持管理の合理化に結び付くと考えられる。既設橋の耐荷力を評価するための荷重の設定方法としては、交通特性を踏まえた実際に近い荷重とする、あるいは、設計荷重を低減する（荷重係数を低減する）などが考えられるが、いずれにせよ橋梁の安全性を確保でき、かつ過大な荷重ではないことが要求される。今後は諸外国のロードレーティングの考え方も参考にしつつ、既設橋の耐荷力評価のための荷重設定について、更に検討することが必要である。

## 参考文献

- 1) 小林裕介, 三木千壽, 田辺篤史:リアルタイム全自動処理 Weigh-In-Motion による長期交通荷重モニタリング, 土木学会論文集 No.773/I-69,99-111,2004
- 2) AASHTO: Manual for Bridge Evaluation, 3rd Edition, with 2020 Interim Revisions, 2008.

## 第4編 WG2（リダンダンシー） 報告書

## 第1章 はじめに

鋼橋のリダンダンシーを検討するために、過去の国内外の供用中の落橋および事件事例に注目し、その原因に係わる要因を歴史的に分類し、その主たる要因の背景を考察することは、リダンダンシーの定義を学ぶ上で非常に有益と考えられる。また、過去の落橋要因から得られる教訓は、現代の我が国における高齢化橋梁の維持管理において、落橋を予兆するという観点から有用な知見を得られると思われる。

そこで、過去の落橋事故記録がまとめられた「NOTES ON BRIDGE FAILURES」<sup>1)</sup>と、その他の落橋事故記録や記事を可能な限り収集し、必要に応じて翻訳し、落橋および事故原因を分類し考察を行った。

**第2章 落橋事故から見た鋼上部工の維持管理手法に関する一考察**では、落橋事故記録を歴史的に「古代・中世・近世」と「近代」および「現代」に分類し、落橋事故の要因を「自然災害」、「人為的災害」、「風」、「腐食・疲労」、および「設計施工ミス」に区分して集計した。この集計分類結果を基に、年代毎の落橋事故の特徴を記述し、将来的に冗長性の低い構造形式に言及した。

**第3章 現代の落橋事故の特徴に関する一考察**では、落橋事故記録の「現代」の特徴を参照しつつ、現代の国外の落橋事故3事例に着目し、落橋要因の検討を行うとともに設計における留意事項を述べた。

**第4章 近代吊橋の落橋記録の分類評価に基づく落橋要因と予防手法に関する考察**では、参考文献1)の「第V章 1940年以前の吊橋事故」記録111件を翻訳し、その事例を、橋種・支間長・幅員・構造高・橋名・建設地・竣工年・落橋年・事故年・落橋および事故原因に分類した。落橋および事故原因は、「自然災害(風)」、「自然災害(風以外)」、「人為的災害」、「過剰荷重」、「載荷試験」、「設計施工ミス」、および「劣化・損傷」に分類し、時代背景も考慮して分類結果から得られる真の落橋原因を評価検討した。さらに、落橋予測の観点から、現代の高齢化橋梁の維持管理上の留意点を述べた。

**第5章 橋の冗長性(Redundancy)について**では、リダンダンシーの定義から現代の我が国の高齢化橋梁の維持管理において役立つであろうFCB: Fracture Critical Bridgeの考え方について言及し、FCM: 破壊すると橋の崩壊や機能不全を招く引張部材、を有するFCBの説明を述べた。

## 第2章 落橋事故から見た鋼上部工の維持管理手法に関する一考察

(2019年度 土木学会年次講演会)

国内外の供用中の落橋事故に注目し、その原因に係わる要因を歴史的（「古代・中世・近世」と「近代」および「現代」）に分類し、その主たる要因の背景を考察した。

- 「古代、中世、近世」（～1800年）
- 「近代」（1800年～1950年）
- 「現代」（1950年～）

現代における落橋の特徴は、冗長性が低い主要部材や吊桁の連結部が、腐食や疲労による劣化によって落橋したケースが多いことである。構造形式毎の重要な部材の維持管理が、適切に行われていないことが主要因といえる。維持管理の面から、冗長性の低い構造形式を紹介し、その維持管理上の重点項目について考察を行う。

### 2.1 竣工後の落橋事故（歴史的・構造形式別分類）

竣工後の落橋原因は以下のように大別できる。

1. 自然災害や自然劣化に起因するもの
2. 作為的でない人為的な要因に起因するもの
3. 材料とその接合法に起因するもの
4. 設計および製作施工精度に起因するもの
5. 構造特性に起因するもの

ここでは、「NOTES ON BRIDGE FAILURES」<sup>1)</sup>を主とし、その他落橋事故記録（参考文献2）-5)等を加えて整理した。

表 2.1.1 は、落橋事故の要因を、「自然災害」「人為的災害」「風」「腐食・疲労」「設計施工ミス」に分類し、年代毎に集計した結果を示す。

表 2.1.1 竣工後の落橋事故

年代	落橋の要因	吊橋	木橋	石橋	桁橋	トラス	アーチ	斜張橋	ラーメン橋	その他	吊橋以外計
古代・中世・近世 (～1800年)	自然災害		1	1							2
	人為的災害			4						1	5
	小計(件数)		1	5						1	7
近代 (1800～1950年)	自然災害	24	1		1	1					3
	人為的災害	44				2	1				3
	風	13			1						1
	腐食・疲労	3			5		1				6
	設計施工ミス	21				3				1	4
小計(件数)	105	1		7	6	2				3	17
現代 (1950年～)	自然災害				2					3	5
	人為的災害		1		2	1	1				5
	風				1						1
	腐食・疲労	2	1		6			2	1		10
	設計施工ミス	2			1	2					3
小計(件数)	4	2		12	3	1	2	1	3	24	
計(件数)		109	4	5	19	9	3	2	1	4	48

「自然災害」: 洪水・氷・雪・地滑り等但し地震は除く、「人為的災害」: 過度の荷重(群集・家畜・軍隊)・戦火・火災・爆破・放置及び放棄、「設計施工ミス」: 載荷試験を含む

「木橋」には、舟橋・トラス構造・アーチ構造を含む、「石橋」には、桁構造・アーチ構造を含む、「ラーメン橋」には、斜 $\pi$ ラーメン橋を含む、「その他」には、構造形式不明・橋梁群を含む



## 2. 2 年代毎の特徴

### ○「古代・中世・近世」(～1800年)：木橋・石(アーチ)橋の時代。

経験工学であり、多数の橋が自然災害や人為的災害、あるいは維持管理できずに落橋。

### ○「近代」(1800年～1950年)：トラスと吊橋の時代。

弾性理論の芽生えと発展の時代。鉄・コンクリートの発明とその接合方法・製作施工技術の発展、新しい材料を用いたトラス・吊橋構造の理論の発展。この年代は、いわば各構造形式におけるスパンの長大化に伴う未知の挙動(ねじりと風)への絶えざる挑戦の時代であった。

この年代の特徴的な落橋事故は、Dee 橋(1847年落橋 トラス複合構造システム ロバート・スティーブソン設計)の落橋である。この橋の構造は、図 2.2.1 に示すように 3 本の鑄鉄 I 桁を直列に錬鉄製の連結棒で組まれたトラス構造であった。スパンが伸張すると共に、連結棒に張力が導入された。この橋の列車走行中の落橋事故は、スパンの伸長と共に増大した振れにより、連結部が破断したことが原因であると考えられている<sup>2)</sup>。この 40 年後の 1890 年前後 10 年で、アメリカ合衆国とカナダで 250 橋以上の鉄道橋が落橋したといわれている<sup>2)</sup>。このように、既存構造の過度のスケールアップにより、未知の力で不安定性が増大し、結果としてそれまで成功していた設計の脆弱化につながった。

鑄鉄桁の構造は、桁端部にもフランジがある同形状の規格桁であった。この端部フランジ、すなわちウェブの上半分が連結されていた。また、支点部は張出し部材と規格桁が連結され、その連結部が支点位置であった。

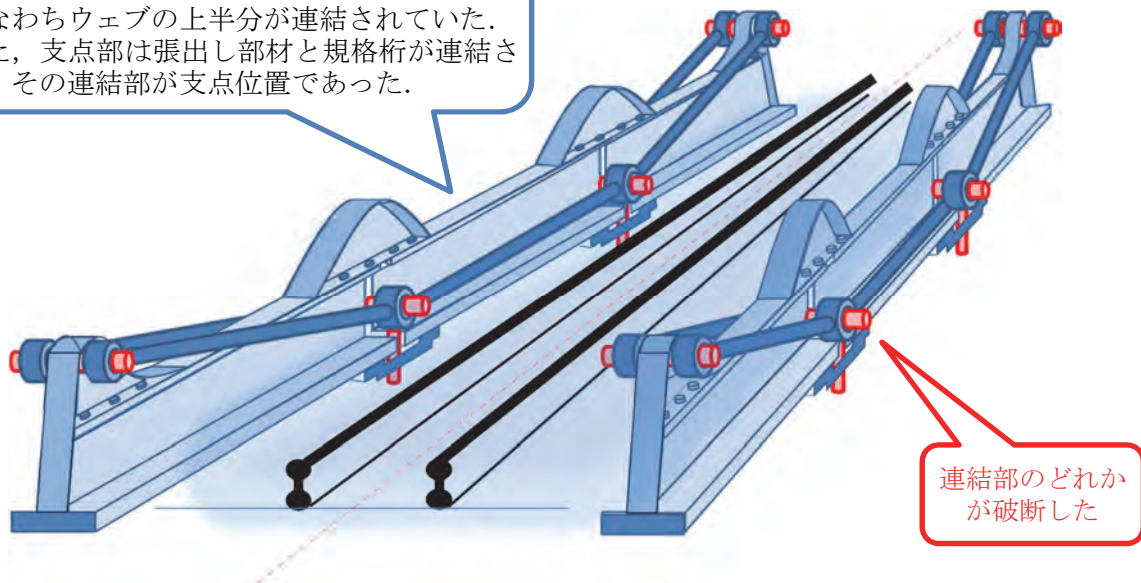


図 2.2.1 Dee 橋の鳥眼図(「橋はなぜ落ちたか」<sup>2)</sup>より描画)

### ○「現代」(1950～)：有限変形理論・有限要素法等の解析理論の発展。材料の高強度化と溶接接合の発展。

#### ラーメン構造・PC 構造・斜張橋の時代。

この年代の特徴的な落橋事故は、「腐食・疲労」が主要因となる。参考文献 1) の記録では、すべて疲労による脆性破壊が原因であるが、それ以外の記録では、吊径間を有する構造形式が多い。また、吊橋・斜張橋の主部材である主ケーブル(斜ケーブル)の破断により落橋するケースが増加している。

このように、代替の出来ない引張部材である主部材や引張りを受ける連結部材（吊桁の連結部）が破損することにより直接的に落橋を招く構造形式は、一般的に冗長性の低い構造と言えよう。代替の効かない引張部材を主部材とする構造が維持管理のされないまま放置された場合の危険性が危惧される。引張部材は鋼（棒材や線材あるいは板材）で構成される場合が多いため、断面の減少を招く腐食や疲労による損傷に充分注意しなければならない。図 2.2.2 に主部材またはその連結材が引張力を受ける構造形式を示す。

そして、「将来」は、主要部材に引張材が用いられたキングポストトラス、斜張橋（ケーブル形式がシングルケーブルタイプ）、吊床版橋、吊橋等の構造形式の構造特性を十分に把握し、特にその接合部における引張材の腐食の防止に注意しなければならない。

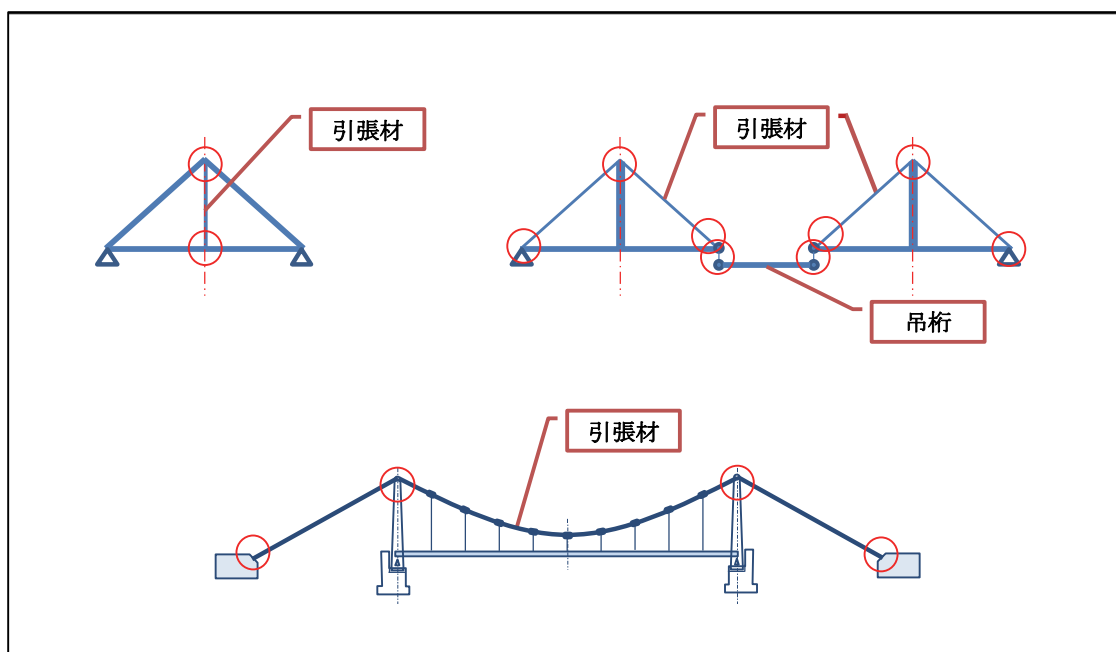


図 2.2.2 冗長性に影響する注意箇所

図 2.2.2 において示した丸印は、特に注意を要する主部材の端部およびその連結材等を示している。この部位に腐食や疲労損傷が進行すると、主部材等が破断され、それが原因で構造が崩壊する。したがって、棒材・線材および板材の錆び方の違いや材料特性を良く認識した上で、劣化状態を明確に診断する必要がある。

### 2.3 まとめ

橋が造られた後に設計技術が進んだこと、材料の高強度化に対して接合技術の進展が遅れたこと、構造形式のスケールアップにより未知の不安定性が増大したこと、これらが落橋の背景には潜んでいる。そして、主部材が引張力を受ける構造形式の構造特性を捉え、その構造形式の維持管理上の留意点を述べた。写真 2.3.1 には、図 2.2.2 に相当する橋梁の一例を示す。

以上のことを今後の維持管理に反映させたいと考えている。



写真 2.3.1 澳門友誼大橋（マカオ半島～タイバ島）著者撮影 2019.2（1994 年開通，供用中）

### 第3章 現代の落橋事故の特徴に関する一考察

(2020年度 土木学会年次講演会)

国内外の落橋事故が現代においても多い。現代の落橋事故のいくつかに着目し、落橋の要因を検討するとともに、増加しつつあるケーブル材の連鎖的破断の原因究明をおこなう。

#### 3.1 現代(1950～)の竣工後の落橋事故(要因・構造形式別分類)

表 3.1.1 は、現代における供用後の落橋事故の要因を「自然災害」、「人為的災害」、「風」、「腐食・疲労」、「設計施工ミス」および「過積載車」に分類し、集計したものである(参考文献1)等)。

現代の特徴的な落橋事故は、「腐食・疲労」が主要因である。イタリアのジュノヴァ橋[PC斜張ゲルバー橋](2018年8月14日崩壊, 1967年竣工)やミャンマーのミャウンミャ橋[鋼吊橋](2018年4月1日崩落, 1996年供用)では、コンクリート被覆された斜ケーブルや主ケーブルのアンカー側定着部の腐食が直接的に落橋に繋がっている。一方、過積載車による事例や、設計ミスと思われる落橋事故が増大しつつあるように思える。

表 3.1.1 現代の竣工後の落橋事故<sup>1)等</sup> (数字は件数)

年代	落橋の要因	吊橋	木橋	石橋	桁橋	トラス	アーチ	斜張橋	ラーメン橋	その他	吊橋以外計
現代 (1950年～)	自然災害				2					3	5
	人為的災害		1		2	1	1				5
	風				1						1
	腐食・疲労	3	1		6		1	2	1		11
	設計施工ミス	2			1	2					3
	過積載車				2						2
	小計(件数)	5	2		14	3	2	2	1	3	27

#### 3.2 注目すべき3橋の落橋の一因

(1) 中国(哈爾浜市)の陽明灘大橋ランプ入路部[3径間連続合成箱桁橋, 橋長122m](2012年8月落橋, 2011年11月竣工)の参考文献6)の事故分析の紹介と私見)

2012年8月, 4台のトレーラー(総重量: 484.8 t)が哈爾浜市高速のランプ入路橋の右側車線を一列に縦列して走行中, 図 3.2.1の位置に達した時, 上部工が回転し, エンドピア上の2点沓では抑えきれずに, 橋座梁を破壊しつつ回転しながら落下した。写真 3.2.1 参照。また, 本橋の側平面図および崩壊時載荷状態を図 3.2.1に示す。



写真 3.2.1 崩壊の状態<sup>6)</sup>

#### 橋梁概要:

陽明灘大橋(全長 15.42 km)のランプ入路部。

2009年12月着工, 2011年11月開通。

橋梁諸元: 橋長 122 (36+50+36) m, 総幅員 9.4 m (入路 2 車線), 鋼箱桁幅 6.0 m (1セル構造), 鋼箱桁高 1.77~2.35 m, RC床版厚 43 cm, 高欄はRC製壁高欄。

載荷荷重：進行方向から Track 1 ; 18.2 t, Track 2 ; 153.3 t, Track 3 ; 163.6 t, Track 4 ; 149.7 t

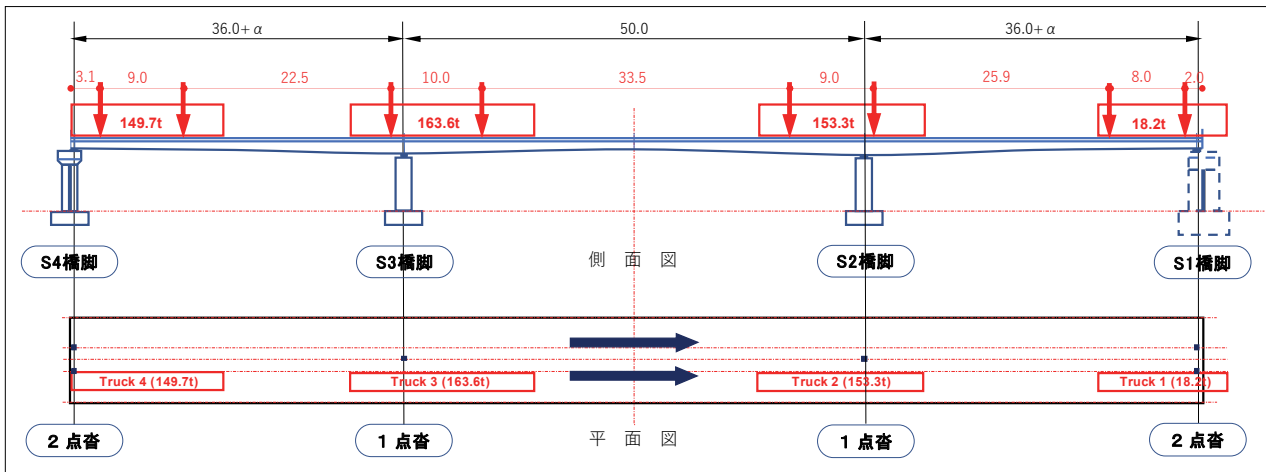


図 3.2.1 橋梁諸元と4台のトレーラーの崩壊時の位置

○参考文献 6) の事故分析の要約：

崩壊のシナリオ：過積載車（設計荷重の3倍；設計荷重は55t）の偏載が直接の原因．偏載による回転力はエンドピア反力を再分配し，エンドピアの破壊に繋がった．次に橋座梁の破壊が生じ，上部構造に幾何学的不安定性をもたらした<sup>6)</sup>．

設計への提言：前提の下での回転安定性の計算，横方向の安全性の考慮，過積載荷重下での幾何学的非線形性の考慮．こうすれば，過積載荷重下でも構造的な安全性を確保できる<sup>6)</sup>．

○私見：エンドピアの2支点を箱桁ウェブ下に広げれば，横方向の構造安定性は確保できたであろう．

図 3.2.2 に，参考文献 6) から推定される崩壊当時の状況を示す．

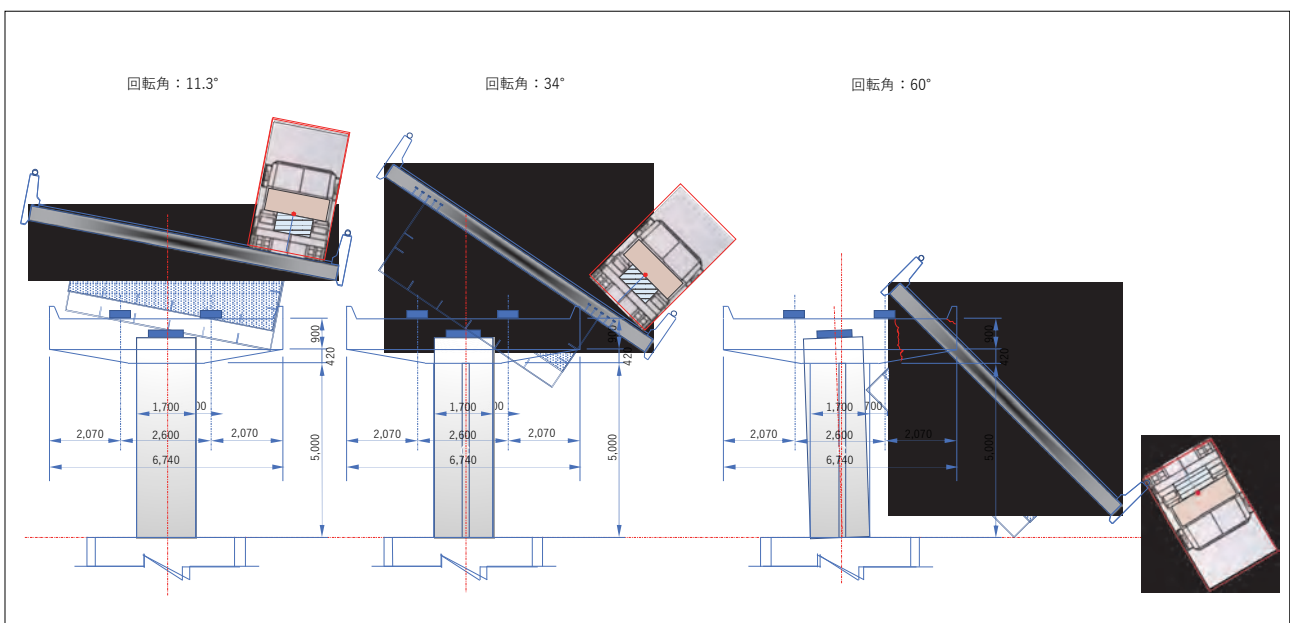


図 3.2.2 崩壊時の状態（回転角 11.3° の状態は鋼桁との限界滑り角<sup>6)</sup>，回転角 34° は中間支点が外れた時の鋼桁の回転角<sup>6)</sup>，回転角 60° は崩壊時の写真からの著者の推定）



上部構造は形状を保持し（鋼桁は、局部座屈のみ）、各橋脚の脚柱はほぼ無傷である。上部工が回転しながら、脚梁を破壊し、落下したと考えるのが自然であろう。

中間橋脚が2点支持で、かつ鋼桁のウェブ直下であれば、上部工の回転は生じず、鋼桁の局部的な損傷に収まったであろう。また、図 3.2.3, 図 3.2.4 は各脚近傍の単位長当りの平均荷重と支点反力のバランスを示す。

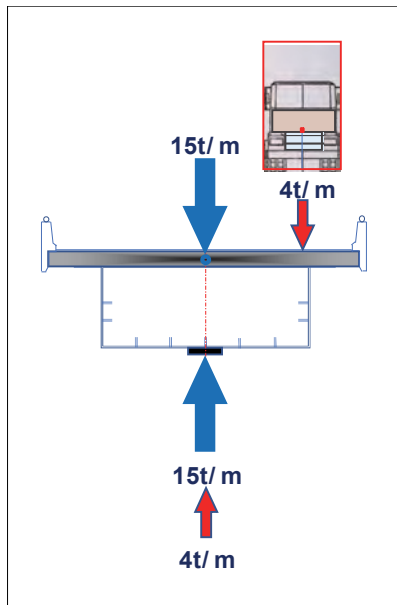


図 3.2.2 中間橋脚の釣合

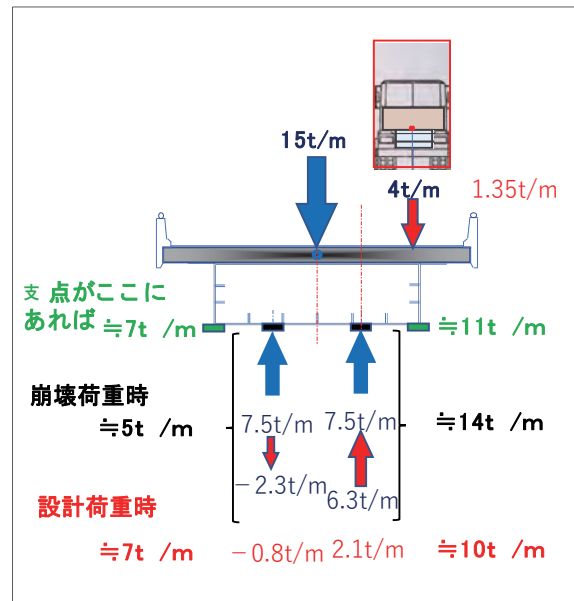


図 3.2.1 エンドピアの釣合

図 3.2.3 では、中間橋脚2基に過積載車が到達した時（崩壊時；図 3.2.1 の状態）、瞬時に上部工が回転。図 3.2.4 では、エンドピアでは上部工の回転により、支承と脚梁が破壊された。その結果、上部工全体が回転しながらズレ落ちた。なお、単位長当りの平均荷重は、全死荷重は 15 t/m、全活荷重は 4 t/m であった。

(2) インドネシアのクタイ・カルタネガラ橋 [鋼吊橋主径間長 270m] (2011 年 11 月落橋, 2001 年竣工) 7)。

2011 年修復工事中、中央径間中央部のハンガーを起点としてハンガーが連鎖的に切れ崩壊した。事故分析の結果は、ケーブルバンドから吊下げられたハンガーロッド止めのクランプ・ピンのせん断破壊とされている。この吊橋の構造的特徴は、補剛トラスが下弦材格点位置で吊られていることである。写真 3.2.2 および写真 3.2.3 参照。この場合、図 3.2.5 のように強風時横方向移動時 (1/100 と仮定) にハンガーと上弦材が接触する可能性があり、中央径間中央部がこの可能性が高いといえる。



写真 3.2.2 崩壊前のクタイ・カルタネガラ橋 7)



写真 3.2.3 下弦材定着点<sup>7)</sup>

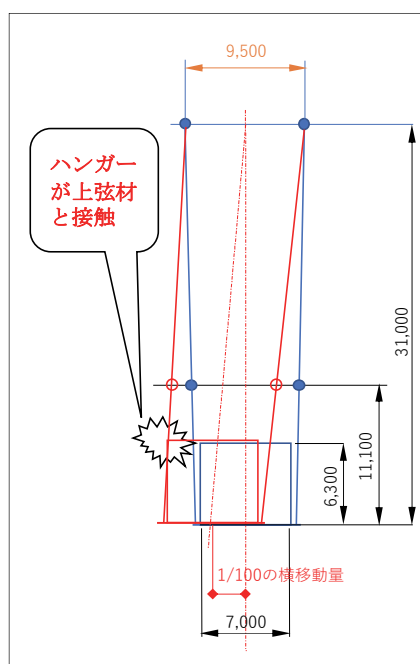


図 3.2.3 強風時変形状態

こう考えると中央部からの連鎖的なハンガーの破断は想定される。設計時の変形状態を考慮していない構造細目に問題があったと言わざるを得ない。

(3) 台湾の南方澳跨港大橋 [鋼タイドアーチ、橋長 140m、斜ケーブル材 13 本] (2019 年 10 月落橋、1998 年竣工)<sup>8)</sup>。

本橋梁は、スペインのバルケッタ橋 (1992 年竣工) をコピーし設計されたと考えられる。バルケッタ橋 (主径間 168m、ケーブル斜材 17 本) と本橋を比較すると、ほぼ妥当なケーブル斜材本数であるといえる。

アーチ弦材の断面形状も写真 3.2.4 のように、バルケッタ橋と同一である。ここでの着目点は、アーチ上弦材側のケーブル定着部の構造で、図 3.2.6 で明らかであるが、塩分が溜まりやすく「すき間錆」の温床といえる。この構造細目では、下弦材側定着点のみならず、上弦材側定着点やケーブルの点検が行えたか疑問である。



写真 3.2.4 斜材定着点<sup>8)</sup>

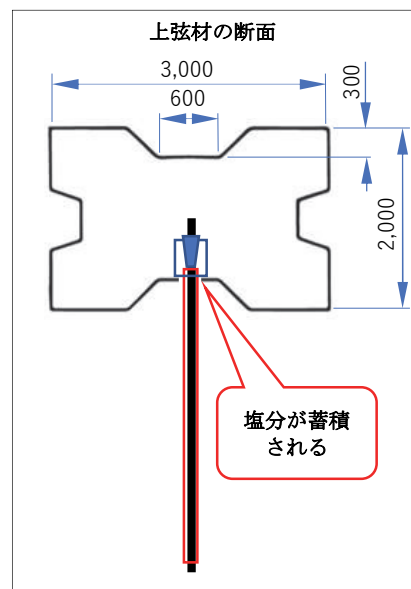


図 3.2.4 定着部の構造

ケーブル斜材の上弦材側定着点近傍が過度の腐食状態にあった場合には、上端側からの連鎖的な破断は十分説明可能であろう。

### 3. 3 おわりに

上記の例のように、現代の落橋事故は、構造安定性・適切な部材配置計画・維持管理性を考慮した構造細目の欠如によって生じていると思われる。これらは「設計ミス」の範疇と見做せる。こうした教訓を如何にして設計の現場に伝えていくかが、大きな課題であるといえる。



## 第4章 近代吊橋の落橋記録の分類評価に基づく落橋原因と予防手法に関する考察

(2021年度 第29回鋼構造年次論文「報告」AS-10 072)

### 4.1 はじめに

本章では、福田武雄編集「NOTES ON BRIDGE FAILURES」<sup>1)</sup>の「第V章 1940年以前の吊橋事故」に記載された111件の落橋および事故記録に着目し、その落橋および事故の要因から導き出される主たる原因から、冗長性に係る要因に注目して、現代橋梁の維持管理に落橋予測の観点を取り入れることを目的とする。

「第V章 1940年以前の吊橋事故」は、1802年から1940年までの世界における鋼吊橋の落橋事故記録であり、その主たる参照先は、

- A. A. Jakkula : A History of Suspension Bridges in Bibliographical Form  
(Bulletin, Agricultural and Mechanical College of Texas, Vol. 12, No. 7, 1941)
- H. Shirley Smith : The World's Great Bridges, 1953
- David Plowden : BRIDGES, The Spans of North America, 1974

で、英語原文がそのまま転記されている。これらを翻訳し、111件の落橋および事故記録を橋種、支間長、幅員、構造高、橋名、建設地、竣工年、落橋年および事故年に分類し、さらに8種類の落橋事故要因、1.自然災害①(風)、2.自然災害②(風以外)、3.人為的災害、4.過載荷重、5.載荷試験、6.設計施工ミス、7.劣化・損傷、8.不明、で分類し検討を行う。

参考文献1)は、鋼吊橋のみの落橋および事故の記録であるが、近代(1800年～1950年)における橋梁技術の発展と落橋および事故との因果関係を探る上で意義が深いと思われる。この理解を進めるために、上記の記録当時の近代吊橋の状況を以下に概観する。

18世紀末に初めて近代吊橋がアメリカに誕生して以来、イギリスにおいても19世紀の前四半世紀に多数の吊橋が建造された。これらは全て錬鉄製のチェーンを主索に用いていた。その後19世紀の後四半期にフランスを中心としたヨーロッパ(イギリスを除く)で本格的なワイヤーを主索に用いた吊橋が建造された。19世紀の始めまでに建造された吊橋のほとんどは補剛されていなかった。しかし、19世紀初頭の工学の状態は、吊橋を正しく静力学的に計算することを可能にし、特に主索に用いるチェーンやワイヤーの寸法を決定することが可能であった。また、主索に用いられたチェーンやワイヤーは、その初期から錬鉄(=可鍛鉄)が用いられていた。この錬鉄を良質な鉄にするためには、棒を短く切って束ね、少なくとももう一度ハンマーで打ち圧延機にかける必要があった。部材の接合具や止具においても、チェーンやワイヤーと同様に錬鉄を当時の加工機械を用いて人力によって加工された。したがって、その品質や精度は職人の技量に依存し、非常に不確実なものであった。1850年頃を契機に、フランスでは度重なる落橋により、イギリスでは鉄道輸送の需要の高まりにより、剛性の低い吊橋の建設は放棄され、その剛性付与に成功したアメリカで再び吊橋の発展が訪れたのであった。<sup>2),3),4),5)</sup>

参考文献1)の「第V章 1940年以前の吊橋事故」111件の記録集計表を表4.1.1(1/4～4/4)に示す。なお、集計表内の灰色ハッチング行は事事故例を示す。ハッチングなしの行は落橋事例を示す。

表 4.1.1 第V章 1940年以前の吊橋事故 集計表 (1/4)

記録番号	橋種	ケーブル型式およびその特徴	橋長 (m)	支間長 (m)	幅員 (m)	構造高 (m)	橋名	建設地	竣工年	落橋年	事故年	事故要因	原因	備考
V-1	吊橋	チェーンのみ	不明	21.3	0.6	不明	WINCH BRIDGE	英国	1741	1802	なし	不明	—	—
V-2	吊橋	チェーン式 (1.5in鍛鉄製丸棒)	不明	38.3	4.6	不明	POTOMAC BRIDGE	米国	1807	1810	なし	出水	—	James Finley建設.
V-3	吊橋	チェーン式 (1.5in長鉄製リンク)	不明	2@46.5	5.5	不明	SCHUYLKILL FALLS BRIDGE	米国	1809	1811	なし	牛の群れ	—	John Templeton建設. Finleyの特許, 米国の最初の複数径間吊橋.
V-4	"	チェーン式	不明	不明	不明	不明	"	米国	1811	1816	なし	氷と雪の重み	—	—
V-5	"	ワイヤー式	不明	124	0.6	不明	"	米国	1816	1816	なし	氷と雪の重み	—	米国で最初のワイヤー式吊橋, 真鍮製ワイヤー3本/片側.
V-6	(斜)吊橋	チェーン式 (傾斜チェーン式)	不明	79	1.2	不明	DRYBUGH ABBEY BRIDGE	スコットランド	1817	1818	なし	激しい強風	—	Samuel Brownの設計で直ぐに再建. カテナリアの原理, アイバー (10ft鉄丸棒)の最初の吊橋.
V-7	吊橋	チェーン式 (丸棒アイバー)	不明	137	5.5	不明	UNION BRIDGE	英国	1820	1821	なし	激しい嵐	—	Samuel Brownの設計, 英国最初のアイバー鎖を使用した吊橋, そして荷物を搭載して荷車を通した最初の吊橋.
V-8	吊橋	チェーン式 (鉄製棒2条)	不明	170	8.7	不明	PONT DES INVALIDES	仏国	1826	1826	なし	アンカー橋台崩壊	—	M. Navier設計. ほぼ完成していた構造物のアンカレッジが突然崩壊し全壊. 原因追求と修理費用捻出にの論争で放棄され, 撤去.
V-9	吊橋	チェーン式 (鍊鉄製アイバー)	不明	176	8.5	不明	MENAI STRAITS BRIDGE	英国	1826	1839	1826	嵐及び突風	—	Thomas Telfordの設計. 1836の損傷でフラッタ現象を解明, アイバーチェーンをケーブルに置き換え修復.
V-10	吊橋	チェーン式 (3+4+3本, 3列)	不明	74.4	9.2	不明	ESSEX-MERRIMAC BRIDGE	米国	1810	1827	なし	牛6頭馬2頭のワゴン	—	John Templeman建設. 短い三重リンクのサドル, 直ぐに再建 (S. A. Cooney指揮, ワイヤー式, 2列) 1894補強1909更新.
V-11	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	YORK RIVER BRIDGE	英国	1830	1830	なし	多数の牛	—	完成4ヶ月後に崩壊.
V-12	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	MORPETH BRIDGE	英国	不明	1830	なし	大勢の群衆	—	—
V-13	吊橋	ワイヤー式	不明	2x90.4	不明	不明	ANDANCE BRIDGE	仏国	不明	なし	1830	石積塔アンカー部のクラック	供用中, かなり古い か?	連続した, 単独単径間吊橋 (各タワーの頭頂から鉛直にケーブルが下がり, タワー下部で定着された単径間).
V-14	吊橋	ワイヤー式	不明	2x86.0	3.8	不明	VIENNE BRIDGE	仏国	不明	なし	1830	アンカー橋台のクラック	点検検査中, かなり古い	連続した, 単独単径間吊橋 (同上).
V-15	吊橋	チェーン式 (4.5ft長丸棒を加工)	不明	44.35	5.56	不明	BROUGHTON BRIDGE	英国	1829	1831	なし	軍団の行進	—	後方支索の端部留具の結合ボルト破損が原因.
V-16	吊橋	チェーン式 (鉄棒チェーン4本)	不明	132	8	不明	MONTROSE BRIDGE	スコットランド	1829	1838	1831	ハリケーン	—	—
V-17	吊橋	チェーン式 (鍛鉄製チェーン2@4本)	不明	100	4.3	不明	LONGUES BRIDGE	仏国	1832	1832	なし	予備載荷試験	—	後方支索の分離が原因, 直ぐに再建したがハンガー破損, 厳格な受入検査を実施1833/2/1にようやく開通.
V-18	吊橋	チェーン式 (鍛鉄製丸棒アイボルト)	不明	4@77.7	3.9	不明	BRIGHTON CHAIN PIER BRIDGE	英国	1823	なし	1833	嵐	—	Samuel Brown建設. 1836にも嵐によって損傷.
V-19	吊橋	チェーン式 (アイバー鎖 2@8本)	不明	74.85	6.7	無補剛	NASSAU BRIDGE	独国	1830	なし	1830	冬の風, アイバー鎖12本破損	—	LossenとWolf建設. 1836に床梁を交換・鉄の平棒の鎖に交換して再建, 1926に解体新しい吊橋に更新.
V-20	複合トラス	チェーン式 (細長いリンク)	不明	17.75他	8.3	不明	GENEVA BRIDGE	スイス	1833	なし	1833	重い大砲, チェーン破損	—	チェーンを交換して翌年開通. (DEE橋の崩壊は1847年) 最初のトラス複合構造システムか? 1826年のTelfordの提案か?
V-21	吊橋	チェーン式	不明	不明	不明	不明	CHATEAUX-ARNOUX BRIDGE	仏国	不明	なし	1834	不明 (鎖が破損)	—	—
V-22	吊橋	鉄製ワイヤー式	不明	不明	不明	不明	BREST BRIDGE	仏国	1826	なし	?1834	8年で腐食による深刻な劣化	—	—
V-23	吊橋	ワイヤー式	不明	200	4.4	不明	PORT-SAINTE-MARIE BRIDGE	仏国	1834	1835	なし	不明	—	—
V-24	吊橋	ワイヤー式	不明	不明	不明	不明	GIVORS BRIDGE	仏国	1836	1836	なし	鉄部材の欠陥部が破損落橋	—	完成直後の載荷試験時に崩壊, 6人死亡.
V-25	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	CORBIERRES BRIDGE	スイス	1838	1838	なし	列車+大勢の乗客	—	満員の列車と共に崩壊.
V-26	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	FLEURVILLE BRIDGE	仏国	不明	なし	1840	洪水により被害	—	—
V-27	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	ST.ROMAN BRIDGE	仏国	不明	なし	1840	洪水により被害	—	FLEURVILLE BRIDGEの洪水と同じ洪水.
V-28	吊橋	ワイヤー式 (平行線ワイヤー)	不明	4@79	6	不明	TEIL BRIDGE	仏国	1839	なし	1840	洪水により被害 (複数回)	—	1840: 橋台1基中間橋脚? 基被災; 修復, 1856・1881: 大規模な修理, 1909: ケーブル交換, 1920の検査: 中間橋脚に亀裂・傾斜.

表 4.1.1 第V章 1940年以前の吊橋事故 集計表 (2/4)

記録番号	橋種	ケーブル型式およびその特徴	橋長 (m)	支間長 (m)	幅員 (m)	構造高 (m)	橋名	建設地	竣工年	落橋年	事故年	事故要因	原因	備考
V-29	吊橋	チェーン式	不明	不明	不明	不明	CHINTANDRIPPET BRIDGE	インド	不明	1840	なし	軍隊の行進、鎖の破断⇒崩壊	—	—
V-30	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	NADRAS BRIDGE	インド	不明	1840	なし	兵隊の行進、落下	—	—
V-31	吊橋	チェーン式	不明	85.6	不明	不明	TEES BRIDGE	英国	1830	1841	なし	鉄道供用により崩壊	—	Samuel Brown建設。George Stephensonの指揮の下1842年に複線用の5径間の鑄鉄桁橋に更新。
V-32	吊橋	チェーン式 (帯平鉄のフープ 8本)	不明	62+2@42.5	6.6	不明	SURESNES BRIDGE	仏国	1841	1841	なし	予備試験;石積みの欠陥で崩落	—	FlachatとPetiet建設。1841年に修理完成、1870年戦争で破壊、その後鑄鉄橋に進行。
V-33	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	ST.ROMAN BRIDGE	仏国	不明	なし	1841	洪水に見舞われる	—	
V-34	吊橋	不明	不明	174	6.5	不明	MIRABEAU BRIDGE	仏国	1832	1843	なし	洪水により破壊	—	—
V-35	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	PARENTIGNAT BRIDGE	仏国	1832	なし	1844	大規模な地すべりにより孤立	—	橋の状況は記載されていないが、取付道路の修復を断念し、24年後の1868年に新しい橋の建設が開始された。
V-36	吊橋	チェーン式 (丸鉄棒製リンク)	不明	72.6	5.5	不明	BALLAE KHAL BRIDGE	インド	1844	1844	なし	変更事項の請負業者の判断ミス	—	Dodgeの原理に基づいてCaptain Goodwynによって設計および構築。完成の3日後に中央から崩れ崩落。
V-37	吊橋	チェーン式 (丸鉄棒製 2条)	不明	28	6.9	不明	YARMOUTH BRIDGE	英国	1832	1845	なし	群衆の偏載によりチェーン破断	—	1844に主索両外側に歩道を追加;幅員12m。事故は、鉄製丸棒の品質の悪さと、最初に切れた丸棒の溶接技量の低さによって早められた。
V-38	吊橋	チェーン式 (5橋全て)	不明	22.9, 45.7他	不明	不明	REGENT'S PARK BRIDGE	英国	1842	1845	なし	支持堤防の緩み (雨による)	—	5橋の内、2橋が崩壊 (最長径間長の公園内橋は原因明確、運河橋の原因は支持堤防の長雨による緩み)。
V-39	吊橋	ワイヤー式	不明	2@85.0	6	不明	FOURNEAU BRIDGE	仏国	1836	1846	なし	洪水により橋脚損傷⇒落橋	—	—
V-40	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	CHAMBILLY BRIDGE	仏国	不明	なし	1846	洪水により酷く破損	—	V-39 FOURNEAU BRIDGEと同じ洪水。
V-41	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	DIGOIN BRIDGE	仏国	1836	なし	1846	洪水によりかなりの損害	—	V-39 FOURNEAU BRIDGEと同じ洪水。
V-42	吊橋	チェーン式	不明	不明	不明	不明	JINGURUTCHY BRIDGE	インド	1846	1846	なし	開通記念の群衆によって落橋	—	James Dredgeの鎖式吊橋のインドでの1つ、Captain Duncan建設。災害はチェーンの破断によって引き起こされた。
V-43	吊橋	チェーン式	不明	不明	不明	不明	LOUIS-PHILLIPE BRIDGE	仏国	不明	なし	1848	革命中の火災	—	
V-44	吊橋	不明	不明	77+58	不明	不明	DAMIETTE FOOTBRIDGE	仏国	1837	1848	なし	革命中に破壊	戦争	—
V-45	複合トラス	チェーン式 (直径60mmの鎖)	不明	31.4	不明	不明	MEIKLEWOOD BRIDGE	スコットランド	1831	1848	なし	主材料木材の腐敗	—	James Smithの設計。Graham Meiklewood大佐によって建設。
V-46	吊橋	チェーン式 (リンク)	不明	61	6.1	不明	BALLOCK FERRY BRIDGE	スコットランド	1832	1850	なし	羊の群れ	リンクの欠陥	James Dredge建設。事故の主な原因は主チェーンの中央リンクの金属の欠陥で破損。
V-47	吊橋	ワイヤー式	不明	不明	不明	不明	BASSE-CHAINE BRIDGE	仏国	1839	1850	なし	行進する軍隊により崩壊	ワイヤーの腐食	アンカレッジ付近のワイヤーの腐食、この災害を契機にフランスは1870年までに吊橋を放棄する。
V-48	吊橋	チェーン式	不明	不明	不明	不明	GLASGOW BRIDGE	スコットランド	不明	1851	なし	手抜き工事により落橋	—	—
V-49	吊橋	ワイヤー式 (鉄線ケーブル4本)	不明	198	不明	不明	ROCHE-BERNARD BRIDGE	仏国	1840	1852	なし	強風により倒壊	—	P. Le Blanc建設、控えケーブルを追加することによって復旧。
V-50	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	PENEY BRIDGE	スイス	不明	1853	なし	試験中の落下	—	参照先: Annales des Ponts et Chaussées (Memoires et Documents) ,Vol.5, 1853.
V-51	吊橋	ワイヤー式	不明	308	7.3	不明	WHEELING BRIDGE	米国	1849	1854	なし	竜巻により崩壊	空力安定性	Charles Ellet, Jr.が設計施工。1854,1860の再建はCaptain William K. McComasが行いElletが手伝った、この時Roebblingの方法を使用した。
V-52	吊橋	ワイヤー式	不明	不明	不明	不明	MONTMORENCY BRIDGE	カナダ	不明	1856	なし	荷馬車と歩行者	施工不良か?	崩壊前に、ケーブル素線の緩みが生じ、荷馬車と歩行者のみの荷重で、アンカレッジケーブル定着部の板鎖がバラバラに破断している。
V-53	吊橋	不明	不明	不明	5.5	不明	TRES-CASSES BRIDGE	仏国	1851	1858	なし	洪水により破壊	—	—
V-54	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	CHAPPES BRIDGE	仏国	1844	なし	1856	洪水により損傷	—	防波堤防が洗い流される。
V-55	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	SAINT-DENIS BRIDGE	仏国	不明	なし	?1859	アンカレッジ立杭で窒息	炭酸ガス	
V-56	吊橋	ワイヤー式	不明	59.4	5.25	不明	MIRABEL BRIDGE	仏国	1843	1861	なし	試験中に落橋	ケーブル破断	主ケーブル内部の錆による破断が原因。



表 4.1.1 第V章 1940年以前の吊橋事故 集計表 (3/4)

記録番号	橋種	ケーブル型式およびその特徴	橋長 (m)	支間長 (m)	幅員 (m)	構造高 (m)	橋名	建設地	竣工年	落橋年	事故年	事故要因	原因	備考
V-57	吊橋	ワイヤー式 (⇒備考参照)	不明	164	8.5	不明	NASHVILLE BRIDGE	米国	1850	1861-65	なし	南北戦争で破壊される	戦争	全長：205m, 主ケーブルは、200本のワイヤー撚り線によるケーブル16本を用いた。
V-58	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	NEWPORT BRIDGE	米国	不明	1861	なし	通過荷重下で落橋	—	詳細は不明。
V-59	歩道吊橋	ワイヤー式 (2@5本の撚り線)	不明	不明	不明	不明	LEWISTON-QUEENSTON BRIDGE	米国-カナダ	1850	1864	なし	強い嵐で倒壊	—	Charles Ellet設計。1850年開通当初に、Roebingが支え索で橋床補剛を提案、10年間保つが氷詰りでアンカーを外し留め忘れ、次の嵐で落橋。
V-60	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	COURNON BRIDGE	仏国	不明	なし	1866	橋の上流側の堤防を一掃	—	
V-61	吊橋	ワイヤー式	不明	120	4.4	不明	CASTELMORON BRIDGE	仏国	1841	1869	なし	点検強度試験で倒壊	腐食によるケーブル破断	M. Bernadieuによる試験で落橋。同様の点検荷試験で、他の3橋Caimont (本章V73), Maurin (本章V74), Rayne (本章V75) が倒壊。
V-62	吊橋	ワイヤー式 (2@5本撚り線, 無結束)	不明	76	4.4	不明	BRY BRIDGE	仏国	1831	1870	なし	普仏戦争で破壊される	戦争	Jules Seguin建設。橋はロッカー式タワー (rocker towers) を有する最初の吊橋。
V-63	吊橋	ワイヤー式	165	3 径間以上	6	不明	ANDELYS BRIDGE	仏国	1837	1870	なし	戦争中に爆破される	戦争	3 径間以上の橋長で165m。
V-64	吊橋	不明	不明	3 径間	不明	不明	RIS-ORANGIS BRIDGE	仏国	1831	1870-71	なし	戦争中に破壊される	戦争	3 径間。
V-65	吊橋	チェーン式 (平鉄棒)	360	3@90+2@45	不明	不明	LANGAIS BRIDGE	仏国	1848	1870	なし	戦争中に破壊される	戦争	Vestier建設、ロッカー式タワー、1873年再建。
V-66	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	POMMIERS BRIDGE	仏国	不明	1870-71	なし	戦争中に破壊される	戦争	—
V-67	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	COURCELLES BRIDGE	仏国	不明	1870	なし	戦争中に爆破される	戦争	—
V-68	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	BROOKLYN BRIDGE	米国	不明	なし	1870-83	多くの重大かつ独特な事故	—	詳細は、本文 第3章参照
V-69	吊橋	チェーン式 (ワイヤーと鉄)	不明	53.34	不明	不明	BOATFORD BRIDGE	スコットランド	1871	1871	なし	開通式の群衆で落橋	鎖の1つが壊れて落橋	Hermilewicz Co.により、新しい歩道吊橋が1873年現地に再建される。
V-70	吊橋	ワイヤー式	不明	不明	不明	不明	FONTAINES BRIDGE	仏国	不明	1875	なし	数回修理ごの荷試験で落橋	支持ワイヤーケーブルの破断	—
V-71	吊橋	ワイヤー式 (2@180本のワイヤー)	不明	180	4.4	不明	COUTHURES BRIDGE	仏国	1845	なし	1877	165/180本の腐食	—	M. Bernadieuによって検査、ケーブルが交換された。
V-72	吊橋	不明	不明	70?	不明	不明	WIDCOMBE BRIDGE	英国	不明	1877	なし	200人の重さで落橋	—	—
V-73	吊橋	ワイヤー式	不明	不明	不明	不明	CAIMONT BRIDGE	仏国	1852	1880	なし	点検強度試験で落橋	ワイヤーの腐食	M. Bernadieuによって検査され、試験荷重の下で落橋。28年間の供用後にケーブルワイヤーが腐食。
V-74	吊橋	ワイヤー式	不明	不明	不明	不明	MAURIN BRIDGE	仏国	1851	1881	なし	点検強度試験で落橋	—	M. Bernadieuによって検査され、試験荷重の下で落橋。30年間の供用。
V-75	吊橋	ワイヤー式	不明	不明	不明	不明	RAYNE BRIDGE	仏国	1851	1881	なし	点検強度試験で落橋	—	M. Bernadieuによって検査され、試験荷重の下で落橋。
V-76	吊橋	ワイヤー式 (2@114+190mm)	不明	52.1+35.8	12.2	不明	SIXTH STREET BRIDGE	米国	1860	なし	1881	橋床の火災	—	1883年：アンカレッジ付近のケーブルの腐食、修理される。1892年に弓弦トラスに更新、さらに1928年に現在の自定式鎖式吊橋に更新。
V-77	吊橋	ワイヤー式	不明	183.6	不明	不明	ST.CHRISTOPHE BRIDGE	仏国	1847	なし	1884	アンカーケーブルの腐食	アンカレッジ内部での腐食	1894年：強風により部分的に破壊、1901年：剛性梁と金属床を追加。
V-78	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	PORTSMOUTH BRIDGE	米国	1863	1884	なし	不明	突然の倒壊	大きな吊橋。
V-79	吊橋	不明	350	91+168+91	不明	不明	WINDSOR LOCKS BRIDGE	米国	1884	なし	1884	アンカレッジの石積み崩壊	—	W. A. Roebingによって完成、タワーが傾いたためW. A. Roebing自身が補修。
V-80	吊橋	チェーン式 (2@アイバー6本)	94.7	66	7	不明	OSTRAU BRIDGE	チェコスロバキア	1851	1886	なし	軍団の通行時に落橋	振動が原因と言われている	Tannebauer建設。ケーブルのアンカレッジ内入口付近で破断。
V-81	吊橋	ワイヤー式? (4径間が夫々独立系)	427.2	2@120+2@93.6	不明	不明	BEUCAIRE BRIDGE	仏国	1828	1887	1887	1つの径間の橋床が崩壊	構造破壊	竣工後ケーブル屈曲位置の欠陥、50年後に一径間の橋床の落下、M. F. Amodinによって完全に修復される。
V-82	吊橋	ワイヤー式	不明	386.6	3	2	NIAGARA CLIFTON BRIDGE	米国-カナダ	1869	1889	なし	強風に吹き飛ばされる	拡幅直後に倒壊	Samuel Keefer設計施工：1848年に完成したElletの歩道橋から数えて、ナイアガラを渡る4番目の独自の吊橋。
V-83	吊橋	チェーン式 (鍛鉄150x25mmリンク)	336.4	26.8+4@70.7+26.8	6.4	2.5	FITZROY BRIDGE	豪州	1881	なし	1890	洪水により1脚破損	—	1891年修復
V-84	吊橋	不明	不明	91	不明	不明	VICTOR BRIDGE	米国	不明	1890	なし	試験荷重下で落橋	—	Eddyの特許に基づき建設

表 4.1.1 第V章 1940年以前の吊橋事故 集計表 (4/4)

記録番号	橋種	ケーブル型式およびその特徴	橋長 (m)	支間長 (m)	幅員 (m)	構造高 (m)	橋名	建設地	竣工年	落橋年	事故年	事故要因	原因	備考
V-85	吊橋	不明	不明	91	不明	不明	PONT LOROIS	仏国	不明	1894	なし	風によって吹き飛ばされる	—	—
V-86	吊橋	ワイヤー式	不明	不明	不明	不明	WESTON BRIDGE	米国	不明	1896	なし	群衆下で落橋	—	—
V-87	吊橋	ワイヤー式	不明	不明	不明	不明	LITTLETON BRIDGE	米国	不明	1896	なし	群衆下で落橋	—	—
V-88	斜張橋	Ordishシステム (亜鉛メッキ鋼棒)	61	45.7	不明	不明	RICHMOND BRIDGE	米国	1889	1897	なし	出水で洗い流される	Mitchel Bridge Co.建設	Ordish-Lefeuveシステム: 1858年の特許, 1868年フランツジョセフ橋(ブラハ1950年解体), 1878年アルバート橋(ロンドン1884年主ケーブル追加; 現存).
V-89	吊橋	ワイヤー式	不明	不明	不明	不明	FRANKLIN BRIDGE	米国	不明	1898	なし	ソケット鉛の溶融	—	隣接建物の火災によりソケットの鉛が溶けケーブルが飛び出し落橋.
V-90	吊橋	ワイヤー式 (鋼線ケーブル)	115	57.4	5	不明	CELESTIAL GLOBE CO. BRIDGE	仏国	1900	1900	なし	完成後1週間で落橋	設計ミス・不良材料	—
V-91	吊橋	ワイヤー式 (4@平行線ケーブル)	不明	182+305+182	36	不明	WILLIAMSBURG BRIDGE	米国	1903	なし	1900	主塔上部の火災	—	\$ 222 mmの4本: 各281本の平行線ワイヤー37本strandsより構成; 耐風安全対策と活荷重耐荷性能の増強で中間塔追加, 再ラッピング.
V-92	吊橋	ワイヤー式 (2@平行線ケーブル)	不明	145.7	4.9 or 5.2	不明	LOVELL STREET BRIDGE	米国	1852	1904	なし	氷雪の重みにより落橋	設計不良?+ケーブル腐食	W. O. Buchanan(?)建設. 南北戦争間に何度か再建, 落橋時チャールトン側アンカレッジからケーブルが引き向かれ両側のケーブルが崩れた.
V-93	吊橋	ケーブル式 (4@亜鉛めっきケーブル)	121.9	91.4	不明	不明	KELSO BRIDGE	米国	1905	1923	1906	ケーブルアンカー付近で破断	重交通とケーブルの錆	全て木構造, 30.5mの側径間は複葉垂直昇開橋: 1906年には, 洪水により橋床流失, 1907年再建
V-94	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	RIO CHIRIQUI BRIDGE	パナマ	不明	1909	なし	建設中に橋脚流失, その後放棄	—	1917年に単一径間125mの新しい橋完成.
V-95	斜張橋	Lieut.Col.Gisclardシステム	253	39+156+39	7.8	不明	LA CASSAGNE RAILWAY BRIDGE	仏国	1908	1910	なし	列車走行中に倒壊	—	—
V-96	吊橋	ワイヤー式 (2@撚り線7本)	不明	110	不明	不明	BUED RIVER BRIDGE	フィリピン	不明	1912	なし	建設中に崩壊	橋床敷設中ケーブルすり抜け	この記述では, 橋床を支えるハンガー留め具のすり抜けと思われる.
V-97	吊橋	ワイヤー式	不明	2@115	5	不明	SECOND FOURNEAU BRIDGE	仏国	1849	なし	1918	トレーラ通行中に床材落下	—	ケーブルの大規模な補修が1878-79年と1907年に行われる.
V-98	歩道吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	COLUMBUS BRIDGE	米国	不明	1921	なし	高潮により落橋	—	1922年に吊橋で再建.
V-99	吊橋	不明	365	79+207+79	6.1	不明	STEUBENVILLE BRIDGE	米国	1905	なし	1923	重い荷重下で補剛トラス損傷	補剛桁の横剛性不足	高速道路の吊橋.
V-100	吊橋	ワイヤー式 (細長いリンク)	97.6	24.4+48.8+24.4	4.9	不明	LEHIGH GAP BRIDGE	米国	1826	1926	なし	火災により部分的に破壊	—	Finlwyの特許を基にJacob Blumen建設, 百年もった! 木製タワー: 1933年に鉄筋コンクリート橋に更新.
V-101	吊橋	ワイヤー式 (2@6本の撚り線)	不明	65	1.5	不明	WHITEVILLE BRIDGE	米国	1913	1925or6	なし	群衆下で落橋	アンカーターンバックルの破損	—
V-102	吊橋	ワイヤー式 (2@撚り線19本)	914.4	228.6+457.2+228.6	11.9	不明	MID-HUDSON BRIDGE	米国	1930	なし	1927	建設中のケーソンの滑動	—	ModjeskiとMoran両氏によって設計.
V-103	吊橋	ワイヤー式	不明	2@110	4.4	不明	VEUREY BRIDGE	仏国	1852	1928	なし	異常な洪水で橋台が流れ崩壊	—	1933年に中央径間209mの新しい吊橋に更新: 主cableは16本ストランド, 4 mm wire217本で構成. 補剛トラス端部にヒンジを有する.
V-104	吊橋	ワイヤー式 (2@7本の撚り線)	677.4	155.8+365.8+155.8	10.4	5.5	MOUNT HOPE BRIDGE	米国	1930	なし	1929	熱処理ワイヤーの破断	熱処理鋼線の低疲労限度	熱処理鋼線を初めて使用, 熱処理されたワイヤーの微細粒構造が疲労に弱いことが判明, 吊構造を全て解体し, 冷間引抜鋼線を用いて再架設した.
V-105	吊橋	ワイヤー式	不明	564	16.8	6.7	AMBASSADOR BRIDGE	米国	1929	なし	1929	熱処理ワイヤーの破断	熱処理鋼線の低疲労限度	その後の調査で熱処理されたワイヤーの微細粒構造が疲労に弱いことが判明, 吊られた構造を全て解体し, 冷間引抜鋼線を用いて再架設した.
V-106	斜張橋	Fidler-type (鋼製リンクステイ8本)	不明	76.5	7.6	不明	ISLE RIVER BRIDGE	仏国	1931	1931	なし	試験トラックが吊具に衝突	—	T. Claxton Fidlerの直線リンク吊橋 (斜張橋). 開通式典での実証試験中の事故で崩壊.
V-107	吊橋	ワイヤー式	不明	137		無補剛	RIO GRANDE BRIDGE	米国-メキシコ	1926	1939	1933	アンカレッジ内ケーブルの電解腐蝕	—	1933年には, 洪水によりタワーが傾斜.
V-108	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	BRATTLEBORO BRIDGE	米国	不明	1939	なし	洪水により流失	—	50年間供用, 路面標高の高い鋼製アーチ橋構造に更新の予定.
V-109	吊橋	ワイヤー式	不明	不明	不明	不明	HAMMERSMITH BRIDGE	英国	1887	なし	1939	時限爆弾により損傷	—	初代: W.T.Clarkによって鎖式吊橋建設, 1870年軽すぎるため撤去. 1887年に新橋がJ.Bazalgetteの指導の下で鎖式吊橋に更新.
V-110	吊橋	不明	不明	不明	不明	不明	BROWN FORD BRIDGE	米国	1915	1940	なし	修理中に崩壊	塔部材 (木材⇒鋼材)	E.A.Bledsoeによって建設される, 補強中の崩壊で死亡.
V-111	吊橋	不明	1524.6	335.3+854+335.3	11.9	鋼桁2.9	TACOMA NARROWS BRIDGE	米国	1940	1940	なし	風により崩壊	18.8 m/secの風の共振	詳細は, 本誌 74-83ページを参照.

## 4. 2 落橋および事故事例の整理

### 4. 2. 1 橋種、建設地、竣工年、落橋年、事故年および供用期間毎の年代分布

全 111 件の落橋事故事例を項目別に整理した結果を以下に示す。

#### (1) 橋種

表 4.2.1 橋種別集計

橋種	件数
吊橋	103
歩道吊橋	1
ケーブルトラス	2
吊栈橋	1
斜張橋	3
(斜)吊橋	1
計	111

注)「ケーブルトラス」: 桁橋の主桁下フランジ  
下方に支柱を設け桁端部下端～支柱下端  
～桁端部下端にケーブル(鎖あるいはワイ  
ヤー)を張った構造。

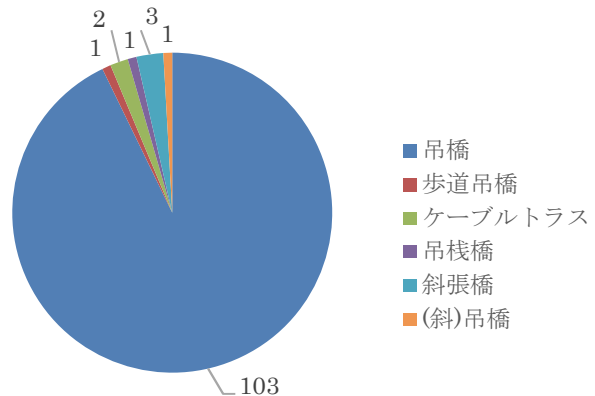


図 4.2.1 橋種別集計

#### (2) 建設地

表 4.2.2 建設地別集計

建設地	件数
英国	12
スコットランド	6
仏国	47
独国	1
スイス	3
チェコスロバキア	1
米国	30
カナダ	1
米国×カナダ	1
米国-カナダ	1
米国-メキシコ	1
パナマ	1
豪州	1
インド	4
フィリピン	1
計	111

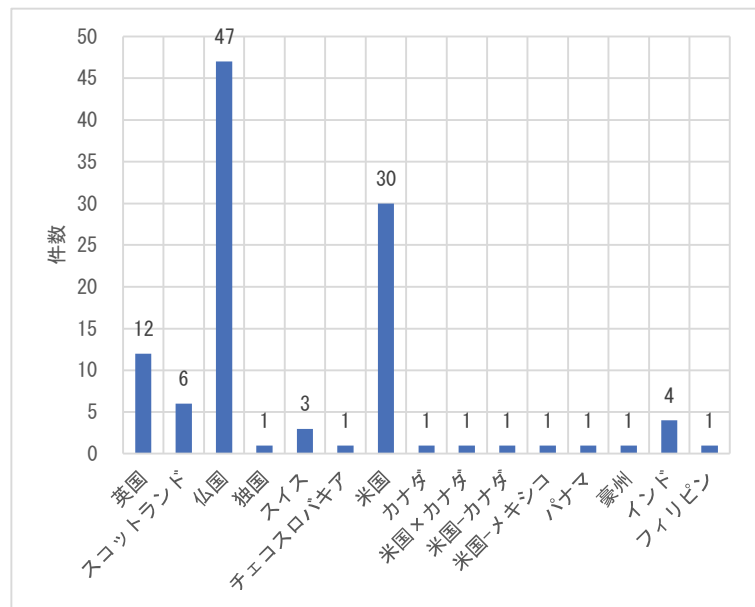


図 4.2.2 建設地別集計

- ・落橋または事故のあった件数は、仏国が最も多く、次いで米国、英国、スコットランドの順に発生件数が多い。

(3) 竣工年

表 4.2.3 竣工年別 年代分布

竣工年	件数
～ 1799	1
1800 ～ 1819	6
1820 ～ 1839	30
1840 ～ 1859	22
1860 ～ 1879	4
1880 ～ 1899	4
1900 ～ 1919	7
1920 ～ 1939	5
1940 ～	1
不明	31
計	111

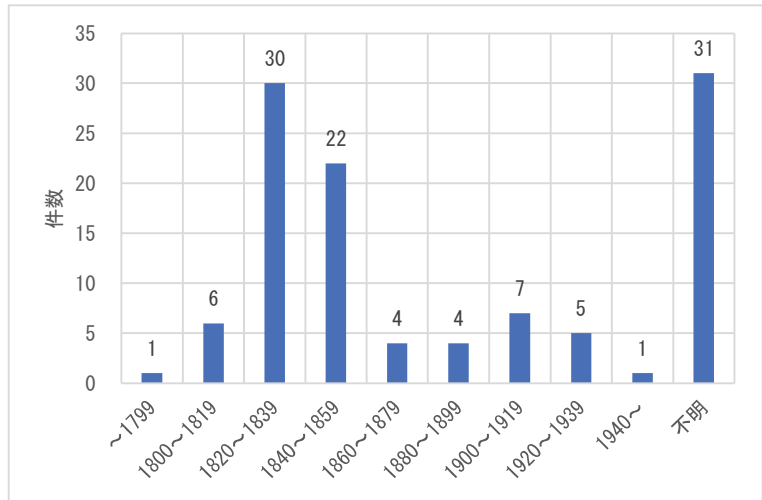


図 4.2.3 竣工年別 年代分布

・落橋または事故のあった橋梁は、1820年～1859年に竣工した橋梁が多く、1860年以降に竣工した橋梁では落橋または事故の発生件数は減少している。

(4) 落橋年：全 111 件中 80 件の落橋事例

表 4.2.4 落橋年別 年代分布

落橋年	件数
～ 1799	0
1800 ～ 1819	6
1820 ～ 1839	12
1840 ～ 1859	19
1860 ～ 1879	14
1880 ～ 1899	13
1900 ～ 1919	5
1920 ～ 1939	8
1940 ～	2
不明	1
計	80

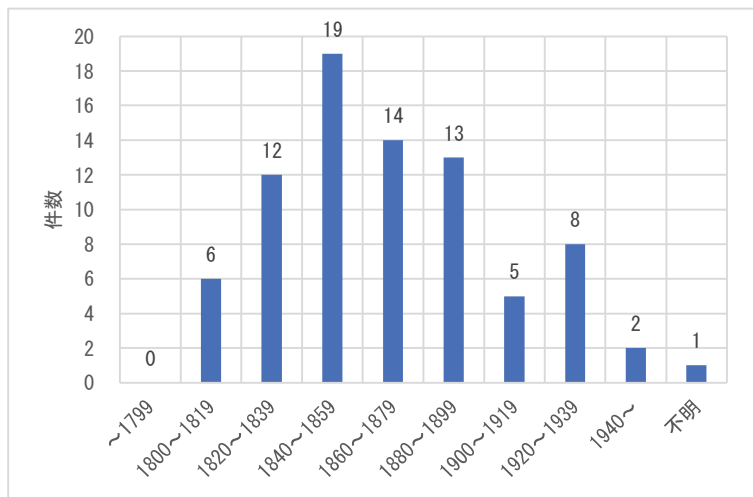


図 4.2.4 落橋年別 年代分布

・落橋は 1840 年～1859 年に最も多く発生しており、その後は次第に減少する傾向が見られる。



(5) 事故年：全 111 件中 31 件の落橋事例

表 4.2.5 事故年別 年代分布

事故年	件数
～ 1799	0
1800 ～ 1819	0
1820 ～ 1839	7
1840 ～ 1859	10
1860 ～ 1879	3
1880 ～ 1899	4
1900 ～ 1919	2
1920 ～ 1939	5
1940 ～	0
計	31

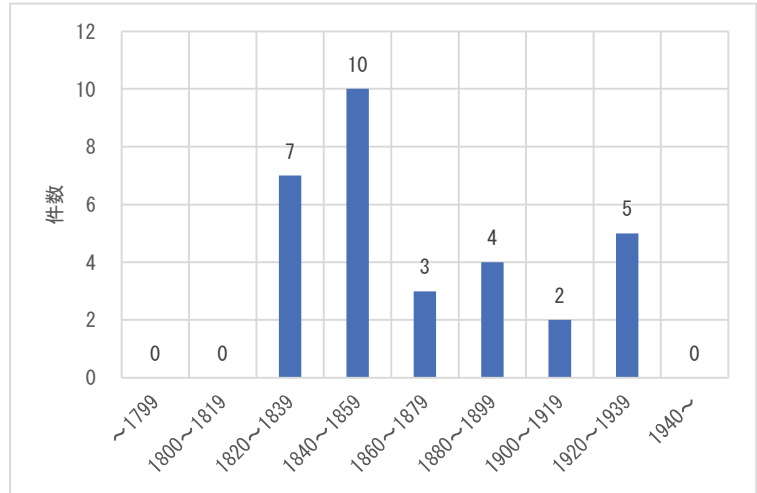


図 4.2.5 事故年別 年代分布

・事故は 1820 年～1859 年に最も多く発生しており、その後も一定数の事故が生じている。

(6) 供用期間（落橋）：落橋事例 80 件中供用期間の明確な 60 件

表 4.2.6 供用期間別 年代分布(落橋)

供用期間 (竣工年～落橋)	件数
～ 10	27
11 ～ 20	17
21 ～ 30	7
31 ～ 40	4
41 ～ 50	0
51 ～ 60	2
61 ～ 70	1
71 ～ 80	1
81 ～	1
計	60

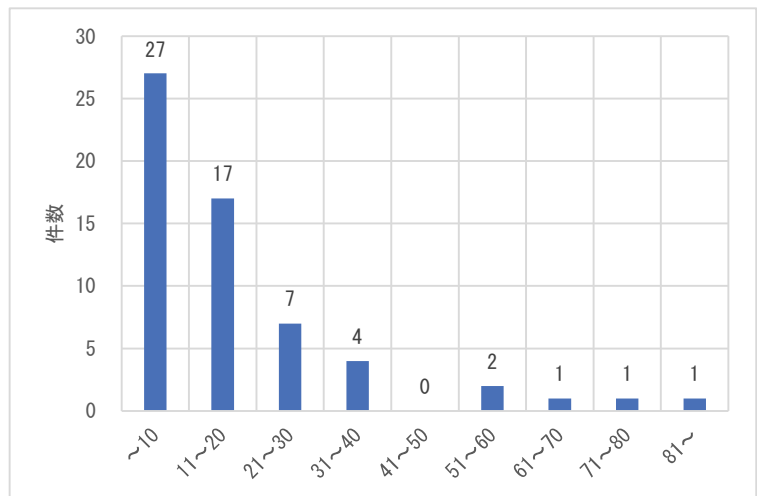


図 4.2.6 供用期間別 年代分布(落橋)

・落橋は竣工後 10 年以内の発生件数が最も多く、竣工後の経過年数が長い橋梁では減少する傾向が見られる。

(7) 供用期間（事故）：事故事例 31 件中供用期間の明確な 20 件

表 4.2.7 供用期間別 年代分布(事故)

供用期間 (竣工年～事故)		件数
～	10	12
11	～ 20	3
21	～ 30	1
31	～ 40	2
41	～ 50	0
51	～ 60	1
61	～ 70	1
71	～ 80	0
81	～	0
計		20

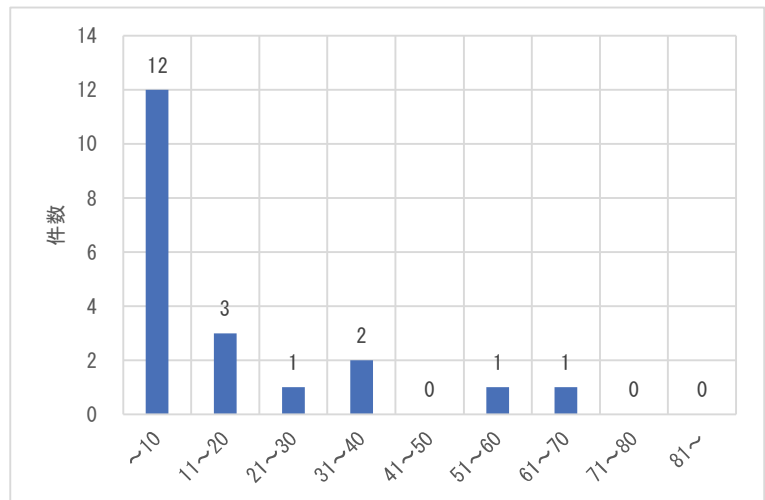


図 4.2.7 供用期間別 年代分布(事故)

- ・事故は竣工後 10 年以内の発生件数が多く，竣工後 11 年以降の橋梁では発生件数は少ない。

(8) 橋種・建設地と竣工年・落橋年・事故年・供用期間毎年代分布のまとめ

- ・建設地別の落橋または事故のあった件数は，仏国が最も多く，次いで米国，英国，スコットランドの順に多い。
- ・竣工年別の落橋または事故のあった件数は，1820 年～1859 年に竣工した橋梁が多く，1860 年以降に竣工した橋梁では減少している。
- ・落橋は 1840 年～1859 年をピークとし，その後は次第に減少している。
- ・事故は 1820 年～1859 年に多く，その後も一定数の事故が生じている。
- ・落橋は竣工後 10 年以内の発生件数が最も多く，竣工後の経過年数が長い橋梁では減少する傾向が見られる。
- ・事故は竣工後 10 年以内の発生件数が多く，竣工後 11 年以降の橋梁では発生件数は少ない。

落橋および事故事例では，1820 年～1859 年に竣工した橋が多く，1860 年以降に竣工した橋においても一定数は存在するものの発生件数は大きく減少している。また，供用期間の明確な落橋事例 60 件および事故事例 20 件では，竣工後 10 年以内に落橋や事故が発生しているケース（約その半数）が多く，竣工後の経過年数が長い橋梁での発生件数は少ない。これは，当時の設計荷重が曖昧であったと考えられる事，架構技術上から河川水面上の低位置に架橋されていたであろう事，さらに，吊橋初期の軽床式であった事等が想定される。また，当時の主材料および製作施工技術の信頼性の低さが影響しているものと思われる。

#### 4. 2. 2 主索型式別の年代分布

##### (1) 竣工年

表 4.2.8 主索形式別 竣工年別 年代分布

竣工年	件数				
	チェーン式	ワイヤー式	その他	不明	計
～ 1799	1	0	0	0	1
1800 ～ 1819	5	1	0	0	6
1820 ～ 1839	14	9	0	7	30
1840 ～ 1859	6	14	0	2	22
1860 ～ 1879	1	2	0	1	4
1880 ～ 1899	2	0	1	1	4
1900 ～ 1919	0	4	1	2	7
1920 ～ 1939	0	4	1	0	5
1940 ～	0	0	0	1	1
不明	4	8	0	19	31
計	33	42	3	33	111

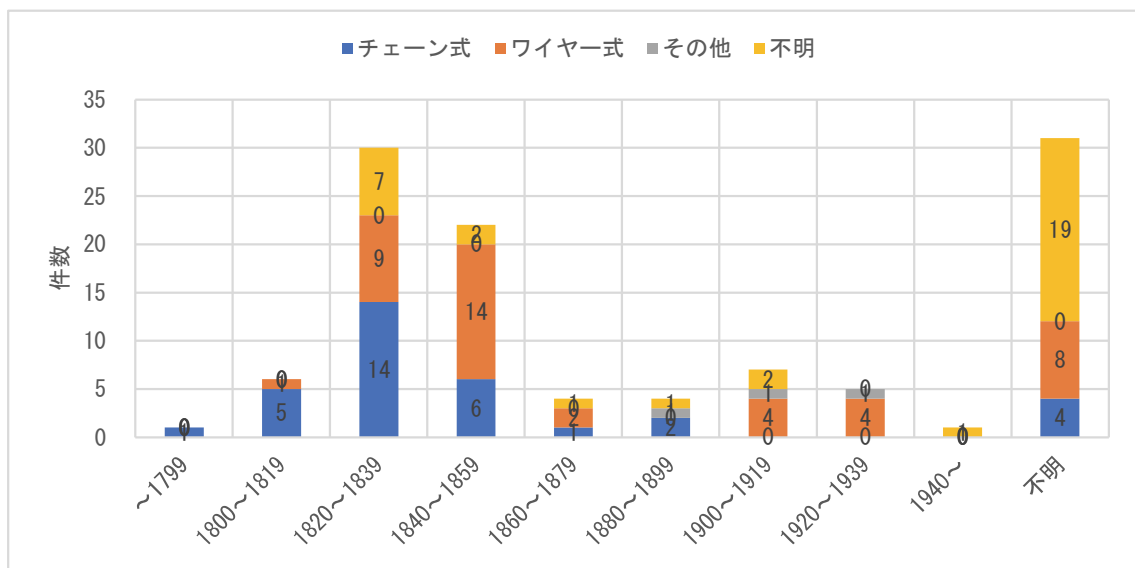


図 4.2.8 主索形式別 竣工年別 年代分布

- ・チェーン式で落橋または事故のあった橋梁の竣工年は、1820年～1839年に最も多い。
- ・ワイヤー式で落橋または事故のあった橋梁の竣工年は、チェーン式より遅れて1840年～1859年に最も多い。
- ・1800年代初頭のアイバーチェーンの開発後にチェーン式の吊橋の建設数が多く、その後1830年頃にストランドロープが発明されており、ワイヤー式の吊橋の建設数が増加したものと見られる。

(2) 落橋年

表 4.2.9 主索形式別 落橋年別 年代分布

落橋年	件数				
	チェーン式	ワイヤー式	その他	不明	計
～ 1799	0	0	0	0	0
1800 ～ 1819	5	1	0	0	6
1820 ～ 1839	7	2	0	3	12
1840 ～ 1859	10	5	0	4	19
1860 ～ 1879	2	7	0	5	14
1880 ～ 1899	1	8	1	3	13
1900 ～ 1919	0	3	1	1	5
1920 ～ 1939	1	4	1	2	8
1940 ～	0	0	0	2	2
不明	0	0	0	1	1
計	26	30	3	21	80

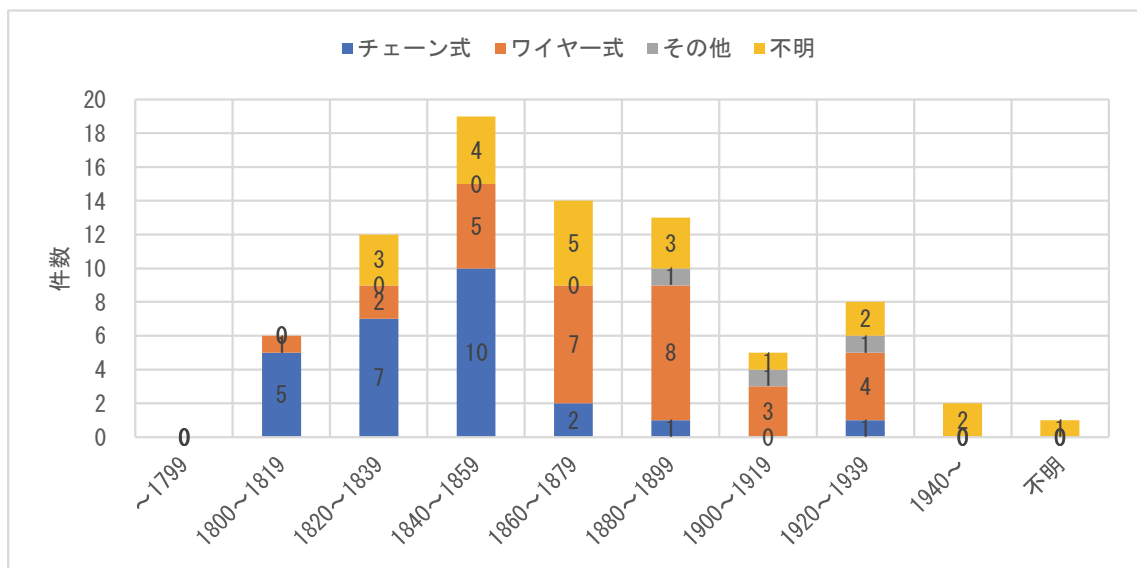


図 4.2.9 主索形式別 落橋年別 年代分布

- ・チェーン式の吊橋の落橋件数は、1800年～1859年に掛けて増加し、その後は減少している。
- ・ワイヤー式の吊橋の落橋件数は、チェーン式より遅れて増加し、1860年～1899年の落橋件数が多い。
- ・チェーン式とワイヤー式の落橋年の分布の違いは、竣工年の相違によるものと見られる。

(3) 事故年

表 4.2.10 主索形式別 事故年別 年代分布

事故年	件数				
	チェーン式	ワイヤー式	その他	不明	計
～ 1799	0	0	0	0	0
1800 ～ 1819	0	0	0	0	0
1820 ～ 1839	4	3	0	0	7
1840 ～ 1859	1	1	0	8	10
1860 ～ 1879	0	1	0	2	3
1880 ～ 1899	1	2	0	1	4
1900 ～ 1919	0	2	0	0	2
1920 ～ 1939	1	3	0	1	5
1940 ～	0	0	0	0	0
計	7	12	0	12	31

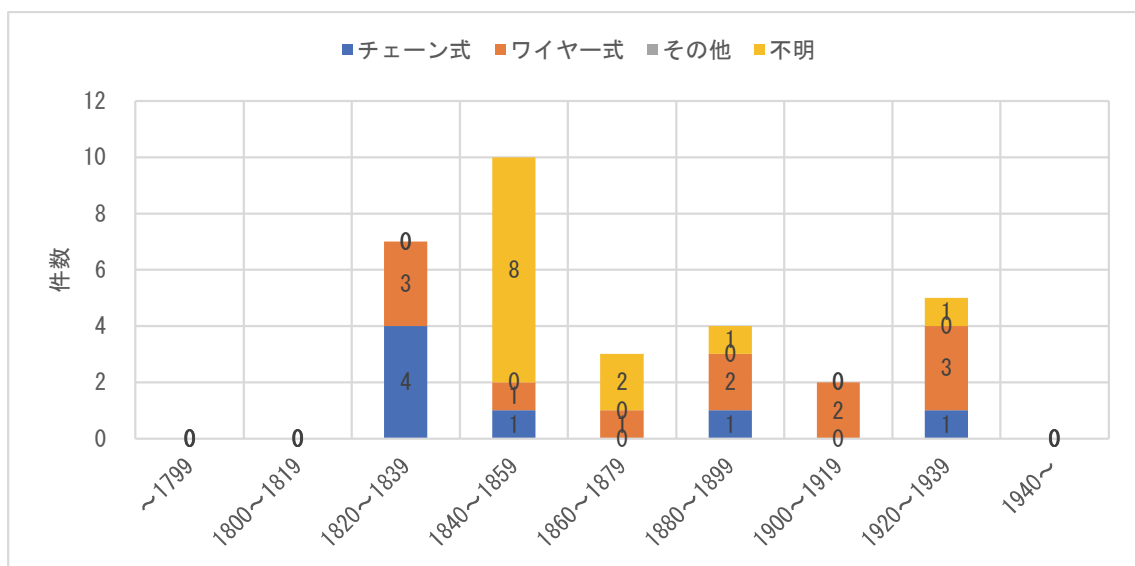


図 4.2.10 主索形式別 事故年別 年代分布

- ・チェーン式の吊橋の事故件数は、1820年～1839年に多く、その後は減少している。
- ・ワイヤー式の吊橋の事故件数は、1820年～1939年の期間内に分散して一定数存在する。

(4) 供用期間（落橋）：落橋事例 80 件中供用期間の明確な 60 件

表 4.2.11 主索形式別 供用期間別（落橋） 年代分布

供用期間 (竣工年～落橋)	件数				
	チェーン式	ワイヤー式	その他	不明	計
～ 10	14	6	3	4	27
11 ～ 20	6	9	0	2	17
21 ～ 30	1	4	0	2	7
31 ～ 40	1	2	0	1	4
41 ～ 50	0	0	0	0	0
51 ～ 60	0	2	0	0	2
61 ～ 70	1	0	0	0	1
71 ～ 80	0	1	0	0	1
81 ～	1	0	0	0	1
計	24	24	3	9	60

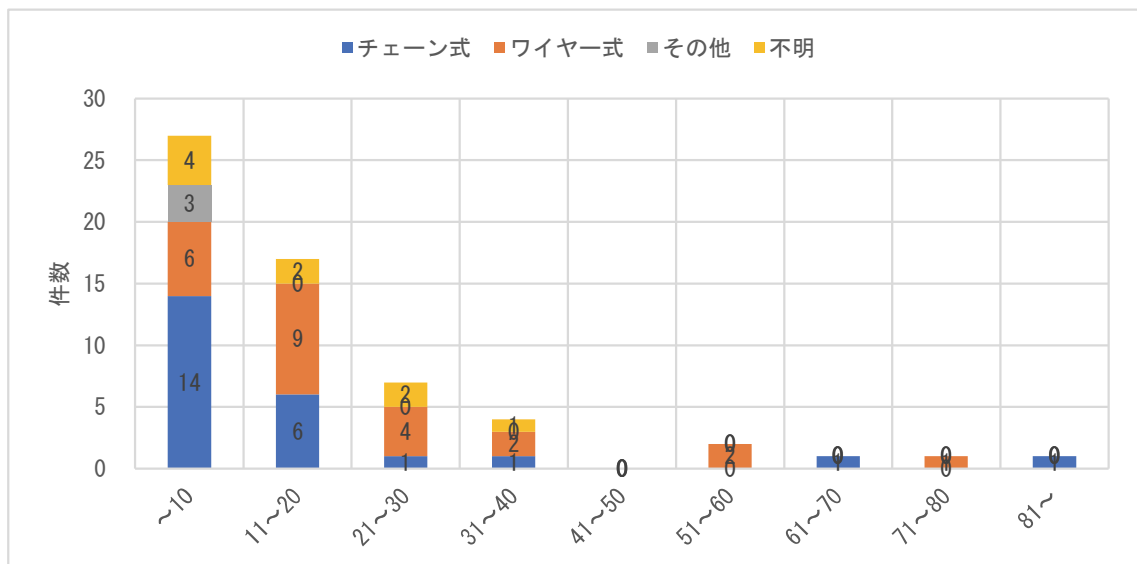


図 4.2.11 主索形式別 供用期間別（落橋） 年代分布

- ・全体では供用開始から 10 年以内に落橋している橋梁が最も多い。
- ・特に、チェーン式では落橋した橋の半数以上が 10 年以内に落橋している。
- ・ワイヤー式においても、供用開始から 11～20 年の間に落橋した橋梁が最も多く、落橋した橋の半数以上が 20 年以内に落橋している。

(5) 供用期間（事故）：事故事例 31 件中供用期間の明確な 20 件

表 4.2.12 主索形式別 供用期間別（事故） 年代分布

供用期間 (竣工年～事故)	件数				
	チェーン式	ワイヤー式	その他	不明	計
～ 10	4	6	0	2	12
11 ～ 20	0	0	0	3	3
21 ～ 30	0	1	0	0	1
31 ～ 40	0	2	0	0	2
41 ～ 50	0	0	0	0	0
51 ～ 60	1	0	0	0	1
61 ～ 70	0	1	0	0	1
71 ～ 80	0	0	0	0	0
81 ～	0	0	0	0	0
計	5	10	0	5	20

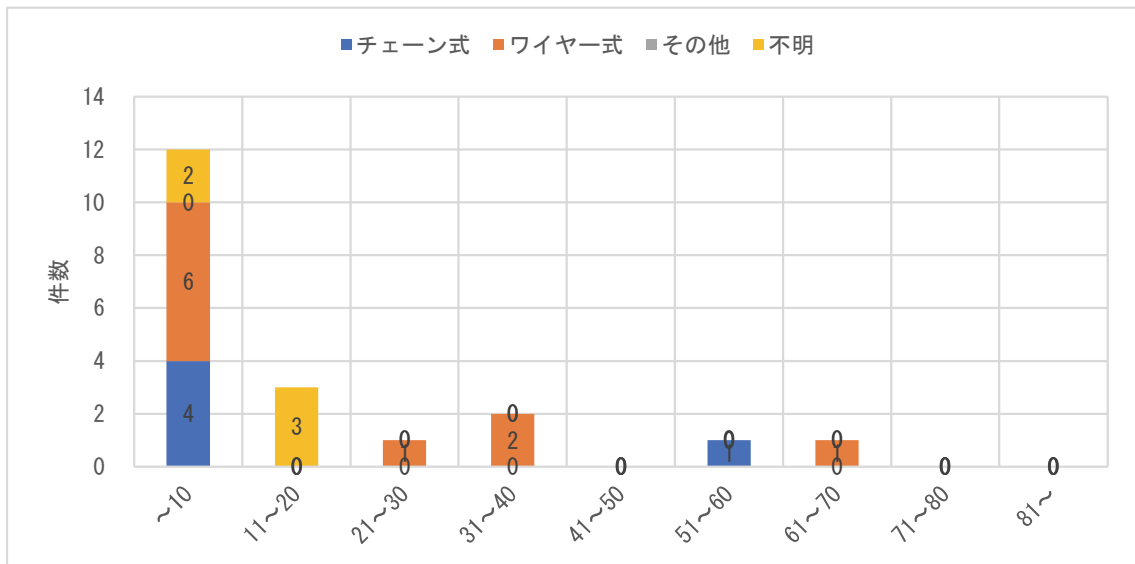


図 4.2.12 主索形式別 供用期間別（事故） 年代分布

・事故は、チェーン式およびワイヤー式ともに竣工後 10 年以内に最も多く発生している。



#### (6) 主索形式別の年代分布のまとめ

- ・主索形式別竣工年の年代分布より、チェーン式は 1820 年～1839 年の建設数が多く、ワイヤー式は 1840 年～1859 年の建設数が多い。
- ・主索形式別落橋年の年代分布では、チェーン式は 1800 年～1859 年に掛けて落橋件数が増加し、その後は減少している。ワイヤー式は 1860 年～1899 年に落橋件数が多い。
- ・チェーン式吊橋の事故件数は、1820 年～1839 年に多く、その後は減少している。ワイヤー式は、1820 年～1839 年の期間内に分散して一定数存在する。
- ・落橋は、竣工後 10 年以内のものが最も多く、特にチェーン式では落橋した橋の半数以上が竣工後 1 年以内に落橋している。ワイヤー式においても、竣工後 11 年～20 年の間に落橋した橋が最も多く、落橋した橋の半数以上が竣工後 20 年以内に落橋している。

18 世紀に錬鉄が大量生産されるようになり、鉄のチェーンを用いた吊橋が建設されるようになる。そうした時代背景の中、チェーン式吊橋は、1820 年～1839 年に多数建設されているが、竣工後 10 年以内に落橋や事故が多く生じている。1820 年代に入りフランスでは、技術先進国のイギリスに挑戦すべく従来のチェーンケーブルに代わりワイヤーケーブルを用いた吊橋が建設され、その後ワイヤー式吊橋が多く建設されている。そのワイヤー式吊橋においても、落橋や事故は竣工後 20 年以内に多く発生している。この供用年数の違いは、チェーンが主として鑄鍛鉄や錬鉄を主材料とし、その加工に溶接も用いられていたのに対して、ワイヤーはその初期から錬鉄や鋼を用いて冷間加工がされていた、主材料と加工技術の品質や精度の違いによるものと思われる。

1900 年以降になると、落橋した件数は減少しているものの一定数は存在する。この時期には、たわみ理論を背景として支間の長大化が進み、桁高が低くスレンダーでねじり剛性の低い吊橋が建設されており、風による振動で落橋に至ったケースも認められる。

#### 4. 2. 3 建設地別の年代分布

建設地別に、竣工年・落橋年・事故年・供用期間（落橋・事故）の年代分布を整理し検討する。建設地の分類では、1802年から1940年代当時のエンジニアリングの世界情勢を考慮して（産業革命から第一次世界大戦まで）、橋を建設したのは技術統治国の技術者であると想定されることから、建設圏毎に分類する。

##### (1) 竣工年

表 4.2.13 建設地別 竣工年別 年代分布

竣工年	件数				
	英国圏	仏国圏	米国圏	独国	計
～ 1799	1	0	0	0	1
1800 ～ 1819	1	0	5	0	6
1820 ～ 1839	10	18	1	1	30
1840 ～ 1859	4	15	3	0	22
1860 ～ 1879	1	0	3	0	4
1880 ～ 1899	2	0	2	0	4
1900 ～ 1919	0	2	5	0	7
1920 ～ 1939	0	1	4	0	5
1940 ～	0	0	1	0	1
不明	6	15	10	0	31
計	25	51	34	1	111

※英国圏：スコットランド、カナダ、豪州、インドを含む。

※仏国圏：スイス、チェコスロバキアを含む。

※米国圏：米国×カナダ、米国-カナダ、米国-メキシコ、フィリピン、パナマを含む。

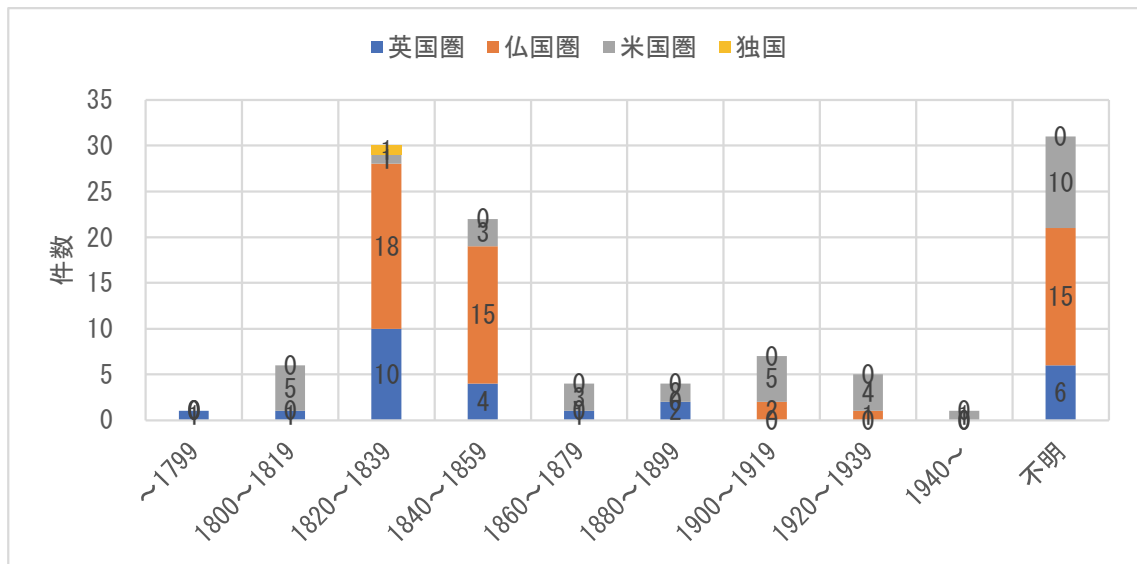


図 4.2.13 建設地別 竣工年別 年代分布

- ・英国圏で落橋または事故のあった橋梁は、1820年～1839年に竣工した橋梁が多い。
- ・仏国圏で落橋または事故のあった橋梁は、1820年～1859年に竣工した橋梁が多い。
- ・米国圏で落橋または事故のあった橋梁の竣工年は、1800年～1939年に渡り全体に分布している。

(2) 落橋年

表 4.2.14 建設地別 落橋年別 年代分布

落橋年	件数				
	英国圏	仏国圏	米国圏	独国	計
～ 1799	0	0	0	0	0
1800 ～ 1819	2	0	4	0	6
1820 ～ 1839	6	5	1	0	12
1840 ～ 1859	12	7	0	0	19
1860 ～ 1879	2	9	3	0	14
1880 ～ 1899	0	6	7	0	13
1900 ～ 1919	0	2	3	0	5
1920 ～ 1939	0	2	6	0	8
1940 ～	0	0	2	0	2
不明	0	1	0	0	1
計	22	32	26	0	80

※英国圏：スコットランド、カナダ、豪州、インドを含む。

※仏国圏：スイス、チェコスロバキアを含む。

※米国圏：米国×カナダ、米国-カナダ、米国-メキシコ、フィリピン、パナマを含む。

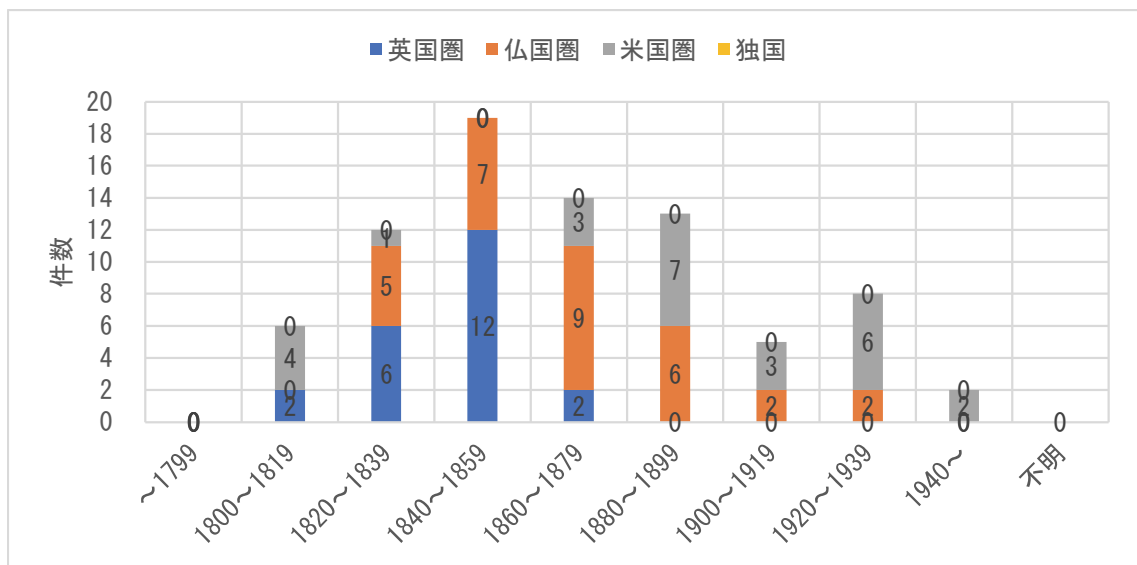


図 4.2.14 建設地別 落橋年別 年代分布

- ・英国圏で落橋のあった橋梁は、仏国よりも先行して 1840 年～1859 年が最も多く、その後は減少している。
- ・仏国圏で落橋のあった橋梁は、1860 年～1879 年にピークを迎え、その後次第に減少している。
- ・米国圏で落橋のあった橋梁は、全年代に生じているが、1880 年～1899 年にピークを迎え、仏国よりも遅れて増加する傾向が見られる。

(3) 事故年

表 4.2.15 建設地別 事故年別 年代分布

事故年	件数				
	英国圏	仏国圏	米国圏	独国	計
～ 1799	0	0	0	0	0
1800 ～ 1819	0	0	0	0	0
1820 ～ 1839	1	5	0	1	7
1840 ～ 1859	0	10	0	0	10
1860 ～ 1879	0	2	1	0	3
1880 ～ 1899	1	1	2	0	4
1900 ～ 1919	0	1	1	0	2
1920 ～ 1939	1	0	4	0	5
1940 ～	0	0	0	0	0
計	3	19	8	1	31

※英国圏：スコットランド, カナダ, 豪州, インドを含む。

※仏国圏：スイス, チェコスロバキアを含む。

※米国圏：米国×カナダ, 米国-カナダ, 米国-メキシコ, フィリピン, パナマを含む。

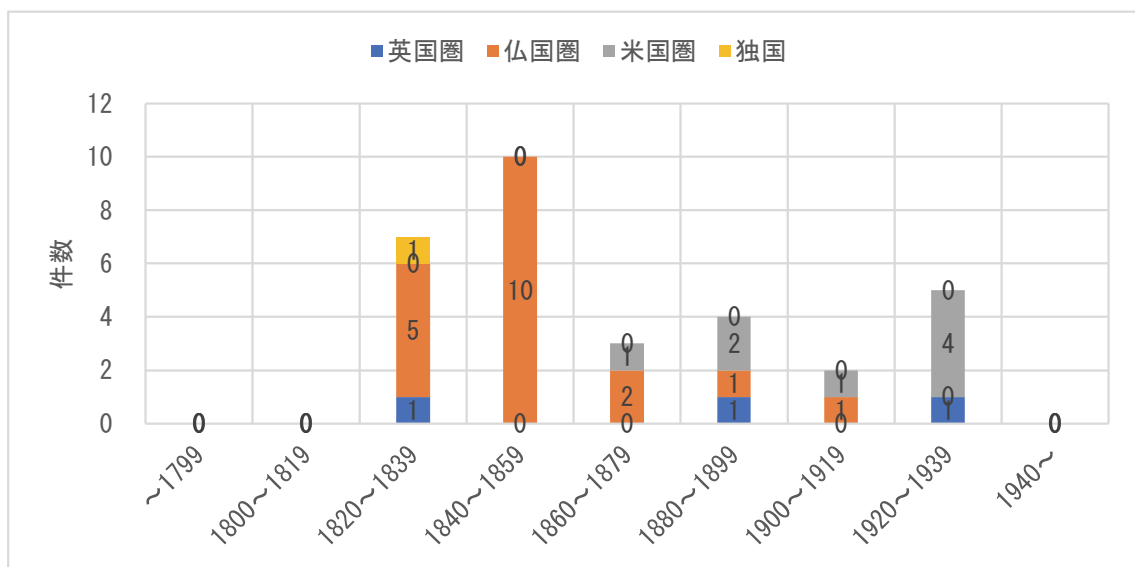


図 4.2.15 建設地別 事故年別 年代分布

- ・英国圏で事故のあった橋梁は、1820年～1839年に多く、その後の頻度は少ない。
- ・仏国圏で事故のあった橋梁は、1840年～1859年に最も多く、その後は減少している。
- ・米国圏で事故のあった橋梁は、1920年～1939年が最も多く、仏国よりも遅れて増加する傾向が見られる。

(4) 供用期間（落橋）：落橋事例 80 件中供用期間の明確な 60 件

表 4.2.16 建設地別 供用期間別（落橋） 年代分布

供用期間 (竣工年～落橋)	件数				
	英国圏	仏国圏	米国圏	独国	計
～ 10	10	11	6	0	27
11 ～ 20	5	5	7	0	17
21 ～ 30	0	5	2	0	7
31 ～ 40	0	4	0	0	4
41 ～ 50	0	0	0	0	0
51 ～ 60	0	1	1	0	2
61 ～ 70	1	0	0	0	1
71 ～ 80	0	1	0	0	1
81 ～	0	0	1	0	1
計	16	27	17	0	60

※英国圏：スコットランド、カナダ、豪州、インドを含む。

※仏国圏：スイス、チェコスロバキアを含む。

※米国圏：米国×カナダ、米国-カナダ、米国-メキシコ、フィリピン、パナマを含む。

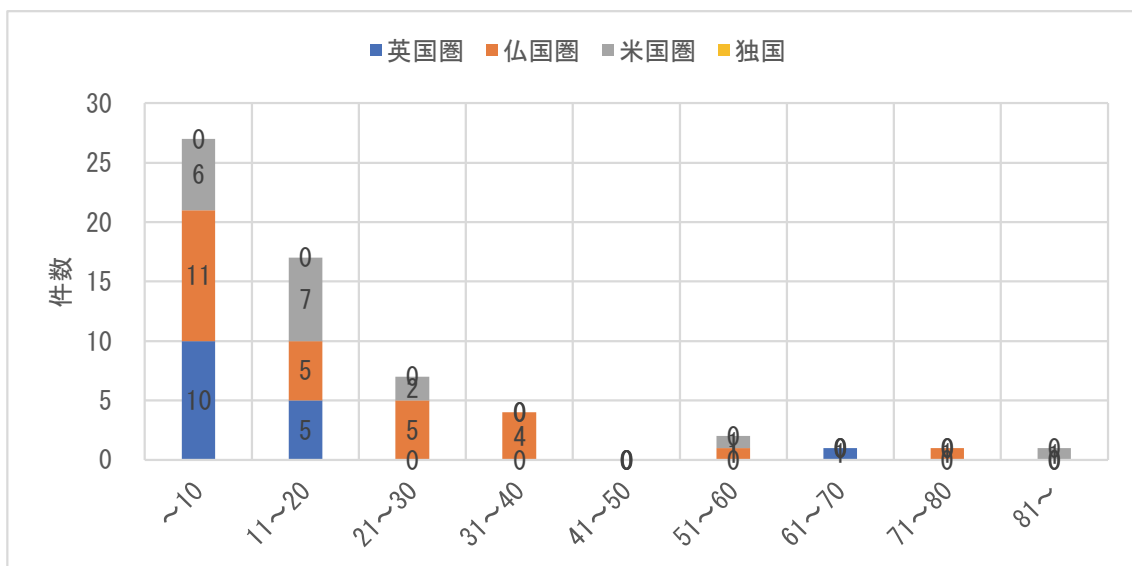


図 4.2.16 建設地別 供用期間別（落橋） 年代分布

- ・全体では供用開始から 10 年以内に落橋している橋梁が最も多い。
- ・米国圏においても、落橋した橋梁の殆どが供用開始から 20 年以内に落橋している。

(5) 供用期間（事故）：事故事例 31 件中供用期間の明確な 20 件

表 4.2.17 建設地別 供用期間別（事故） 年代分布

供用期間 (竣工年～事故)	件数				
	英国圏	仏国圏	米国圏	独国	計
～ 10	2	4	5	1	12
11 ～ 20	0	2	1	0	3
21 ～ 30	0	0	1	0	1
31 ～ 40	0	2	0	0	2
41 ～ 50	0	0	0	0	0
51 ～ 60	1	0	0	0	1
61 ～ 70	0	1	0	0	1
71 ～ 80	0	0	0	0	0
81 ～	0	0	0	0	0
計	3	9	7	1	20

※英国圏：スコットランド、カナダ、豪州、インドを含む。

※仏国圏：スイス、チェコスロバキアを含む。

※米国圏：米国×カナダ、米国-カナダ、米国-メキシコ、フィリピン、パナマを含む。

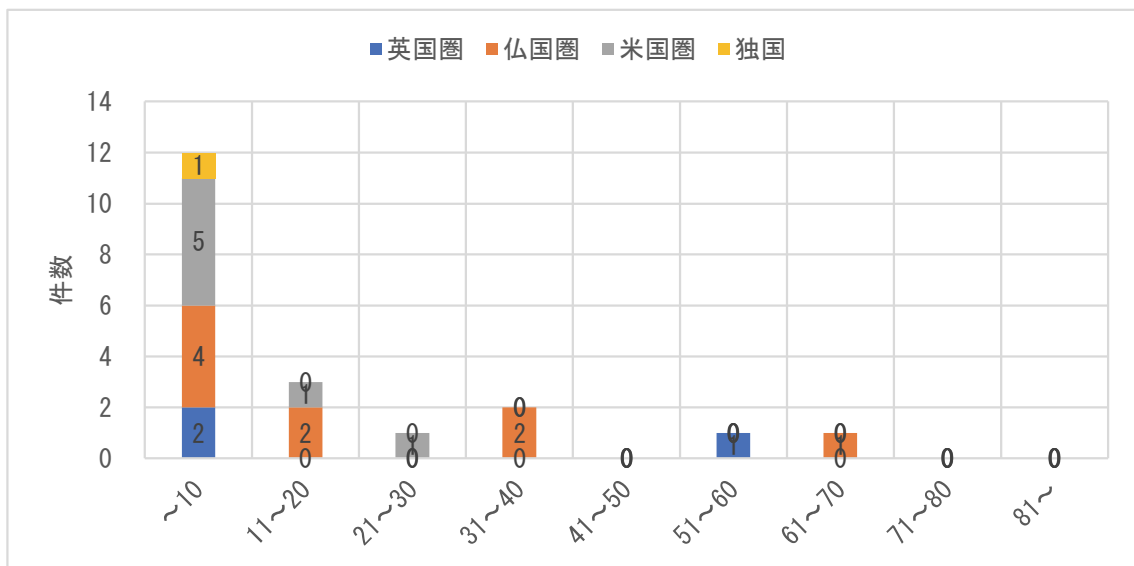


図 4.2.17 建設地別 供用期間別（事故） 年代分布

- ・ いずれの建設地においても、事故は竣工後 10 年以内に最も多く発生している。

#### (6) 建設地別の年代分布のまとめ

- ・落橋または事故を生じた橋の竣工年は、仏国圏および英国圏では 1820 年～1859 年に多く、米国圏では 1800 年～1939 年に渡りなだらかに分布している。
- ・落橋した年の分布では、英国圏が先行して 1840 年～1859 年の件数が多く、次いで仏国圏では 186 年～1879 年にピークを迎え、米国圏では 1880 年～1899 年をピークに広く分布している。
- ・事故の生じた年の件数は、英国圏は 1820 年～1839 年の件数が多く、仏国圏では 1840 年～1859 年がピークとなっている。米国圏では 1860 年以降に発生し、ピークは 1920 年～1939 年となっている。
- ・落橋した橋梁は、いずれの建設地においても、供用開始から 10 年以内に多く落橋し、20 年以内に大半が落橋している。
- ・事故についても、いずれの建設地において、竣工後 10 年以内に多く発生している。

落橋または事故を生じた橋の竣工年は、建設地別に整理すると、英国圏、仏国圏は 1820 年～1859 年に多く、米国圏は全体に平均的に分布している。英国圏、仏国圏では産業革命期に集中する一方で、アメリカでは 1900 年代に支間の長大化が進み、桁高が低くスレンダーな吊橋が数多く建設されていることから、米国圏では、1900 年代に入っても一定数の落橋や事故が見られ、中には風による振動で落橋に至ったケースもある。それ以降は落橋の教訓を踏まえ、風による振動の影響を考慮して設計される契機となっている。

落橋件数では、ワイヤー式吊橋が実用化された仏国圏の事例が多い。これはおそらくフランスにおける土木技術の成果といえるものであるが、実証的現橋載荷試験の実施と当時仏国圏で多発した洪水による流出や戦乱による破壊が影響しているものと思われる。



#### 4. 2. 4 近代吊橋の建設数と推定落橋比率

現状で、もっとも信頼性の高い1800年～1940年までの近代吊橋の建設数は参考文献9)によると、イギリス：63橋、フランス：216橋、アメリカ：120橋、その他ヨーロッパ：64橋、その他：33橋、合計496橋である。上記のその他ヨーロッパ：64橋とその他：33橋をイギリス：63橋、フランス：216橋、アメリカ：120橋の割合で割り振ると、各圏の概算建設数は、英国圏：約80橋、仏国圏：約270橋、米国圏：約150橋と推定される。したがって、各圏の推定建設数に対する落橋比率は、低く見積もっても以下のように推定される。

落橋比率： 英国圏：約26% (21橋／80橋)  
 仏国圏：約12% (32橋／270橋)  
米国圏：約18% (27橋／150橋)  
 計：約16% (80橋／500橋)

#### 4. 2. 5 落橋および事故記録の事故要因毎の対比

表4.1.1 (1/4～4/4)を落橋および事故の要因ごとに分類した表を表4.2.18に示す。

表4.2.18に集計した落橋事例80事例と事故事例31事例に分類して整理し、落橋および事故事例の要因比較を行う。

表 4.2.18 鋼吊橋落橋事故要因の集計

No	分類	備考	落橋 (橋)	事故 (橋)
1	自然災害①	風	10	2
2	自然災害②	洪水，高潮，地滑り	9	10
3	人為的災害	火災，戦争，爆破	10	5
4	過載荷重	牛，羊，冰雪，群衆，軍隊列，汽車	26	3
5	載荷試験	竣工前後，維持管理時，修繕後	12	0
6	設計施工ミス	竣工前架設中も含む	6	6
7	劣化・損傷	部材の腐食，疲労	2	3
8	不明	建設中の事例も含む	5	2
	計		80	31

(1) 落橋事例

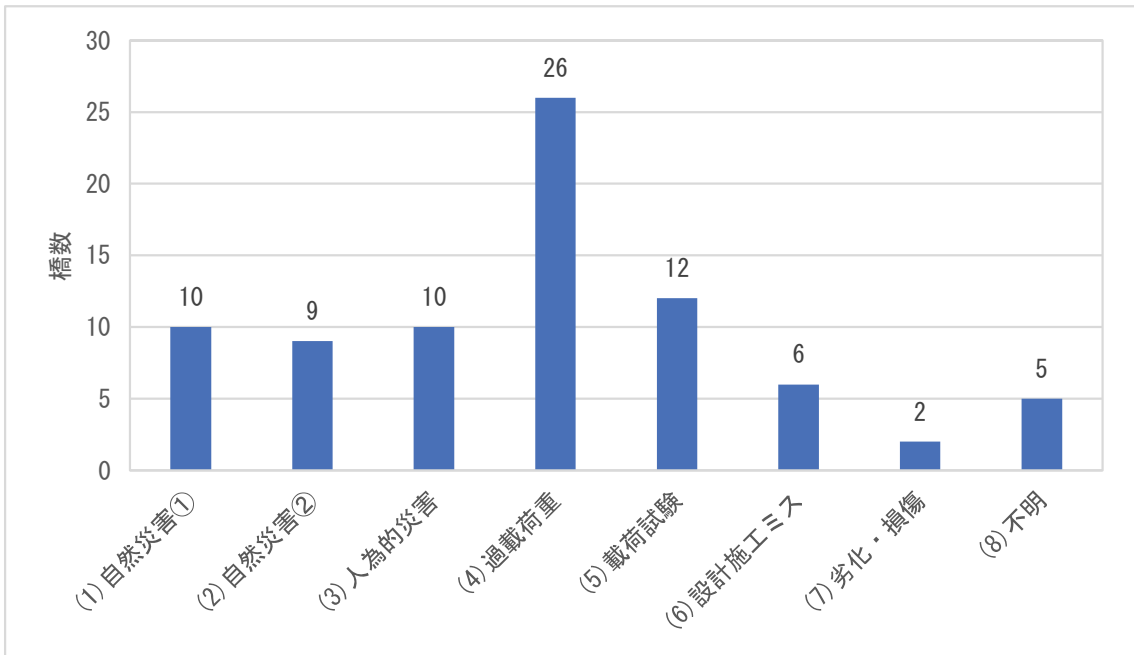


図 4.2.19 落橋要因の集計 (橋数)

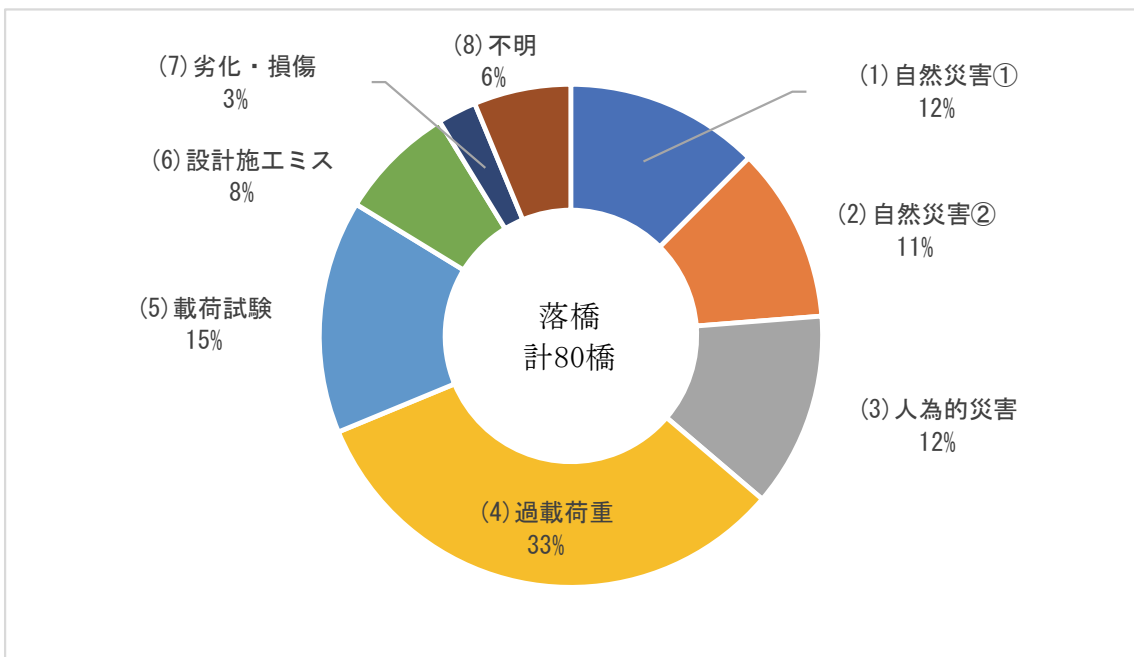


図 4.2.19 落橋要因の集計 (比率)

(2) 事故事例

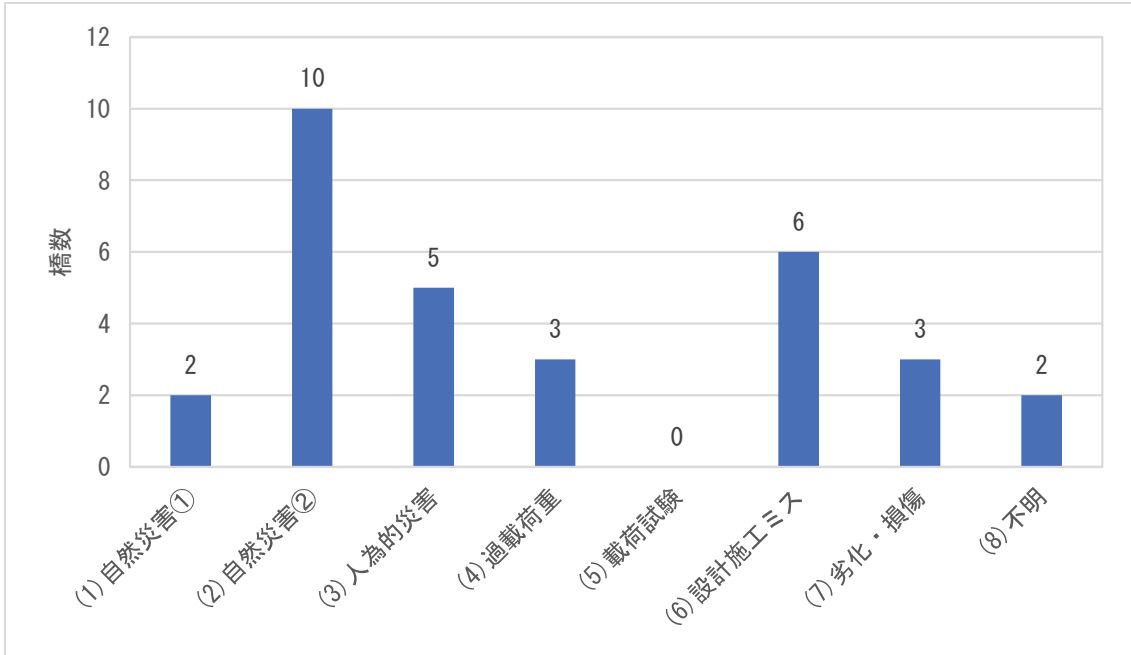


図 4.2.21 事故要因の集計 (橋数)

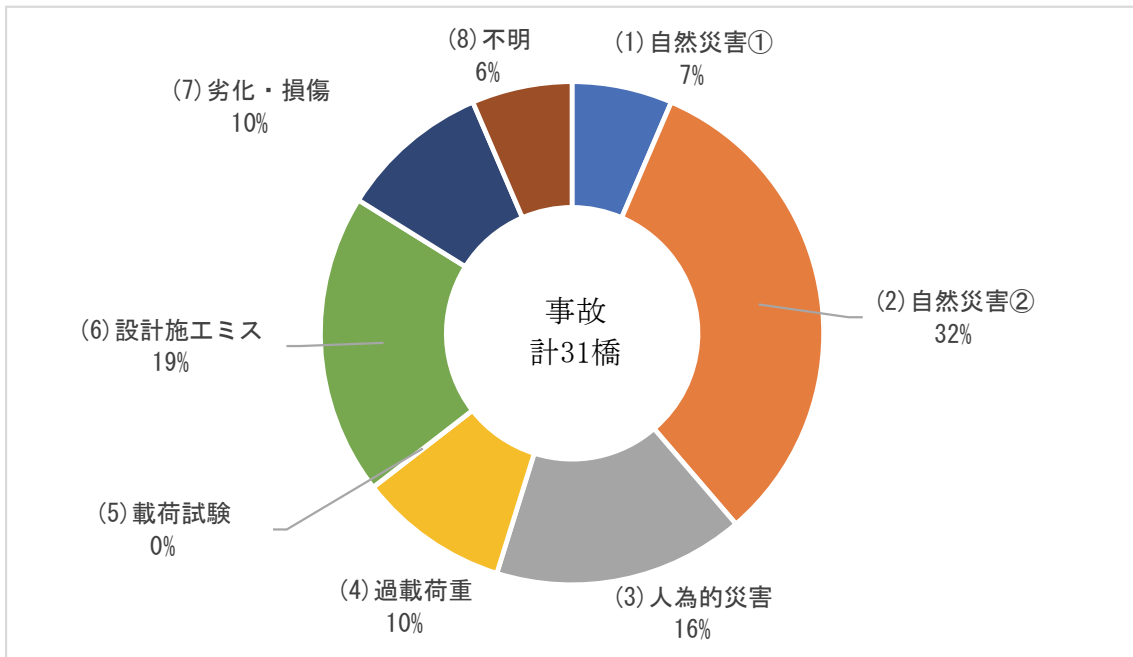


図 4.2.21 事故要因の集計 (比率)

### (3) 落橋事例及と事故事例の要因比較

落橋事例 80 件と事故事例 31 件の落橋事故要因毎の対比を行ってその特徴を検討する。図 4.2.22 にその対比を示す。

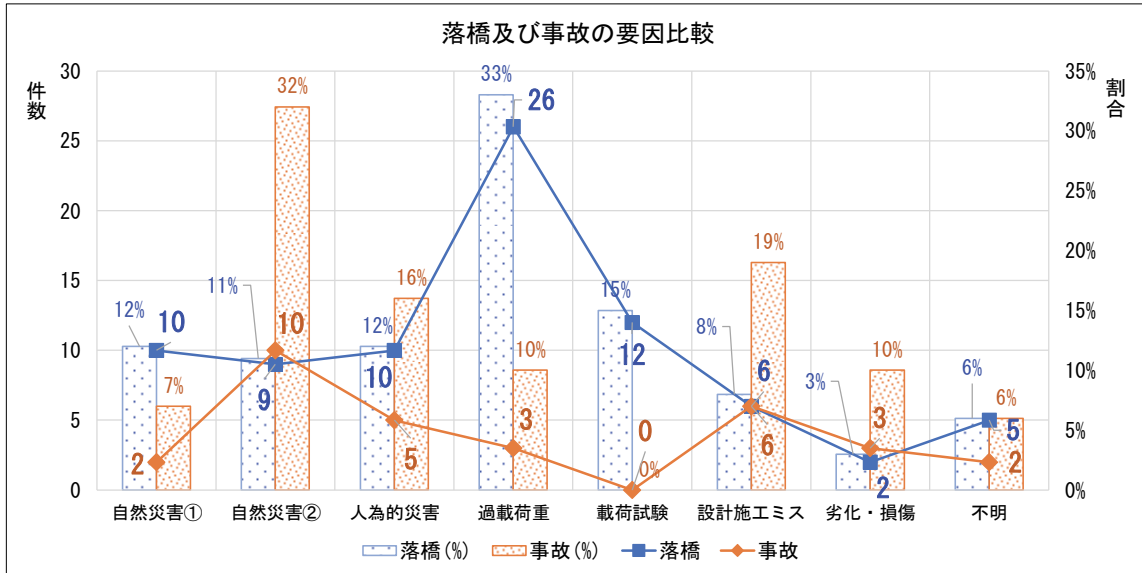


図 4.2.22 落橋および事故の要因比較

### (4) 落橋事例と事故事例および事故要因毎の対比のまとめ

以下に、落橋事例と事故事例および事故要因毎の対比のまとめを述べる。

#### i) 落橋事例

- ・ 自然災害による落橋は、全体の 23% (19 橋) を占める。
- ・ 自然災害による落橋の内、約半数の 12% (10 橋) は風 (自然災害①) によるものである。
- ・ 人為的災害による落橋は、全体の 12% (10 橋) を占めるが、火災によるものは 2% (2 橋)、戦争・爆破によるものが 10% (8 橋) と戦災によるものが全体の 10% (8 橋) を占める。
- ・ 過載荷重による落橋が最も多く、全体の 33% (26 橋) を占める。
- ・ 過載荷重に次いで載荷試験による落橋が多く、全体の 15% (12 橋) を占める。
- ・ 設計施工ミスとされる落橋が、全体の 8% (6 橋) 存在する。
- ・ 劣化・損傷が原因とされる落橋は全体の 3% (2 橋) 存在する。

落橋の要因では、「過載荷重」、「自然災害①(風)」および「自然災害②(風以外)」によるものが全体の 56% (45 件/80 件) を占めている。これは、当時の設計荷重 (活荷重やその分布および衝撃、風や波力などの面外荷重) が不明確であったことを意味していると思われる。こうした落橋の繰り返しにより、徐々に設計荷重が規定されてきたと推定される。

#### ii) 事故事例

- ・ 自然災害による事故は、全体の 39% (12 橋) である。
- ・ 自然災害による事故の内、風によるものは 7% (2 橋) である一方で、洪水・高潮・地滑りと言った他の原因によるものが 32% (10 橋) を占め、事故の原因として最も多い。

- ・人為的災害による事故は、全体の16%（5橋）を占め、その内、火災によるものが10%（3橋）、戦争・爆破によるものは3%（1橋）である。
- ・過載荷重（偏載）による事故は、全体の10%（3橋）である。
- ・設計施工ミスとされる事故が、全体の19%（6橋）を占め、事故の原因として2番目に多い。
- ・劣化・損傷が原因とされる事故は全体の10%（3橋）である。

事故の要因では、「自然災害②(風以外)」、「設計施工ミス」および「人為的災害」によるものが全体の68%（21件/31件）を占めている。これは、落橋に至るほどの損傷をこれらの要因から受けなかった、と考えるべきであろうと思われる。

これらの落橋および事故要因の検討結果に当時の技術的状況を踏まえると、以下のことがいえる。

- ・「過載荷重」、「自然災害①(風)」が落橋の主要な要因であるが、設計荷重は設計者の判断で決定されていたものと思われる。
- ・「設計施工ミス」は大半が製作施工技術の未熟や手抜きと不良材料の使用により生じている。極まれに、特殊な不静定構造の採用やケーブル形状の不具合等設計ミスと思われる事例が存在する。
- ・「劣化・損傷」は、全5件中4件がケーブルの腐食で、その内3件がワイヤーの腐食（内2件がアンカレッジ内での腐食）、他の1件がチェーンの深刻な腐食であった。

### iii) 落橋事例及と事故事例の要因比較

図 4.2.22 の対比から、「自然災害①(風)」、「過載荷重」および「載荷試験」では、事故事例が少なく、これらの外力に対して冗長性がない、あるいは特定の脆弱性があった、と推定される。「自然災害②(主として洪水)」と「人為的災害(主として戦火)」では、受けた被害に対してある程度の耐力があった、と推定される。

#### 4. 2. 6 供用期間の明確な落橋事例 57 件の分類評価

##### (1) 供用期間の明確な落橋事例 57 件の分類評価

表 4.2.19 に供用期間の明確な落橋事例 57 橋の分類を示す（落橋事例 80 件中供用期間が明確な事例は 60 件，その内落橋要因が不明な 3 件を除く 57 件を対象とした）。表 4.2.20 では，表 4.2.19 の事例番号と年代および供用期間の対応表を示す。なお，表 4.2.19，表 4.2.20 の事例番号は参考文献 1) 第V章の記録橋梁番号を示す。赤文字：チェーン式，黒文字：ワイヤー式，青文字：型式不明，\*付きは斜張橋・鋳鉄桁の下フランジを錬鉄製丸棒でトラス補強した鉄道橋（ケーブルトラス）を示す。

年代および供用期間を考慮した上記の落橋要因毎の特徴を以下に示す。

「自然災害①」：主索型式によらず，竣工後早期に落橋に至っている。

「自然災害②」：上記と同様に主として洪水により早期に落橋に至っている。基礎工の異常によるものも含まれる。

「人為的災害」：主として戦火による落橋であるが，40 年近い供用年数の橋がフランスで多いことがわかる。

「過載荷重」：1850 年を境に大きく傾向が分かれている。1850 年以前では竣工時直後の落橋が多く，1850 年以後では比較的供用期間が長い。

「載荷試験」：「過載荷重」と同様に，1850 年を境に傾向が異なる。1850 年以前では竣工試験時の落橋，1850 年以後では検査時の落橋である。

「設計施工ミス」：材料・構造・施工不良，指示ミスおよび設計ミス等，多種に及んでいる。

「劣化・損傷」：劣化・損傷と断定された落橋事例が非常に少ない。

表 4.2.19 供用期間の明確な落橋 57 橋の分類

供用期間		竣工時 (建設中)	0～2年	3～5年	6～10年	11～15年	16～20年	21～25年	26～30年	30年以上
自然災害 (風)	英国圏		6, 7		16	9				
	仏国圏					49				
	米国圏		111	51		59	82			
自然災害 (風以外)	英国圏			38						
	仏国圏				53, 39	34				103
	米国圏			2	88 *					
人為的災害	英国圏									
	仏国圏					44		65		63, 62, 64
	米国圏					57				100
過載荷重	英国圏	69	11, 42, 15			31, 37	46			
	仏国圏		25, 95 *			47				80
	米国圏		3, 5	4		93, 101	10			92
載荷試験	英国圏									
	仏国圏	17, 24, 32, 106 *					56		61, 73, 74, 75	
	米国圏									
設計施工ミス	英国圏		36							
	仏国圏	8	90							81
	米国圏							110		
劣化・損傷	英国圏						45 *			
	仏国圏									
	米国圏					107				

表 4.2.20 事例番号 (表 4.2.19) と年代および供用期間の対応表

要因	事例番号	橋名	供用期間				建設地	竣工年	落橋年	落橋要因	
			1800	1850	1900	1950					
自然災害①	6	DRYBUGH ABBEY BRIDGE	●				スコットランド	1817	1818	激しい強風	
	7	UNION BRIDGE	●				英国	1820	1821	激しい嵐	
	9	MENAI STRAITS BRIDGE	→				英国	1826	1839	嵐及び突風	
	16	MONTROSE BRIDGE	→				スコットランド	1829	1838	ハリケーン	
	49	ROCHE-BERNARD BRIDGE		→			仏国	1840	1852	強風により倒壊	
	51	WHEELING BRIDGE		→			米国	1849	1854	竜巻により崩壊	
	59	LEWISTON-QUEENSTON BRIDGE		→			米国-カナダ	1850	1864	強い嵐で倒壊	
	82	NIAGARA CLIFTON BRIDGE		→			米国-カナダ	1869	1889	強風に吹き飛ばされる	
	111	TACOMA NARROWS BRIDGE				●	米国	1940	1940	風により崩壊	
	自然災害②	2	POTOMAC BRIDGE	●				米国	1807	1810	出水
		34	MIRABEAU BRIDGE		→			仏国	1832	1843	洪水により破壊
38		REGENT'S PARK BRIDGE		→			英国	1842	1845	支持堤防の緩み(雨による)	
39		FOURNEAU BRIDGE		→			仏国	1836	1846	洪水により橋脚損傷⇒落橋	
53		TRES-CASSES BRIDGE		→			仏国	1851	1858	洪水により破壊	
88		RICHMOND BRIDGE			→		米国	1889	1897	出水で洗い流される	
103		VEUREY BRIDGE			→		仏国	1852	1928	異常な洪水で橋台が流れ崩壊	
44		DAMIETTE FOOTBRIDGE		→			仏国	1837	1848	革命中に破壊	
57		NASHVILLE BRIDGE		→			米国	1850	1861-65	南北戦争で破壊される	
62		BRY BRIDGE		→			仏国	1831	1870	普仏戦争で破壊される	
人為的災害	63	ANDELYS BRIDGE		→			仏国	1837	1870	戦争中に爆破される	
	64	RIS-ORANGIS BRIDGE		→			仏国	1831	1870-71	戦争中に破壊される	
	65	LANGAIS BRIDGE		→			仏国	1848	1870	戦争中に破壊される	
	100	LEHIGH GAP BRIDGE		→			米国	1826	1926	火災により部分的に破壊	
	過載	3	SCHUYLKILL FALLS BRIDGE	●				米国	1809	1811	牛の群れ
		4	"	●				米国	1811	1816	氷と雪の重み
		5	"	●				米国	1816	1816	氷と雪の重み
10		ESSEX-MERRIMAC BRIDGE	→				米国	1810	1827	牛6頭馬2頭のワゴン	
11		YORK RIVER BRIDGE	●				英国	1830	1830	多数の牛	
15		BROUGHTON BRIDGE	●				英国	1829	1831	軍団の行進	
25		CORBIERRES BRIDGE	●				スイス	1838	1838	列車+大勢の乗客	
31		TEES BRIDGE	→				英国	1830	1841	鉄道供用により崩壊	
37		YARMOUTH BRIDGE	→				英国	1832	1845	群衆の偏載によりチェーン破断	
42		JINGURUTCHY BRIDGE	●				インド	1846	1846	開通記念の群衆によって落橋	
46		BALLOCK FERRY BRIDGE	→				スコットランド	1832	1850	羊の群れ	
47		BASSE-CHAINE BRIDGE	→				仏国	1839	1850	行進する軍隊により崩壊	
69		BOATFORD BRIDGE		→			スコットランド	1871	1871	開通式の群衆で落橋	
80		OSTRU BRIDGE		→			チェコスロバキ	1851	1886	軍団の通行時に落橋	
荷重	92	LOVELL STREET BRIDGE		→			米国	1852	1904	氷雪の重みにより落橋	
	93	KELSO BRIDGE			→		米国	1905	1923	ケーブルアンカー付近で破断	
	95	LA CASSAGNE RAILWAY BRIDGE			→		仏国	1908	1910	列車走行中に倒壊	
	101	WHITEVILLE BRIDGE			→		米国	1913	1925or6	群衆下で落橋	
	載荷試験	17	LONGUES BRIDGE	●				仏国	1832	1832	予備載荷試験
		24	GIVORS BRIDGE	●				仏国	1836	1836	鉄部材の欠陥部が破損落橋
		32	SURESNES BRIDGE	●				仏国	1841	1841	予備試験:石積み欠陥で崩落
		56	MIRABEL BRIDGE		→			仏国	1843	1861	試験中に落橋
		61	CASTELMORON BRIDGE		→			仏国	1841	1869	点検強度試験で倒壊
		73	CAIMONT BRIDGE		→			仏国	1852	1880	点検強度試験で落橋
74		MAURIN BRIDGE		→			仏国	1851	1881	点検強度試験で落橋	
75		RAYNE BRIDGE		→			仏国	1851	1881	点検強度試験で落橋	
106	ISLE RIVER BRIDGE	●				仏国	1931	1931	試験トラックが吊具に衝突		
設計施工ミス	8	PONT DES INVALIDES	●				仏国	1826	1826	アンカー橋台崩壊	
	36	BALLAE KHAL BRIDGE	●				インド	1844	1844	変更事項の請負業者の判断ミス	
	81	BEAUCAIRE BRIDGE		→			仏国	1828	1887	1つの径間の橋床が崩壊	
	90	CELESTIAL GLOBE CO. BRIDGE			●		仏国	1900	1900	完成後1週間で落橋	
劣損化	110	BROWN FORD BRIDGE				→	米国	1915	1940	修理中に崩壊	
	45	MEIKLEWOOD BRIDGE	→				スコットランド	1831	1848	主材料木材の腐敗	
	107	RIO GRANDE BRIDGE				→	米国-メキシコ	1926	1939	アンカレッジ内ケーブルの電解腐蝕	

(2) 落橋までの供用期間毎の落橋要因

落橋までの供用期間毎の落橋要因の特徴を検討する。表 4.2.21, 図 4.2.23 に落橋までの供用期間と落橋要因の件数分布を示す。

表 4.2.21 落橋までの供用期間毎の落橋要因

	竣工時	0~10年	10~20年	20~30年	30年以上	計	
自然災害	0	10	5	0	1	16	50 (88%)
人為的災害	0	0	2	1	4	7	
過載荷重	1	8	7	0	2	18	
載荷試験	4	0	1	4	0	9	7 (12%)
設計施工ミス	1	2	0	1	1	5	
劣化・損傷	0	0	2	0	0	2	
計	6	20	17	6	8	57	
		43 (75%)			14 (25%)		

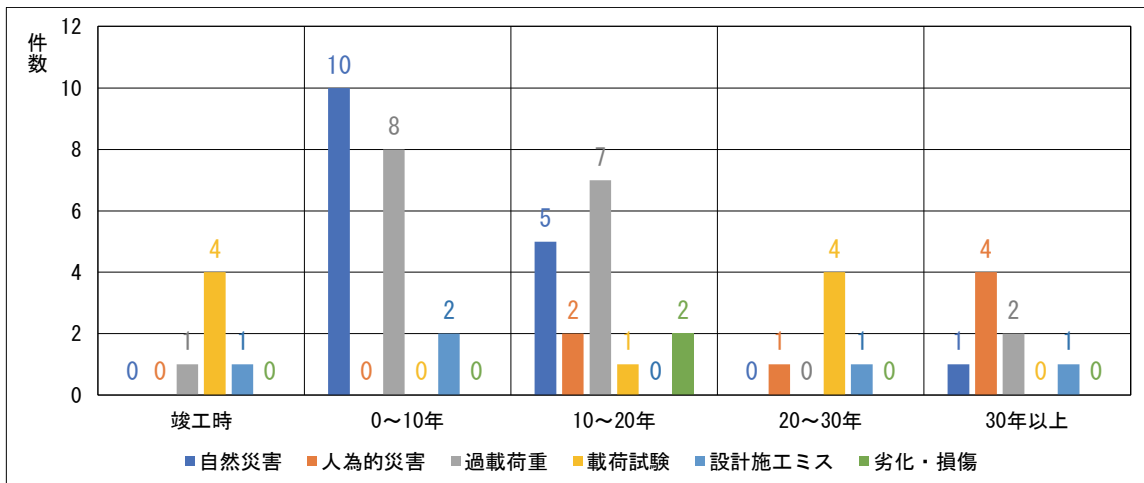


図 4.2.23 落橋までの供用期間毎の落橋要因

表 4.2.21, 図 4.2.23 では、落橋までの供用期間を竣工時、10年、20年、30年および30年以上で分類し、落橋要因を「自然災害」、「人為的災害」、「過載荷重」、「載荷試験」、「設計施工ミス」、「劣化・損傷」の6種類に分類した。

ここでは、「自然災害」は自然災害①+自然災害②を示す。また、「人為的災害」を広義に捉え過載荷重や載荷試験を含めて考えると、

- ・ 供用期間に因らず、「自然災害」と「人為的災害」の占める割合は全体の88%と約9割を占める。
- ・ 落橋の事例は、供用開始から20年以内に75%と約8割が発生している。
- ・ 供用20年を経過すると、人為的災害（殆どが戦火）を除いて劣化や設計ミスによる落橋の兆候が現れる。



### (3) 落橋および事故事例から見た近代吊橋の特徴

以上の分類結果から得られた近代吊橋の特徴を以下に示す。

- a) 初期のチェーン式吊橋は、イギリス発祥の吊構造であり、「4-2-2 主索形式別の年代分布」で整理したように、落橋は竣工後 10 年以内に多く発生している。また、主にチェーン式吊橋が建設されたイギリス圏の落橋比率は約 26%と推定され、非常に信頼性の低い構造であった。この要因は、①主索に用いられたリンクやアイバーによるチェーンの材料品質や加工技術のばらつき、②無補剛の橋床の不安定性、によるものであった。その結果、冗長性に乏しく供用後早期の風、洪水および過載荷重による落橋が多い。
- b) ワイヤー式吊橋は、フランスで開発されアメリカで発展を遂げた吊構造であり、「4-2-2 主索形式別の年代分布」で整理したように、落橋は竣工後 20 年以内に多く発生している。また、主にワイヤー式吊橋が建設されたフランス圏の落橋比率は約 12%、アメリカ圏の落橋比率は約 18%と推定され、チェーン式と比べ信頼性が高い構造であった。この要因は、鍛鉄製ワイヤーの加工技術の発展に負うところが大きい。その一方で、ワイヤー定着具は品質が低く脆弱な構造であった。橋床構造は米国において補剛吊橋として完成されるが、それ以前は依然として無補剛の不安定な構造であった。
- c) 「载荷試験」は、主にフランスにおいて行われた通常荷重による実橋载荷試験である。竣工時の他には、供用開始から 20～30 年経過後の载荷試験で多くの落橋が見られ、その供用期間の長さが目を引く。
- d) 「設計施工ミス」は、下部工の石積不良が多く何らかの事故を招いている。一方上部工の不具合では、致命的なものも多く、事案件数は少ないがそのほとんど全てが落橋している。当時では原因特定は困難であったと思われる。
- e) 「劣化・損傷」は、そのほとんどが腐食である。事故事例では、ワイヤーの腐食がその原因と認識されている。

### 4. 3 考察

近代吊橋は 100 年を要し脆弱な構造から冗長性を有する構造へ発展した。落橋および事故記録 111 件は、この間の発展の歴史を如実に表している。ここから得られた近代吊橋史の特徴から、高齢化橋梁の維持管理に有用な知見を、以下に考察する。

#### 4. 3. 1 現代橋梁と近代吊橋の落橋要因分布比較

米国の道路橋の集計では、1989 年～2000 年の 12 年間で 503 橋の落橋事故（以下【503 落橋事例】）が発生している。また、世界や過去を含む現在の鋼橋落橋事故原因分析結果 350 事例（以下【落橋 350 事例】）も紹介されている<sup>10)</sup>。これらの落橋要因分布と、本事例【近代吊橋 111 事例】との比較を図 4.3.1 に示す。

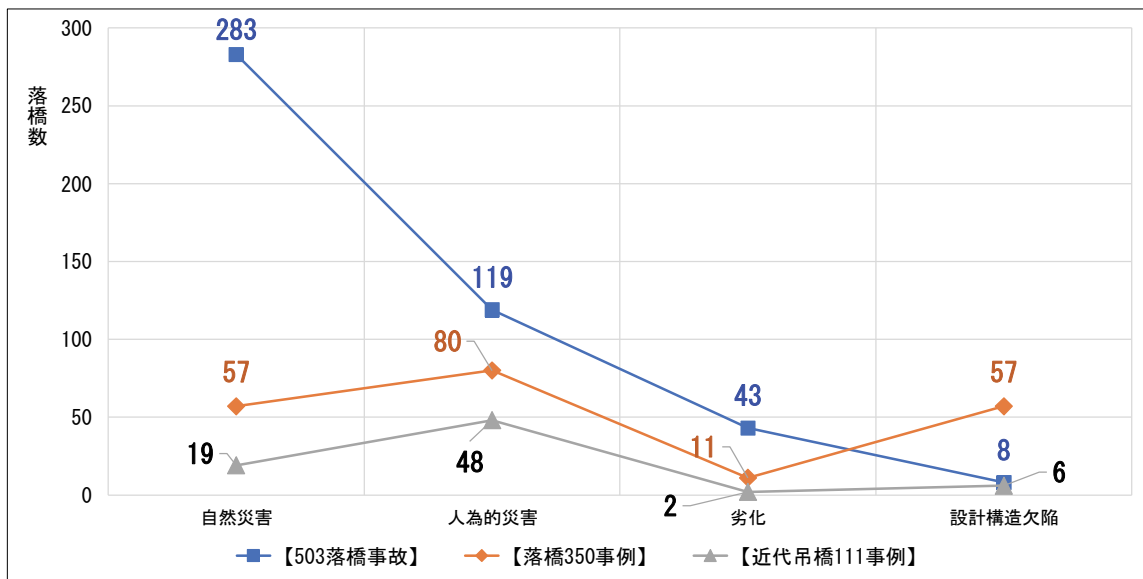


図 4.3.1 落橋要因の比較

図 4.3.1 では、各分類の落橋要因種別が異なるため以下のように落橋要因を『自然災害』、『人為的災害』、『劣化』、『設計構造欠陥』の 4 種類に再配分した。

以下に、【503 落橋事例】<sup>10)</sup>、【落橋 350 事例】<sup>10)</sup>、および【近代吊橋 111 事例】の落橋要因の再配分方法について補足する。なお、再配分前の落橋要因を、それぞれ「」で記述する。

#### 【503 橋落橋事例】：

『自然災害』283 件；「洪水と基礎」266 件＋「地震」17 件，『人為的災害』119 件；「船舶・車両衝突」59 件＋「火災」16 件＋「過積載」44 件，『劣化』43 件；「劣化」43 件，『設計構造欠陥』8 件；「設計ミス・構造欠陥(疲労)」8 件，また，「架設中」13 件および「その他」37 件を除外して、合計 **453** 件で分類。

#### 【落橋 350 事例】：

『自然災害』57 件；「洗掘」57 件，『人為的災害』80 件；「船舶車両衝突＋過積載」80 件，『劣化』11 件；「劣化」11 件，『設計構造欠陥』57 件；「設計・構造欠陥」57 件，また，「架設中」23 件は除外して，**205** 件で分類。差分の 122 件は事事故例と思われる。この分類では洪水や地震といった外力による落橋を除いて分類している，と参考文献 10)では述べている。

#### 【近代吊橋 111 事例】（80 件の落橋事例集計）：

『自然災害』；「自然災害①」10 件＋「自然災害②」9 件，『人為的災害』；「人為的災害」10 件＋「過積荷重」26

件+「載荷試験」12件、『劣化』;「劣化・損傷」2件、『設計構造欠陥』は「設計施工ミス」6件,「不明」5件は除外して, 75件で分類.

図 4.3.1 の落橋要因の比較により, 以下のことが推定される.

- ・『自然災害』では, 【落橋 350 事例】に洪水や地震による落橋を考慮したとすると, おそらく 57 件の倍近くの事例数に達すると思われる.
- ・『劣化』では, 【503 落橋事例】で再配分前の落橋原因種別, 「劣化」43 件が非常に多いが「設計ミス・構造欠陥(疲労)」8 件に疲労と明記されているため, 再配分後の 3 事例ともに『劣化』要因は概ね腐食と推定するのが妥当と考えられる. また, 【落橋 350 事例】には過去の事例が含まれているため, 【近代吊橋 111 事例】の比率に近いと考えられる.
- ・『設計構造欠陥』では, 【落橋 350 事例】に分類された事例数が異常に多いが, 洪水や地震等による落橋の真の原因として「設計構造欠陥」に分類されていると推定される.

これらのことから, 概ね 3 つの分布は類似しているが特徴的な違いは,

- a) 【近代吊橋 111 事例】の『自然災害』による落橋が予想外に少ない.
- b) 【503 落橋事例】の『劣化』による落橋が多い.

ことである.

また, 比較可能な【503 落橋事例】の年間落橋確率  $6.7 \times 10^{-5}$  (参考文献 10)) と, 【近代吊橋 111 事例】の年間落橋確率  $1.2 \times 10^{-3}$  (落橋 80 橋 / 推定建設数 496 橋 + 落橋記録期間 139 年) を比較すると, 現代橋梁は近代吊橋の 200 ( $\approx 179 = 1.2 \times 10^{-3} / (6.7 \times 10^{-5})$ ) 倍近く安全であると推定される.

#### 4. 3. 2 落橋に至る主たる原因と現代の老朽化橋梁の維持管理に有用とみられる知見

近代吊橋は, 初期の斜張橋形式を経て, その構造が完成したであろう, 1820 年代のチェーン式吊橋, 1850 年代のワイヤー式吊橋, 1880 年代の補剛吊橋と発展を遂げてきた. その過程における落橋記録の評価検討から得られた, 近代吊橋の特徴から見出だされる落橋に至る主たる原因と, 現代の老朽化橋梁の維持管理に有用とみられる知見を以下に述べる.

- a) チェーン式吊橋は, 落橋要因の「自然災害①」や「過載荷重」より, 竣工時や早期に未知の外力や想定外の外力とその衝撃により欠陥の多いチェーンが破損し崩壊に至った. チェーン式吊橋は, 主構造部材に, 信頼性の低い部材が引張材として用いられた, 構造破壊し易い構造の典型的な例といえる. 現代橋梁では, キングポストラス, シングルケーブル方式の斜張橋がこれに該当するであろう. また, デザイン性を重視するあまりに, 構造安定性を軽視した構造や未完成の構造系を用いた構造, 同様に戦後の中古材を使用した構造は, 構造破壊し易い構造として留意すべきである.
- b) ワイヤー式吊橋は, 主部材であるワイヤーの一部の破損 (定着部の欠陥やその近傍のワイヤーの腐食) により崩壊し易い構造であった. チェーン式吊橋より信頼性は高かったといえるが, 引張部材である主部材を構成する一部の部材の破損が構造全体の崩壊を招き易い構造の典型的な例といえる. 現代橋梁では, 吊床版橋, 吊り桁を有する構造および保守されていない中小吊橋が該当するであろう.
- c) 補剛吊橋への発展により, 1880 年以後近代吊橋の落橋が激減する. 橋床の補剛は, 面外外力による不安定性や形状保持に対して有効であった. 無補剛吊橋は橋床の形状保持に弱い構造であったが, 同様に面外力やねじりに弱い構造の現代橋梁としては, 細長比の小さい 2 主桁橋, 曲率の小さい曲線橋や支点配置の不良に伴う面外不安定性を生じる構造などがあげられる.
- d) 落橋要因の分類「自然災害②」では, 落橋事例 9 件, 事故事例 10 件中その大半が洪水によるものである. 洪水の規模に応じて下部工の被災程度が異なることは当然であるが, 上部工である近代吊橋の橋軸直角

方向の外力には、ある程度の余耐力があったと推定される。一方、下部工の変状は上部工に致命的な損傷を及ぼす可能性があり、特に注意を要する。下部工の流失に伴う上部工崩壊はもちろんのことであるが、水平反力を失うようなアーチ橋（自定式を除く）の場合は、現代橋梁においても外力により不安定となる構造として留意するべきである。

- e) フランスで建造されたワイヤー式吊橋では、ある行政区で 1833 年から 1845 年までに架けられた 6 橋の吊橋を毎年検査するために継続的に監視され、6 橋中 4 橋が載荷試験により落橋した（1880 年頃）。「この原因は、事前に見つけることができなかつたワイヤーの酸化が原因で試験中に落橋した」と参考文献 1) で記録されている。これは、まさに維持管理そのものであるが、落橋までの供用年数を考慮すると長寿命化への努力がされていたものと視える。現代橋梁においても、適切に維持管理されれば長寿命化できるといふ教訓ではなからうか。
- f) 落橋要因の分類「設計施工ミス」では、構造破壊、不良な材料の使用、手抜き工事等が挙げられている。ここで、上記の「不良な材料の使用」は、落橋要因の「過載荷重」で、その真の原因にチェーンのリンクやアイバーおよびその止具の破断や破損が 7 件含まれている。過載荷重による落橋が設計荷重以内であったのか、そうでないのか判断に迷うところである。ただし、当時の加工技術を考慮すると、チェーンは非常に信頼性の乏しい材料であったことは明白である。故に、引張部材である主部材の欠陥が如何に危険であるかを示している。現代橋梁においても、引張部材が主部材に用いられた構造の主部材の欠陥（特に添接部や溶接部の欠陥）、その支持具や止め具の欠陥は、同様に危険であるといえる。
- g) 落橋要因の分類「劣化・損傷」では、落橋事例としては、一種の吊床版橋に似た木床版の腐敗（目視できる）とアンカレッジ内ケーブルの腐食（目視できない）である。一方事故事例では、1880 年前後にアンカレッジ内外のケーブル腐食が認識され修繕されている。また、落橋要因の「過載荷重」においても、1850 年代にフランスで、1900 年代にアメリカで、その主たる落橋原因がワイヤーケーブルの腐食であると断定されている。以上のことから、竣工後 10 年程でのワイヤーの腐食の危険性が、既に 1850 年代から認識されていたようである。特に目視できない細部構造の主部材の腐食が危険であるといえる。現代橋梁においても、目視できない密閉部や狭隘部を有した細部構造を有する構造が多く見受けられるが、特に引張力を受ける場合のその部位の腐食は危険である。
- h) 「落橋要因分布比較」からは、概算ではあるが、その安全性を、チェーン式吊橋を 1 とすると、ワイヤー式吊橋は約 2 倍、現代橋梁は約 200 倍近く安全といえる。これは正に設計製作施工技術の品質や精度が飛躍的に向上した結果であろう。また、現代では過酷な建設環境や温暖化の影響での「自然災害」による落橋が増加し、劣化や損傷の発見およびその耐久性への影響度合いを検証する技術は進歩したが、目視できない主部材の「劣化」による落橋が増加している、と推察される。

#### 4.4 まとめ

参考文献 1) の約 140 年間に及ぶ近代吊橋の事故の軌跡は、完成された構造としての近代吊橋への発展の歴史を示すものであった。そして、その発展過程における構造形態によって引き起こされた落橋事例は、落橋に至る真の原因を示唆しているといえる。この落橋に至る真の原因は、特に我が国の現代の高齢化橋梁を対象とした場合に、その約 3 割以上を占めると思われる建設年時不明の橋梁から高度成長期までに建設された橋梁において、極めて類似性が高いと考えられる。落橋を予測するという観点から、現代の高齢化橋梁の維持管理に有用に活かせるものと思われる。

表 4.4.1 落橋に至る主たる原因と現代の高齢化橋梁での事例

落橋に至る主たる原因	現代の高齢化橋梁での事例
構造破壊し易い構造	冗長性のない構造 面外の形状保持に弱い構造 外力により不安定になる構造 景観デザイン性のみ重視した橋梁 戦後の中古材を使用した構造
主構造の一部の破損が崩壊を招き易い構造	ケーブルを用いた構造 吊桁を有する構造
主構造の欠陥と腐食	主構造（連結部を含む）の欠陥 主構造の支持具や止具の欠陥 腐食しやすい細部構造

表 4.4.1 に、落橋に至る主たる原因と現代の高齢化橋梁での事例を示し、解説を述べる。

#### ○構造破壊し易い構造

吊橋発展途上のチェーン吊橋は、主部材に用いられたチェーンの信頼性の乏しさから、非常に構造破壊し易い構造であったといえる。構造破壊は、主としてこのような信頼性の乏しい主部材の使用（例えば、戦後の中古材を使用した構造）や完成される途上の未完成の構造系（あるいは冗長性のない構造）を用いたことにより生じている。現代橋梁では、設計上の配慮に欠けた構造（面外の形状保持に弱い構造や想定外の外力により不安定となる構造）や景観デザインのみを重視した構造などが、該当するであろう。

以下に「現代の高齢化橋梁での事例」の具体例を整理する。

- ・冗長性のない構造（あるいは未完成の構造系を用いた構造）：  
⇒キングポストトラス・シングルケーブル方式の斜張橋等
- ・面外の形状保持に弱い構造：  
⇒細長比の小さい 2 主桁橋・曲率の小さい曲線桁橋・支点配置の不良に伴う面外不安定性を生じる構造等
- ・外力により不安定になる構造：  
⇒水平支持力を喪失したアーチ構造（自定式を除く）等

- ・景観デザイン性を重視した構造：
  - ⇒主要部材の交換ができないケーブル段数の少ない斜張橋等
- ・戦後の中古材を使用した構造：
  - ⇒中小吊橋のケーブル部材・中小鋼桁橋の主形鋼部材等

### ○主構造の一部の破損が崩壊を招き易い構造

同様に発展途上であったワイヤー式吊橋は、主部材であるワイヤー止具の欠陥により崩壊を招き易い構造であった。このような引張部材である主部材の一部の破損により崩壊を招き易い構造はFCB(fracture critical bridge)とも呼ばれ、FHWA マニュアル等では1980年～2000年にかけて、2主桁の吊径間・アイバートラス・吊橋・タイドアーチ・鋼製橋脚天端等がリストアップされていた。この背景は、米国において1980年前後に疲労亀裂による事故が多発していたことによる。我が国の高齢化橋梁においては、ケーブルを用いた構造や吊桁を有する構造が該当するであろう。

以下に「現代の高齢化橋梁での事例」の具体例を示す。

- ・ケーブルを用いた構造：
  - ⇒中小吊橋・中小斜張橋・吊床版橋等
- ・吊桁を有する構造：
  - ⇒ゲルバー桁・ゲルバートラス

### ○主構造の欠陥と腐食

主構造（連結部を含む）の欠陥、主構造の支持具や止具の欠陥、および腐食し易い細部構造の3つに分類される。

以下に「現代の高齢化橋梁での事例」の具体例を示す。

- ・主構造（連結部を含む）の欠陥：
  - ⇒タイドアーチ等のタイ部材に見られるような連結部不具合、特に溶接部の疲労破壊（既に様々な対策がされている）等
- ・主構造の支持具や止具の欠陥：
  - ⇒現代ではこの支持具や止具の欠陥は極稀であろうが、設計ミスと考えられる部材同士の干渉、支承の機能不全、ケーブル定着部の劣化等があげられる。
- ・腐食し易い細部構造：
  - ⇒目視できない密閉部や狭隘部を有した細部構造を有する構造（すき間腐食、異種金属接触腐食、ワイヤーの孔食等）

アメリカでは2007年8月のI-35W ミシシッピ川橋梁の崩壊を受けてFCM（Fracture Critical Member：破断すると橋梁の崩壊や機能不全を招く引張部材）の管理への関心が高まっている。と参考文献10)では述べている。我が国においても、落橋予測の観点から我が国の高齢化橋梁の現状に応じた、同様の取り組みが必要である。現代の高齢化橋梁の維持管理において、その確実性と信頼性を向上させる上で、落橋に至る主たる原因とその事例を示すことは、非常に有用と思われる。

最後に、「自然災害②」の主として洪水による落橋および事故では、下部工の損傷による事故事例が多かつ

た。我が国の中小橋梁の落橋や機能不全は、特に下部工の変状に起因するものが多いと考えられる。したがって、中小橋梁の落橋の予兆を探るために以下の点に留意すべきである。

- ・道路中心線，地覆外縁線のズレ
- ・高欄の通り，変形
- ・伸縮継手近傍の段差，ズレ
- ・車両通行時の異音

さらに，以下の調査が可能であれば望ましい。

- ・橋梁からのキレツ音の聞き取り
- ・重量車両通行の適宜適切な調査

一般的に，ケーブルが破断する際にはかなり大きなキレツ音が生じる。実際にコンクリートで被覆された主斜材（コンクリート桁を，コンクリートで被覆したケーブルで斜吊りした構造）のケーブルが破断して落橋する以前に，夜中にキレツが響いていたという住民の証言もあるようである。ケーブルは一般的には撚り線が用いられているため，その破断の際には幸いにその一本一本が破断する毎にキレツ音が生じている。これは予兆として重要視すべきである。

重量車通行の適宜適切な調査は，疲労破壊予防を目的としている。ここでは特に地方道の中小橋梁で疲労に敏感な支間 30m前後の単純および連続の鋼桁橋を対象としている。重量車通行頻度の高い（或いは一時的に通行頻度の高まる）路線の橋梁では，留意すべきである。

本検討では，落橋に至る主たる原因と事例を示したが，今後現代の我が国の高齢化橋梁を例にした具体的な「落橋に至る主たる原因」の事例を明示していきたい。

## 第5章 橋の冗長性 (Redundancy) について

### 5.1 橋の冗長性の定義<sup>10)</sup>

AASHTO LRFD<sup>11)</sup>では、以下のように Redundancy (冗長性) と FCM (Fracture Critical Member : 重要破壊部材) を定義している。

Redundancy : 橋が損傷状態において設計上の機能を維持できる性能

FCM : 破壊すると橋の崩壊や機能不全を招く引張部材

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

が定義されている。

また、冗長性に関しては参考文献 12) で、以下の項目があげられている。

- ・ 内的冗長性 (Internal redundancy)
- ・ 構造冗長性 (Structural redundancy)
- ・ 荷重経路冗長性 (Load-path redundancy)

これらは、理解が難しい内容であるため、その説明も記載しておく。

- ・ 内的冗長性 : 部材冗長性とも呼ばれる。部材が複数の要素からなり、一つの要素の破壊が他の要素に波及しない部材が有する冗長性。

例) 桁が破壊しても床版は破壊しない床版構造や、リベットあるいはボルトによる集成部材、橋軸方向にボルト接合された箱断面などや、桁の引張部位に連続鋼板を設置した鈹桁。

- ・ 構造冗長性 : 連続桁に典型的に見られる外部的な構造不静定。
- ・ 荷重経路冗長性 : 3主桁以上の橋で見られる内部的な構造不静定

橋の冗長性とは、「橋が損傷状態において設計上の機能を維持できる性能」という定義であった。したがって、ある部材が損傷した後の橋梁全体に要求される耐荷性能を、参考文献 13) では以下のように定めている。

D : 軽微な損傷  
D+0 ~ 0.5L : 重大な機能障害  
D+0.5L 以上 : 落橋・崩壊

### 5.2 落橋事例と事故事例

冗長性の定義によると本検討で検討対象となるのは、落橋しなかった事故事例ということになる。事故事例では、落橋を回避するための様々な対策が取られるが、この「冗長性」の定義はそうした場合には、非常に有益であろう。また、特殊な例ではあるが、ある部材が損傷または破断した後に落橋しなかった例で



は、その殆どが設計上抵抗断面に考慮されていない床版等の剛性が寄与して落橋を免れている。これは、冗長性議論の対象の内的冗長性や荷重経路冗長性が高い構造といえる。

一方、落橋事例では想定外の外力により弱点がまず損傷し、それにより突然崩壊している例が多い。この弱点は、認識されていなかった主材料やその接続具の欠陥や劣化、構造設計や施工の瑕疵による構造自体の不具合といえる。いわば冗長性を検討する余地はない。

ここで、現代の落橋事故に当てはめてみると、その大多数（約8割前後）が自然災害や不可抗力といえる人為的災害により落橋しているが、劣化や設計構造欠陥が主因と分類された、おそらく常時荷重により供用時に落橋したと思われる事例の比率が増加していることが注目される。

「劣化」は目視し辛い主構造や細部構造の腐食、「設計構造欠陥」は定義が不明確であるが、構造設計上の不具合、部材干渉、疲労損傷や複雑な溶接細部構造、の増加が起因しているものと思われる。

橋の維持管理では、「劣化や損傷が進んだら落橋するのではないのか」、「どの位の重さの車両まで通せるのか」、「いつ建設されたか記録はないが、何を目安に安全と判断したら良いのか」等、部材の損傷や破断には至っていないが落橋するのではないかという、むしろ落橋予測に重点が置かれているのではなかろうか。こうした要望に応えるべく、突然の落橋を回避する方策を提示するべきと思われる。

### 5.3 FCB およびFCMについて

ここで参考となるのは、参考文献10) pp.94-95 表4-2-1にあるFCBの分類例である（FCB：Fracture Critical Bridge）。ここでは、2主桁の吊桁、トラス構造のアイバートラス、吊橋の内チェーン式吊橋、タイ・アーチ（tied-archと思われる）のリベット止めおよび溶接タイ箱桁等があげられている。また、AASHTOの定義では、冗長性に欠ける部材として、FCM、下部構造、圧縮部材で崩壊を招く恐れがあるものおよび鋼材以外の部材が定義されている。

この維持管理上の定義から、本来FCMは破断危険部材、FCBは破断危険橋梁と訳すべきではなかろうか。ともかくこれらは、破断すると落橋に至る部材、破断すると落橋に至る部材を有する橋である。したがって、落橋し易い橋梁形式とその留意すべき部材を表しているといえる。以上に分類されたFCBおよびFCMを分かり易く説明しておくことは、維持管理に役立つのではなかろうか。

- ・ 2主桁の吊桁：2主構構造と考えるべきであるが、そもそも吊桁の引張支持部材が破断した場合、あるいは受桁支持点近傍の部材が損傷し破断した場合には直ちに落橋に至る。2主桁と定義されているのは、床版による冗長性が活かされない構造である場合では、多主桁に比べて一つの支点の破壊による崩壊のリスクが高いと考えるべきであろう。
- ・ アイバートラス：トラス初期の引張側下弦材にアイバーを用いた構造。アイバーのアイやピンの欠陥による破断により落橋に至る可能性が高い。
- ・ チェーン吊橋：吊橋初期の主ケーブルにリンクおよびアイバーを用いた構造。これらの欠陥による破断により落橋に至る可能性が高い。
- ・ タイドアーチ：アーチ支点到に生じる水平反力を相殺するためにアーチの両支点をタイで繋いだ構造。タイドアーチは下路橋として採用され、タイである下弦材は箱桁断面が引張部材として多く採用されている。このリベットや溶接で構成された箱桁の欠陥部が破断すると直ちに落橋にいたることは容易に想像がつく。

- ・下部構造: 下部工底版や基礎の洗掘等による沈下・滑動・回転および何らかの変動による地耐力の低下, この場合上部構造は崩壊や流失が想定される. 上部構造の損壊や沈下に収まったとしても交通の供用は難しいであろう. 特に, アーチ基礎の場合には水平地耐力の低下によりアーチ崩壊の恐れがある.
- ・圧縮部材で崩壊の恐れがあるもの: 下部工脚柱の座屈や圧潰 (主として地震による鉛直力), トラスやアーチの圧縮部材および桁のフランジ・ウェブ圧縮域の座屈 (架設中の落橋・事故が殆どと思われる). 2主桁桁の横倒れ座屈等が考えられるが, 我が国では床版の剛性寄与により事例は少ないであろう.
- ・鋼材以外の部材: これは, 設計上考慮していなかったが, 引張力が働く鋼材以外の部材と考えるべきであろう. 現代では事例は少ないと思われるが, 例えば, 構造形態の発展途上にあった近代吊橋において, 主索バックスティがタワー直下の石積橋脚に定着された構造での, 定着部背面の引張に伴う石積みの亀裂による吊橋の崩壊等の例がある.

追記: 参考文献 14) の 3.2 の「(3) 台湾の南方澳跨港大橋 [鋼タイドアーチ, 橋長 140m, 斜材 13 本] (2019 年 10 月落橋, 1998 年竣工)」の記述内容の反省

「ケーブル斜材の上弦材側定着点近傍が過度の腐食状態にあった場合には, 上端側からの連鎖的な破断は十分説明可能であろう」と記述していたが, タイドアーチという構造形式から本橋が構造破壊を起こし易い構造形式であることを見逃していた.

もう一つの考えられる落橋原因は, 床版下にある引張部材である 1 箱桁の下弦材が過積載車両により破断し, その衝撃により腐食していた吊りケーブル材が連鎖的に破断した可能性である. このタイ材である下弦材は, アーチ上弦材を床版面に投影した平面形状で, その Y 型の分岐点はアーチ上弦材の分岐点のほぼ同じ鉛直線上にあり, 支点上で連結された端部が端横桁で結合されていた. ケーブルと同様に劣悪な環境において主桁 (特に連結部, ボルト添接か溶接であるかは不明) に腐食が進行していたか, あるいは連結に何らかの不具合が生じていたとも推察される.

## 【参考文献】

- 1) 福田武雄編集：NOTES ON BRIDGE FAILURES, 東大出版会, 1979.
- 2) ヘンリー・ペトロスキー著, 中島秀人・綾野博之訳：橋はなぜ落ちたのか, 朝日新聞社, 2001.
- 3) S. P. ティモシェンコ著, 川口昌宏訳：材料力学史, 鹿島出版会, 1974.
- 4) H. シュトラウプ著, 藤本一郎訳：建設技術史, 鹿島出版会, 1976.
- 5) L. T. C. ロルト著, 高島平吾訳：ヴィクトリアン・エンジニアリング, 鹿島出版会, 1989.
- 6) Xuefei Shi, Zijie Zhou, Xin Ruan : Forensic Diagnosis on Overall Collapse of a Composite Box-Girder Bridge, Structural Engineering International, Nr.1, 2018.
- 7) Kutai Kertanegara bridge which collapsed over the Mahakam river in East Kalimantan on Saturday , [www.antaraneews.com](http://www.antaraneews.com) (Nov. 26, 2011) , 最終検索日：2020年3月20日
- 8) 南方澳大橋, 宜蘭観光サイト, [travel.yilan.tw](http://travel.yilan.tw) , 最終検索日：2020年3月20日
- 9) 川田忠樹：近代吊橋の歴史, (株)建設図書, 2002.
- 10) 舘石和雄, 阿部雅人, 奥井義明, 山口栄輝, 山口隆司：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, pp.90-95, 日本鉄鋼連盟 鋼構造研究・教育助成事業 (先進研究, 土木分野) 2010.
- 11) AASHITO : LRFD Bridge Design Specifications, 9th Edition, 2020.
- 12) FHWA : Steel Bridge Design Handbook : Redundancy, 2015.  
<https://www.fhwa.dot.gov/bridge/steel/pubs/hifl6002/volume09.pdf>
- 13) Transportation Research Board : Redundancy in Highway Bridge Superstructures, NCHRP Report 406, 1998.  
[https://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp\\_rpt\\_406.pdf](https://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_rpt_406.pdf)
- 14) 石井, 齋藤：現代の落橋事故の特徴に関する一考察, 土木学会年次講演会, 2020.

付録 ものづくり大学 大垣研究室 土木学会年講

## 腐食鋼桁のタワー型計測装置による板厚計測

### 1. タワー型計測装置概要

計測精度  $0.5\mu\text{m}$  の KEYENCE 社製レーザー変位計を使用しているため、計測精度が高い。しかし、本体が大型のため計測装置の移動は原則できず、計測面の変更は試験体を移動して行う必要がある。よって、計測値の信頼性は高いものの、この状態では実橋での計測には使用出来ない。

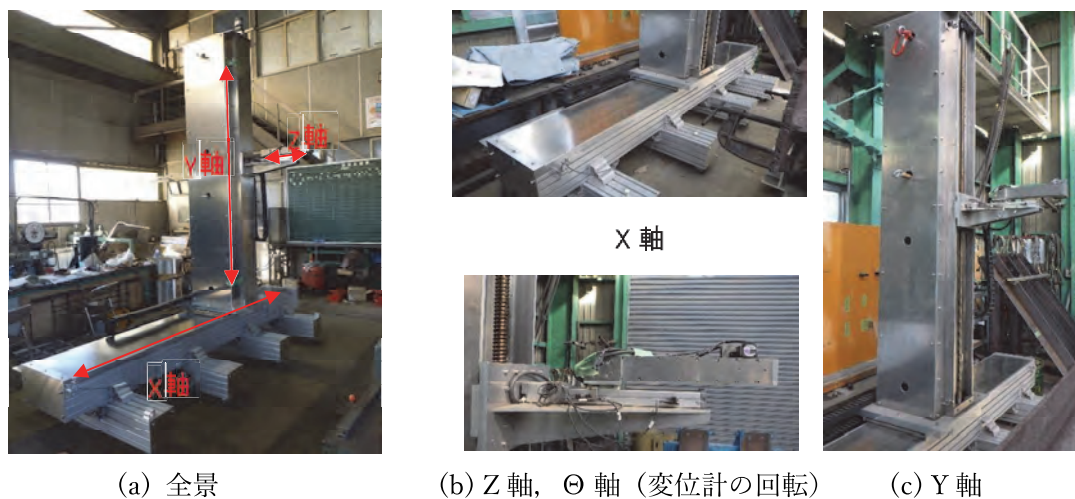


図 1.1 タワー型計測装置の写真

表 1.1 タワー型計測装置概要

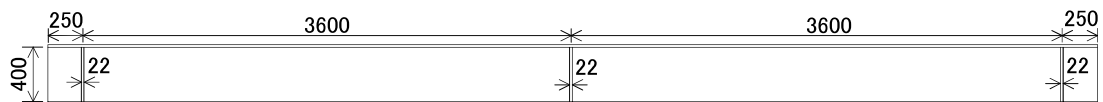
機械寸法		長さ 3000×幅 1100×高さ 3285mm
許容 移動量	X 軸	2050mm
	Y 軸	2070mm
	Z 軸	180mm
	$\Theta$ 軸	水平から+120° ~-50°
計測速度 (XY)	1mm ピッチ	1.4mm/sec(0.7sec/data)
	2mm ピッチ	2.2mm/s(0.8sec/data)
	5mm ピッチ	3.7mm/s(1.3sec/data)
	10mm ピッチ	5.0mm/s(1.7sec/data)

## 2. 計測供試体概要

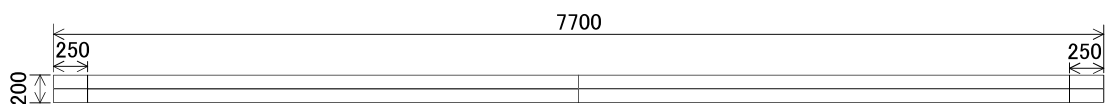
供試体は腐食した桁端部の下フランジ側を切断したものである。  
寸法は  $H200 \times 200 \times 8 \times 13 \times 2500\text{mm}$  である。材質は不明である。



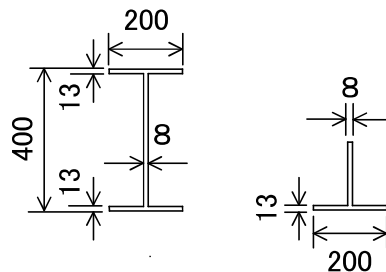
図 2.1 供試体の写真



(a) 主桁平面図  $S=1/50$



(b) 主桁側面図  $S=1/50$



(c) 主桁断面図  $S=1/25$

図 2.2 健全主桁図面

### 3. 計測方法

#### 1) ターゲットの設置

レーザー変位計は基準点からの距離を読み取るため、腐食深さや残存板厚を計測する場合、基準面を作成するためのターゲットを取り付ける。ターゲットは厚さが正確なもので、表面に凹凸が無いものが良い。今回はパイ型変位計の取り付けコマをターゲットとして使用した。寸法は  $1.5 \times 1.5 \times 1.0\text{mm}$  である。

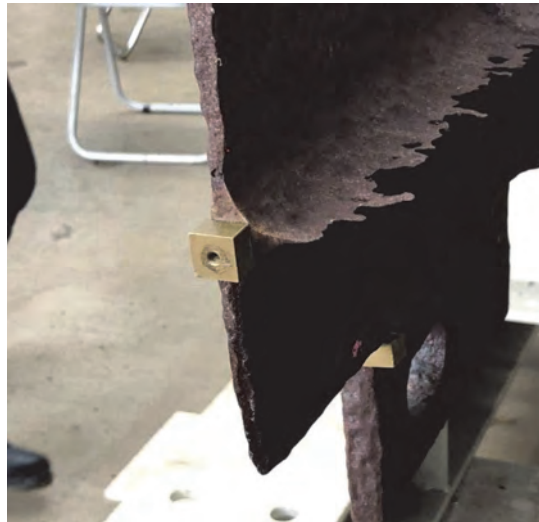


図 3.1 ターゲット 写真

データの編集に Excel を使用する場合は基準面を補正するためにターゲットのうち 2 点は計測面の同一軸上に置いたほうが良い。今回の取り付け位置を図 3.3 に示す。

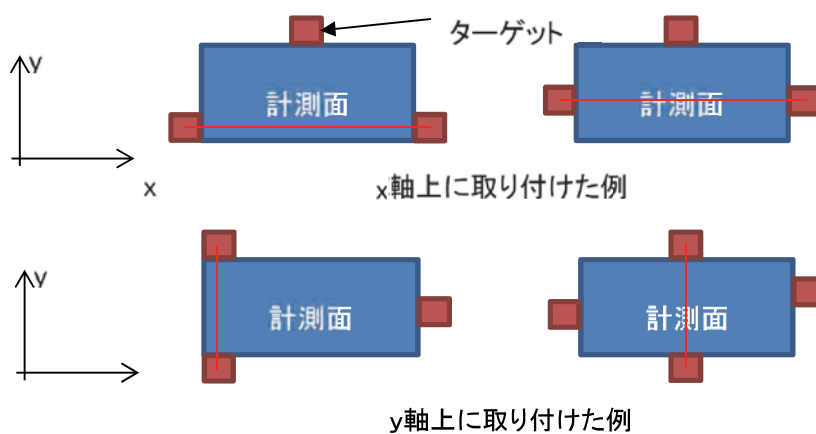


図 3.2 ターゲット取り付け例

表 3.1 取り付け位置座標

T-Flg 表面 (フランジ外面)						
ターゲット位置	1	2	3	4	5	計測原点
X 座標	0	-140	-140	-1070	-1070	-1070
Y 座標	0	100	-100	-110	100	-110
レーザー変位計読み値	-2.52	1.39	0.24	3.81	7.15	
T-Flg 裏面 1 (フランジ内面)						
ターゲット位置	1	2	3	4	計測原点	
X 座標	0	140	1070	140	0	
Y 座標	0	105	105	-100	30	
レーザー変位計読み値	14.67	9.30	-9.06	9.04		
T-Flg 裏面 2 (フランジ内面)						
ターゲット位置	1	2	3	4	計測原点	
X 座標	0	-140	-1070	-140	0	
Y 座標	0	-100	-100	100	-20	
レーザー変位計読み値	10.82	6.80	11.56	10.66		
T-Web 表面						
ターゲット位置	1	2	3	計測原点		
X 座標	0	-670	-1060	-430	-530	
Y 座標	0	190	190	-10	10	
レーザー変位計読み値	15.40	11.22	9.49	1 回目	2 回目	
T-Web 裏面						
ターゲット位置	1	2	3	計測原点		
X 座標	0	670	1060	520	620	
Y 座標	0	200	200	0	10	
レーザー変位計読み値	18.28	20.77	19.40	1 回目	2 回目	

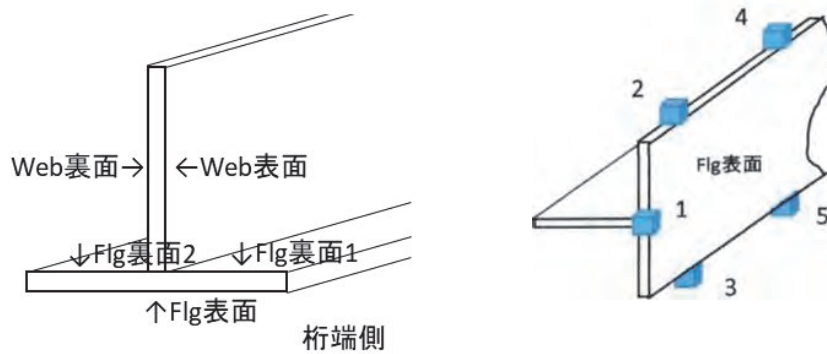


図 3.3 ターゲット取り付け位置



## 2) 試験体設置

レーザー照射点と供試体表面の距離を基準距離の 15mm に合わせ、計測面に平行になるように試験体を設置する。

## 3) 計測

今回は 10mm ピッチで計測。また、フランジ裏面は 2 回に分けて計測を行った。レーザー照射部が供試体に触れてしまうため、各フランジ裏面のウェブ側 20~30mm は計測を行っていない。計測時間は今回の供試体 1 面で約 4 時間。

#### 4. 板厚換算

##### 1) データ出力

計測データは“X座標、Y座標、レーザー変位計の読み値”になっており、各座標値は計測開始点を原点としているため、データ編集にあたっては、ターゲット計測時の原点からの座標値に変換する必要がある。また、正負の符号は計測装置が基準となっているため、必要に応じて変換する。

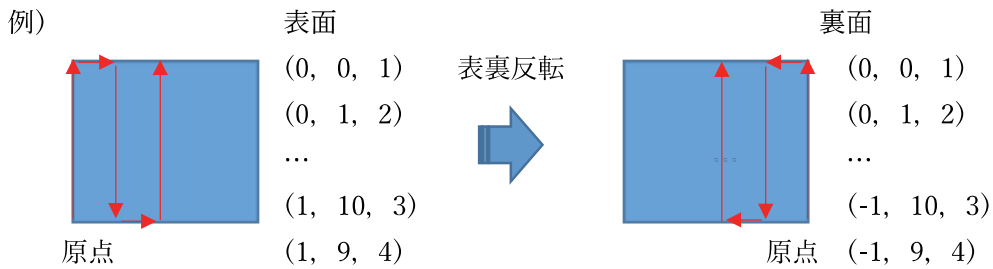


図 4.1 座標値の変換

##### 2) 計測条件整理

板厚への換算は、基準面を X 軸、Y 軸で順番に回転させ、表裏を合わせる。

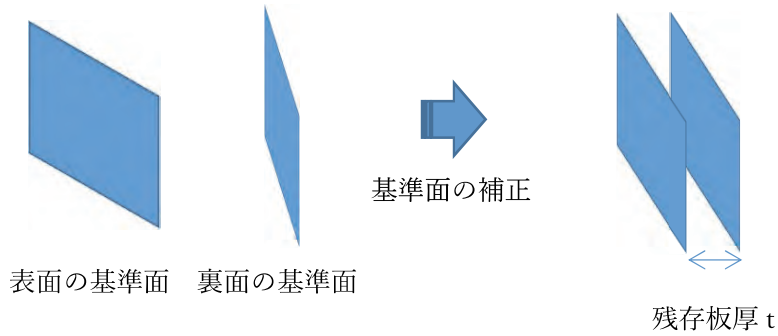


図 4.2 残存板厚算出イメージ

### 3) 基準面補正

以下の手順にて、基準面の補正を行う。

- ①原点の深さを0とする補正
- ②基準軸方向のずれを補正
- ③基準軸直行方向のずれを補正

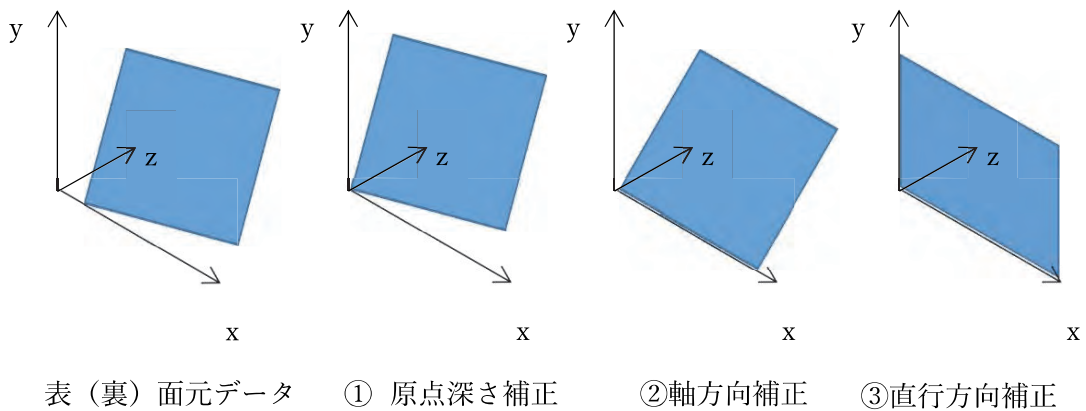


図 4.3 基準面補正

※上記、基準面の補正は、板厚算出を目的としているため、レーザー変位計の読み値のみ補正している。厳密には X および Y の座標値も補正する必要があるが、表裏の合成のため考慮していない。

### 4) コンター表示

計算した板厚を基にコンターシートをオートフィル。  
条件付き書式により、簡易的(最大3色)にコンター表示ができる。  
色分けをより細かくするため、グラフの3D等高線を使用する。

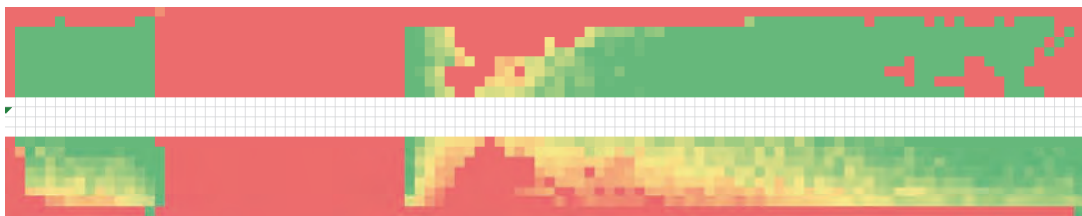
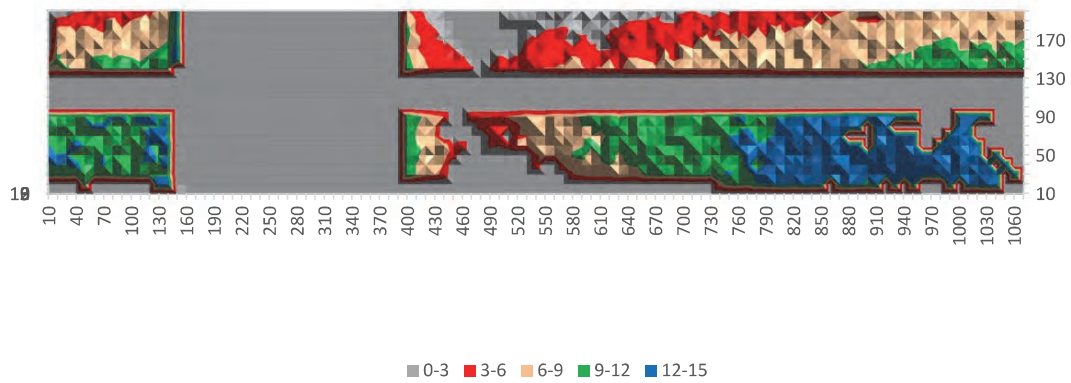


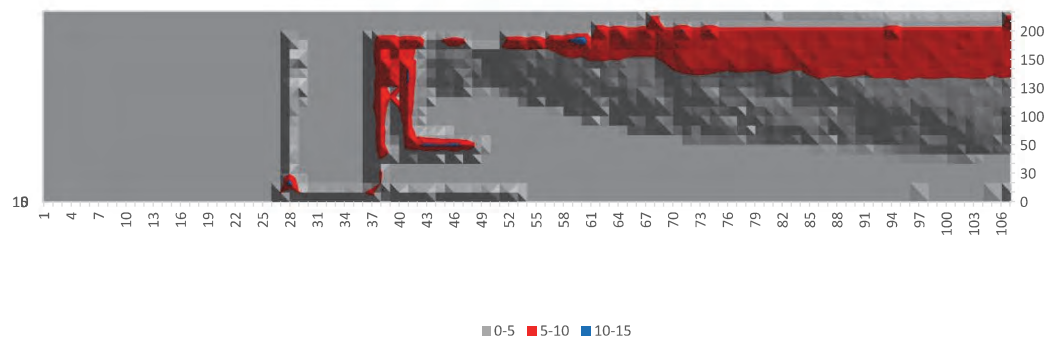
図 4.4 簡易的コンター表示

## 5. 計測結果 コンター図

フランジのベースプレート部分(横軸約 150~400mm)、ウェブ付近部分(縦軸約 90~130mm)は計測不可能のため、0mm 判定となっている。



(a) フランジ板厚換算 (フランジ健全板厚 13 mm)



(b) ウェブ板厚換算 (ウェブ健全板厚 8 mm)

図 5.1 コンター図

## 6. 作業における問題点

- ・ 基準面合成を行う際、表裏で貼り合わせる方向や基準点位置が同一かの把握が困難
- ・ 計測供試体によって、Excel での計算方法が異なりそのままの応用が出来ない
- ・ 箇所によって 0mm 判定になってしまうため、手作業での修正が必要

## 7. 作業ごとの所要時間

表 7.1 所要時間

計測条件整理	10 分
基準面補正	30 分
コンター表示	20 分

## 腐食鋼桁耐荷力の非線形解析

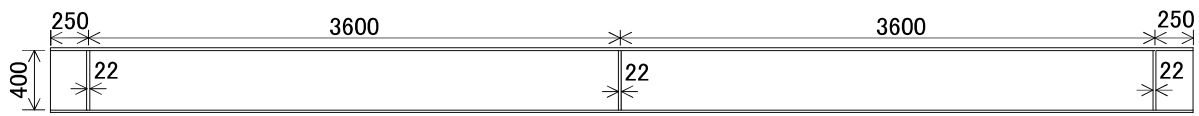
### 1. 計測供試体概要

供試体は腐食した桁端部の下フランジ側を切断したものである。  
寸法は H200×200×8×13×2500 である。材質は不明である。

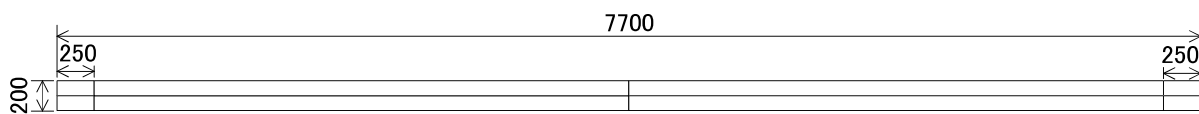


図 1.1 供試体の写真

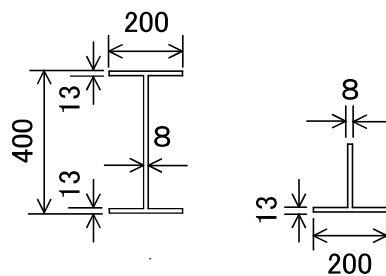
#### ・主桁図面



主桁平面図 S=1/50



主桁側面図 S=1/50



主桁断面図 S=1/25

図 1.2 健全主桁図面

## 2. モデル作成手順

- 1) 解析の都合上、以下の部分は健全板厚 13mm に変更する。
  - ・ 錆が付着して、健全板厚 13mm 以上になっている部分
  - ・ 計測が不可能なベースプレート、フランジ裏面のウェブ側 20~30mm 部分
- 2) モデルの計測部分に 10mm ピッチでシェルを作成する。コンター図を基に板厚をシェルに入力して、厚さが 0 の部分はシェルを削除する。

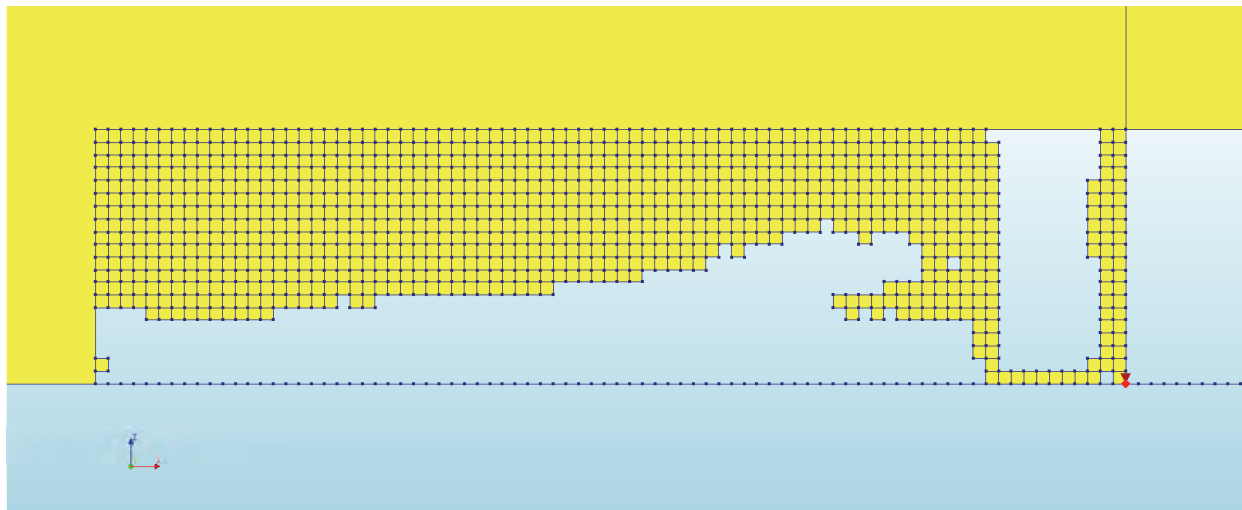


図 2.1 シェル作成

- 3) 腐食部分が対になるよう鏡面コピーする。

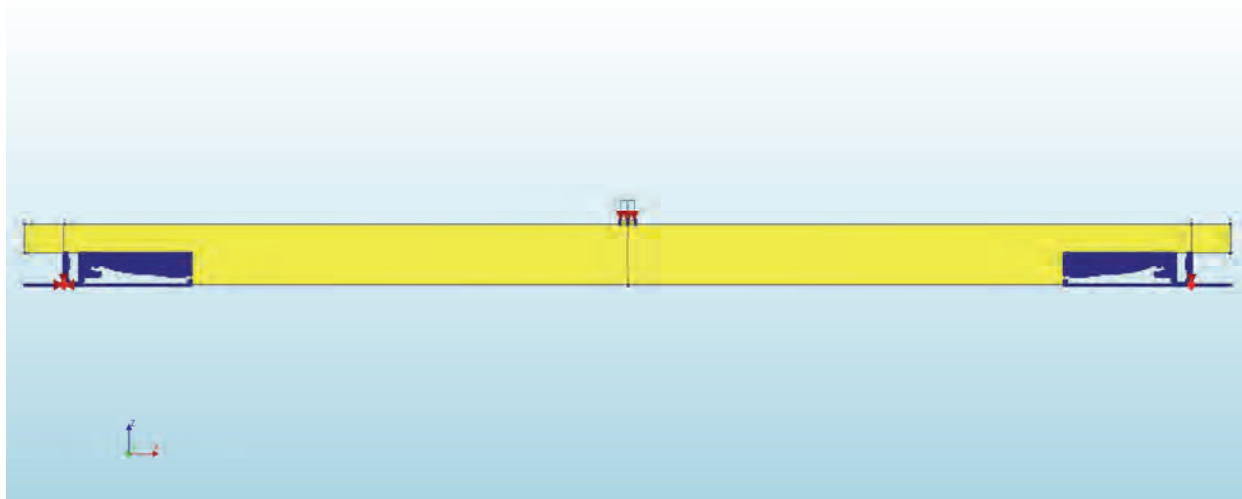


図 2.2 鏡面コピー

- 4) メッシュサイズを健全部分 50mm、腐食部分 10mm に設定する。

### 3. モデル化

今回は健全鋼桁(CASE1)、腐食鋼桁(CASE2)のモデルに加えて、腐食部分に健全板厚の補剛材を追加したモデル(CASE3)を製作する。また、腐食部分はモデルの両端部に配置する。以下のモデルのメッシュサイズは健全部分 50mm、腐食部分 10mm で製作。

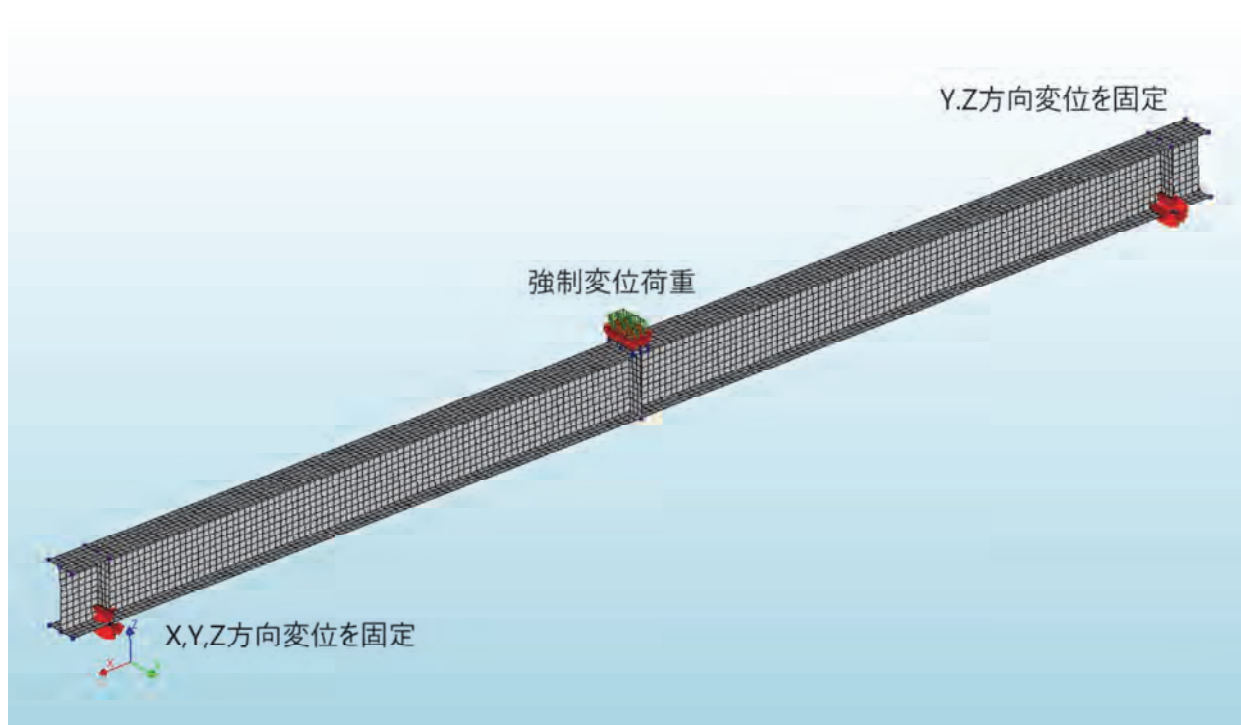


図 3.1 CASE1(健全鋼桁) モデル

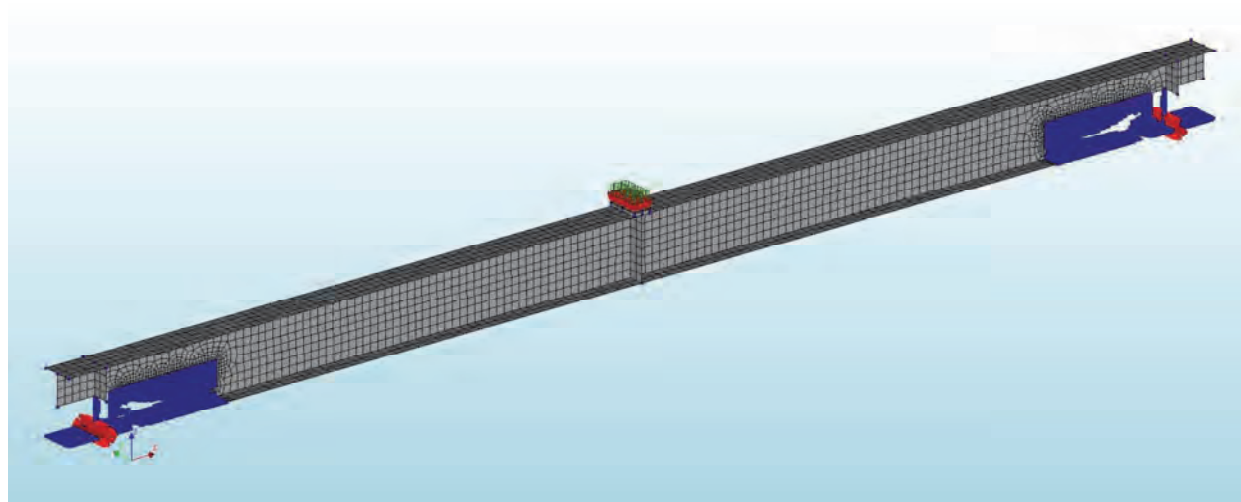


図 3.2 CASE2(腐食鋼桁) モデル



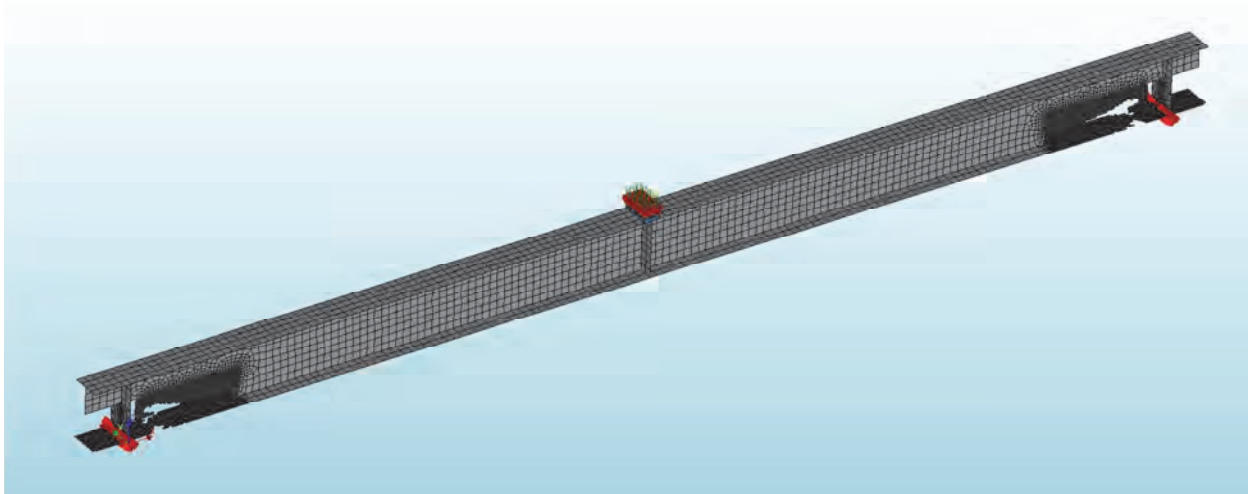
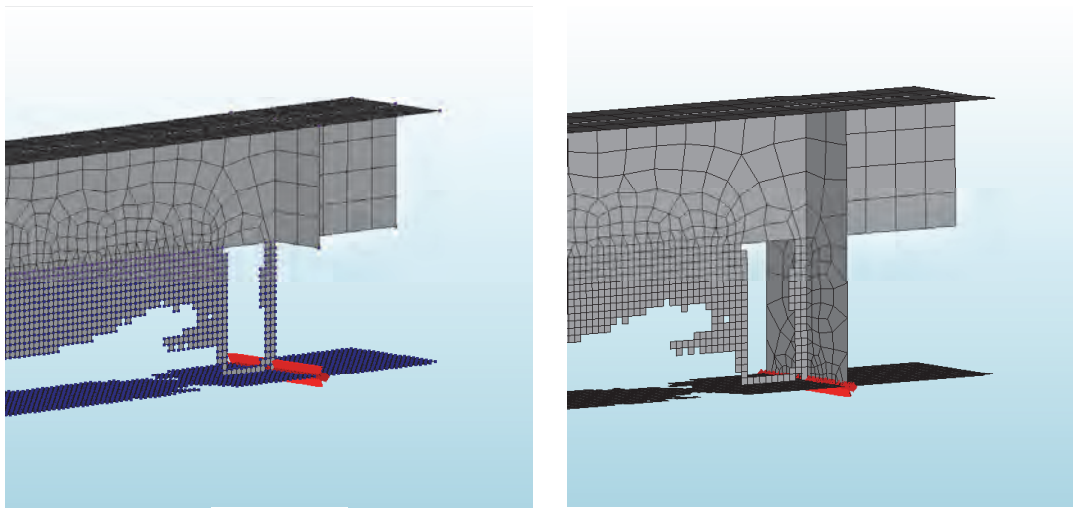


図 3.3 CASE3(腐食・補剛材あり) モデル



CASE2

CASE3

図 3.4 CASE2・3 補剛材比較

表 3.1 モデルの概要(非線形解析)

部材	要素	材料	降伏点 (Mpa)	板厚 (mm)	高さ (mm)	幅 (mm)
ウェブ	8 節点曲面シェル要素 (CQ24S)	バイリニア (硬化域勾配: Es/100)	310	8	400	3600
上フランジ			310	13	—	200
下フランジ			310	13	—	200
補剛材			310	22	400	100
載荷プレート	20 節点ソリッド要素 (CHX60)	弾性体	—	20	—	200

・フランジの幅厚比パラメータ

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \times \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}}$$

$$= \frac{96}{13} \sqrt{\frac{310 \times 12 \times (1-0.3^2)}{2.05 \times 10^5 \times \pi^2 \times 0.43}}$$

$$= 0.46$$

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = 1.0 (R \leq 0.7)$$

- ・ CASE1 総節点数:13679 総要素数:4416
- ・ CASE2 総節点数 26973 総要素数 8592
- ・ CASE3 総節点数 27577 総要素数 8840

#### 4. 解析結果

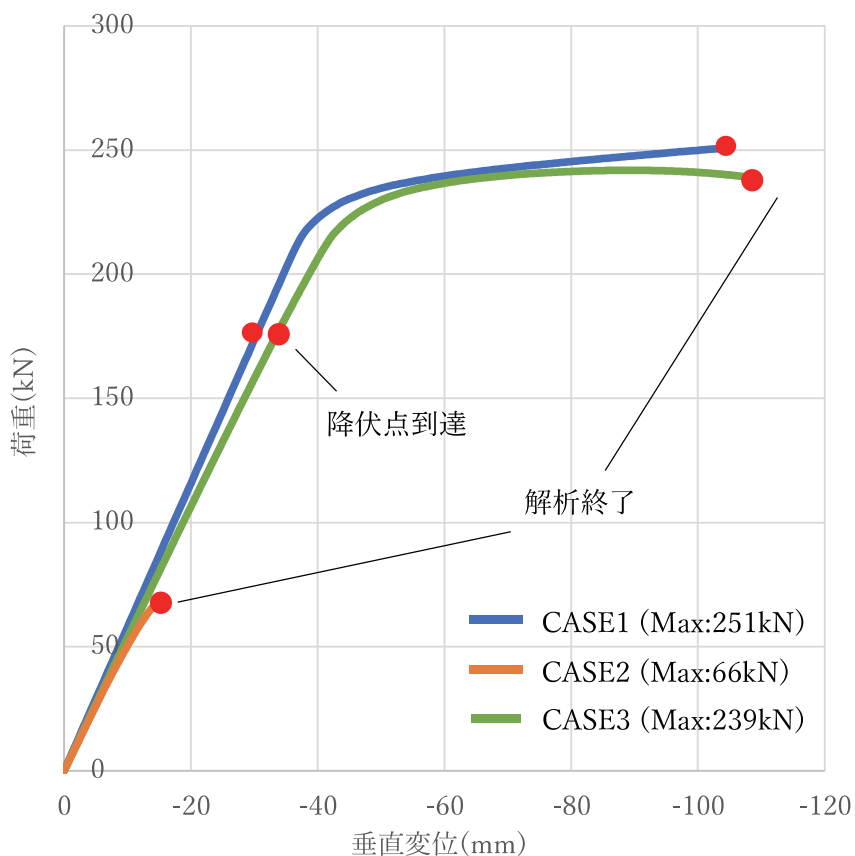
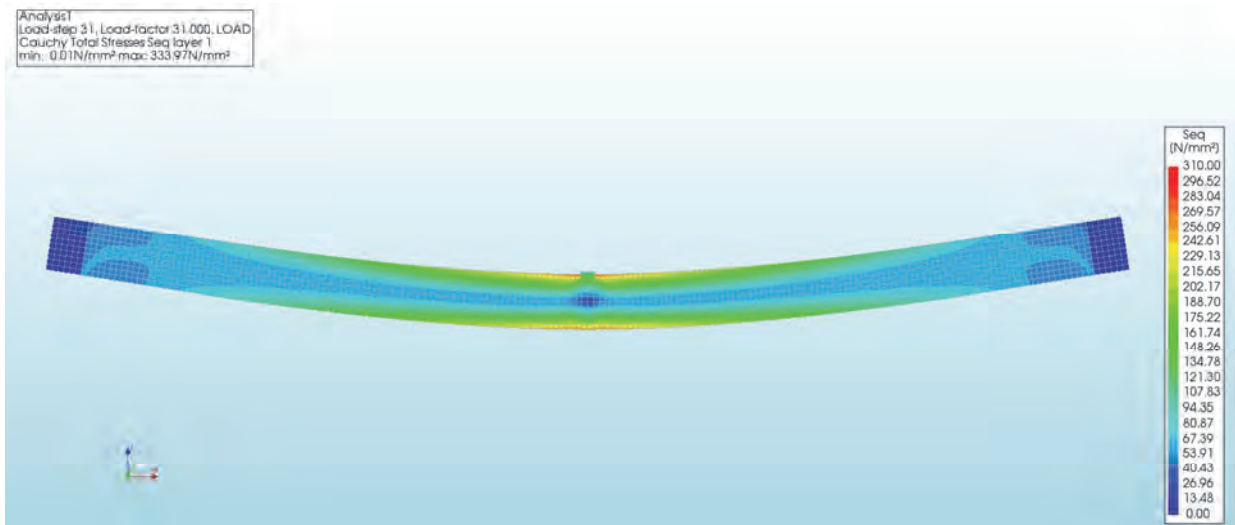


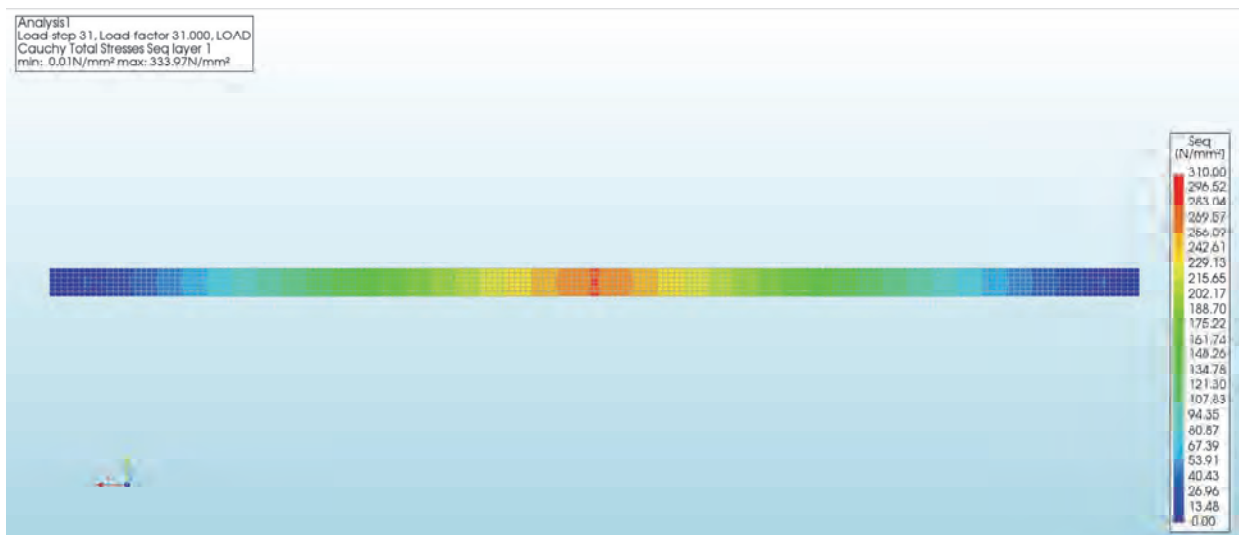
図 4.1 荷重-載荷点直下垂直変位の関係

CASE2(腐食鋼桁)は CASE1(健全鋼桁)に比べ、大きく耐荷力が低下した。  
CASE2(腐食鋼桁)に健全板厚の補剛材を追加した CASE3(腐食・補剛材あり)は、CASE1(健全鋼桁)と同程度の耐荷力が得られた。腐食した鋼桁に対して、補剛材の補修が耐荷力の維持に有効であると考えられる。

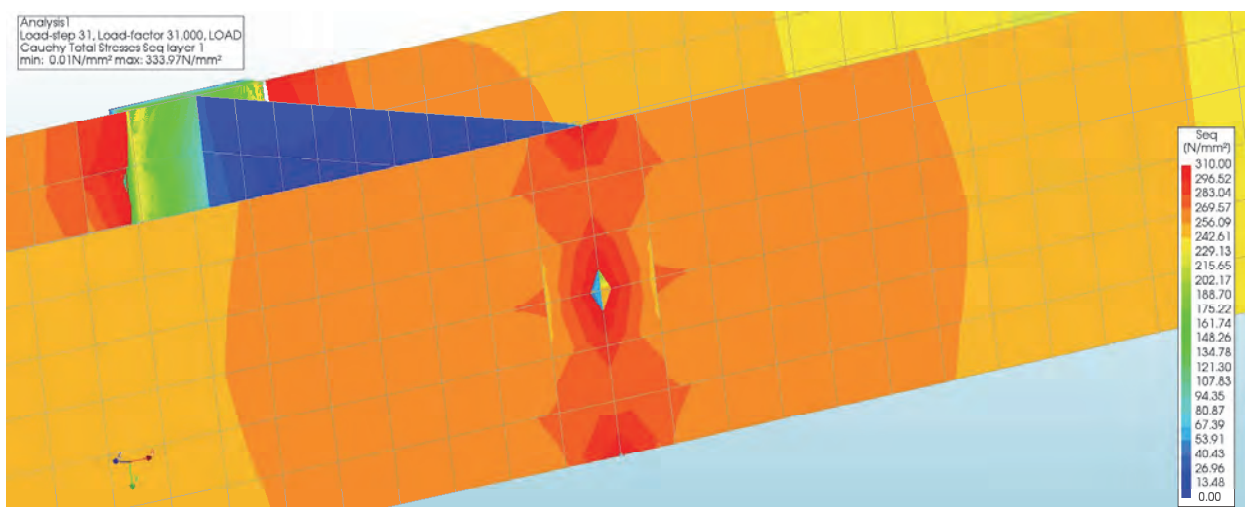
・ CASE 1 (健全鋼桁)



(a) CASE1 側面図(降伏点到達時)

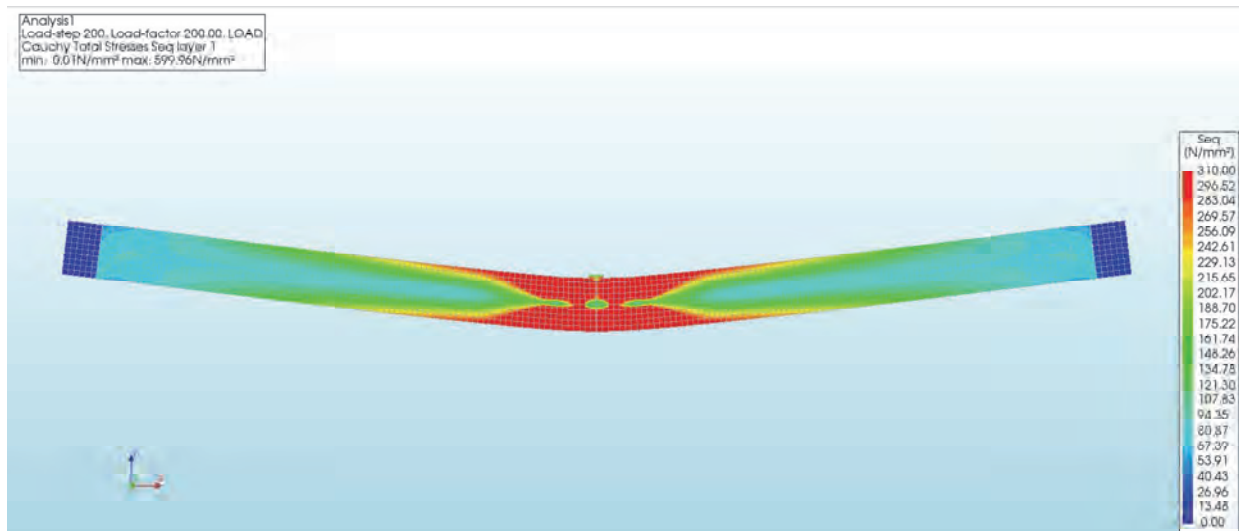


(b) CASE1 底面図(降伏点到達時)

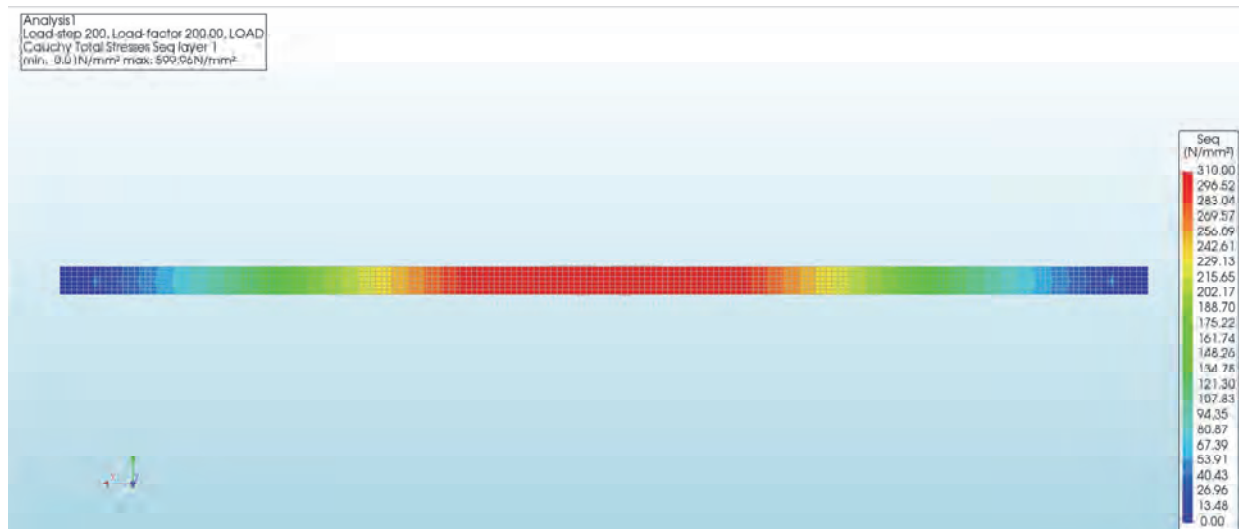


(c) CASE1 荷点直下拡大図(降伏点到達時)

図 4.1 CASE1 の応力コンター図



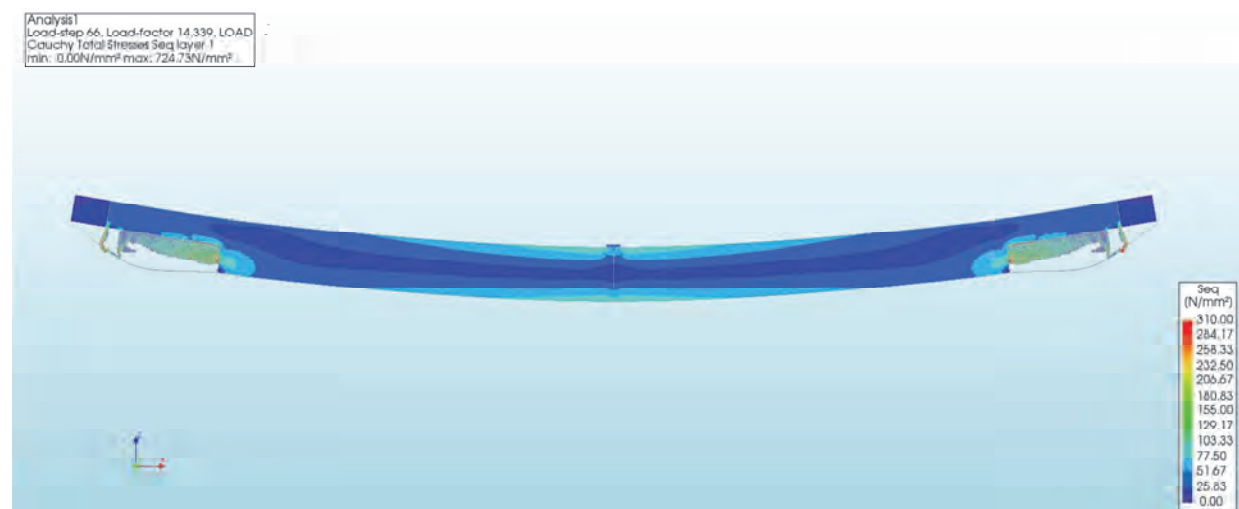
(d) CASE1 側面図(解析終了時)



(e) CASE1 底面図(解析終了時)

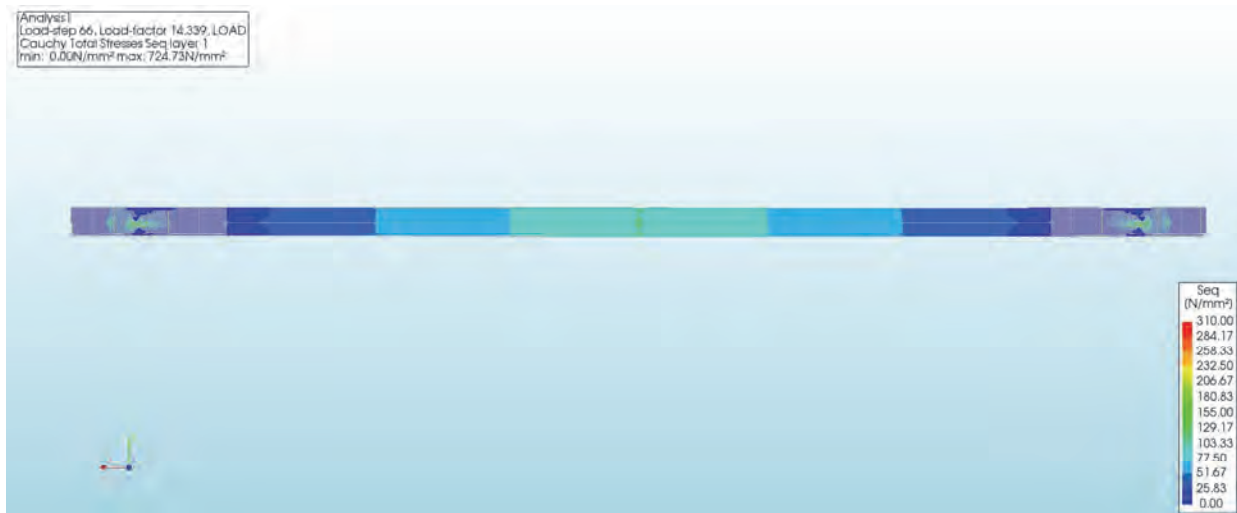
図 4.2 CASE1 の応力コンター図

・ CASE2(腐食鋼桁)

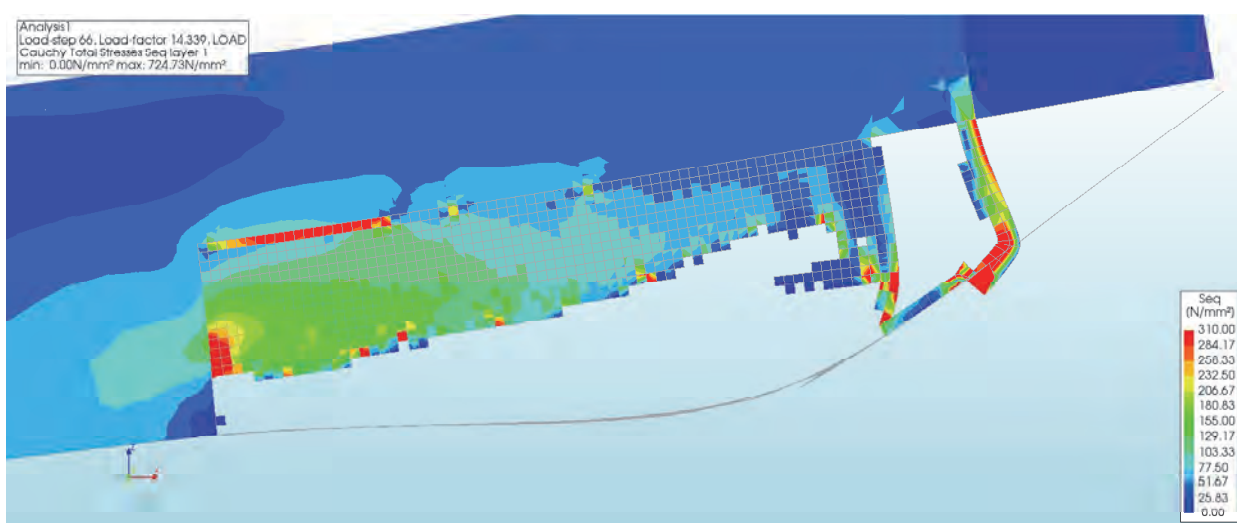


(a) CASE2 側面図(解析終了時)

図 4.3 CASE2 の応力コンター図



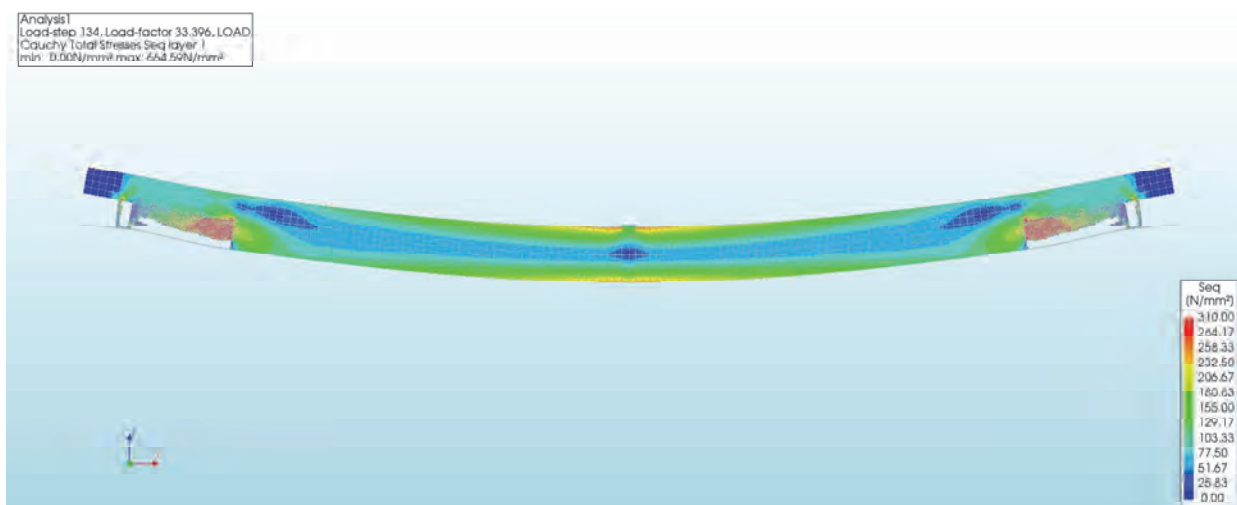
(b) CASE2 底面図(解析終了時)



(c) CASE2 腐食部拡大図(解析終了時)

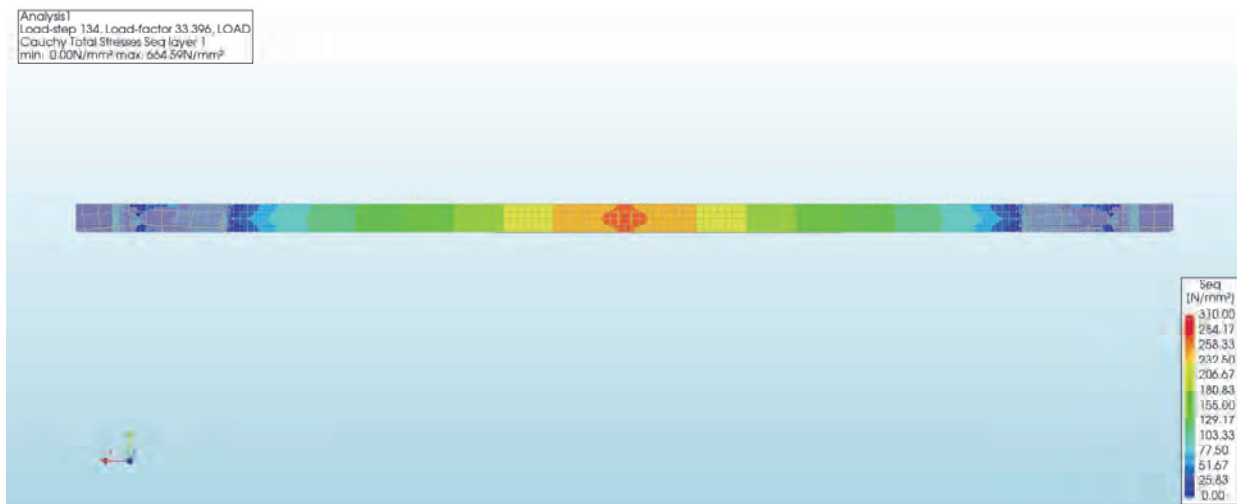
図 4.4 CASE2 の応力コンター図

・ CASE3(腐食・補剛材あり)

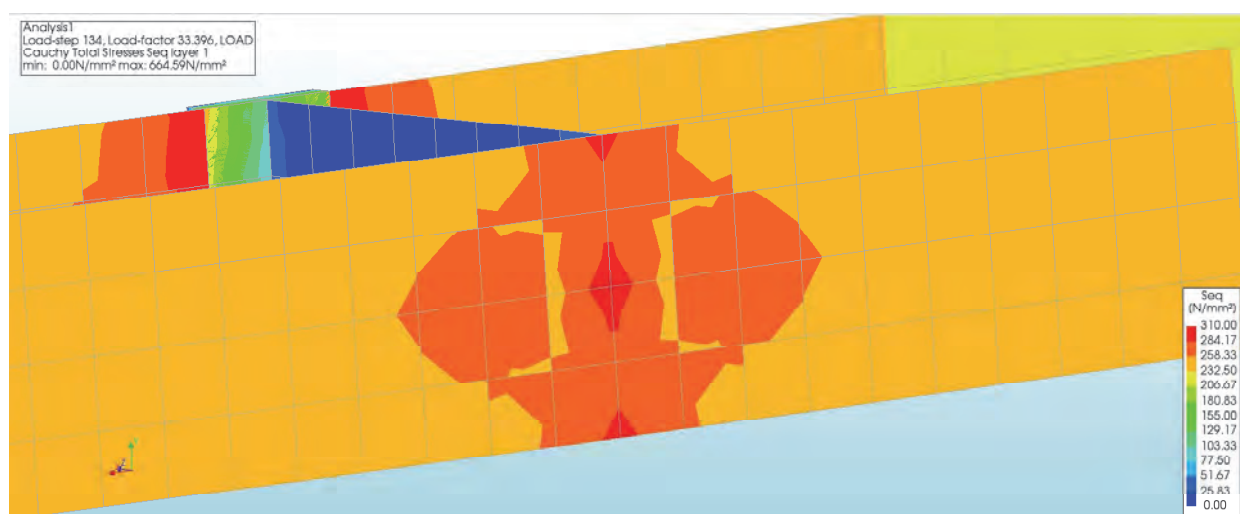


(a) CASE3 側面図(降伏点到達時)

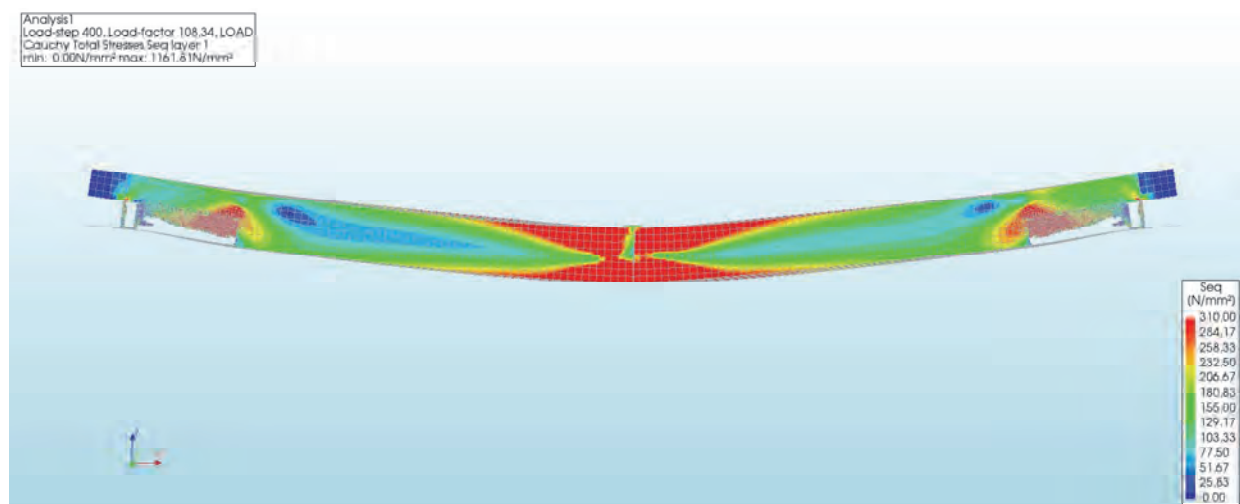
図 4.5 CASE3 の応力コンター図



(b) CASE3 底面図(降伏点到達時)



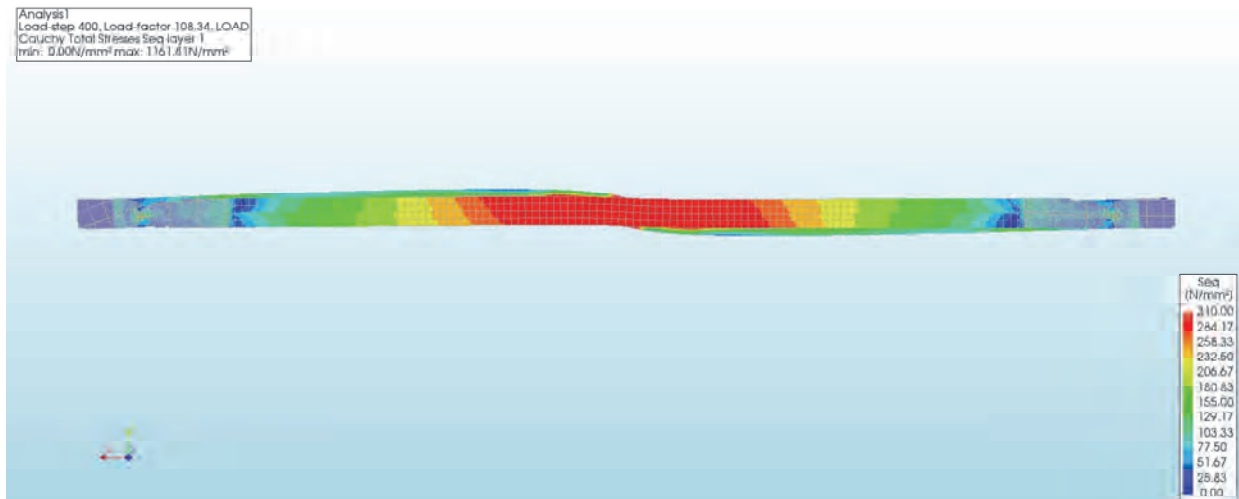
(c) CASE3 載荷点直下拡大図(降伏点到達時)



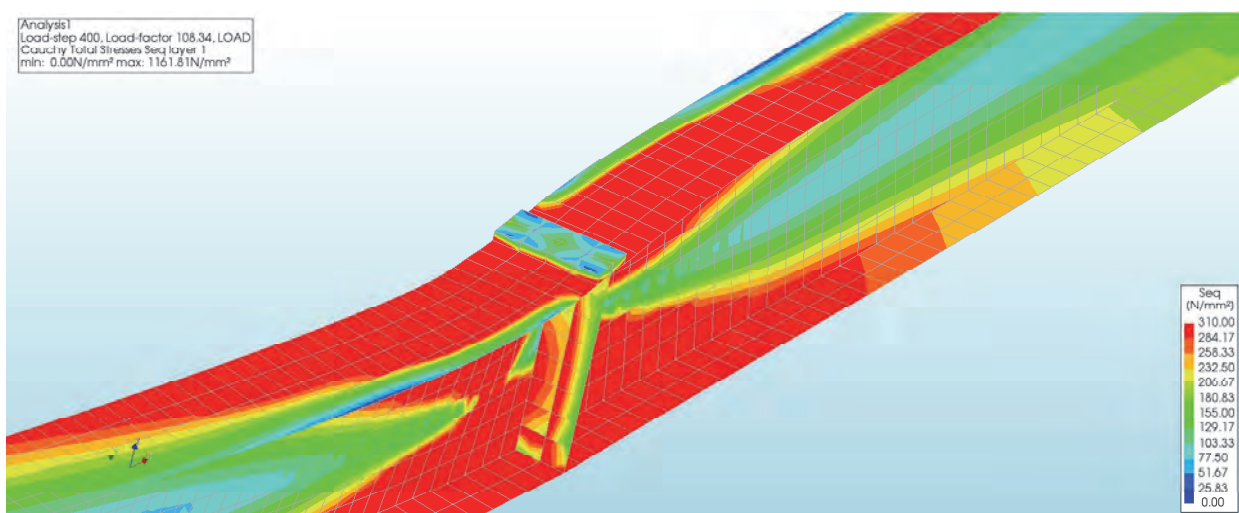
(d) CASE3 側面図(解析終了時)

図 4.6 CASE3 の応力コンター図

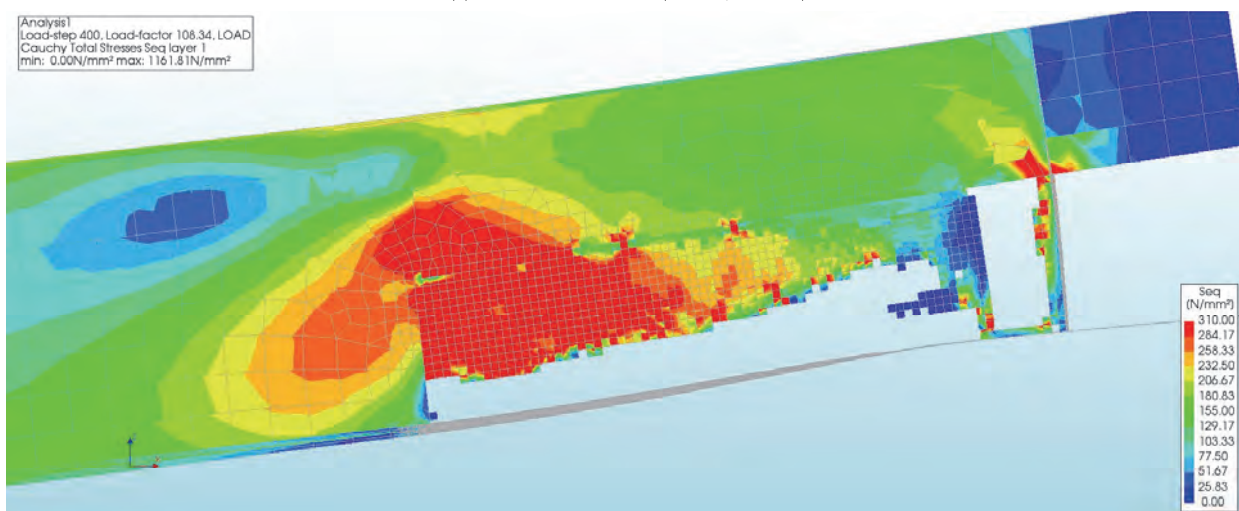




(e) CASE3 底面図(解析終了時)

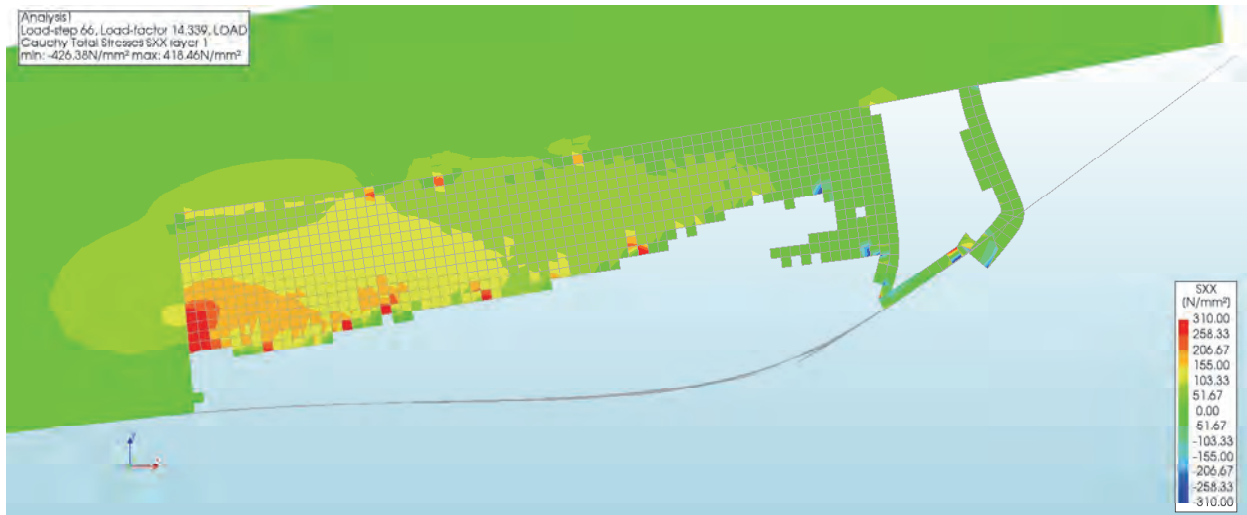


(f) CASE3 上面(解析終了時)

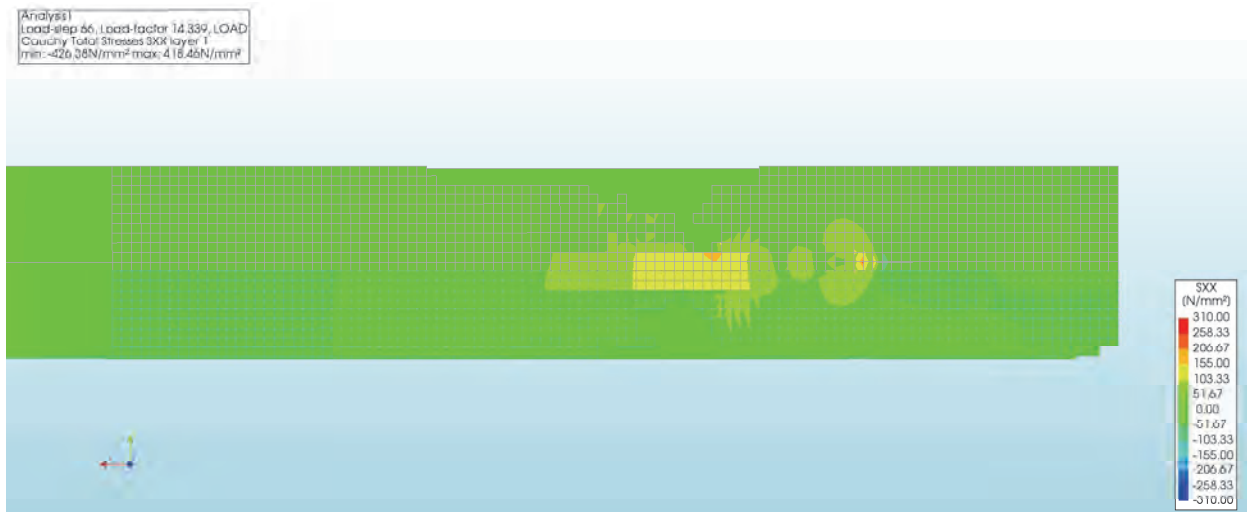


(g) CASE3 腐食部拡大図(解析終了時)

図 4.7 CASE3 の応力コンター図

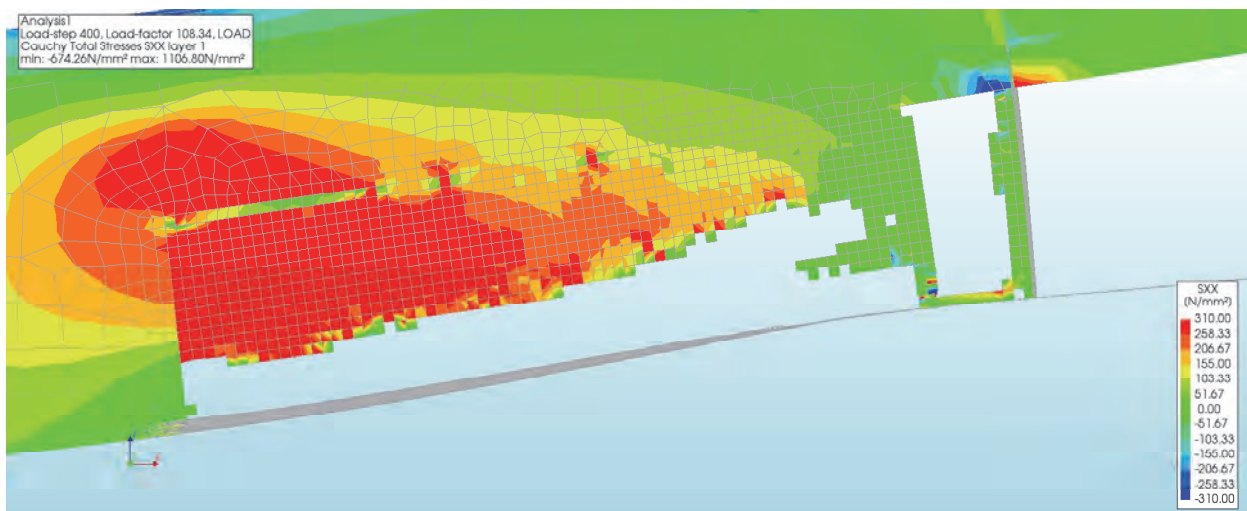


(a) CASE2 ウェブ腐食部拡大図(解析終了時)



(b) CASE2 フランジ腐食部拡大図(解析終了時)

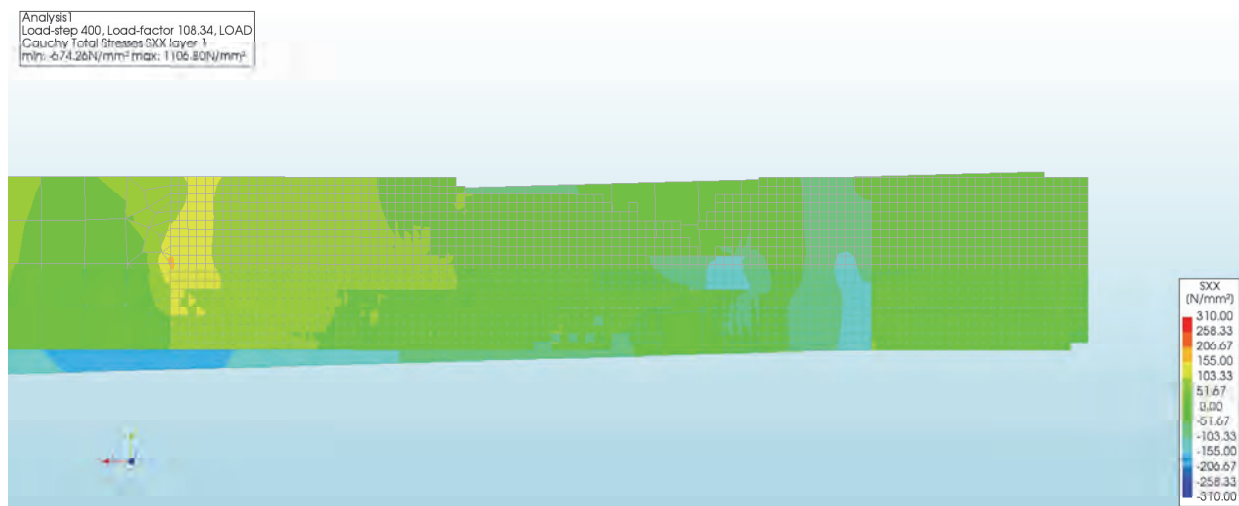
図 4.8 CASE2 の水平応力コンター図



(a) CASE3 ウェブ腐食部拡大図(解析終了時)

図 4.9 CASE3 の水平応力コンター図





(b) CASE3 フランジ腐食部拡大図(解析終了時)

図 4.10 CASE3 の水平応力コンター図

---

---

## 鋼橋の劣化機構検討部会 報告書 (No.087)

編 集 鋼橋技術研究会 鋼橋の劣化機構検討部会  
発 行 令和4年3月  
発 行 所 鋼橋技術研究会  
〒965-0832 福島県会津若松市天神町25-3 有限会社ハートランド内  
TEL.0242-36-5260

---

---

※当該資料の内容を複写したり他の媒体へ転載するような場合は、  
必ず鋼橋技術研究会の許可を得てください。

編集協力 株式会社 アズ・クリエイト