

**地震災害軽減のための
ダメージフリー構造技術に関する
調査研究小委員会
活動成果報告書**

**— 真に地震災害に強い新たな構造コンセプト
の展開に向けて —**

**2024 年 9 月 18 日
土木学会 地震工学委員会**

まえがき

我が国では、情報化が発達して交通・電力等ライフラインに極度に依存した都市と、高齢化・人口減少が進む地方とが併存しているが、どちらも大地震に対して脆弱であることは、2024年1月1日に発生した能登半島地震をはじめ近年の地震被害から明らかである。人命や生活を守る上で社会基盤構造物の果たす役割は大きく、可能な限りの被害最小化と災害発生時の迅速な事後対応への備えが求められている。超過外力に対する影響評価や対策技術の開発も喫緊の課題で、地震後の迅速な健全度判定技術も必要とされている。

本「地震災害軽減のためのダメージフリー構造技術に関する調査研究小委員会」は、2020年に設置され、我が国が置かれる地震環境や最近の技術開発を踏まえ、今後の地震災害軽減に必要とされる次世代の技術展開について調査研究を行うことを目的として活動してきた。

2021年度から以下の3つのワーキンググループを設置し、それぞれのテーマについて議論を重ねてきた。

WG1：ダメージフリーの在り方に関するWG

これまでの構造設計コンセプトをレビューするとともに、本小委員会で目指すダメージフリーの考え方について整理・提案を行う。

WG2：新材料・新構造・デバイスに関するWG

現在開発進行中のものを含め、構造耐震性を向上させる様々な材料、構造、デバイスに関する技術開発の現状をレビューし、将来有望な技術、さらに開発研究が求められる技術の整理・提案を行う。

WG3：モニタリングや地震後の診断技術に関するWG

地震発生時の構造物の健全診断のための技術開発の現状をレビューし、モニタリングやIoT技術の活用など、インテリジェント／スマートな構造物・維持管理を実現するために将来有望な技術、さらに開発研究が求められる技術の整理・提案を行う。

本報告書は、本小委員会の2020年度～2024年度前半までの4年半の活動期間内に、3つのWGを中心に研究活動を行ってきた成果をとりまとめたものである。

本報告書の内容、考え方、事例などが、真に地震災害に強い構造コンセプトの今後の展開に少しでも役立つことを願ってやまない。

地震災害軽減のためのダメージフリー構造技術に関する調査研究小委員会
委員一同

地震災害軽減のためのダメージフリー構造技術に関する調査研究小委員会

委員名簿

委員長	運上 茂樹	東北大学	大学院工学研究科土木工学専攻
	(2022. 4-2024. 9)		
	伊津野 和行	立命館大学	理工学部環境都市工学科
	(2020. 4-2022. 3)		
副委員長	松崎 裕	東京工業大学	環境・社会理工学院 土木・環境工学系
幹事長	党 紀	埼玉大学	大学院理工学研究科環境社会基盤国際コース
幹事	何 昕昊	東北大学	大学院工学研究科土木工学専攻
	川崎 佑磨	立命館大学	理工学部環境都市工学科
	藤倉 修一	宇都宮大学	地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科
	四井 早紀	東京大学	先端科学技術研究センター
委員	石川 達也	JIP テクノサイエンス(株)	
	井上 和真	群馬工業高等専門学校	環境都市工学科
	植田 健介	(株)ビー・ビー・エム	技術本部
	植村 佳大	京都大学	大学院工学研究科社会基盤工学専攻
	片村 文崇	(株)特殊高所技術	東京営業所 所長
	熊崎 達郎	元(株)大林組	
	幸左 賢二	九州工業大学 名誉教授	
	小林 巧	国立研究開発法人土木研究所	構造物メンテナンス研究センター
	(前任:江口 康平)		
	坂本 佳也	本州四国連絡高速道路(株)	長大橋技術センター総括・耐震・耐風グループ
	(前任:金田 崇男)		
	高瀬 裕也	室蘭工業大学	もの創造系領域 環境建築学ユニット
	武田 篤史	(株)大林組	技術研究所 構造技術研究部
	玉野 慶吾	鹿島建設(株)	技術研究所 土木構造グループ
	田村 康行	日鉄エンジニアリング(株)	建築・鋼構造事業部 橋梁商品部
	流 智子	(株)川金コアテック	橋梁営業部市場開発 G
	西谷 朋晃	西日本高速道路(株)	技術本部 技術環境部 構造技術課
	平野 翔也	阪神高速道路(株)	技術部 技術管理課
	三木 俊海	オイレス工業(株)	免制震事業部 技術部 設計課
	右高 裕二	首都高速道路株式会社	更新・建設局 土木設計課
	矢口 繁	(株)建設技術研究所	東京本社 インフラマネジメントセンター
	吉田 純司	山梨大学	工学部 土木環境工学科
	余野 智哉	(株)ビー・ビー・エム	技術本部
	林 祉青	(株)川金コアテック	技術部海外 G
	Zuo Rongzhi	(株)川金コアテック	

目 次

まえがき	i
地震災害軽減のためのダメージフリー構造技術 に関する調査研究小委員会 委員名簿	ii
第1章 研究目的	
1. 1 本小委員会の研究目的	1
1. 2 研究分担と研究体制	3
1. 3 小委員会の活動経緯	5
第2章 ダメージフリーコンセプト (WG1)	
2. 1 ダメージとダメージフリー	11
2. 2 社会的に求められる要求性能レベル：ダメージフリー	16
2. 3 既往のデザインコンセプト	37
2. 4 本小委員会で目指す地震被害軽減のためのコンセプトの定義	49
2. 5 ダメージフリーコンセプトに基づく設計論	57
第3章 ダメージフリーを目指す新構造・新材料・新デバイス (WG2)	
3. 1 新構造に関する技術レビューと最近の研究事例	65
3. 2 新材料に関する技術レビューと最近の研究事例	88
3. 3 新デバイスに関する技術レビューと最近の研究事例、性能実験	100
3. 4 新技術のまとめ	119
第4章 ダメージフリーをモニタリング・診断するための IoT センシング技術 (WG3)	
4. 1 既往の事例調査～地震応答モニタリングと損傷推定技術～	123
4. 2 既往の事例調査～IoT 技術を活用した診断技術～	146
4. 3 既往の事例調査～構造物保険他～	159
4. 4 実橋への IoT センシング適用事例	161
4. 5 ダメージフリーをモニタリング・診断するための IoT センシング技術として必要なこと	172
第5章 ダメージフリー構造技術に関するまとめ及び今後の方向性	174

第1章 研究目的

1. 1 本小委員会の研究目的

我が国では、南海トラフの巨大地震、首都直下地震等が高い確率で近い将来発生することが指摘される中、大都市圏を中心に高度に人口が集中し、都市機能が一部の地域に集積している。その結果、情報化が発達して交通・電力等ライフラインに極度に依存した都市と、高齢化・人口減少が進む地方とが併存しているが、どちらも大地震に対して脆弱であることは近年の地震被害から明らかである。

2024年1月1日に発生した能登半島地震では、能登半島という地形的・地理的な制約があったとされているが、道路網の寸断、電力・上下水道・通信などのライフラインの途絶により、被害情報が得られない空白時間の継続、高齢化率が高い地域住民の孤立化、そして被災地外からの救急・救援に多大な時間を要するなど、地方部における大規模震災時の事前準備、緊急対応への備えが依然として十分ではなかったことが顕在化した。例えば、道路網では、強い地震動によって、広範囲に及ぶ地盤の液状化による舗装面の甚大な不陸、多くの斜面や盛土の崩壊、トンネルの崩落、橋梁の損傷などが発生し、交通機能の回復に向けて啓開作業に尽力されたが、地形的な条件制約の中での多発した被害のため多大な時間を余儀なくされたことが指摘されている。

このように、人命や生活を守る上で社会基盤構造物の果たす役割は大きく、可能な限りの被害最小化と災害発生時の迅速な事後対応への備えが求められている。したがって、将来を見据え、被害最小化を実現する地震災害軽減技術としてのダメージフリー構造技術について検討しておく重要性は非常に高いと考えられる。

地震災害軽減技術は、これまで地震被害の経験から得られた教訓を1つ1つ克服しながら、より耐震性に優れた構造やその設計法が開発され、技術基準等を通じて社会実装されてきた。最近では、津波、斜面崩壊、断層変位など従来の耐震設計の前提としてきた地震動のみによる荷重・作用条件を大きく超える、あるいは、大きく異なる荷重やこれらの同時・連続・複合的な作用も発生し、こうした超過外力に対してもその影響評価法や対策技術の開発への取り組みが求められている。また、地震後に早期交通開放をするためには、構造物の被災度の迅速な判定技術、機能回復技術も必要とされている。

近年、センサ・モニタリング技術、ICT技術、ものがインターネットにつながるIoT技術、さらには、ものに頭脳AIを持たせるBOT技術などが、急速に発展・展開・実用化されつつある。センサやAIを活用し、従来の性能を大幅に向上させた免制震技術の可能性や、常時・異常時の構造物の機能維持のための状態把握機構を組み込んだ監視見守りも可能になっている。一方で、少子高齢化、人口減少、労働力不足などを背景に、このような技術開発を支える若手の技術者・研究者も減少しており、技術継承という面でも若手が参入しやすく、そして社会に貢献可能な技術展開を拡大していくことが望まれている。

本小委員会では、我が国が置かれる地震環境や最近の技術開発を踏まえ、今後、地震災害軽減に必要とされる次世代の技術展開について調査研究を行うことを目的として、2019年12月の地震工学委員会総会で設置承認され、小委員会委員の公募後に活動を開始し、これまで、以下のような切口・観点からの調査を行ってきた。

- 1) 地震災害事象の変化
 - ・地域による災害状況の違いと求められる構造技術
 - ・マルチハザード／オールハザードへの対応
- 2) 現況技術評価・課題、問題点の抽出
- 3) 地震災害軽減技術

- ・外力評価（マルチハザード／オールハザードアプローチコンセプト）
- ・構造設計コンセプト

例：損傷制御の信頼性向上／次世代免制震構造／インテリジェント構造／早期復旧 ABC 構造，等

4) 維持管理・現況評価技術

- ・免制震デバイス等の非破壊検査（地震後の機能診断および常時の維持管理）
- ・モニタリングシステム

5) 今後の展開への展望

本小委員会では、これまでの4年半の活動期間の中で、小委員会、3つのWGの設置開催（年3～4回）、技術調査のための勉強会、そして、シンポジウムもしくは講習会の開催（2年に1回を予定）による社会への成果の還元を目的としてきた。

活動期間は、当初予定では4年間（2020年4月～2024年3月）であったが、報告書の最終調整と報告会開催のために半年間の期間延長を申請し、2023年12月の地震工学委員会総会での承認を経て、4年半の活動を行ってきた。本小委員会は、緊急的に社会実装などの活用が可能な成果を出すというよりも将来の技術展開に向けた調査研究・勉強的な位置づけとして実施してきた。

1. 2 研究分担と研究体制

2021年度から以下の3つのワーキンググループを設置し、それぞれのテーマについて議論を重ねてきた。

WG1：ダメージフリーの在り方に関する WG

これまでの構造設計コンセプトをレビューするとともに、本小委員会で目指すダメージフリーの考え方について整理・提案を行う。

WG2：新材料・新構造・デバイスに関する WG

現在開発進行中のものを含め、構造耐震性を向上させる様々の材料、構造、デバイスに関する技術開発の現状をレビューし、将来有望な技術、さらに開発研究が求められる技術の整理・提案を行う。

WG3：モニタリングや地震後の診断技術に関する WG

地震発生時の構造物の健全診断のための技術開発の現状をレビューし、モニタリングやIoT技術の活用など、インテリジェント／スマートな構造物・維持管理を実現するために将来有望な技術、さらに開発研究が求められる技術の整理・提案を行う。

以下に各WGで検討を担当したメンバーを整理する。

WG1：ダメージフリーの在り方に関する WG

主 査	運上 茂樹	東北大学	大学院工学研究科土木工学専攻
メンバー	伊津野 和行	立命館大学	理工学部環境都市工学科
	武田 篤史	(株)大林組	技術研究所 構造技術研究部
	西谷 朋晃	西日本高速道路(株)	技術本部 技術環境部 構造技術課
	松崎 裕	東京工業大学	環境・社会理工学院土木・環境工学系
	三木 俊海	オイレス工業(株)	免制震事業部 技術部 設計課

WG2：新材料・新構造・デバイスに関する WG

主 査	党 紀	埼玉大学	大学院理工学研究科環境社会基盤国際コース
メンバー	植田 健介	(株)ビー・ビー・エム	技術本部
	何 昕昊	東北大学	大学院工学研究科土木工学専攻
	川崎 佑磨	立命館大学	理工学部環境都市工学科
	熊崎 達郎	元(株)大林組	
	幸左 賢二	九州工業大学 名誉教授	
	流 智子	(株)川金コアテック	橋梁営業部市場開発 G
	藤倉 修一	宇都宮大学	地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科
	平野 翔也	阪神高速道路(株)	技術部 技術管理課
	右高 裕二	首都高速道路株式会社	更新・建設局 土木設計課
	矢口 繁	(株)建設技術研究所	東京本社 インフラマネジメントセンター
	吉田 純司	山梨大学	工学部 土木環境工学科
	余野 智哉	(株)ビー・ビー・エム	技術本部
	林 祉青	(株)川金コアテック	技術部海外 G

WG3：モニタリングや地震後の診断技術に関するWG

主 査	川崎 佑磨	立命館大学	理工学部環境都市工学科
メンバー	石川 達也	JIP テクノサイエンス(株)	
	井上 和真	群馬工業高等専門学校	環境都市工学科
	何 昕昊	東北大学	大学院工学研究科土木工学専攻
	片村 文崇	(株)特殊高所技術	東京営業所 所長
	小林 巧	国立研究開発法人土木研究所	構造物メンテナンス研究センター
	(前任 江口 康平)		
	坂本 佳也	本州四国連絡高速道路(株)	長大橋技術センター総括・耐震・耐風グループ
	(前任 金田 崇男)		
	高瀬 裕也	室蘭工業大学	もの創造系領域 環境建築学ユニット
	玉野 慶吾	鹿島建設(株)	技術研究所 土木構造グループ
	田村 康行	日鉄エンジニアリング(株)	建築・鋼構造事業部 橋梁商品部
	党 紀	埼玉大学	大学院理工学研究科環境社会基盤国際コース
	余野 智哉	(株)ビー・ビー・エム	技術本部
	四井 早紀	東京大学	先端科学技術研究センター
	Zuo Rongzhi	(株)川金コアテック	

1. 3 小委員会の活動経緯

本研究委員会の年度ごとの活動経緯を以下に整理する。

なお、小委員会活動の前半2年間の活動後の2022年度には、土木学会全国大会研究討論会（2022年9月13日（火）開催）において、「地震災害軽減のためのダメージフリー構造技術の確立に向けて」と題して、それまでの調査研究成果を公表した。

（1）2020年度の活動

1) 委員会・WG 活動等

（委員会4回）

- ・2020年度第1回委員会：4月15日 オンライン 22名参加
（活動方針に関する審議）
- ・2020年度第2回委員会：7月15日 オンライン 23名参加
（話題提供および各委員からの本小委員会における活動予定報告）
- ・2020年度第3回委員会：10月23日 オンライン 21名参加
（話題提供およびダメージフリー設計法に関する議論）
- ・2020年度第4回委員会：1月29日 オンライン 21名参加
（ダメージフリーを実現するための新材料・新構造に関する議論）

2) 行事等

日本建築学会会長・竹脇出京都大学教授による講演会
「超高層建築のレジリエンスを高める免震と制振のハイブリッド構造」
2021年1月29日 オンライン 186名参加

（2）2021年度の活動

1) 委員会・WG 活動等

（委員会：3回）

- ・2021年度第1回委員会：7月26日 オンライン（ZOOM） 25名参加
（AE法を用いた構造部材の健全性評価に関する話題提供、ダメージフリーであることを検証するために必要なモニタリングや地震後診断に関する各委員からの報告）
- ・2021年度第2回委員会：11月2日 オンライン（ZOOM） 22名参加
（橋梁耐震における危機耐性の概念整理に関する話題提供、WGの活動状況報告、小委員会の成果を公表する方法に関する議論）
- ・2021年度第3回委員会：2022年1月26日 オンライン（ZOOM） 22名参加
（橋脚高および鉛プラグ入り積層ゴム支承の経年劣化が地震時における免震橋の安全性および損傷モードに及ぼす影響に関する研究に関する話題提供、WGの活動状況報告、土木学会全国大会の研究討論会への申請、次年度の運営体制に関する議論）

（WG1：2回）

- ・2021年度第1回WG1：7月13日 オンライン（ZOOM） 6名参加
（ダメージフリーの概念に関する議論）
- ・2021年度第2回WG1：10月21日 オンライン（ZOOM） 6名参加

(ダメージフリーの概念に関する議論)
(WG2 : 14 回) ・ 2021 年度第 1 回 WG2 : 7 月 9 日 オンライン (ZOOM) 13 名参加 (委員自己紹介、アイスブレイク、WG 活動方針に関する審議) ・ 2021 年度第 2 回 WG2 : 9 月 16 日 オンライン (ZOOM) 11 名参加 (SWG の希望調査結果、SWG リーダー、SWG の活動方法に関する審議と議論) ・ 2021 年度 WG2 第 1 回 SWG3 (新デバイス) : 10 月 13 日 オンライン (ZOOM) 5 名参加 (新デバイスに関する技術レビュー報告) ・ 2021 年度 WG2 第 1 回 SWG2 (新材料) : 10 月 18 日 オンライン (ZOOM) 7 名参加 (新材料に関する技術レビュー報告) ・ 2021 年度 WG2 第 1 回 SWG1 (新構造) : 10 月 19 日 オンライン (ZOOM) 5 名参加 (新構造に関する技術レビュー報告) ・ 2021 年度 WG2 第 2 回 SWG1 (新構造) : 12 月 15 日 オンライン (ZOOM) 5 名参加 (新構造に関する技術レビュー報告) ・ 2021 年度 WG2 第 2 回 SWG2 (新材料) : 12 月 16 日 オンライン (ZOOM) 4 名参加 (新材料に関する技術レビュー報告) ・ 2021 年度 WG2 第 2 回 SWG3 (新デバイス) : 1 月 14 日 オンライン (ZOOM) 5 名参加 (新デバイスに関する技術レビュー報告) ・ 2021 年度 WG2 第 3 回 SWG1 (新構造) : 2 月 22 日 オンライン (ZOOM) 5 名参加 (新構造に関する技術レビュー報告) ・ 2021 年度 WG2 第 3 回 SWG2 (新材料) : 2 月 22 日 オンライン (Google Meet) 4 名参加 (新材料に関する技術レビュー報告) ・ 2021 年度 WG2 第 3 回 SWG3 (新デバイス) : 3 月 7 日 オンライン (Teams) 5 名参加 (新デバイスに関する技術レビュー報告) ・ 2022 年度 WG2 第 1 回 SWG1 (新構造) : 5 月下旬 開催予定 ・ 2022 年度 WG2 第 1 回 SWG2 (新材料) : 5 月 10 日 オンライン (Google Meet) 6 名参加 ・ 2022 年度 WG2 第 1 回 SWG3 (新デバイス) : 5 月 16 日 オンライン (Teams) 4 名参加
(WG3 : 7 回) ・ 2021 年度第 1 回 WG3 : 7 月 1 日 オンライン (Zoom) 10 名参加 (自己紹介、WG の進め方、ダメージフリーの概念) ・ 2021 年度第 2 回 WG3 : 9 月 6 日 オンライン (Zoom) 9 名参加 (事例紹介、調査報告) ・ 2021 年度第 3 回 WG3 : 11 月 30 日 オンライン (Zoom) 9 名参加 (事例紹介、調査報告) ・ 2021 年度第 4 回 WG3 : 2 月 1 日 オンライン (Zoom) 6 名参加 (事例紹介、調査報告) ・ 2021 年度第 5 回 WG3 : 3 月 11 日 対面 (群馬高専) 6 名参加 (現場見学、ハンズオンセミナー) ・ 2022 年度第 1 回 WG3 : 4 月 21 日 オンライン (Zoom) 11 名参加

(共通実験に関する意見交換)

・2022 年度第 2 回 WG3 : 5 月 26 日 対面 (群馬県下仁田町)

(3) 2022 年度の活動

1) 委員会・WG 活動等

(委員会 : 2 回・幹事会 : 2 回)

- ・2022 年度第 1 回幹事会 : 5 月 19 日 オンライン (ZOOM) 8 名参加
(年度活動計画についての協議)
- ・2022 年度第 1 回委員会 : 7 月 16 日 オンライン (ZOOM) 25 名参加
(米国ミズーリ大学 Chen Zhiqiang 教授のマルチハザード設計法に関する講演, 福島県沖地震の被害報告, 各 WG 活動状況報告, 全国大会研究討論会の計画)
- ・2022 年度第 2 回幹事会 : 10 月 18 日 オンライン (ZOOM) 7 名参加
(R4 年度の活動状況 (全国大会研究討論会, 福島地震復旧調査, 各 WG 活動) と活動計画, 活動補助費の使用計画について)
- ・2022 年度第 2 回委員会 : 12 月 12 日 対面 (土木学会) 21 名参加
(話題提供 : リスク・保険, 復旧に係る費用負担の国際情報, 台湾地震被害調査, 特殊高所技術に関する話題提供, 活動報告 (研究討論会, 福島県沖地震調査, 各 WG), 予算執行, 小委員会最終成果に向けた準備に関する議論)

(WG1 : 2 回)

- ・2022 年度第 1 回 WG1 : 7 月 13 日 オンライン (ZOOM) 6 名参加
(ダメージフリーコンセプト整理, 被害事例への適用, DF に貢献可能な技術に関する議論)
- ・2022 年度第 2 回 WG1 : 12 月 5 日 オンライン (ZOOM) 6 名参加
(ダメージフリーコンセプトのとりまとめ構成に関する議論)

(WG2 : 8 回)

- ・2022 年度 WG2 第 1 回 SWG1 (新構造) : 5 月 27 日 オンライン (Zoom) 6 名参加
(新構造に関する技術レビュー報告)
- ・2022 年度 WG2 第 1 回 SWG2 (新材料) : 5 月 10 日 オンライン (Google Meet) 6 名参加
(新材料に関する技術レビュー報告)
- ・2022 年度 WG2 第 1 回 SWG3 (新デバイス) : 5 月 16 日 オンライン (Teams) 4 名参加
(新デバイスに関する技術レビュー報告)
- ・2022 年度 WG2 第 1 回 WG : 8 月 2 日 オンライン (Zoom) 13 名参加
- ・2022 年度 WG2 第 2 回 SWG1 (新構造) : 9 月 28 日 オンライン (Zoom) 7 名参加
(新構造に関する技術レビュー報告)
- ・2022 年度 WG2 第 2 回 SWG2 (新材料) : 10 月 4 日 オンライン (Google Meet) 5 名参加
(新材料に関する技術レビュー報告)
- ・2022 年度 WG2 実験見学会その一 : 11 月 30 日 埼玉大学 3 名参加
(シリコーンゴム支承 見学・意見交換)
- ・2022 年度 WG2 実験見学会その二 : 12 月 20 日 川金茨城工場 3 名参加
(免震支承実時間ハイブリッド実験 見学・意見交換)

(WG3 : 5回)

- ・2022年度第1回WG3 : 4月21日 オンライン (Zoom) 11名参加
(共通実験に関する意見交換)
- ・2022年度第2回WG3 : 5月26日 対面 (群馬県下仁田町) 8名参加
(共通実験対象の見学、意見交換)
- ・2022年度第3回WG3 : 7月25日 オンライン (Zoom) 13名参加
(共通実験に向けた準備、意見交換)
- ・2022年度第4回WG3 : 9月21日 対面 (群馬県下仁田町) 7名参加
(共通実験開始状況の見学、意見交換)
- ・2022年度第5回WG3 : 3月14日
(群馬県下仁田町「小河原橋」での実橋載荷試験 (静的載荷)、意見交換)

(その他 : 現地調査)

- ・2022年3月福島県沖地震復旧調査 : 9月8日, 小委員会から7名, その他2名参加
(白石市, 国見町, 伊達市周辺の道路, 鉄道被害, 復旧調査, 現地での意見交換)

2) 行事等 (オンラインを含む)

- ・2022年9月13日 土木学会全国大会の研究討論会
タイトル : 地震災害軽減のためのダメージフリー構造技術の確立に向けて
日 時 : 2022年9月13日 (火) 13:00~15:00 (オンライン開催)
視聴者数 : 142人
- ・プログラム
話題提供 (5パネラー) とパネルディスカッションの2部構成で実施
13:00~13:10 趣旨説明 伊津野
13:10~14:00 話題提供 各10分
ダメージフリー構造とは? 何を目指しているのか? (運上)
ダメージフリーを目指す新構造・新材料・デバイス (党)
ダメージフリーであることをIoTセンシング技術でモニタリング・診断するための取組み (川崎)
首都高速道路の耐震設計に関する取組み (右高)
建設会社の立場から考えるダメージフリー構造 (武田)
14:05~14:50 パネルディスカッション
コーディネータ : 伊津野委員
パネリスト : 運上委員長, 党委員, 川崎委員, 右高委員, 武田委員
議論のテーマ : ダメージフリーは何を目指すべきか
地震以外の災害をどう考えるか
ダメージフリーと維持管理との関連などについて議論.
議論のまとめ :
 - ・ダメージフリーを目指す素材技術は既に多数ある
 - ・維持管理の観点も重要
 - ・コストとのバランスを考えることが実現可能性を高める
 - ・構造物の状態を正しく評価するため有効な指標が必要
 - ・マルチハザードへの対応はこれからの課題

- ・ 構造物だけではなく町全体のダメージフリーへつなげてはどうか
- ・ 30 年先にはダメージフリーが標準に？

14:50～15:00 閉会挨拶 運上

(4) 2023 年度の活動

1) 委員会・WG 活動等

(委員会：3 回・幹事会：1 回)

- ・ 2023 年度第 1 回幹事会：4 月 18 日 8 名参加
(委員会事項：5 月の総会（予算関係）、今後の進め方（報告書のとりまとめ）に関する協議)
- ・ 2023 年度第 1 回委員会：4 月 19 日 オンライン 25 名参加
(電力中央研究所松尾豊史上席研究員による講演：原子力発電所鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能照査高度化研究)
(委員会事項：各 WG の活動状況報告，R4 年度予算執行結果報告，小委員会の活動計画・スケジュール，小委員会の最終成果準備)
- ・ 2023 年度第 2 回委員会：12 月 14 日
(委員会事項：最終報告書の進捗に関する協議)
- ・ 2023 年度第 3 回委員会：2024 年 3 月 11 日
(委員会事項：最終報告書の審議，今後の進め方)

(WG1：1 回)

- ・ 2023 年度第 1 回 WG：12 月 8 日 オンライン 5 名参加
(報告書の間打ち合わせ)

(WG2：8 回)

- ・ 2023 年度 WG2 第 1 回 SWG3（新構造）：2023 年 6 月 19 日 オンライン (Teams) 4 名参加
(新構造に関する技術レビュー報告)
- ・ 2023 年度 WG2 第 2 回 SWG3（新デバイス）：2023 年 6 月 26 日 オンライン (Teams) 6 名参加
(新構造に関する技術レビュー報告)
- ・ 2023 年度 WG2 第 3 回 SWG2（新材料）：2023 年 7 月 10 日 オンライン (Zoom) 6 名参加
(新材料に関する技術レビュー報告)
- ・ 2023 年度 WG2 第 4 回 SWG3（新デバイス）：2023 年 7 月 31 日 オンライン (Teams) 5 名参加
(新構造に関する技術レビュー報告)
- ・ 2023 年度 WG2 第 5 回 SWG3（新デバイス）：2023 年 9 月 11 日 オンライン (Teams) 5 名参加
(新構造に関する技術レビュー報告)
- ・ 2023 年度 WG2 第 6 回 SWG3（新構造）：2023 年 10 月 4 日 オンライン (Teams) 4 名参加
(新構造に関する技術レビュー報告)
- ・ 2023 年度 WG2 第 7 回 SWG3（新デバイス）：2023 年 11 月 7 日 オンライン (Teams) 4 名参加
(新構造に関する技術レビュー報告)
- ・ 2023 年度 WG2：2024 年 3 月 1 日 対面 7 名参加
(報告書修正，ダメージフリー構造における新構造，新材料，新デバイスのあり方について意見交換，能登半島地震による被害の特徴について意見交換)

(WG3 : 2 回)

- ・2023 年度第 1 回 WG3 : 6 月 20 日 オンライン 10 名参加
(報告書の構成案・担当案、意見交換)
- ・2023 年度第 2 回 WG3 : 10 月 24 日 オンライン 7 名参加
(報告書第 1 次案の進捗、意見交換)

(5) 2024 年度の活動

委員会・WG 活動等

(委員会 : 1 回)

活動成果報告書の執筆, WG 間原稿調整確認, 印刷作業

- ・2024 年 9 月 18 日 最終委員会の開催, および委員会報告会の開催

第2章 ダメージフリーコンセプト (WG1)

2. 1 ダメージとダメージフリー

(1) ダメージとは？

ひとことで「ダメージ」といっても、個々の技術者により、様々な捉え方やレベルがあると考えられる。以下に簡単な例を示す。

【構造物や構造部材等のダメージ (部材等のひびわれ・剥離等)】

図-2.1.1 は、最もシンプルな例として、橋梁の鉄筋コンクリート (R C) 橋脚に生じる変形と損傷の進展の概念図を示したものである。上部構造を支持する曲げ破壊型の R C 橋脚が地震動による水平力を受けた場合、軸方向鉄筋の降伏までは、ひびわれが発生するもののほぼ線形に水平抵抗が増大する。軸方向鉄筋が降伏し始めると水平抵抗の上昇傾向が低下し、安定した耐力を保持しながら、変形とともにひびわれなどのコンクリートの損傷が進展する。ある変形レベルを超えると、軸方向鉄筋のはらみ出しや破断、圧縮側コンクリートの圧壊の進展により水平抵抗が低下し、最終的には水平抵抗の喪失により上部構造を支持できなくなることになる。耐力を保持しながら安定して変形できる範囲が相対的に大きい場合、ねばり強い構造、あるいは、じん性に富む構造となる。塑性変形によって長周期化し、さらに履歴によるエネルギー吸収によって、大きな地震力に対しても耐力保持と変形追随が可能になる。

現在、土木構造物に対して採用されている一般的な耐震設計では、2段階の強度の地震動に対して、降伏前までの弾性域と、降伏後の水平耐力が低下するまでの塑性域をそれぞれ限界状態として考慮した2段階設計が行われている。

以上のように、構造物を構成する構造部材などの物理的な「ダメージ」がある。

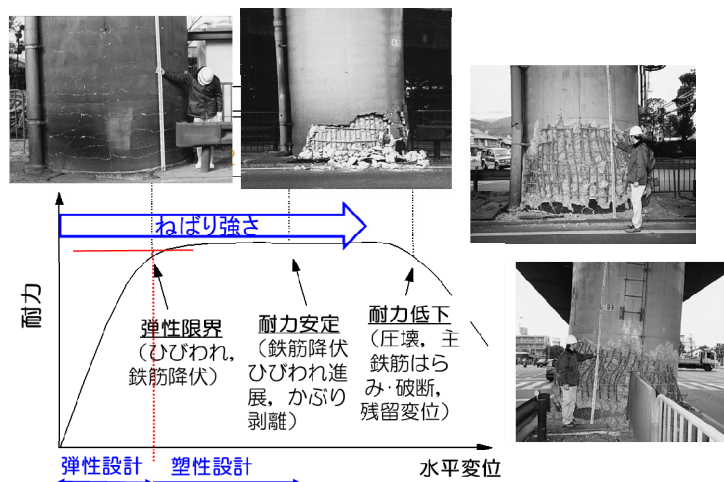


図-2.1.1 構造部材の損傷 (鉄筋コンクリート橋脚の例)

【構造物等が果たすべき機能のダメージ (荷重支持性能低下・残留変位による使用制限等)】

図-2.1.2 は、2022 年 3 月に発生した福島県伊達市・宮城県角田市内で阿武隈川を渡河する橋梁の損傷例を示したものである。同図(1)の橋梁では、トラス上部構造を支持するピン支承のピンの破断が発生した。上部構造に大きな残留変形はなく、損傷した支承によって支持されている状態ではあるものの、水平抵抗が喪失していることから、余震などによる損傷進展の懸念などから、全面通行止め措置がなされたものである。同図(2)の橋梁では、鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋の段落し部の損傷が発生し、一旦全面通行

止めされたが、その後緊急的な補修・復旧作業が進められ、鉄筋コンクリート巻立て補強によって橋脚部の補修対策が実施されている。その後、本橋では、交通開放されたものの、支承部の損傷なども発生していることから、ある程度以上の余震（震度5弱以上）が発生した場合には、通行止め措置をとる対策が行われた。

支承部の損傷や橋脚部の部分損傷など必ずしも甚大な損傷でない場合、あるいは、応急的な復旧がなされた状態であっても、荷重支持性能の低下が発生すると、その交通機能が低下、喪失するという「ダメージ」の例である。



(1) 支承の損傷による通行止め措置 (2) 橋脚の補修レベルに応じた交通機能の制約措置

図-2.1.2 構造部材の損傷に伴う交通機能の停止、制限の例

【構造物等の挙動が人命に及ぼすダメージ（利用者あるいは周辺に波及する崩壊等）】

図-2.1.3 は、1995 年兵庫県南部地震において発生した橋梁の完全な倒壊被害例と、2010 年のチリ・マウレ地震で発生した上部構造の鉄道線路上への落橋被害例を示したものである。このように、構造物全体の被害の大きさによっては、その構造物の利用者のみならず、橋梁下の道路や鉄道への影響など、あるいは、その周辺に対しても大きく波及するといった「ダメージ」がある。



図-2.1.3 構造部材の損傷に起因する構造全体の崩壊、落下と利用者や周辺への影響

上記のような種類の相違する被害・影響例を参照の上、改めて、「ダメージ」の捉え方として整理してみると、以下のような定義が考えられる。

地震など外力作用によって発生する「ダメージ」とは、「構造物等本体への影響」のみならず、構造物等に起因する「人命への影響」、「社会・経済への影響」を含み、その事象「ダメージ」が発生していない状態からの「負の変化（低下・喪失・影響）を有する状態にある」ことを意味する。

(WG 1)

(2) ダメージフリーとは？

それでは、「ダメージフリー構造」で目指す「ダメージフリー」とは、どのような概念・コンセプトを共通理解とすればよいであろうか？ 小委員会の中では、以下のような議論が行われた。

【ダメージフリー構造におけるダメージの定義とは？】

ダメージフリー構造は、ダメージを回避できる構造であり、大枠の定義は人によって大きくは変わらないと思うものの、細かな定義は人によって変わり得るのではないか。ダメージフリーについて、修復不要な限界状態以下に応答が留まっていればよいのか、それとも降伏限界状態に達していなければよいのか、あるいは部材と構造系の限界状態の対応関係等、ダメージフリーにおけるダメージの定義と合わせて議論が必要とされる。

【ダメージフリー構造をいかなる作用に対して実現させるのか？(危機耐性とも関連)】

例えば、高強度材料を活用した高耐力構造とすれば設計地震動に対するダメージフリー構造は実現されるが、基本的には高耐力化を図ると変形能が小さくなってしまいうことから、超過作用も含めてダメージフリー構造とするには、作用の圧倒的不確定性を踏まえて、超高耐力構造とする必要がある。いずれにしても、ダメージフリーの概念をいかなる作用に対して実現させるのかについて方向性の議論と意識の共有が必要である。

【設計地震動に対してだけでなく、超過作用に対してもダメージフリー構造の概念を適用する場合、究極の概念であるダメージフリー構造ではない、ダメージ軽減構造も裾野の議論として必要ではないか？】

図-2.1.4 に示すように、仮に超過作用に対してもダメージフリー構造の概念を適用する場合、いかなる超過作用に対してもダメージフリーとなる構造は究極の概念の構造となり、損傷が不可避な一般の構造とのギャップが非常に大きい。ダメージフリーとならない構造であっても、ダメージ軽減の程度に応じたダメージ軽減構造があることから、そうしたダメージ軽減構造の議論も、ダメージフリー構造技術の裾野の議論として必要であると思われる。

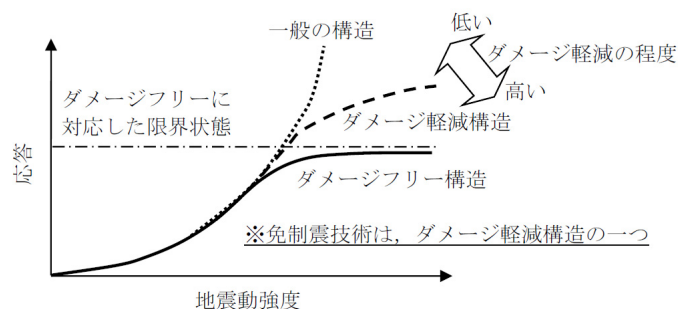


図-2.1.4 究極の概念としてのダメージフリー構造とダメージ軽減構造

以上のような議論、論点を踏まえ、ここでは、「構造物等本体への影響」のみならず、「人命への影響」、「社会・経済への影響」を含め、その事象「ダメージ」が発生していない状態からの「負の変化(低下・喪失・影響)」を有する状態が最小限である」ということであり、「ダメージ完全フリー」から「ダメージ軽減構造」を含め、「ダメージフリー」については、以下のような定義が考えられる。

「ダメージフリー」とは、「構造物等本体に全く損傷が生じない」というある特定の構造物等の状態に限定されず、この状態を含め、「構造物等の有する役割・機能・性能」の負の変化（低下・喪失・影響）を防ぐこと、あるいは、従来に比較してその負の変化の程度を大幅に縮小・軽減することが可能なこと、を意味する。

(WG 1)

（３）本小委員会で目指すダメージフリー構造とは？

本小委員会では、「ダメージフリー構造」として、前項（１），（２）の議論を踏まえるとともに、そうした「ダメージ」の状態を、構造物として、あるいは、利用者、管理者が検知、認識、診断、判断可能な機能なども含めた構造概念として、さらには、構造物に作用する荷重や外力の大きさや種類の変化、そして構造概念の時間的変化・持続性を含めて、以下のような定義を提案している。

「ダメージフリー構造」とは、想定を超えるような外力に対しても、ねばり強く抵抗し、仮に損傷が発生してもその状態を的確に検知・診断し、そして容易に修復可能である機能をビルトインした構造機構であり、さらに構造物の管理体制・システムを含めて、「構造物の有する役割・機能・性能」の負の変化（低下・喪失・影響）を防止する、あるいは、従来に比較して大幅に最小化可能な構造機構とその管理体制、を意味する。

構造物等が果たすべき所定の役割・機能・性能を有する状態から負の変化を引き起こし、ある大きな変化点となる限界点・境界点の段階としては、構造部材の物理的、力学的な性能（可逆性、残存耐荷力、残留変位、検知性、修復性、崩壊メカニズム等）に基づくと以下のような区分が考えられる。

１）力学的可逆性限界

損傷や残留変位がない限界（役割・機能・性能の低下が無い状態）

２）機能性限界

損傷や残留変位が発生するが、所定の機能を発生するために最低限必要な力学特性（荷重支持性能、残留変位）を保持可能な限界（役割・機能・性能の低下が無い状態、ただし、損傷は発生するため、修復の必要性や時間的持続性の低下の可能性のある状態）

３）崩壊回避限界

機能は喪失するが、崩壊を回避可能な力学特性（荷重支持性能）を保持可能な限界（一時的に役割・機能・性能は低下し、修復が必要となる状態。ただし、修復は容易に可能な状態）

４）崩壊後の破滅的影響回避限界

崩壊はするが、その影響を最小化する崩壊メカニズム制御やバックアップ等を行うことが可能な限界（役割・機能・性能を喪失し、修復は困難な状態。ただし、外的な影響を最小化可能な機構・システムを有する状態）

それでは、「ダメージフリー構造」は、上記の限界点・境界点を考慮した場合にどこに重点を置くべきかであるが、「完全なダメージフリー」、「ダメージ軽減の程度に応じたダメージ軽減構造」を含むという前項の議論より、「ダメージフリー構造」については、想定を超過する外力に対しても、構造物としての役割・機能・性能の低下のない状態をできるだけ拡大可能な構造概念であり、その観点で、１）力学的可逆性限界：損傷や残留変位がない限界、２）機能性限界：損傷や残留変位が発生するが、所定の機能を発生するために最低限必要な力学特性（荷重支持性能、残留変位）を保持可能な限界、の両者を従来技術よりも大幅に拡大、向上することが可能な構造機構の実現が１つの目指す方向として考えられる。

（WG 1）

2. 2 社会的に求められる要求性能レベル：ダメージフリー

(1) 現状

本節では、現在、土木構造物が大規模地震時に果たすことが求められている社会的な要求性能について整理するとともに、過去の震災の影響に基づき、今後どうあるべきかについて整理する。

1) 国の中央防災会議による構造物・施設等に対する要求性能レベル

図-2.2.1 は、中央防災会議による地震動と津波に対する建築物、土木構造物、ライフライン施設など構造物、施設等に求められた耐震性能を示したものである^{2.2.1)}。地震動に対しては、1995 年 1 月の兵庫県南部地震による甚大な被害の経験を踏まえ、同年 7 月に設定されたものである。これは、全ての構造物・施設等に対していわゆる 2 段階耐震設計法の適用を明確化したものであり、以下のように示されている。

構造物・施設等の耐震設計に当たって考慮すべき地震動としては、

- ・ 供用期間中に 1~2 度程度発生する確率を持つ一般的な地震動
- ・ 発生確率は低い直下型地震又は海溝型巨大地震に起因する更に高レベルの地震動

の 2 段階とされ、それぞれの地震動に対して、構造物・施設等が達成すべき基本的な目標パフォーマンスとしては、

- ・ 一般的な地震動に際しては機能に重大な支障が生じないこと
- ・ 高レベルの地震動に際しても人命に重大な影響を与えないこと

とされている。

また、被災時に影響（多数の人命、緊急活動、経済活動）が大きい構造物・施設等については、

- ・ 重要度を考慮し、高レベルの地震動に際しても他の構造物・施設等に比べ耐震性能に余裕を持たせること

を目標とすることとされている。

こうした目標のもとで、耐震性を確保する方法としては、

- ・ 構造物・施設等の耐震設計のほか、代替性の確保、多重化等により総合的にシステムの機能を確保する方策も含む。

とされている。

次に、津波対策を進めるにあたっての想定津波の考え方であるが、これは、2011 年 3 月の東日本大震災による甚大な被害の経験を踏まえ、同年 6 月に設定されたものである^{2.2.2)}。基本的な考え方として、地震動の場合と同様に、いわゆる 2 段階設計法の考え方が踏襲されている。

考慮すべき津波としては、以下の 2 つのレベルの津波を想定することとされている。

- ・ 住民避難を柱とした総合的防災対策を構築する上で設定する津波
(発生頻度は極めて低いものの、発生すれば甚大な被害をもたらす最大クラスの津波)
- ・ 防波堤など構造物によって津波の内陸への侵入を防ぐ海岸保全施設等の建設を行う上で想定する津波

である。このような 2 段階の津波高に対する対策の考え方としては、それぞれ、

- ・ 住民の生命を守ることを最優先とし、土地利用、避難施設、防災施設などを組み合わせた、ソフト・ハードの総合的な津波対策
- ・ 人命保護、住民財産の保護、地域の経済活動の安定化等に一定の効果が見込める、比較的頻度の高い津波高を考慮

とされている。

前述の通り地震動に対するものと同様に、2段階設計法の考え方が取り入れられているが、海岸保全施設などの構造設計については、最優先として守りたい人命について避難による回避方策の可能性があると、施設によるハード対策に対する実現性や限界性なども考慮され、最大クラスまでを対象とすることとはされていない。なお、設計対象の津波高を超えることも想定されることから、その場合でも施設の効果が粘り強く発揮できるような構造物の技術開発を進めることとされている。

中央防災会議防災基本計画（平成7年7月） 「 構造物・施設等の耐震性の確保についての基本的な考え方 」 建築物、土木構造物、ライフライン施設など構造物、施設等 ➤ 構造物・施設等の耐震設計に当たって考慮すべき地震動 ・ 供用期間中に1～2度程度発生する確率を持つ一般的な地震動 ・ 発生確率は低いが直下型地震又は海溝型巨大地震に起因する更に高レベルの地震動 ➤ 構造物・施設等の基本的な目標とするパフォーマンス ・ 一般的な地震動に際しては機能に重大な支障が生じないこと ・ 高レベルの地震動に際しても人命に重大な影響を与えないこと ➤ 被災時に影響（多数の人命、緊急活動、経済活動）が大きい構造物・施設等 ・ 重要度を考慮し、高レベルの地震動に際しても他の構造物・施設等に比べ耐震性能に余裕を持たせることを目標。 ➤ 耐震性の確保の方法 ・ 構造物・施設等の耐震設計のほか、代替性の確保、多重化等により総合的にシステムの機能を確保する方策も含む。	中央防災会議防災基本計画（平成23年6月） 「 津波対策を構築するにあたっての想定津波の考え方 」 ➤ 基本的な考え方：二つのレベルの津波を想定 ・ 住民避難を柱とした総合的防災対策を構築する上で設定する津波（発生頻度は極めて低いものの、発生すれば甚大な被害をもたらす 最大クラスの津波 ） ・ 防波堤など構造物によって津波の内陸への侵入を防ぐ 海岸保全施設 等の建設を行う上で想定する津波である。 ➤ 最大クラスの津波高への対策の考え方 ・ 住民の生命を守ることを最優先とし、土地利用、避難施設、防災施設などを組み合わせた、ソフト・ハードの総合的な津波対策 ➤ 頻度の高い津波に対する海岸保全施設等による津波対策 ・ 人命保護、住民財産の保護、地域の経済活動の安定化等に一定の効果が見込める、比較的頻度の高い津波高を考慮。 なお、設計対象の津波高を超えることも想定。その場合でも施設の効果が 粘り強く発揮できるような構造物 の技術開発を進める。
--	--

図-2.2.1 国の中央防災会議による地震動と津波に対する構造物の社会的要求性能 2.2.1)・2.2.2)

2) 道路橋に対する要求性能レベル

道路構造物のうち道路橋に求められている耐震性能の例について示す 2.2.3)・2.2.6)。

以下に、「道路法」及び関連する政令である「道路構造令」、そして国土交通省令である「道路構造令施行規則」より規定の抜粋を示す。道路法第29条には、道路の構造の原則として、「道路の構造は、当該道路の存する地域の地形、地質、気象その他の状況及び当該道路の交通状況を考慮し、通常の衝撃に対して安全なものであるとともに、安全かつ円滑な交通を確保することができるものでなければならない。」と規定されている。また、道路構造令第35条では、「橋、高架の道路その他これらに類する構造の道路の構造の基準に関し必要な事項は、国土交通省令で定める。」とされ、道路構造令施行規則では、第5条において、「橋、高架の道路その他これらに類する構造の道路（以下「橋等」という。）の構造は、当該橋等の構造形式及び交通の状況並びに当該橋等の存する地域の地形、地質、気象その他の状況を勘案し、死荷重、活荷重、風荷重、地震荷重その他の当該橋等に作用する荷重及びこれらの荷重の組合せに対して十分安全なものでなければならない。」と規定されている。

法律上、地震などの外力とその外力に対する要求性能として、「通常の衝撃に対して安全なもの」とされ、道路法に規定される「通常の衝撃」、「作用する荷重及びこれらの荷重の組み合わせ」、「十分安全なもの」については、法律等内には具体的な物理状況や数値等としては規定されず、建設地点の状況を勘案の上、その時点の最新の科学的知見に基づいて設定されると解釈される。これらの具体的な解釈は、「道路橋の耐震設計法を規定する「橋・高架の道路等の技術基準（道路橋示方書）：国土交通省道路局長・都市局長通達」に示され、ここでは、表-2.2.1に示すように、レベル1地震動、レベル2地震動の2段階の地震動が、それぞれ、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動として設定され、このような2段階の地震動に対して、それぞれ、道路橋の耐震性能としては、道路の重要度も考慮の上、健全性を損なわない、地震による損傷が限定的なものにとどまり橋としての機能の回復が速やかに行い得る、地震による損傷が橋として致命的にならない、という3段階の耐震性能が規定されている。こうした3段階の耐震性能に対しては、表-2.2.2に示すように耐震設計上の安全性、

供用性、修復性という3つの視点でその性能の考え方が考慮されている。

さらに、道路橋示方書には、想定を超える地震動や設計では直接的に考慮できない作用や構造物の挙動に対して、補完性・代替性の確保とフェイルセーフ機能というリダンダンシーを高める考え方も示されている。仮に一部の部材が破壊しても構造全体が致命的な状態に至らないようにするための構造設計上の配慮が求められているのであり、こうした構造性能を確保することによってねばり強さを高め、リスクを低減することとされている。

道路法^{2.2.3)}

(用語の定義)

第二条 この法律において「道路」とは、一般交通の用に供する道で次条各号に掲げるものをいい、トンネル、橋、渡船施設、道路用エレベーター等道路と一体となつてその効用を全うする施設又は工作物及び道路の附属物で当該道路に附属して設けられているものを含むものとする。

(道路の構造の原則)

第二十九条 **道路の構造**は、当該道路の存する地域の地形、地質、気象その他の状況及び当該道路の交通状況を考慮し、**通常の衝撃に対して安全なものであるとともに、安全かつ円滑な交通を確保すること**ができるものでなければならない。

道路構造令^{2.2.4)}

(橋、高架の道路等)

第三十五条 橋、高架の道路その他これらに類する構造の道路は、鋼構造、コンクリート構造又はこれらに準ずる構造とするものとする。

2 橋、高架の道路その他これらに類する構造の普通道路は、その設計に用いる設計自動車荷重を二百四十五キロニュートンとし、当該橋、高架の道路その他これらに類する構造の普通道路における大型の自動車の交通の状況を勘案して、安全な交通を確保することができる構造とするものとする。

3 橋、高架の道路その他これらに類する構造の小型道路は、その設計に用いる設計自動車荷重を三十キロニュートンとし、当該橋、高架の道路その他これらに類する構造の小型道路における小型自動車等の交通の状況を勘案して、安全な交通を確保することができる構造とするものとする。

4 前三項に規定するもののほか、**橋、高架の道路その他これらに類する構造の道路の構造の基準に関し必要な事項は、国土交通省令で定める。**

道路構造令施行規則^{2.2.5)}

(橋、高架の道路等)

第五条 橋、高架の道路その他これらに類する構造の道路（以下「橋等」という。）の構造は、当該橋等の構造形式及び交通の状況並びに当該橋等の存する地域の地形、地質、気象その他の状況を勘案し、死荷重、活荷重、風荷重、**地震荷重**その他の**当該橋等に作用する荷重及びこれらの荷重の組合せに対して十分安全なものでなければならない。**

表-2.2.1 道路橋示方書に規定される耐震性能の考え方^{2.2.6)}

設計地震動		A種の橋	B種の橋
レベル1 地震動		地震によって橋としての健全性を損なわない性能 (耐震性能1)	
レベル2 地震動	タイプⅠ地震動 (プレート境界型の大規模な地震)	地震による損傷が橋として致命的とならない性能 (耐震性能3)	地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行いうる性能 (耐震性能2)
	タイプⅡ地震動 (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震)		

注：2段階設計法（日本独自） L1：橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動：中程度の強度の地震動

L2：橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震

表-2.2.2 道路橋示方書に規定される耐震性能に関する3つの観点^{2.2.6)}

橋の耐震性能	耐震設計上の安全性	耐震設計上の供用性	耐震設計上の修復性	
			短期的修復性	長期的修復性
耐震性能1： 地震によって橋としての健全性を損なわない性能	落橋に対する安全性を確保する	地震前と同じ橋としての機能を確保する	機能回復のための修復を必要としない	軽微な修復でよい
耐震性能2： 地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能	落橋に対する安全性を確保する	地震後橋としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急修復で対応できる	より容易に恒久復旧を行うことが可能である
耐震性能3： 地震による損傷が橋として致命的とならない性能	落橋に対する安全性を確保する	—	—	—

注：(1) 想定した作用に対して構造物内外の人命の安全性等を確保する（安全性）

(2) 想定した作用に対して構造物の機能を適切に確保する（使用性・供用性）

(3) 必要な場合には、想定した作用に対して適用可能な技術でかつ妥当な経費および期間の範囲で修復を行うことで継続的な使用を可能とする（修復性）

3) 鉄道構造物に対する要求性能レベル

鉄道構造物に求められている耐震性能の例について示す^{2.2.7)・2.2.9)}。

以下に、鉄道構造物が準拠する「鉄道営業法」及び国土交通省令となる「鉄道に関する技術上の基準を定める省令」の抜粋を示す。明治三十三年法律第六十五号「鉄道営業法」には、第一章 鉄道ノ設備及運送、第一条において、「鉄道ノ建設、車両器具ノ構造及運転ハ国土交通省令ヲ以テ定ムル規程ニ依ルヘシ」とされている。平成十三年国土交通省令第百五十一号「鉄道に関する技術上の基準を定める省令」では、この「鉄道営業法（明治三十三年法律第六十五号）第一条の規定に基づき、鉄道に関する技術上の基準を定める省令を次のように定める。」とされ、構造物については、第二十四条において、「土工、橋りょう、トンネルその他の構造物は、予想される荷重に耐えるものであって、かつ、列車荷重、衝撃等に起因した構造物の変位によって車両の安全な走行に支障を及ぼすおそれのないものでなければならない。」とされている。ここに規定される、「予想される荷重に耐えるもの」について、「対象とする荷重」と「構造物等が達成すべきパフォーマンス」は、最新の科学的知見に基づくものと解釈され、それが、国土交通省鉄道局が監修する「鉄道構造等設計標準・同解説」において以下のように規定されている。

設計地震動については、次の2つのレベルの地震動を設定する。

L1 地震動：構造物の建設地点で設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動

L2 地震動：構造物の建設地点で考えられる最大級の地震動

L1 地震動は、主として、走行安全性に係る変位の照査等において用いる地震動であること、L2 地震

動は、主として、構造物全体系の破壊に関する安全性の照査において用いる地震動とされている。このような２段階の地震動に対して、構造物に求められる要求性能は、「安全性」とされ、重要度がより高い構造物については、「復旧性」についても設定することとされている。

安全性に関する要求性能としては以下のように示されている。

安全性は、想定される作用のもとで、構造物は使用者や周辺の人々の生命を脅かさないための性能であり、以下のように構造物の構造体としての安全性と機能上の安全性が設定されている。

- １）地震時における構造物の構造体としての安全性は、Ｌ２地震動に対して、構造物全体系が崩壊しないための性能
- ２）地震時における構造物の機能上の安全性は、車両が脱線に至る可能性をできるだけ低減するための性能で、少なくともＬ１地震動に対して構造物の変位を走行安全性上定まる一定値以内に留めるための性能とする。

なお、構造物の構造体としての安全性には、部材が破壊に至る場合などの破壊に対する安全性、地盤支持力や基礎の安定などを含む安定に関する安全性が考慮されている。

また、「復旧性」については、想定される作用のもとで、構造物の機能を使用可能な状態に保つ、あるいは短期間で回復可能な状態に留めるための性能とされ、構造物周辺の環境状況を考慮し、想定される地震動に対して、構造物の修復の難易度から定まる損傷等を一定の範囲内に留めることにより、短期間で機能回復できる状態に保つための性能とされている。

鉄道営業法^{2.2.7)}

第一章 鉄道ノ設備及運送

第一条 鉄道ノ建設、車両器具ノ構造及運転ハ国土交通省令ヲ以テ定ムル規程ニ依ルヘシ

第二条 本法其ノ他特別ノ法令ニ規定スルモノノ外鉄道運送ニ関スル特別ノ事項ハ鉄道運輸規程ノ定ムル所ニ依ル

② 鉄道運輸規程ハ国土交通省令ヲ以テ之ヲ定ム

鉄道に関する技術上の基準を定める省令^{2.2.8)}

(構造物)

第二十四条 土工、橋りょう、トンネルその他の構造物は、予想される荷重に耐えるものであつて、かつ、列車荷重、衝撃等起因した構造物の変位によって車両の安全な走行に支障を及ぼすおそれのないものでなければならない。

４）建築物に対する要求性能レベル

建築物に求められている耐震性能の例について示す^{2.2.10),2.2.11)}。

以下に、建築物が準拠する「建築基準法」及び国土交通省令となる「建築基準法施行令」の抜粋を示す。

建築物については、建築基準法そして関連の省令において、具体的に地震力が法規定として定義され、満足すべき限界状態についても設定されている。建築基準法は、道路などの公共構造物に対する法規制とは相違し、広く民間の建築物を規制する法律でもあるため、地震力の数値や計算法などが法規定条文の中に具体的に規定されている。

建築基準法第 20 条には、「建築物は、地震に対して安全な構造のもの」とされ、建築物の規模（高さ 60 mあるいは 31m を超える／以下など）に応じて、「当該建築物の安全上必要な構造方法に関して政令で定

める技術的基準に適合すること」，あるいは，「政令で定める基準に従った構造計算によって安全性が確かめられたもの」と規定されている。また，「安全上必要な構造方法」と「構造計算方法」が建築基準法施行令第 81 条に，また，構造計算で考慮すべき地震力は，同第 88 条に規定されている。

このように，「建築物は地震に対して安全な構造のもの」とされ，現行耐震基準の要求性能が最低基準とされている建築基準法が具体的に要求する性能としては，2 段階の地震動レベルが設定されており，以下の通りと解釈されている。

- ・ 稀に発生する地震に対して損傷しないこと
(→ 建物の修復が不要で，ほぼ継続使用が可能なこと)
- ・ 極めて稀に発生する地震に対して倒壊・崩壊しないこと
(→ 人命を守ること)

ここで，稀に発生する地震，そして極めて稀に発生する地震としては，それぞれ，建物使用期間中に数回遭遇する程度の地震（層せん断力係数 0.2 以上），建物共用期間中に一度遭遇するかもしれない程度の地震（層せん断力係数 1.0 以上）とされている。

また，「住宅の品質確保の促進等に関する法律」には住宅性能表示制度が規定されており，ここでは，耐震等級（構造躯体の倒壊等防止）が求める耐震性能として，耐震等級 1～3 に区分され，以下のように設定されている^{2.2.12)}。なお，等級 1 は，建築基準法で要求する最低限の耐震性能となる。

等級 1：極めて稀に発生する地震（数百年に一度程度）による力に（建築基準法施行令第 88 条第 3 項に定めるもの）に対して倒壊・崩壊等しない程度

等級 2：極めて稀に発生する地震による力の 1.25 倍の力に対して倒壊・崩壊等しない程度

等級 3：極めて稀に発生する地震による力の 1.5 倍の力に対して倒壊・崩壊等しない程度

建築基準法は，法律第 1 条の目的に明示されるように，最低限の耐震性能を求めているが，所有者の意向によって，それよりも高い耐震性能を付与することに制限はなく，その際に強さや最低限に対する余裕の程度を等級として表示することが可能となっている。

建築基準法^{2.2.10)}

第一章 総則

(目的)

第一条 この法律は、建築物の敷地、構造、設備及び用途に関する**最低の基準を定めて、国民の生命、健康及び財産の保護を図り、もって公共の福祉の増進に資する**ことを目的とする。

第二章 建築物の敷地、構造及び建築設備

(構造耐力)

第二十条 建築物は、自重、積載荷重、積雪荷重、風圧、土圧及び水圧並びに**地震その他の震動及び衝撃に対して安全な構造のもの**として、次の各号に掲げる建築物の区分に応じ、それぞれ当該各号に定める基準に適合するものでなければならない。

一 **高さが六十メートルを超える建築物** 当該建築物の安全上必要な構造方法に関して政令で定める技術的基準に適合するものであること。この場合において、その構造方法は、荷重及び外力によって建築物の各部分に連続的に生ずる力及び変形を把握することその他の**政令で定める基準に従った構造計算によって安全性が確かめられたもの**として国土交通大臣の認定を受けたものであること。

二 高さが六十メートル以下の建築物のうち、第六条第一項第二号に掲げる建築物（高さが十三メートル又は軒の高さが九メートルを超えるものに限る。）又は同項第三号に掲げる建築物（地階を除く階数が四以上である鉄骨造の建築物、高さが二十メートルを超える鉄筋コンクリート造又は鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物その他これらの建築物に準ずるものとして政令で定める建築物に限る。） 次に掲げる基準のいずれかに適合するものであること。

イ 当該建築物の安全上必要な構造方法に関して政令で定める技術的基準に適合すること。この場合において、その構造方法は、地震力によって建築物の地上部分の各階に生ずる水平方向の変形を把握することその他の政令で定める基準に従った構造計算で、国土交通大臣が定めた方法によるもの又は国土交通大臣の認定を受けたプログラムによるものによって確かめられる安全性を有すること。

ロ 前号に定める基準に適合すること。

建築基準法施行令 2.2.11)

第八節 構造計算

第一款 総則

第八十一条 法第二十条第一項第一号の政令で定める基準は、次のとおりとする。

一 荷重及び外力によって建築物の各部分に連続的に生ずる力及び変形を把握すること。

二 前号の規定により把握した力及び変形が当該建築物の各部分の耐力及び変形限度を超えないことを確かめること。

三 屋根ふき材、特定天井、外装材及び屋外に面する帳壁が、風圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して構造耐力上安全であることを確かめること。

四 前三号に掲げるもののほか、建築物が構造耐力上安全であることを確かめるために必要なものとして国土交通大臣が定める基準に適合すること。

2 法第二十条第一項第二号イの政令で定める基準は、次の各号に掲げる建築物の区分に応じ、それぞれ当該各号に定める構造計算によるものであることとする。

一 高さが三十一メートルを超える建築物 次のイ又はロのいずれかに該当する構造計算

イ 保有水平耐力計算又はこれと同等以上に安全性を確かめることができるものとして国土交通大臣が定める基準に従った構造計算

ロ 限界耐力計算又はこれと同等以上に安全性を確かめることができるものとして国土交通大臣が定める基準に従った構造計算

二 高さが三十一メートル以下の建築物 次のイ又はロのいずれかに該当する構造計算

イ 許容応力度等計算又はこれと同等以上に安全性を確かめることができるものとして国土交通大臣が定める基準に従った構造計算

ロ 前号に定める構造計算

3 法第二十条第一項第三号イの政令で定める基準は、次条各号及び第八十二条の四に定めるところによる構造計算又はこれと同等以上に安全性を確かめることができるものとして国土交通大臣が定める基準に従った構造計算によるものであることとする。

(地震力)

第八十八条 建築物の地上部分の地震力については、当該建築物の各部分の高さに応じ、当該高さの部

分が支える部分に作用する全体の地震力として計算するものとし、その数値は、当該部分の固定荷重と積載荷重との和（第八十六条第二項ただし書の規定により特定行政庁が指定する多雪区域においては、更に積雪荷重を加えるものとする。）に当該高さにおける地震層せん断力係数を乗じて計算しなければならない。この場合において、地震層せん断力係数は、次の式によって計算するものとする。

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

この式において、 C_i 、 Z 、 R_t 、 A_i 及び C_0 は、それぞれ次の数値を表すものとする。

C_i ：建築物の地上部分の一定の高さにおける地震層せん断力係数

Z ：その地方における過去の地震の記録に基づく震害の程度及び地震活動の状況その他地震の性状に応じて一・〇から〇・七までの範囲内において国土交通大臣が定める数値

R_t ：建築物の振動特性を表すものとして、建築物の弾性域における固有周期及び地盤の種類に応じて国土交通大臣が定める方法により算出した数値

A_i ：建築物の振動特性に応じて地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表すものとして国土交通大臣が定める方法により算出した数値

C_0 ：標準せん断力係数

2 標準せん断力係数は、〇・二以上としなければならない。ただし、地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が国土交通大臣の定める基準に基づいて規則で指定する区域内における木造の建築物（第四十六条第二項第一号に掲げる基準に適合するものを除く。）にあつては、〇・三以上としなければならない。

3 第八十二条の三第二号の規定により必要保有水平耐力を計算する場合においては、前項の規定にかかわらず、標準せん断力係数は、一・〇以上としなければならない。

4 建築物の地下部分の各部分に作用する地震力は、当該部分の固定荷重と積載荷重との和に次の式に適合する水平震度を乗じて計算しなければならない。ただし、地震時における建築物の振動の性状を適切に評価して計算をすることができる場合においては、当該計算によることができる。

$$k \geq 0.1 \left(1 - \left(\frac{H}{40} \right) \right) Z$$

この式において、 k 、 H 及び Z は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k ：水平震度

H ：建築物の地下部分の各部分の地盤面からの深さ（二十を超えるときは二十とする。）
（単位メートル）

Z ：第一項に規定する Z の数値

5) 原子力施設に対する要求性能レベル

2011 年の東日本大震災における福島第一原発の原子炉の被災に起因する放射性物質の拡散により今なお甚大な影響が継続している。このように、原子力施設は、通常の構造物・施設等に比較して、被災時の影響が極めて大きい施設であり、これまでも安全性の確保を最優先に、可能な限りの調査が行われるとともに、発電所を構成する構造物・施設等についてもその被害の防止・軽減が重要であり、まさにダメージフリー構造の実現を目標とされてきた施設の 1 つと考えられる。ここでは、原子力施設の耐震性能の考え方について整理する。

以下に、原子力施設が従わなければならない「原子力基本法」及び「原子力規制委員会設置法」の抜粋を示す^{2.2.13), 2.2.14)}。原子力基本法においては、「原子力の利用における安全の確保については、確立された国際的な基準を踏まえ、国民の生命、健康及び財産の保護、環境の保全並びに我が国の安全保障に資する

ことを目的として、行うものとする。」とされている。そして、原子力利用における安全の確保を図るため、別に原子力規制委員会設置法で定めるところにより、環境省の外局として、原子力規制委員会を置き、本委員会が、原子力利用における安全の確保を図ることを任務とするとされている。

表-2.2.3 は、西川により原子力施設の構造種別に対する地震力と許容限界の考え方を整理されたものである^{2.2.15)}。原子力施設では、地震に対する安全性を確保するために、極めてまれながら施設の供用期間中に発生すると想定される地震動に対しても、安全上重要な機能（止める、冷やす、閉じ込める）が損なわれないように設計することが求められている。

原子力施設は、その機能の重要度に応じて、S クラス施設、B クラス施設、C クラス施設の3種類に分類されており、それぞれに対して設計用の地震力が設定されている。S クラス施設は、安全上重要な機能に関係するもので、例えば、原子炉格納容器、原子炉圧力容器、非常用発電機など、B クラス施設は廃棄物処理施設、C クラス施設は発電機、タービン設備などが対象とされている。S クラス施設は、「弾性設計用地震動 S_d 」による地震力、または、「静的地震力（建築基準法で定められた一般建築物に対する設計用基準値 (C_i) の3倍 $(3.0 C_i)$ に基づく地震力）」と鉛直方向の動的地震力および静的地震力 (C_v) も考慮し、水平、鉛直の地震力の組み合わせ作用に対して、構造物等の応力度を許容応力度以内とする設計が行われる。さらに、「基準地震動 S_s 」による動的地震力に対して安全機能が保持できることを検証することとされ、これに対しては、ほぼ弾性限度に収まるよう設計されるのが通常とされている。B クラス施設は、「静的地震力 $(1.5 C_i)$ 」に対して設計がなされ、また共振の恐れのある施設についてはその影響についても検討が行われる。C クラス施設は「静的地震力 $(1.0 C_i)$ 」に対して設計が行われる。なお、機器・配管の「静的地震力」については、建物・構造物の設計用地震力の1.2倍の値を用いることとされている。したがって、S クラス施設は一般の建築物の3倍以上、B クラス施設は1.5倍以上の耐震性能を保有するように設計されている。

原子力基本法^{2.2.13)}

第一章 総則

(基本方針)

第二条 原子力利用は、平和の目的に限り、**安全の確保を旨として**、民主的な運営の下に、自主的にこれを行うものとし、その成果を公開し、進んで国際協力に資するものとする。

2 前項の安全の確保については、**確立された国際的な基準を踏まえ**、国民の生命、健康及び財産の保護、環境の保全並びに我が国の安全保障に資することを目的として、行うものとする。

3 エネルギーとしての原子力利用は、国及び原子力事業者（原子力発電に関する事業を行う者をいう。第二条の三及び第二条の四において同じ。）が安全神話に陥り、**平成二十三年三月十一日に発生した東北地方太平洋沖地震に伴う東京電力株式会社福島第一原子力発電所の事故を防止することができなかったことを真摯に反省した上で、原子力事故**（原子力損害の賠償に関する法律（昭和三十六年法律第百四十七号）第二条第一項に規定する原子炉の運転等に起因する事故をいう。以下同じ。）**の発生を常に想定し、その防止に最善かつ最大の努力をしなければならない**という認識に立つて、これを行うものとする。

第一章の二 原子力規制委員会

第三条の二 **原子力利用における安全の確保を図る**ため、別に法律で定めるところにより、環境省

の外局として、原子力規制委員会を置く。

原子力規制委員会設置法^{2.2.14)}

(目的)

第一条 この法律は、平成二十三年三月十一日に発生した東北地方太平洋沖地震に伴う原子力発電所の事故を契機に明らかとなった原子力の研究、開発及び利用（以下「原子力利用」という。）に関する政策に係る縦割り行政の弊害を除去し、並びに一の行政組織が原子力利用の推進及び規制の両方の機能を担うことにより生ずる問題を解消するため、原子力利用における事故の発生を常に想定し、その防止に最善かつ最大の努力をしなければならないという認識に立って、**確立された国際的な基準を踏まえて原子力利用における安全の確保を図るため必要な施策を策定**し、又は実施する事務（原子力に係る製錬、加工、貯蔵、再処理及び廃棄の事業並びに原子炉に関する規制に関すること並びに国際約束に基づく保障措置の実施のための規制その他の原子力の平和的利用の確保のための規制に関することを含む。）を一元的につかさどるとともに、その委員長及び委員が専門的知見に基づき中立公正な立場で独立して職権を行使する原子力規制委員会を設置し、もって国民の生命、健康及び財産の保護、環境の保全並びに我が国の安全保障に資することを目的とする。

(任務)

第三条 原子力規制委員会は、国民の生命、健康及び財産の保護、環境の保全並びに我が国の安全保障に資するため、**原子力利用における安全の確保を図ること**（原子力に係る製錬、加工、貯蔵、再処理及び廃棄の事業並びに原子炉に関する規制に関すること並びに国際約束に基づく保障措置の実施のための規制その他の原子力の平和的利用の確保のための規制に関することを含む。）を任務とする。

表-2.2.3 原子力施設に対する地震力と許容限界の考え方^{2.2.15)}

重要度分類			Sクラス		Bクラス	Cクラス
建物・構築物	地震力	水平	Ss	Max (Sd,3.0Ci)	1.5Ci	1.0Ci
		鉛直		Max (Sd,Cv)	—	—
	荷重の組合せ		常時荷重＋運転時荷重＋Ss	常時荷重＋運転時荷重＋地震力(水平・鉛直)	常時荷重＋運転時荷重＋静的地震力	
	許容限界		終局耐力に対して妥当な安全余裕を有すること	建築基準法等に基づく短期許容応力度	建築基準法等に基づく短期許容応力度	
機器・配管	地震力	水平	Ss	Max (Sd,3.6Ci)	1.8Ci	1.2Ci
		鉛直		Max (Sd,1.2Cv)	—	—
	荷重の組合せ		(通常運転時又は運転時の異常な過渡変化時又は事故時の荷重)＋Ss	(通常運転時又は運転時の異常な過渡変化時又は事故時の荷重)＋地震力(水平・鉛直)	(通常運転時又は運転時の異常な過渡変化時)＋静的地震力	
	許容限界		変形等が機能に影響しない 動的機器等は機能維持を確認した加速度等を許容限界とする	降伏応力又は同等な許容限界	降伏応力又は同等な許容限界	

記号の説明 Ss：基準地震動Ssに基づく地震力
Sd：弾性設計用地震動Sdに基づく地震力
3.0Ci、1.5Ci、1.0Ci、3.6Ci、1.8Ci、1.2Ci：建築基準法で定められた基準値（Ci）に係数を乗じて定めた静的地震力（水平方向）
Cv、1.2Cv：鉛直震度（Cv）に係数を乗じて定めた静的地震力（鉛直方向）

6) 海外の事例：AASHTO 基準における道路橋に対する要求性能レベル

米国の道路橋に適用される全米基準である AASHTO 基準における道路橋に対する要求性能について整理する。

以下に、AASHTO 基準「AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012, 6th Ed.」の抜粋を示す。本規定は 2012 年 6 版であるが、現在は 2020 年第 9 版が公開されている^{2.2.16)}。なお、耐震設計に関する規定に変更はない。

まず、AASHTO 基準の適用範囲であるが、すべての道路橋に適用される。支間長 500ft を超えない上部構造を有する一般的な橋梁を Normal Bridge とし、重要度がさらに高い橋梁を Critical/Essential Bridge として 2 段階の重要度が設定されている。

表-2.2.4 は、AASHTO 基準における道路橋に対する地震力と許容限界の考え方を示したものである。Normal 橋の目標性能としては、Life Safety で、「Bridges shall be designed to have a low probability of collapse but may suffer significant damage and disruption to service when subject to earthquake ground motions that have a seven percent probability of exceedance in 75 yr. Partial or complete replacement may be required.」とされ、考慮すべき地震動としては、供用期間 75 年の超過確率 7%、すなわち、再現期間約 1000 年に相当する地震ハザードが考慮される。達成すべき性能としては、崩壊確率を低くするように設計すること、ただし、重大な損傷や機能損失も許容される。また、場合によって、部分的な交換、あるいは橋全体の架け替えも考慮する。なお、震後の早期の機能確保が必要とされるより高い性能を確保する橋や長大橋などの特殊橋は管理者が個別にその要求性能を設定することとされている。

AASHTO 基準における特徴的な規定として、「1.3.4 Redundancy」がある。ここでは、「Multiple-load-path and continuous structures should be used unless there are compelling reasons not to use them.」とされ、特に理由がなければ、荷重伝達に複数のパスがあり、連続的な構造形式とすべきことが規定されている。こうした考え方によって、一部の部材の破壊による構造全体の崩壊を防ぐ構造とすることを目指している。

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012, 6th Ed.

1.1—SCOPE OF THE SPECIFICATIONS

The provisions of these Specifications are intended for the design, evaluation, and rehabilitation of both fixed and movable highway bridges. Mechanical, electrical, and special vehicular and pedestrian safety aspects of movable bridges, however, are not covered. Provisions are not included for bridges used solely for railway, rail-transit, or public utilities. For bridges not fully covered herein, the provisions of these Specifications may be applied, as augmented with additional design criteria where required.

1.3—DESIGN PHILOSOPHY

1.3.1—General

Bridges shall be designed for specified limit states to **achieve the objectives of constructability, safety, and serviceability, with due regard to issues of inspectability, economy, and aesthetics**, as specified in Article 2.5.

Regardless of the type of analysis used, Eq. 1.3.2.1-1 shall be satisfied for all specified force effects

and combinations thereof.

1.3.2—Limit States

1.3.2.1—General

Each component and connection shall satisfy Eq. 1.3.2.1-1 for each limit state, unless otherwise specified. For service and extreme event limit states, resistance factors shall be taken as 1.0, except for bolts, for which the provisions of Article 6.5.5 shall apply, and for concrete columns in Seismic Zones 2, 3, and 4, for which the provisions of Articles 5.10.11.3 and 5.10.11.4.1b shall apply. All limit states shall be considered of equal importance.

$$\sum \eta_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (1.3.2.1-1)$$

1.3.2.2—Service Limit State

The **service limit state** shall be taken as restrictions on stress, deformation, and crack width under regular service conditions.

1.3.2.3—Fatigue and Fracture Limit State

The **fatigue limit state** shall be taken as restrictions on stress range as a result of a single design truck occurring at the number of expected stress range cycles. The **fracture limit state** shall be taken as a set of material toughness requirements of the AASHTO Materials Specifications.

1.3.2.4—Strength Limit State

Strength limit state shall be taken to ensure that strength and stability, both local and global, are provided to resist the specified statistically significant load combinations that a bridge is expected to experience in its design life.

1.3.2.5—Extreme Event Limit States

The **extreme event limit** state shall be taken to ensure the **structural survival of a bridge during a major earthquake** or flood, or when collided by a vessel, vehicle, or ice flow, possibly under scoured conditions.

1.3.3—Ductility

The structural system of a bridge shall be proportioned and detailed to ensure the development of significant and visible inelastic deformations at the strength and extreme event limit states before failure. Energy-dissipating devices may be substituted for conventional ductile earthquake resisting systems and the associated methodology addressed in these Specifications or in the *AASHTO Guide Specifications for Seismic Design of Bridges*.

For the strength limit state:

$$\eta D \geq \begin{cases} 1.05 & \text{for non-ductile components and connections} \\ 1.00 & \text{for conventional designs and details complying with these Specifications} \end{cases}$$

≥ 0.95 for components and connections for which additional ductility-enhancing measures have been specified beyond those required by these Specifications

For all other limit states:

$$\eta D = 1.00$$

1.3.4—Redundancy

Multiple-load-path and continuous structures should be used unless there are compelling reasons not to use them.

For the strength limit state:

$$\eta R \geq 1.05 \text{ for non-redundant members}$$

$= 1.00$ for conventional levels of redundancy, foundation elements where ϕ already accounts for redundancy as specified in Article 10.5

≥ 0.95 for exceptional levels of redundancy beyond girder continuity and a torsionally-closed cross-section.

1.3.5—Operational Importance

This Article shall apply to the strength and extreme event limit states only. The Owner may declare a bridge or any structural component and connection thereof to be of operational priority.

For the strength limit state:

$$\eta I \geq 1.05 \text{ for critical or essential bridges}$$

$= 1.00$ for typical bridges

≥ 0.95 for relatively less important bridges.

For all other limit states:

$$\eta I = 1.00$$

3.10—EARTHQUAKE EFFECTS: *EQ*

3.10.1—General

Bridges shall be designed to have a low probability of collapse but may suffer significant damage and disruption to service when subject to earthquake ground motions that have a seven percent probability of exceedance in 75 yr. Partial or complete replacement may be required. Higher levels of performance may be used with the authorization of the Bridge Owner. Earthquake loads shall be taken to be horizontal force effects determined in accordance with the provisions of Article 4.7.4 on the basis of the elastic response coefficient, C_{sm} , specified in Article 3.10.4, and the equivalent weight of the superstructure, and adjusted by the response modification factor, R , specified in Article 3.10.7.1. The provisions herein shall apply to bridges of conventional construction. The Owner shall specify and/or approve appropriate provisions for nonconventional construction. Unless otherwise specified by the Owner, these provisions need not be applied to completely buried structures. Seismic effects for box culverts and buried structures need not be considered, except where they cross active faults. The potential for soil liquefaction and slope

movements shall be considered.

3.10.2—Seismic Hazard

The seismic hazard at a bridge site shall be characterized by the acceleration response spectrum for the site and the site factors for the relevant site class. The acceleration spectrum shall be determined using either the General Procedure specified in Article 3.10.2.1 or the Site Specific Procedure specified in Article 3.10.2.2.A Site-Specific Procedure shall be used if any one of the following conditions exist:

- The site is located within 6 mi. of an active fault,
- The site is classified as Site Class F(Article 3.10.3.1),
- Long-duration earthquakes are expected in the region,
- The importance of the bridge is such that a lower probability of exceedance (and therefore a longer return period) should be considered. If time histories of ground acceleration are used to characterize the seismic hazard for the site, they shall be determined in accordance with Article 4.7.4.3.4b.

3.10.7—Response Modification Factors

3.10.7.1—General

To apply the response modification factors specified herein, the structural details shall satisfy the provisions of Articles 5.10.2.2, 5.10.11, and 5.13.4.6. Except as noted herein, seismic design force effects for substructures and the connections between parts of structures, listed in Table 3.10.7.1-2, shall be determined by dividing the force effects resulting from elastic analysis by the appropriate response modification factor, R , as specified in Tables 3.10.7.1-1 and 3.10.7.1-2, respectively. As an alternative to the use of the R -factors, specified in Table 3.10.7.1-2 for connections, monolithic joints between structural members and/or structures, such as a column-to-footing connection, may be designed to transmit the maximum force effects that can be developed by the inelastic hinging of the column or multicolumn bent they connect as specified in Article 3.10.9.4.3. If an inelastic time history method of analysis is used, the response modification factor, R , shall be taken as 1.0 for all substructure and connections.

Table 3.10.7.1-1—Response Modification Factors—Substructure

Substructure	Operational Category		
	Critical	Essential	Other
Wall-Type Pier	1.5	1.5	2.0
Reinforced Concrete Pile Bents			
1. Vertical Piles only	1.5	2.0	3.0
2. One or more Battered Piles	1.5	1.5	2.0
Single Columns	1.5	2.0	3.0
Steel or Composite Steel and Concrete Pile Bents			
1. Vertical Piles only	1.5	3.5	5.0
2. One or more Battered Piles	1.5	2.0	3.0
Multiple Column Bents	1.5	3.5	5.0

表-2.2.4 AASHTO 基準における道路橋に対する地震力と許容限界の考え方^{2.2.16)}

Earthquake Level	Bridge Types	Serviceability Performance	Safety Performance
Small/Moderate	Conventional and regular bridge types	Should resist earthquakes within the elastic range of the structural components	No significant damage
Large/Major (1,000-year return)	Critical bridges	Required to be open to all traffic once inspected after seismic event and usable by emergency vehicles for security, defense, economic or secondary life safety purposes immediately after the seismic event	May suffer damage but with low probability of collapse.
	Essential bridges	Should, as a minimum, be open to emergency vehicles and for security, defense, or economic purposes after the seismic event and open to all traffic within days after that event.	
	Conventional/regular bridge and less important bridges	May suffer significant damage and disruption to service	

7) 海外の事例：米国 SEAOC による建築物に対する要求性能レベルコンセプト Vision2000

図-2.2.2 は、米国 SEAOC により発表された建築物に対する要求性能レベルコンセプトは、すでに広く知られたコンセプトである^{2.2.17)}。地震動と強度レベル（発生確率レベル）と構造物の達成すべき性能を区分し、その組み合わせをマトリックスとして整理している。地震動に対する構造物の性能の関係をオーナーが選択できるようになっている。地震動の強度レベルは、Frequent (43yr), Occasional (72yr), Rare (475yr), Very rare (970yr), そして、構造物の達成すべき性能は、Fully Operational, Operational, Life Safe, Near Collapse である。それぞれの地震動強度と達成すべき目標は、オーナーが決定するものであり、重要度の高い建築物では、強い地震動に対して、より Operational に近い性能を選択することになる。なお、地震動の強度レベルは、建物の供用期間を 50 年とすると、50 年間に 70%, 50%, 10%, 5%の超過確率で発生するであろう地震動に相当している。

Earthquake Design Level	Earthquake Performance Level			
	Fully Operational	Operational	Life Safe	Near Collapse
Frequent(43year)	●	○	○	○
Occasional(72y)	■	●	○	○
Rare(475y)	★	■	●	○
Very rare(970y)		★	■	●

○ : Unacceptable Performance ● : Basic Objective

■ : Essential/Hazardous Objective ★ : Safety Critical Objective

* Structural Engineers Association of California が策定したガイドライン

図-2.2.2 米国 SEAOC による地震力と耐震性能のオプションを整理したパフォーマンスマトリックス^{2.2.17)}

(運上 茂樹)

（２）高速道路会社等

2016 年熊本地震による被災を受け、国土交通省社会資本整備審議会道路分科会基本政策部会（第 57 回）では、既設橋梁に対する耐震補強の効果の検証がなされ、以下のような議論がなされている^{2.2.18)}。

【耐震補強の効果の検証】

- 兵庫県南部地震を受けて、耐震設計基準の改訂、緊急輸送道路等について耐震補強などを進めてきた結果、一部の橋梁を除いて、地震の揺れによる落橋・倒壊などの致命的な被害は生じていない。
- 熊本県内、大分県内の震度 6 弱以上を観測した地域における緊急輸送道路において、速やかに機能を回復するという目標を達成できなかった橋が 12 橋あり、緊急輸送等の大きな支障となった。
- 今後、緊急輸送道路等の重要な橋について、被災後速やかに機能を回復できるよう耐震補強を加速化する必要がある。

ここで、一部橋梁において、落橋・倒壊の被害が生じたのは、高速道路を跨道するロッキング橋脚を有する橋梁であり、これについては、以下のように検討されている。

【ロッキング橋脚を有する橋梁の落橋等の原因と対策】

- ロッキング橋脚は、単独では自立できず、変位が生じると不安定状態となる特殊な構造であり、支承部や横変位拘束構造等の部分的な破壊が落橋・倒壊等の致命的な被害につながる可能性がある。
- 部分的な破壊が落橋につながることを防ぎ、速やかな機能回復を可能とする構造系への転換が必要。以上のような分析を踏まえ、その後以下のような対策がとられていることが公表されている。
- 高速道路・直轄国道や同道路をまたぐ跨道橋等のロッキング橋脚については、概ね 3 年程度で耐震補強を実施（約 450 橋）
- 高速道路や直轄国道をまたぐ跨道橋については、少なくとも落橋・倒壊の防止を満たすための対策を今後 5 年間で優先的に支援を実施（地方管理：約 400 橋）
- 高速道路や直轄国道について、大規模地震の発生確率等を踏まえ、落橋・倒壊の防止対策に加え、路面に大きな段差が生じないように、支承の補強や交換等を行う対策を加速化
 - ・当面 5 年間：少なくとも発生確率が 26%以上の地域で完了
 - ・今後 10 年間：全国で耐震補強の完了を目指す

※支承部の補強等により、橋としての機能を速やかに回復させることを目指す

支承部の補強ができない場合は、他の対策を実施

また、2019 年に国土交通省から公表された「高速道路における安全・安心基本計画」では、激甚化する災害時における高速道路ネットワークへの期待への対応のため、ネットワークの信頼性の飛躍的向上させ、災害時の通行止め時間の最小化を図るために、2026 年度までに橋梁の耐震補強（道路橋示方書の耐震性能 2）の完了（2021 年度までに大規模地震の発生確率の高い地域で完了）を推進することとされた^{2.2.19)}。

その後、2024 年 1 月 13 日には、東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社、本州四国連絡高速道路株式会社（高速道路 4 社）より、「高速道路の耐震補強 実施計画」が公表されている^{2.2.20)}。図-2.2.3 は、高速道路に関する過去の大規模地震と耐震補強施策が整理されたものである。今後、耐震補強を進捗させるために以下のように進めていくこととされている。現在実施中の既設橋梁の耐震補強対策は、大規模地震発生時における緊急輸送路としての機能をいち早く確保することにより、円滑で迅速な復旧活動をさせる観点から極めて重要な対策であること、高速道路 4 社は、「落橋・倒壊を防止するために必要な対策（耐震性能 3）」はすでに完了し、「橋としての機能を速やかに回復させるために必要な対策（耐震性能 2）」を実施するべく、政府の地震調査委員会 2016 年予測に基づく大規模地震の発生確率が高い地域では 2021 年度までに、その他の地域では 2026 年度までを完了目標として、事

業進捗を図ってきたところであること、しかし、事業進捗は2022年度末時点の高速道路4社合計で77%（全17,605橋のうち13,600橋）が完了しているものの、急峻な山岳部や河川の渡河部、高架下専用や幹線道路との近接箇所が多い都市部など、施工上の制約のある難工事の箇所が多く、依然多くの補強必要橋梁が残っているところであること、以上を踏まえ、高速道路4社は今後の補強対策をより効率的かつ確実に進めるため、片側施工など効率的な整備手法や地震発生確率を踏まえた実施計画を策定するとされている。

（運上 茂樹）

2. これまでの実施状況〔過去の大規模地震と基準の変遷、耐震補強施策〕

P2

- 新潟県中越地震（2004.10.23）、福岡県西方沖地震（2005.3.20）等の地震が頻発。また、東海地震、東南海地震・南海地震等の大規模地震の逼迫性が指摘されている状況等に鑑み、2005年より「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム」に基づき、昭和55年道路橋示方書より古い基準を適用した橋梁を対象として耐震補強を実施。
- その後2016.4.14に熊本地震が発生。「落橋・倒壊を防止するために必要な対策（耐震性能3）」は完了しているが、「橋としての機能を速やかに回復させるために必要な対策（耐震性能2）」は不十分な状況であったことから、平成8年道路橋示方書より古い基準を適用とした橋梁を対象として耐震補強を実施。
- 大規模地震の発生確率の高い地域においては、2021年度までに完了、それ以外の地域においては、2026年度までに完了を目標に、施工の合理性・効率性及び経済性の観点等から上下線同時施工として事業を進めてきた。

H7(1995).1.17 兵庫県南部地震（M7.3 震度7）

- 平成7年 兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様
- 平成8年 道路橋示方書Ⅴ編耐震設計編改訂（レベル2タイプⅡ地震動の規定、落橋防止対策の強化）
- 平成14年 道路橋示方書Ⅴ編耐震設計編改訂（設計法の高度化、動的解析の活用）

H16(2004).10.23 新潟県中越地震（M6.8 震度7）

H17(2005).3.20 福岡県西方沖地震（M7.0 震度6弱）

H17(2005).6.25 緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム（以下、「3プロ」という。）（S55道示より前の道示を適用している橋梁を対象）

H23(2011).3.11 東北地方太平洋沖地震（M9.0 震度7）

→平成24年 道路橋示方書Ⅴ編耐震設計編改訂（レベル2タイプⅠ地震動の見直し、R C橋脚の設計法の見直し）

H28(2016).4.14 熊本地震（M7.3 震度7）

H28(2016).11.16 社会資本整備審議会 道路分科会 基本政策部会（第57回）

- 当面3年間 跨道橋等のロッキング橋脚を有する橋梁は概ね3年程度で耐震補強を実施
- 当面5年間 少なくとも発生確率が26%以上の地域で完了
- 今後10年間 全国で耐震補強の完了を目指す
- 更なる耐震補強として事業化

図-2.2.3 高速道路に関する過去の大規模地震と耐震補強施策 2.2.20)

（３）今後の社会的要求性能とダメージフリー構造の意義・必要性

以上、現状の主要な土木構造物などに対して、法律や各種設計基準類において求めている地震に対する要求性能を整理したが、基本的には、中央防災会議によって設定された地震動と津波に対する建築物、土木構造物、ライフライン施設など構造物、施設等に求める耐震性能の考え方が一般的となっている。すなわち、構造物・施設等に対していわゆる２段階耐震設計法の適用を明確化し、２段階の地震動（供用期間中に１～２度程度発生する確率を持つ一般的な地震動、発生確率は低い直下型地震又は海溝型巨大地震に起因する更に高レベルの地震動）を考慮し、それぞれの地震動に対して、構造物・施設等が達成すべき基本的な目標パフォーマンス（一般的な地震動に際しては機能に重大な支障が生じないこと、高レベルの地震動に際しても人命に重大な影響を与えないこと）を確保することを目標としている。被災時の機能低下の影響が大きい構造物・施設等については、重要度を考慮し、高レベルの地震動に際しても他の構造物・施設等に比べ耐震性能に余裕を持たせることとされている。こうした目標を達成するために、構造物・施設等の耐震設計のほか、代替性の確保、多重化等により総合的にシステムの機能を確保する方策を含めて検討される。

また、津波のように、防波堤などの構造物によって防御可能なレベルを大きく超えるような作用に対しては、住民の生命を守ることを最優先としたソフト・ハードの総合的な対策が考慮されている。

さらに、道路橋示方書やAASHTO基準では、想定を超える地震動や設計では直接的に考慮できない作用や構造物の挙動に対して、補完性・代替性の確保とフェイルセーフ機能というリダンダンシーを高める考え方も示されている。具体的な超過外力を対象にしたものではないが、仮に一部の部材が破壊しても構造全体が致命的な状態に至らないようにするための構造設計上の配慮が求められているのであり、こうした構造性能を確保することによってねばり強さを高め、リスクを低減することとされている。

その他、鉄道基準などでは、具体的に基準類の中に規定はされていないが、設計で想定する地震動レベルを超える作用に対して具体的に設計に考慮するまではしないが、想定事象に備えるという危機耐性設計の概念や構造物が崩壊に至る事象が発生する場合であって、周囲への影響を最小限にできるような崩壊モードになるように設計する崩壊制御設計なども検討されている。なお、危機耐性と崩壊制御設計については、次節に整理する。

2024年1月1日に発生した能登半島地震では、強い地震動により、建築物のみならず、能登半島地域の道路をはじめとするインフラ施設に多くの被災が発生し、避難、救援、緊急輸送に大きな影響を及ぼした。機能回復のための復旧にも多大な時間を要し、地域住民への影響は甚大なものとなった。道路については、地震発生の次の日1月2日から24時間体制で復旧対応が開始され、幹線道路は1週間後で約6割、孤立集落の解消には、約3週間を要したとされている。特に能登半島の地形的条件、道路が沿岸部に沿って存在し、また、沿岸部では被災箇所が多発したことから、それらの陸海空経由で実施された緊急復旧に大変な労力、時間を要したことが報告されている。まだ、水道・電力などのライフラインについては、復旧にさらに多くの時間を要する地域もあることなどが報告されている。

このように、震災時においては、インフラ施設の構造物の機能停止の影響は甚大であり、特にその機能停止の期間が長引くことの影響は、地震の発生直後の避難、緊急対応のみならず、被災地の住民の生活や職業への影響は多大であることが認識される。仮に被災が発生したとしても、その継続時間が短期であれば、その影響という観点では大きなものにはならないため、構造物・施設等においては、その影響を最小化可能な構造を目指す必要があると考えられる。

さて、現状の耐震設計コンセプトを踏まえた上で、「ダメージフリー構造の意義・必要性」であるが、想定を超えるような外力に対しても、ねばり強く抵抗し、仮に損傷が発生してもその状態を的確に検知・

診断し、そして容易に修復可能であるというインフラ構造物を実現し、インフラ構造物の有する役割・機能・性能の負の変化（低下・喪失・影響）を防止する、あるいは、従来に比較して大幅に最小化可能な構造機構を合理的に実現することによって、大規模地震時の地域への社会的・経済的影響を最小化することが可能になると考えられ、これがダメージフリー構造の必要性となる。

ダメージフリー構造を実現する上では、どのような観点について定量的に着目すべきか議論のあった指標キーワードについて以下に示す。また、図-2.2.4は、ダメージフリー構造のコンセプトの指標キーワードとカテゴリー区分を示したものである。ここでは、Impact, Functionality, Resistance, Repairability, Adaptability を挙げた。図-2.2.5に示すように、Impact は影響度の大きさの総合指標であり、これを最小化するために、Functionality, Resistance, Repairability と関連して評価される。また、それぞれの指標を定量的に考慮し、その上で、ダメージフリー構造が保持すべき指標のカテゴリーを選択することが考えられる。Adaptability は、地震作用のみならず、外力の種類（地盤震動、地盤変位、津波、洪水、高潮、斜面崩壊等）や外力作用（同時複合・連続）、そして想定レベルを超える超過度合いに対する適応性を意味している。

- **Impact** : 損傷・機能損失の影響レベル（経済損失、人命への影響）
（都市部、地方部、経済圏におけるネットワークなど地域の特性に応じた影響度）
- **Functionality** : 機能性レベル（影響なし、使用限定（車線・重量規制）、使用不可）
- **Resistance (Damage)** : 抵抗性（損傷）レベル（損傷：可逆性確保、損傷レベル1～2、終局限界）
- **Repairability** : 修復・復旧性レベル（機能応急回復、耐久性確保）
（応急不要・軽微、応急支保工、応急適用不可）
- **Adaptability** : 外力への適応性レベル（マルチハザード/オールハザード適合）

ダメージフリー構造には、ダメージ完全フリーから、ダメージ軽減構造もあるという議論もあったところであり、損傷に伴う機能低下・喪失、経済損失を低減するために、被害の最小化と迅速復旧を実現する構造である。想定を超えるような外力に対しても、ねばり強く抵抗し、仮に被害が発生してもその状態を的確に検知・診断し、そして容易に修復可能な構造であり、地震の影響にセンシティブではない構造、そして、冗長性（リダンダンシー）に富む構造などの機能を有する構造が含まれる。

(WG 1)

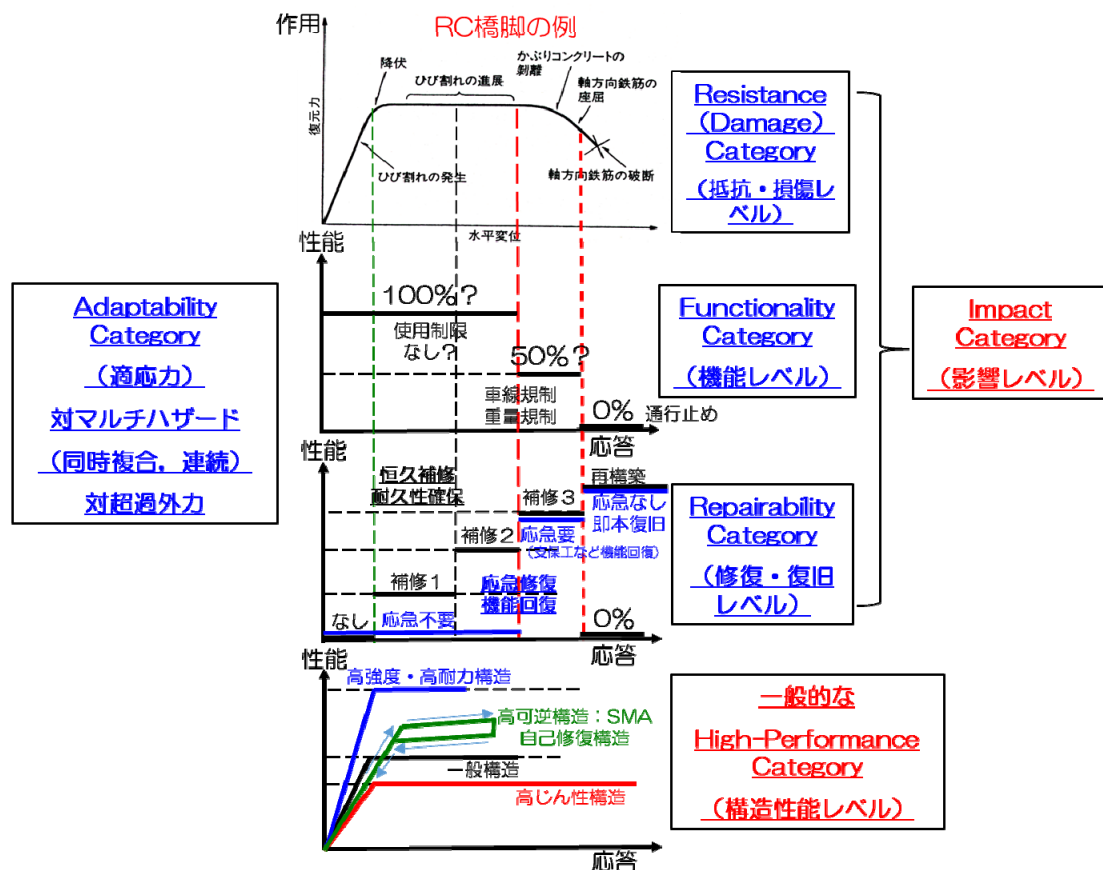


図-2.2.4 ダメージフリー設計のコンセプトキーワードとカテゴリー

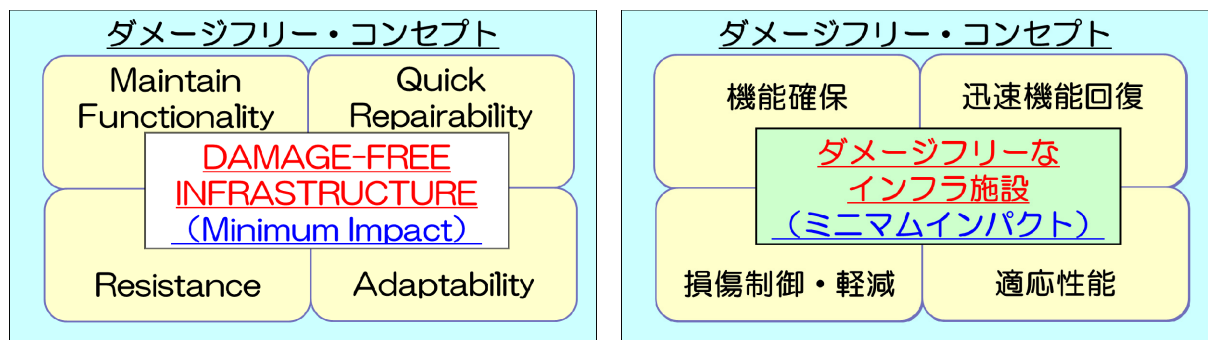


図-2.2.5 影響を最小化するダメージフリー構造のコンセプトキーワード

参考文献

- 2.2.1) 中央防災会議防災基本計画：<https://www.bousai.go.jp/taisaku/keikaku/kihon.html>, 1995
- 2.2.2) 中央防災会議：東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会について,
<https://www.bousai.go.jp/kaigirep/chousakai/tohokukyokun/index.html>, 2011.
- 2.2.3) 道路法：<https://elaws.e-gov.go.jp/document?lawid=327AC1000000180>
- 2.2.4) 道路構造令：<https://elaws.e-gov.go.jp/document?lawid=327CO0000000479>
- 2.2.5) 道路構造令施行規則：<https://elaws.e-gov.go.jp/document?lawid=346M50004000007>
- 2.2.6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.
- 2.2.7) 鉄道営業法：<https://elaws.e-gov.go.jp/document?lawid=133AC0000000065>
- 2.2.8) 国土交通省令第百五十一号：鉄道に関する技術上の基準を定める省令：
<https://elaws.e-gov.go.jp/document?lawid=413M60000800151>
- 2.2.9) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説, 2012.
- 2.2.10) 建築基準法：<https://elaws.e-gov.go.jp/document?lawid=325AC0000000201>
- 2.2.11) 建築基準法施行令：<https://elaws.e-gov.go.jp/document?lawid=325CO0000000338>
- 2.2.12) 住宅の品質確保の促進等に関する法律：<https://elaws.e-gov.go.jp/document?lawid=411AC0000000081>
- 2.2.13) 原子力基本法：<https://elaws.e-gov.go.jp/document?lawid=330AC1000000186>
- 2.2.14) 原子力規制委員会：原子力安全規制, 安全審査指針等, 発電用原子炉施設に関する安全審査指針等, 原子力発電所の耐震設計審査指針の改定,
https://atomica.jaea.go.jp/data/detail/dat_detail_11-03-01-30.html
- 2.2.15) 西川孝夫：原子力発電施設の耐震設計, 日本原子力学会誌, Vol. 53, No. 3, 2011.
- 2.2.16) LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, 9th Edition, 2020
- 2.2.17) SEAOC (Structural Engineers Association of California): Vision 2000 Committee, Performance Based Seismic Engineering of Buildings, 1995
- 2.2.18) 社会資本整備審議会 道路分科会：基本政策部会 (第 57 回),
https://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/road01_sg_000322.html,
<https://www.mlit.go.jp/common/001152385.pdf>
- 2.2.19) 国土交通省：高速道路における安全・安心基本計画,
<https://www.mlit.go.jp/report/press/content/001307543.pdf>
- 2.2.20) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社, 本州四国連絡高速道路株式会社:2024 年 1 月 13 日高速道路における耐震補強対策の効率的な進め方に関する検討委員会の実施について, <https://www.w-nexco.co.jp/emc/emcpdfs/20240113174424-01.pdf>

2. 3 既往のデザインコンセプト

2. 2に示した要求性能レベルを達成、あるいは、拡張するために、これまでさまざまな設計コンセプトが提案されている。中には、設計レベルを超える外力も想定した対応コンセプトも提案されている。耐震コンセプトによって達成する目標や指標に応じて、対象とする外力範囲や構造物の挙動制御が異なることになる。

本節では、これまでに構造設計の1つとして提案されている既存の耐震設計コンセプトや危機管理コンセプトのうち、以下について整理するとともに、本小委員会を対象とするダメージフリーコンセプトとの違いについて整理する。

- 1) Seismic Design (L1 地震動, L2 地震動) (2 段階耐震設計法)
- 2) Damage Control Design (Capacity Design) (損傷制御設計)
- 3) Resilience Concept (レジリエンス)
- 4) Anti-Catastrophe Concept (危機耐性)
- 5) Collapse Control Design (崩壊制御設計)

(1) 2 段階耐震設計法

2 段階耐震設計法は、前述の通り、平成 7 年 7 月に中央防災会議において設定された構造物・施設等の耐震設計に当たって考慮すべき地震動としては、供用期間中に 1~2 度程度発生する確率を持つ一般的な地震動、発生確率は低いが直下型地震又は海溝型巨大地震に起因する更に高レベルの地震動とされ、それぞれの地震動に対して構造物・施設等の基本的な目標とするパフォーマンスとしては、それぞれ、一般的な地震動に際しては機能に重大な支障が生じないこと、高レベルの地震動に際しても人命に重大な影響を与えないこと、とされた。

道路橋については、現況のパフォーマンスマトリックスの基本は、前述表-2.2.1 に示した通りであるが、こうした考え方は、1995 年の兵庫県南部地震後に中央防災会議から構造物・施設等に対する 2 段階設計法が提示される以前の 1980 年道路橋示方書で変形性能の照査法として導入され、1990 年道路橋示方書においては考慮すべき地震動と構造物が満足すべき性能を明確化して具体的な照査が可能な設計法として初めて規定されており、これが 2 段階設計法の先駆けといえる。1990 年の道路橋示方書では、中規模地震に対して健全性の確保、1923 年関東地震のような大規模地震に対しては落橋などの致命的な被害を防止することとされ、鉄筋コンクリート橋脚の塑性域の変形性能を考慮した設計法である「地震時保有水平耐力法」がすべての橋脚に対して適用されることとなった。その後、1995 年の兵庫県南部地震による甚大な被害に鑑み、1996 年に改定された道路橋示方書では、考慮すべき地震動として 1923 年の関東地震のようなプレート境界型のみならず 1995 年兵庫県南部地震のように内陸直下で発生する M7 クラスの地震動が追加されるとともに、適用すべき構造部材も鉄筋コンクリート橋脚だけではなく、鋼製橋脚、基礎、支承など橋を構成する部材すべてに適用されることとなり、損傷メカニズムに応じた設計法として展開し、現在に至っている。

こうした 2 段階設計法における外力作用と構造物の応答、変形の関係を示したのが図-2.3.1 である。ここでは、通常考慮されるレベル 1 (L1) 地震動、レベル 2 (L2) 地震動とともに、それを超える地震動作用としてレベル 3 (L3) 地震動とし、これらの作用を受けた場合の変形の進展状況とそれに対する設計方法を示している。

まず、曲げ破壊型のねばりを有する鉄筋コンクリート橋脚のような部材を有するじん性設計については、一般に、L1 地震動に対して弾性範囲内、L2 地震動に対しては、許容塑性変形範囲内として設計される。

L2地震動よりも強いL3地震動が作用した場合には、塑性変形が進展するため、これに対応するためには、より高いじん性構造、あるいは、変形を抑制するためにより高い耐力構造が必要になる。

次に、せん断破壊型の鉄筋コンクリート橋脚のような変形性能を期待できない部材の場合には、脆性的な破壊は構造物全体の崩壊につながり、人命や周囲への影響が大きくなる可能性が高くなるため、こうした破壊モードは許容できないとすると、これに対応するために、L1、L2、L3地震動それぞれに対して所要の耐力を確保可能なより高い耐力構造が必要になる。もちろん、変形性能を確保できるように曲げ破壊型になるように構造変更、配筋変更することは基本となる。

免震構造のうち、例えば、ゴム系の免震支承と曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚を有する構造物の場合、一般にゴム系支承が変形に対して2次剛性を有するため、L1地震動では支承や橋脚ともに弾性範囲内、L2地震動では、支承は破断に対する所要の安全性を確保可能な変形性能の範囲内、そして、橋脚については、免震支承に変形が集中し免震機構である長周期化と高減衰化を実現可能な範囲で若干の塑性変形を考慮する範囲内とされている。L2地震動を超えるL3地震動に対しては、単純には橋脚の耐荷力までは支承の荷重と変形が進展するが、これを超えると、支承と橋脚間の耐力バランスと慣性力伝達機構から、橋脚の変形のみが進展することになる。支承と橋脚の耐力特性の大小関係に応じて、支承と橋脚の変形が段階的にシフトすることになる。例えば、免震支承の2次剛性がほぼ0になるようなすべり系支承の場合、橋脚に伝達する荷重がカットされるため、その荷重で橋脚の変形は進展しないが、地震動が強くなると、支承の変形量のみが増大するようになる。

以上、2段階設計法では、荷重に応じた構造部材の耐力や変形を制御するが、この考え方のもとで、ダメージフリーを目指すとするれば、それぞれ、じん性や耐力を高めた、高じん性構造、高耐力構造が必要となる。また、免震構造は、支承や橋脚の抵抗メカニズムとその負担量の制御によって、マルチな部材位置での変形吸収機構に結び付ける可能性があり得る。

(運上 茂樹)

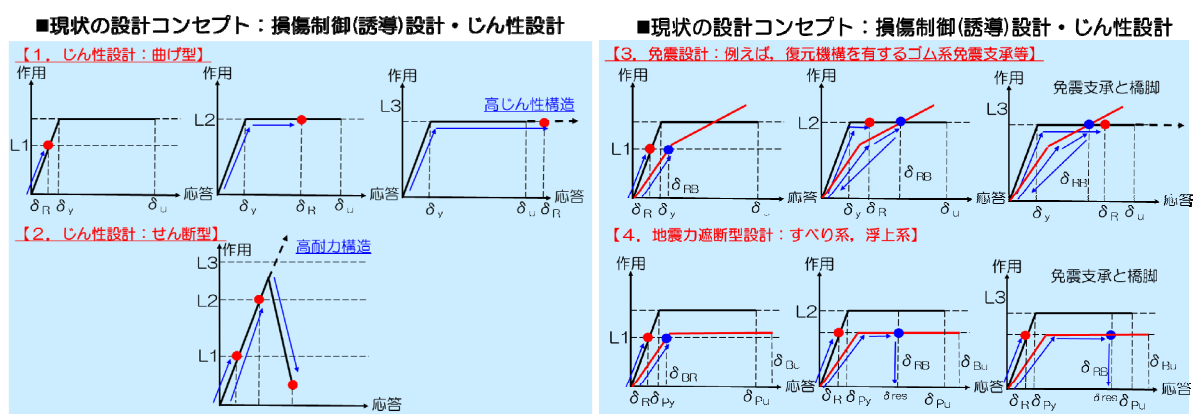


図-2.3.1 2段階耐震設計法における荷重と変形の関係と超過地震力に対する対策

(2) 損傷制御設計

初期の耐震設計は、震度 0.2~0.3 程度を用いた震度法により、弾性論に基づき地震作用により構造物に発生する応力度を算出し、これが許容応力度以内になるように設計されてきた。これよりも大きな地震作用に対しては、非線形解析手法などを用いて損傷が進展するといった具体的な追跡が困難であったこともあり、材料などの降伏後の変形特性や終局強度を考慮すれば、大地震による相応の地震動に対しても抵抗できるのではないかとされてきた。

過去の被害地震による多くの被害経験を踏まえ、被害の発生要因の分析を行い、その部材の強度の向上や設計法の高度化が図られてきた。しかしながら、このようにして強化された部材の損傷は軽減される一方で、構造全体の中で次に弱点となる部材に損傷がシフトするという事象が発生してきた。図-2.3.2 は一例であるが、支承部の損傷例から支承部の強度を高めると、次には、支承部の取り付け部材、あるいは、支承が取り付け橋脚の方に損傷部位が変化するというものである。地震動の強さの上限を正確に推定できない現状では、設計で想定した地震力を超える地震力の作用は否定できず、単に損傷部材を強化することの繰り返しでは、設計者が想定する挙動を実現することが困難となることが明らかとなっている。

そこで、外力作用の大きさによらず、そもそも構造全体系として、地震動に対してどのような抵抗するのか、どのような損傷メカニズムを実現させるのかが重要になったものであり、これが損傷制御設計、Capacity Design の導入である。

損傷制御設計の考え方は、図-2.3.3 に示すように、地震力を受ける 1 本のチェーンとして模擬されて説明される場合が多い。橋梁構造物は、一般に上部構造重量が大きいトップヘビーの構造であるため、上部構造に作用する慣性力が支配的（もちろん、下部構造の慣性力が相対的に大きくなる場合もある）で、それが上部構造部材、支承部、橋脚などの下部構造、そして基礎、地盤と伝達、支持され、慣性力がこのような直列経路を介して伝達されることになる。このため、各部材のいずれに損傷が発生するかは、各部材の耐力に支配されることになり、逆にいうと、耐力の大きさを制御することにより、どの部材に損傷を誘導するかが実現できることになる。通常は、橋脚基部の曲げモーメントなどの断面力が大きくなること、交通機能を確保しながら点検による損傷確認と損傷時の修復も可能な場合が多いことから、橋脚に損傷を誘導できるようにして、橋脚部材を粘り強くするといった損傷モードが選択される場合が多い。その他、免震構造の場合には、支承部にも非線形挙動を期待したり、液状化地盤のような地盤の抵抗が低下してしまう場合には、基礎構造に非線形挙動を考慮する場合もあり、架橋条件、構造条件に応じて、橋脚以外の部材を含めた損傷モードが選択される。

なお、構造部材には強度のばらつきがあり、通常材料強度には下限規定はあるが、上限規定はない。一方、損傷制御を行い場合には、耐力の大きさによって影響を受けることになるため、過強度の状況を考慮するなど各部材の強度の信頼性評価が重要となる。また、損傷部材が 1 部材である場合は、構造全体の非線形挙動はその部材に支配されることになるため、1 自由度系を仮定し、エネルギー一定則などで応答値を推定する地震時保有水平耐力法の適用性も容易であり、従来は、損傷を 1 部材のそれも 1 か所に集中させる損傷制御設計が適用されてきた。

後述するが、1 部材内の複数箇所や複数の部材において、マルチにあるいはシームレスに、損傷分散、変形吸収する機構にして、各損傷位置の損傷程度を低下させ、1 部材での損傷制御よりも、格段に変形吸収性能を高めるという構造コンセプトもある。

(運上 茂樹)



図-2.3.2 地震による構造部材の損傷部位の変化

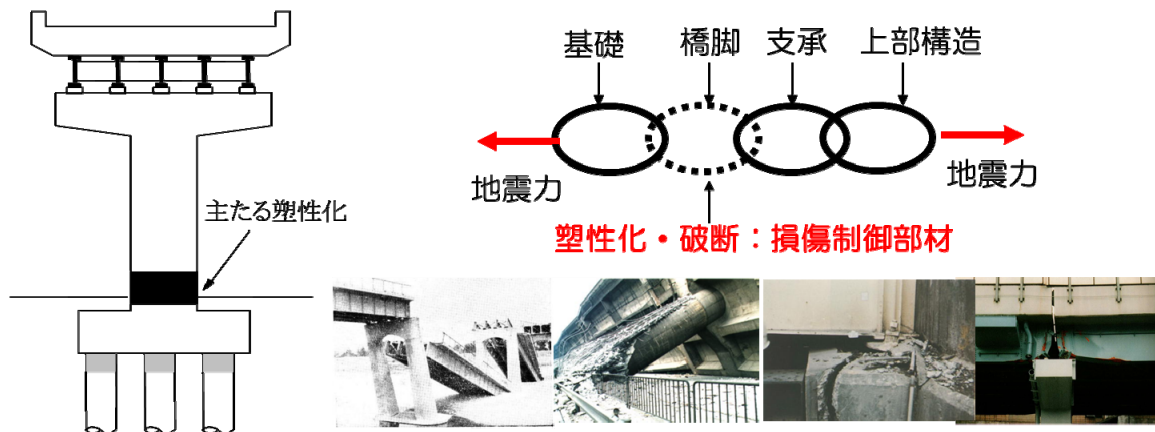


図-2.3.3 損傷制御設計コンセプト

(3) レジリエンス

2003 年 Bruneau らは、「コミュニティの地震レジリエンス」というコンセプトを導入し、これを定量的に評価することを取り入れた評価指標を提案している^{2.3.1)}。

以下に、レジリエンスの定義、定量化、次元ということで説明された部分を抜粋して示す。

Bruneau らは、コミュニティの地震レジリエンスについて、「地震による人命、傷害、経済損失の最小化と、生活の質の低下を最小化することを可能とする社会ユニット（地域や組織）の能力のこと」と定義している。地震レジリエンスを実現するためには、地震の発生時・発生後のコミュニティのインフラ施設（ライフライン、構造物等）の能力を強化すること、そして、災害前の機能あるいは他の許容可能なレベルに速やかに復帰できる有効な危機対応と復旧戦略を有することを強化することとされている。

レジリエンスは、災害などが発生した際にそのインパクトの変化を低減可能で、各種機能の低下の影響を吸収可能で、さらに速やかにそのインパクトから各種機能を元の状態に回復できるシステムの能力とされている。さらに具体的には、レジリエントなシステムについて、以下の3要素が示されている。

- 1) 破壊確率の低減
- 2) 破壊、人命の損失、被害、負の経済的・社会的結果の低減
- 3) 復旧時間の低減（特定のシステムや複数のシステムを通常機能レベルまでの復旧）

さらにこうしたコミュニティの地震レジリエンスを測定するために、コミュニティのレジリエンスの質を $Q(t)$ (t : 時間) として表し、 $Q(t)$ は 0~100% に変化し、100% はサービスレベルの低下が 0、0% はサービスレベルが 0 である。例えば、図-2.3.4 に示すように、地震が発生し、インフラ施設が被災すると、急激に $Q(t)$ が低下し、復旧作業が開始し、時間の経過とともに、徐々に機能が回復し、最終的には 100% に戻るといった評価が可能である。このため、Bruneau らは、こうしたコミュニティの地震レジリエンスは、インフラ施設の質の低下の時間経過の大きさを表す R というシンプルな地震レジリエンスの計測指標として定義し、定量化する方法を提案している。

$$R = \int_{t_0}^{t_1} [100 - Q(t)] dt$$

ここで、

R : レジリエンスの計測指標（見える化・相対評価）

$Q(t)$: 時刻 t におけるインフラの質レベル

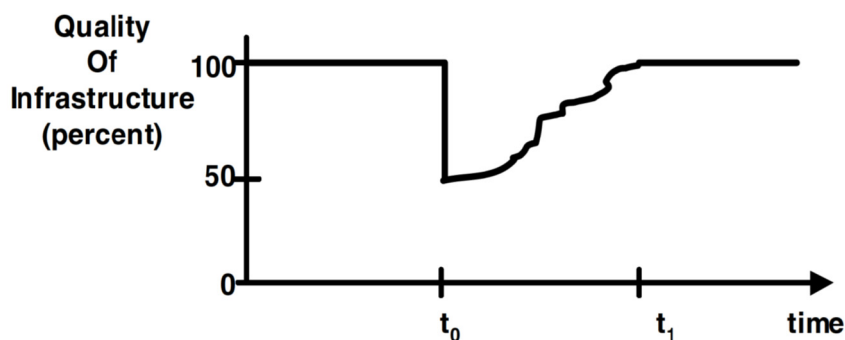


Figure 1. Measure of seismic resilience — conceptual definition.

図-2.3.4 地震レジリエンス指標の概念定義^{2.3.1)}

また、地震レジリエンスは、地震力作用に抵抗し、状況評価、緊急対応、有効な復旧戦略（破壊確率の低減、被害の軽減、復旧時間の短縮等）によって、物理システム・社会システムの能力として表すことができ、以下の特性（4R）から構成されることを示している。

- ・ロバストネス（Robustness）：あるレベルのストレスに抵抗し、機能低下を起こさないための要素、システム、あるいは他のユニットの強度や能力
- ・リダンダンシー（Redundancy）：要素、システム、あるいは他のユニットの代替性の程度、すなわち、機能低下が発生した際に機能要求を満足できる能力
- ・リソースフルネス（Resourcefulness）：要素、システム、あるいは他のユニットの機能低下を引き起こす条件に対して、問題を特定し、優先順位を決定、資源を動員可能な能力（資金的、物理的、技術的、情報などの材料や人的リソースを設定した優先順位やゴールに向けて適用できる能力）
- ・迅速性（Rapidity）：損失を抑制し、将来の機能低下を避けるために、タイムリーに優先順位に合致し、ゴールを達成する能力

（運上 茂樹）

（４）危機耐性

2011 年東北地方太平洋沖地震以降、危機耐性という考え方の導入が提唱されている^{2.3.2)~2.3.5)}。危機耐性とは、現状では必ずしも定義が定まっていはいないものの、概括すると「設計基準において照査の対象とされていない事象によって生じる危機にも耐える性質」である。この動きは、東北地方太平洋沖地震における原子力発電所事故や巨大津波被害などを設計で想定していなかったことに帰着させる考え方、すなわち「想定外」という考え方との訣別が大きな動機となっている。

危機耐性の考え方は、巨大地震に対して被害を完全になくすることはできなくても、社会への影響を小さくすべく最善を尽くそうとするものであり、技術者の責務であると考えられ、すでに設計基準類にも取り込まれつつある^{2.3.6),2.3.7)}。

危機耐性の定義について、表-2.3.1 にまとめる。これらのうち原子力テーマ委員会^{2.3.2)}の定義は、対象が原子力に絞られていることから異質であるが、その他は本質的な方向性は同様でありながらも差異を含んでいる。そこで、危機耐性において「対象とする事象」と「目標とする状況」に分けて整理する。

危機耐性について説明する場合、「対象とする事象」として設計用地震動を超える地震動を例示することが多い。これは、その存在や結果について最もイメージしやすいからである。しかし、いずれの定義も、対象を設計用地震動以上の地震動に留めず、地震動以外の設計で想定していなかった事象を含めている。対象とする事象をわかりやすく表現したものとして、図-2.3.4 に示す室野^{2.3.8)}の補集合の考え方がある。地震における全事象のうち狭義の耐震設計(いわゆる従来の設計照査)で制御ができない補集合の部分を危機耐性の対象事象としたものである。また、武田・西村^{2.3.10)}は、設計で想定していなかった事象を指す言葉として、原子力関連施設に関して用いられている「BDBE (Beyond Design Basis Event = 設計基準外部事象)」という用語を用いている。これは、本田ら^{2.3.3)}や本田^{2.3.11)}の定義にある「想定」という言葉を用いた場合、設計基準策定時において明示されていないものの考慮されている「想定」と、設計時における設計者の「想定」の両者の間で混乱を招くことを危惧したためとされており、性能橋梁委員会^{2.3.9)}でも用いられている。本項においても、設計で想定していなかった事象を指す言葉として、BDBE を用いることとする。

BDBE の具体的内容については、設計用地震動を超える地震動のほか、「免震デバイスが十分に機能しない、材料強度の不均質性が大きい、経年劣化により局所的に脆弱な部位が生じる、地盤条件の空間的ばらつきが大きい等、設計時に想定していなかった様々な事象」などの例が挙げられている^{2.3.3)}が、土木構造物共通示方書^{2.3.7)}は表-2.3.2 のように分類したうえで示されている。

一方、「目標とする状況」について、構造物あるいは社会がどのようにあるべきかということは、様々な BDBE を考慮する上ではあいまいにならざるを得ない面がある。このような中で、性能橋梁委員会^{2.3.9)}では、「構造物が崩壊することは受容しなければならない」としたうえで、「人命の喪失、財産の喪失、交通ネットワーク機能の喪失、2 次被害、社会経済的損失」など社会への影響を低減することを目標としている。一方、本田^{2.3.11)}は「社会としてのレジリエンス」を目標としている。「レジリエンス」という用語は、もともとは心理学で用いられていた用語である^{2.3.9)}ことから地震工学上の定義は定まっていなかったが、内閣府は「災害をもたらす外力からの「防護」にとどまらず、国や地域の経済社会に関わる分野を幅広く対象にして、経済社会のシステム全体の「抵抗力」、「回復力」を確保すること」^{2.3.12)}としている。このレジリエンスを検討する上で欠かせない考え方とし、(3) に示す Bruneau ら^{2.3.1)}の"Resilience Curve"がある。時刻 t に発災した後のインフラ性能を概念的に表したものであり、 $R(\text{loss of resilience})$ によりレジリエンス性能を評価しようとするものである。本田^{2.3.11)}も一つの指標として取り上げている。なお、「危機耐性」と「レジリエンス」の関係については、議論が定まっていなかったが、重なる部分が多いものの異なる

ものであると考えられる。異なる点は、1)「危機耐性」は破滅的な状況に陥ることの回避に主眼が置かれており必ずしも短期での回復を目指していない点、2)「レジリエンス」はBDBEのみならずDBE(Design Basis Event = 設計基準内部事象)も対象としているのに対し「危機耐性」は相当に深刻な状況を対象としているという点、の2点である。

このような危機耐性は、本小委員会におけるダメージフリーの一部ということができる。すなわち、「構造物等の有する役割・機能・性能」の負の変化（低下・喪失・影響）のうち、特に大きなものに着目して、その程度を社会への影響が限定的になるようにする考えである。

(武田 篤史)

表-2.3.1 危機耐性の定義

出典	定義
原子力テーマ委員会 ^{2.3.2)}	安全性が損なわれたとしても原子力発電所のシステム全体として危機的な状況に至る可能性を十分に小さくする性能
本田ら ^{2.3.3)}	狭義の設計段階で想定していなかった事象においても、構造物が、単体またはシステムとして、破滅的な状況に陥らないような性質
室野 ^{2.3.8)}	地震における全事象に対して、狭義の耐震設計で制御可能な事象については性能を確保しつつ（つまり従来の耐震設計を実施することは前提としながら）、狭義の耐震設計で制御ができない補集合の部分を検討すること
性能橋梁委員会 ^{2.3.9)}	以下の3項目の実施により付与されるもの ① 設計地震動を超える地震動や、地盤変位、斜面崩壊、その他の作用が発生することを認識する ② 作用が設計で想定した範囲内かどうかにかかわらず、経時劣化、上載物、周辺環境などの影響により、設計計算で想定した応答を上回る可能性や想定した抵抗を下回る可能性があることを認識する ③ 前記の作用・応答・抵抗が設計範囲外であったことにより崩壊へ至るプロセスを考慮し、社会への影響がより小さくなるように配慮すること
武田・西村 ^{2.3.10)}	BDBEに対しても、社会への影響をより小さくする性質
本田 ^{2.3.11)}	十分な耐災害性能を有する構造系が、何らかの理由により、想定範囲を逸脱する状態になった場合にも、社会としてのレジリエンスに資することができるようにするための品質
土木構造物共通示方書 ^{2.3.7)}	想定外の事象が発生し、それにより社会に及ぼす影響が破局的な状態に至る可能性が十分に小さいという状態に対応する性能

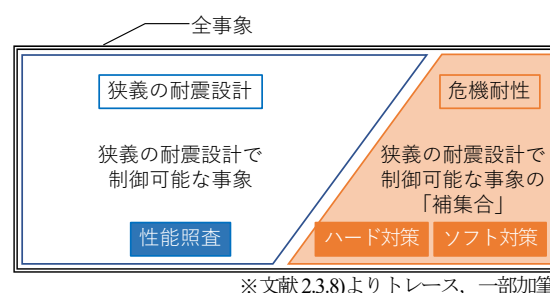


図-2.3.4 室野による補集合の考え方^{2.3.8)}

表-2.3.2 BDBE の例^{2.3.7)}

分類	想定外の事象の例	
作用	地震動の性質	強さ，継続時間，振動特性，位相特性，回数
	地盤の変状	断層変位，地盤沈下，地盤変位，斜面崩壊，地下水位の変動
	性能評価を行わない作用	津波，火山の噴火，火災，衝突，作用の複合・重畳
	荷重条件の変化	活荷重の変化，使用頻度の変化，管内圧の変化，管内流速の変化
	気象条件，海象条件	台風，豪雨，強風，竜巻，潮汐，高波，気候変動
	耐久性への影響因子	越波飛沫，飛来塩分，凍結防止剤，もらい錆，異種金属腐食，酸性雨，噴出ガス，紫外線，温度
応答	材料劣化	剛性変化，断面減少
	周辺環境の変化	付属構造物，地形
	性能評価で考慮しきれない不確定性	地盤条件の不確定性，材料剛性の不確定性，設計モデルの不確定性，耐久性への影響因子に対する応答の不確定性，施工や維持管理の不確定性
抵抗	材料劣化	強度低下，断面減少
	性能評価で考慮しきれない不確定性	地盤条件の不確定性，材料強度の不確定性，設計モデルの不確定性，耐久性への影響因子に対する抵抗の不確定性，施工や維持管理の不確定性
状態	構造物の倒壊・破壊，特定の構造部材の破壊，過大な応答変位，過大な残留変位	

(5) 崩壊制御設計 (Collapse control Design)

BDBE (Beyond Design Basis Event = 設計基準外部事象)を考慮した場合、構造物が崩壊する可能性が残ることは受容しなければならない。しかし、その崩壊する様態を制御することで、社会への影響を低減することは可能である。この崩壊様態の制御は、コラプスコントロールデザイン(崩壊制御設計)と呼ばれ、危機耐性を実現するための一方策として提案されている^{2.3.13)}。

コラプスコントロールは、従来より用いられているダメージコントロール(損傷制御)とは明確に異なるものである。ダメージコントロールは、崩壊に至らないことを目的として、損傷箇所と損傷度合を制御しようとするものである。一方、コラプスコントロールは崩壊が生じ得ることを前提として、崩壊するときの様態を制御しようとするものである。

コラプスコントロールを実現する方策としては、図-2.3.5に示す自重補償構造^{2.3.14)}や、図-2.3.6に示す倒壊方向制御^{2.3.15)}などが提案されている。また、建築構造物に関しては、ピロティ構造のソフトランディング補強^{2.3.16)}が提案されている。しかし、全体としては検討の緒についたところであり、具体的なコラプスコントロールの技術について、より活発な技術開発が望まれる。

一方で、設計基準の中にはコラプスコントロールを促す記述がある。鉄道標準においては、構造物の破壊形態を確認するための解析として、「構造物の破壊形態を確認するとともに、構造物が破壊に至るまでの過程を詳細に求める解析」が規定されている^{2.3.17)}。本解析の目的として、「構造物が終局に至るまでの過程をより粘り強い破壊形態にして脆性的な破壊を防ぐことで、設計地震動を超えるような地震に対しても、破滅的な被害の可能性を低減すること」と、「構造物の復旧性を考える上で、杭等の基礎部材や支承部よりも、比較的補修が容易な柱等を先行降伏させるなどの配慮が必要となるが、構造物の破壊形態を確認するための解析を実施して終局に至るまでの過程を把握して、より補修が容易な箇所に損傷を集中させるような設計を行うこと」があげられている。

コラプスコントロールに関しては、2016年熊本地震の被害から学ぶことも可能である。阿蘇長陽大橋は、図-2.3.7に示すように、大規模な地滑りにより橋台が移動沈下して支点としての機能を失ったが落橋には至っていない。これは、片持ちとなっても崩壊しない余力が上部構造にあったからである。おそらく、危機耐性を考慮しての余力ではなく、架設時に必要な性能から生じたものと考えられるが、このことは、コラプスコントロールにも応用が可能である。すなわち、連続橋において、いずれかの支点を除去しても崩壊しない性能を上部構造に与えておけば、いずれかの下部構造や支承が崩壊しても落橋には至らず、社会への影響をより小さくすることができる。

(武田 篤史)

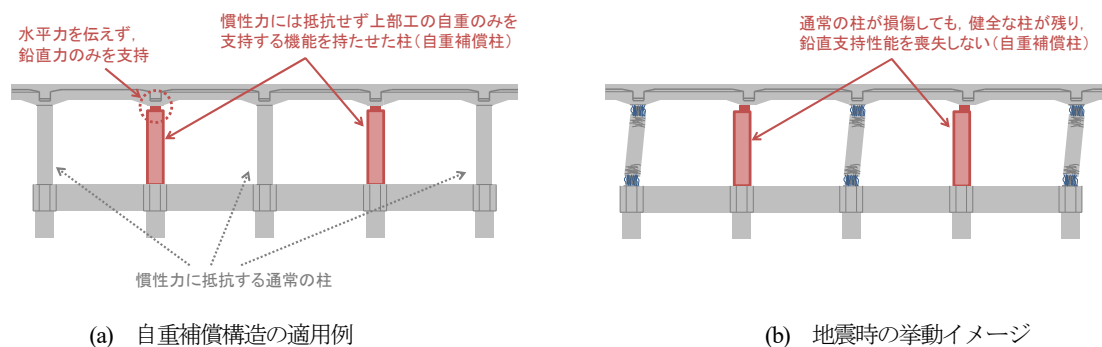


図-2.3.5 自重補償構造^{2.3.14)}

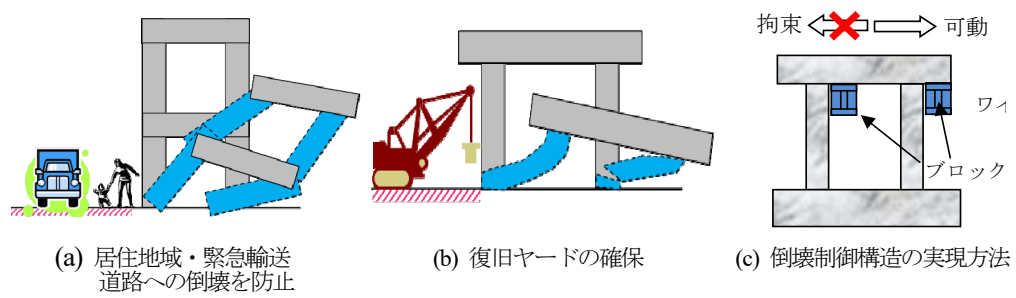


図-2.3.6 倒壊方向制御構造のイメージ^{2.3.15)}



図-2.2.7 阿蘇長陽大橋の被害

参考文献

- 2.3.1) Michel Bruneau, et. al.: A Framework to Quantitatively Assess and Enhance the Seismic Resilience of Communities, Earthquake Spectra, Volume 19, No. 4, pages 733-752, November 2003
- 2.3.2) 土木学会 東日本大震災フォローアップ委員会 原子力安全土木技術特定テーマ委員会原子力土木委員会：原子力発電所の耐震・耐津波性能のあるべき姿に関する提言（土木工学からの視点），2013
- 2.3.3) 本田利器，秋山充良，片岡正次郎，高橋良和，野津厚，室野剛隆：「危機耐性」を考慮した耐震設計体系－試案構築にむけての考察－，土木学会論文集 A1，Vol. 72，No. 4，pp. I_459-I_472，2016
- 2.3.4) 高橋良和，秋山充良，片岡正次郎，本田利器：国内外の道路橋の設計指針に見られる「危機耐性」の分析，土木学会論文集 A1，Vol. 72，No. 4，pp. I_821-I_830，2016
- 2.3.5) 野津厚，室野剛隆，本山紘希，本田利器：鉄道・港湾構造物の設計指針と「危機耐性」，土木学会論文集 A1，Vol. 72，No. 4，pp. I_448-I_458，2016
- 2.3.6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，2012
- 2.3.7) 土木学会：土木構造物共通示方書，2023
- 2.3.8) 室野剛隆：耐震標準の概要と改訂のポイント，基礎工 特集鉄道設計標準（耐震・基礎・土留め）の改訂，Vol. 41，No. 5，pp. 11-16，2013
- 2.3.9) 土木学会 地震工学委員会 性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会：性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会 活動報告書，2018
- 2.3.10) 武田篤史，西村隆義：橋梁耐震への危機耐性導入に関する一考察，土木学会論文集 A1，Vol. 75，No. 4，pp. I_688-I_700，2019
- 2.3.11) 本田利器：危機耐性を指向した耐震設計の実装に向けた考察，土木学会論文集 A1，Vol. 74，No. 4，pp. I_1078-I_1086，2018
- 2.3.12) 内閣府：平成 25 年版 防災白書，2013
- 2.3.13) 武田篤史，西村隆義：橋梁耐震への危機耐性導入に関する一考察，土木学会論文集 A1，Vol. 75，No. 4，pp. I_688-I_700，2019.
- 2.3.14) 西村隆義，室野剛隆，本山紘希，五十嵐晃：危機耐性を高める自重保障構造の提案と成立性，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.70，p.I-145，2015.
- 2.3.15) 齊藤正人，室野剛隆，本山紘希：地震時における構造物の倒壊に対する危機耐性機構の一考察，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.70，p.I-144，2015.
- 2.3.16) 中村聡宏，勅使川原正臣，渡邊友雄，仲村崇仁，楠浩一，福山洋：ソフトランディング耐震補強実用化に関する実験的研究 ソフトランディング補強用免震装置を設置した柱の性能確認実験，構造工学論文集，Vol.55B，pp.345-350，2009.
- 2.3.17) 国土交通省鉄道局 監修 （公財）鉄道総合技術研究所 編：鉄道構造物設計標準・同解説 耐震設計，丸善出版(株)発行，2012.

2. 4 本小委員会で目指す地震被害軽減のためのコンセプトの定義

(1) ダメージフリーコンセプト

我が国では、南海トラフの巨大地震、首都直下地震をはじめとし、全国において大規模地震の発生の切迫性が指摘されている。社会インフラ構造物は、震災時には、避難、救援、復旧等のために不可欠の施設である。2024年1月1日に発生した能登半島地震でも、地方における地震被害の影響の大きさが改めて認識されたところである。このため、想定を超えるような超過地震力に対しても、ねばり強く抵抗し、仮に被害が発生してもその状態を的確に検知、診断し、そして容易に修復可能な構造の実現が求められている。そして、その結果として、人命への影響、社会経済への影響を最小化することが求められる。

2013年12月に制定された「国土強靱化基本法」では、大規模自然災害に対し、「人命の最大限の保護」、「社会機能の維持、被害の最小化」、「迅速な復旧復興」が基本方針とされ、国としての地震対策が進められている。こうした基本方針に資する構造技術として、想定を超えるような超過地震力に対してもねばり強く抵抗、仮に被害が発生してもその状態を的確に検知、診断、そして容易に修復可能な構造の実現が求められている。

このように、想定を超える超過地震力に対して従来構造よりも数倍以上ねばり強くするためにはどのような構造機構にすればよいか、また、発生した損傷を検知し、構造物の継続使用可能性を的確に診断するためには構造物をどう構成し、どのような状態把握機構をビルトインすればよいか、が課題となる。

地震被害を受けない・受けにくい構造は、「ダメージフリー構造（地震の影響にセンシティブではない構造）」であり、地震作用の強度に比例させて構造物の保有性能を高めるというのが従来の構造設計における安全性確保の考え方であるが、図-2.4.1に示すように、新たな構造機構によって超過地震力をやりすぎ被害を受けにくくするというものである。構造物地点における精度の高い地震動評価が容易ではなく、超過地震力を想定しなければならない中、ねばり強く抵抗し、所要の性能を発揮させるための構造機構をどう具体的に実現できるかが課題である。

また、地震被害を受けた際に社会への影響を最小限にするためには、被災した構造物の機能を早期に復旧することが必須であり、そのためには、まずは迅速に構造物の損傷状況を正確に把握することが不可欠である。こうした構造コンセプトは、被害状況を自己検知・自己診断可能な構造機構である。従来から構造モニタリング研究が活発に進められてきているが、完成した構造物に対してどう測定すればよいかという従来の考え方ではなく、逆転の発想として、重要損傷が必ず測定、検知できるように構造機構自体をあらかじめ構成しておき、それを測定、検知することによって確実に診断、継続使用可能性を判断できるようにするというものであり、このために必要な構造物の構成方法、また、想定する損傷部位に対して、最小限のセンシング・システムで検知、診断するために必要な構造機構をどう具体的に実現できるかが課題である。

ダメージフリー構造の目的は、地震等外的作用による構造機能（結果として、人命/社会経済）への影響を最小化し、結果として、それを利用する人命や社会経済的な影響を最小化可能な構造技術であり、構造性能としては、図-2.4.2に示すように、従来の構造よりも設計で想定する地震力レベルを超過する範囲を含めて、構造機能すなわち耐荷性能を合理的に拡大可能な構造、そして、仮に被災しても構造物の機能を早期に復旧可能な構造を目指すものである。

(WG 1)

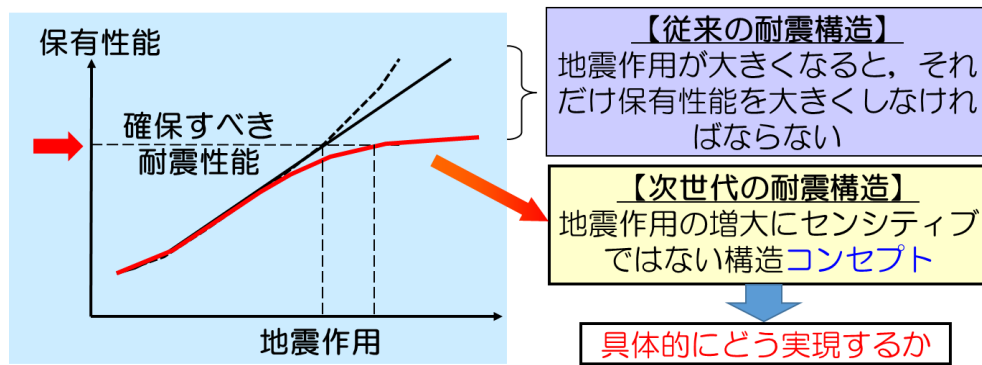


図-2.4.1 ダメージフリー構造（地震の影響にセンシティブではない構造）イメージ

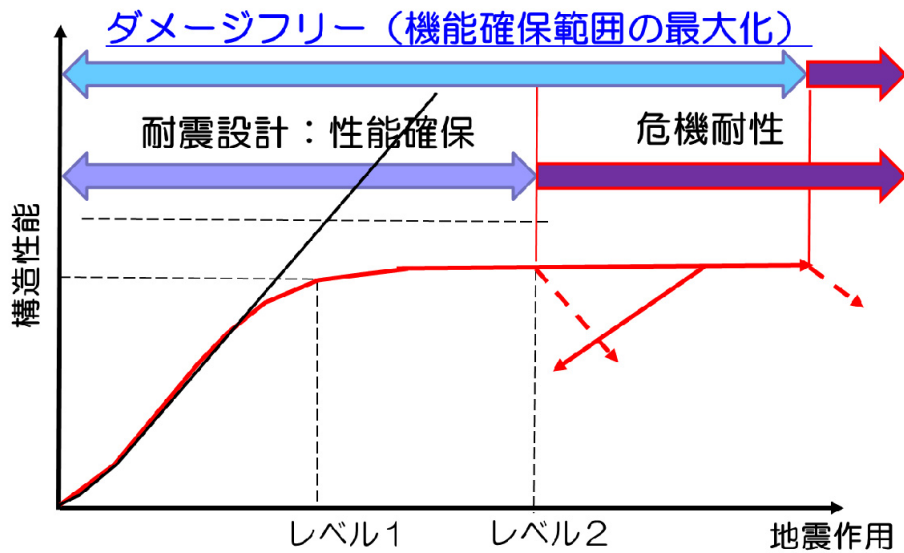


図-2.4.2 ダメージフリー設計が対象とする範囲

(2) 機能確保・損傷最小化・自己検知診断・適応性能を実現する構造技術：6S-Technologies

ダメージフリー構造は、「想定を超えるような外力に対しても、「構造物の有する役割・機能・性能」の負の変化（低下・喪失・影響）を防止する，あるいは，従来に比較して大幅に最小化可能な構造機構とその管理体制を意味する」とした。

従来のレベル1 地震動やレベル2 地震動の対象範囲領域を機能性確保の観点で格段に拡張可能な新構造技術として，それを実現するための新しい構造技術が必要とされる。

ダメージフリー構造に関連する研究は，国内外で多くの研究事例がある．例えば，2021 年に開催された第17 回世界地震工学会議（17WCEE）の発表論文からダメージフリー構造に関するキーワードを抽出すると，以下のようなものがあげられる。

- Damage-free, Damage avoidance, Low damage, Resettable, Enhance performance
- Self-centering, Re-centering (columns, beams, frames, braces, walls, foundations)
(energy dissipation functions, damping devices)
- Flag shape self-centering
- Connection System, resettable slide/slip joint
- Rocking columns/foundation
- New Isolation system: Multi rocking, Negative Stiffness, Multi-story isolation
- SMA
- Damage Detection (AI, Machine learning)
- ABC: Precast columns

本小委員会で検討を目指すダメージフリー構造として，構造物の機能性を格段に拡張可能な構造技術，そして，機能確保・損傷最小化・自己検知診断・適応性能を実現する構造技術として，「6S-Technologies」と呼ぶこととし，以下のように分類する。

6S-Technologies & 設計技術	
Self-Reliance	— 地盤震動から独立・分離した構造 (免震，遮断機構)
Super-Elasticity	— 超弾性構造（材料等）
Super-Ductility	— 超じん性構造 (損傷分散／損傷ステップ制御)
Super-Energy Absorption	— 超減衰構造・機構
Self-Diagnosis	— 自己損傷検知／Real Time健全性診断 (最小観測点のデータに基づくRT自動診断)
Self-Repairability	— セルフセンタリング機構（残留変形最小化） — 機能確保下で修復可能な構造（自立機構）

6S-Technologies & Design Methods	
Self-Reliance	- Independent from Ground Motion (Cut-off, Isolation (period-elongation))
Super-Elasticity	- Material (ECC, SMA, etc.)
Super-Ductility	- Materials (High Strength Concrete) - Multi-Absorber (Distribution) - Multi-Step (Step-wise absorption)
Super-Energy Absorption	- Material (Super High Damping)
Self-Diagnosis	- Realtime Damage Detection/ Condition Recognition Minimum sensing/monitoring using AI (Autoencoder), KF
Self/High-Repairability (No/Minimum repair works)	- Self-centering (Minimize residual displacement) Repairable/Replaceable member/Metabolism Easy/Accelerated site works (Maintain self-support function during repair)

図-2.4.3 ダメージフリー構造を実現する「6S-Technologies」

どのような技術が，上記「6S-Technologies」を実現可能か，以下にその事例として，いくつかの特に従来技術ではなく，新たな技術例について示す．なお，さらなる研究事例，開発事例は，後述第3章，第4章にまとめる。

1) Example 1: Self-Reliance

Self-Reliance は、地盤震動から独立・分離した構造で、免震構造や遮断機構を有する構造技術として分類している。ゴム系免震支承やすべり系免震支承を用いた免震構造はこれまで広く普及している。その中で、いくつかの新しい工法例について以下に示す。

【浮上式免震構造】

圧縮空気を利用した浮上式免震装置は、すでに戸建て住宅向けとして実用化されている。構造物の上部構造が地面から浮上して、地盤の動きを伝達しない、あるいは、緩和吸収することができれば、地震動の水平・鉛直方向ともにダメージフリー構造とできる可能性がある。また、地震動の遮断が可能になれば、上部構造の設計が簡素化できるため、設計期間の短縮にもつながるとされている。

【Fail-safe LRB】

図-2.4.4 に示す Fail-safe LRB は、鉛プラグ入り積層ゴム支承 LRB にすべり機構を直列に接続した装置であり、実際の免震建物に使用されている^{2.4.1)}。設計レベルを超える過大入力時にすべり機構が摺動を開始し、LRB の水平変形を抑制する。これにより、擁壁（橋台）への衝突、上部構造の過大応答、免震部材の損傷のすべての極限事象が回避可能になるシステムコンセプトである。

(三木 俊海)

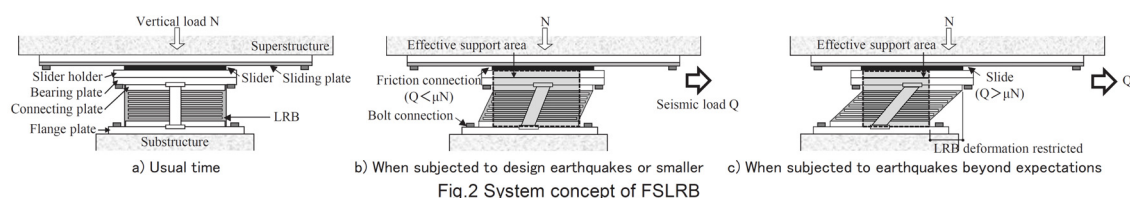


図-2.4.4 Fail-safe LRB のシステムコンセプト^{2.4.1)}

【ロッキング免震支承（トリガー機能付地震力遮断機構）】

免震構造は、長周期化と高減衰化が基本力学メカニズムである。長周期化のためには、ゴム系支承、すべり系支承の水平剛性の調整により、高減衰化はゴム材料の履歴減衰や付加的なエネルギー部材の設置、あるいは、すべり部の摩擦減衰などによって発揮される。図-2.4.5 に示すようなロッキング機構による免震構造も開発されており、ロッキングが開始するまでは、固定支持状態であり、支承の幾何条件で定まる水平力を超過するとロッキングを開始し、浮き上がりが発生すると剛性が低下し、長周期化を図るとともに、ロッキング振動による底面での衝突などによってエネルギー吸収を図る機構である^{2.4.2)2.4.3)}。ロッキング振動時は、自重による復元性能を有し、振動終了時には元の位置に戻る構造である。このため、トリガー機構を有する地震力遮断機構とされている。

(運上 茂樹)

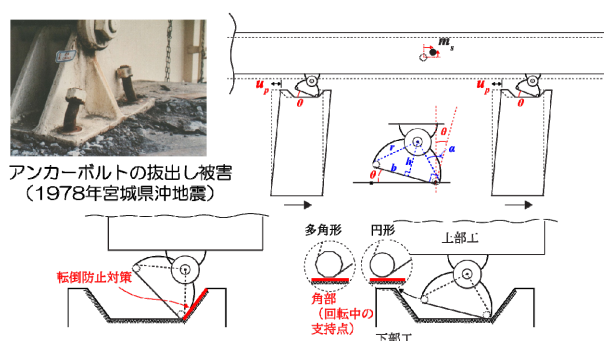


図-2.4.5 ロッキング機構による免震構造

2) Example 2: Super-Ductility

Super-Ductility は超じん性構造であり、従来より鉄筋コンクリート部材、鋼構造部材、基礎部材など各種構造部材の変形性能を大きくするための配筋方法や補剛方法などが研究開発されてきた。こうした構造部材の変形性能とともに、構造システムとして変形性能を拡大するための方法について、いくつかの新しい工法例について以下に示す。

【マルチ・アブゾーバ／マルチ・ステップ変形吸収機構】

「ダメージフリー構造」については、リダンダントでねばり強い構造を実現する新たな構造法として、従来の損傷制御構造を大幅に拡張可能性のある「マルチ・アブゾーバ変形吸収機構」および「マルチ・ステップ変形吸収機構」という考え方が提案されている^{24.4)}。

「マルチ・アブゾーバ変形吸収機構」とは、図-2.4.6に示すように、損傷を1部材のそれも1か所に集中させる従来の損傷制御構造から、1部材内の複数個所あるいは複数部材において、マルチにあるいはシームレスに、損傷分散、変形吸収する機構にして、各損傷位置の損傷程度を低下させ、変形吸収性能を格段に高めた構造を実現しようというコンセプトである^{24.5)}。

図-2.4.7は、その実現性を示す1つの実験例を示したものである。同一寸法、同一鉄筋量を有する鉄筋コンクリート部材2体の載荷実験から得られた荷重－変位関係（部材の抵抗特性）を比較しているが、その変形吸収性能が約2倍相違していることがわかる。同一鉄筋量でも鉄筋径をD10からD13に変化させると変形吸収性能が増大したというものである。太径鉄筋にするほど損傷域が拡大し、変形を吸収する損傷域の損傷程度が平均化され、大きな変形まで耐荷力を維持できるというメカニズムである。すなわち、能動的に損傷を分散させることによって、耐荷力を維持したままで変形吸収性能を効果的に高め、ねばり強さを大きく増大させることができるという証左である。

こうした変形吸収機構は、高品質、高耐久、そして現場施工期間を短縮可能な高生産性に資する、例えば、図-2.4.8に示すようなプレキャスト構造に有効に適用可能と考えられる^{24.6)}。

「マルチ・ステップ変形吸収機構」とは、異なる複数の変形吸収機構を構造物にビルトインし、それぞれの機能を段階的に制御・機能させながら、構造全体としての変形吸収性能を格段に高めるというコンセプトである^{24.7)}。図-2.4.6に示す各部材の性能を段階的に機能させる機構であり、強度が中程度のレベル1地震動に対しては部材1で、強度の高いレベル2地震動に対しては部材1と2によってなど、地震作用の強度レベルに応じて自動的にギアアップ・ギアダウンを行い、構造全体として変形吸収性能を高めようというコンセプトである。

(運上 茂樹)

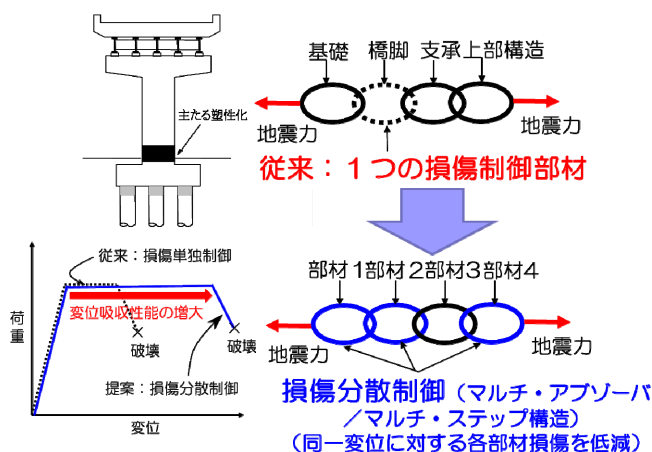


図-2.4.6 Super-Ductile 構造

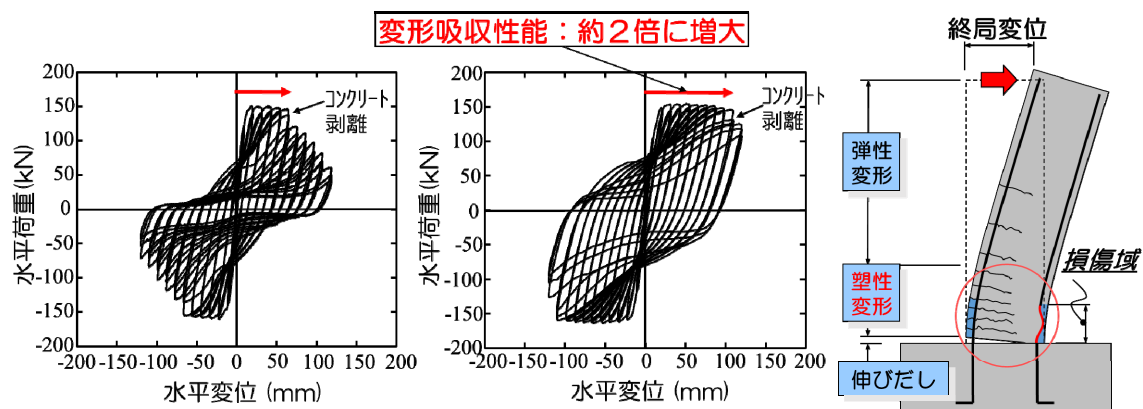


図-2.4.7 同一断面，同一鉄筋量を有するRC柱における変形吸収性能を増大させるメカニズム例

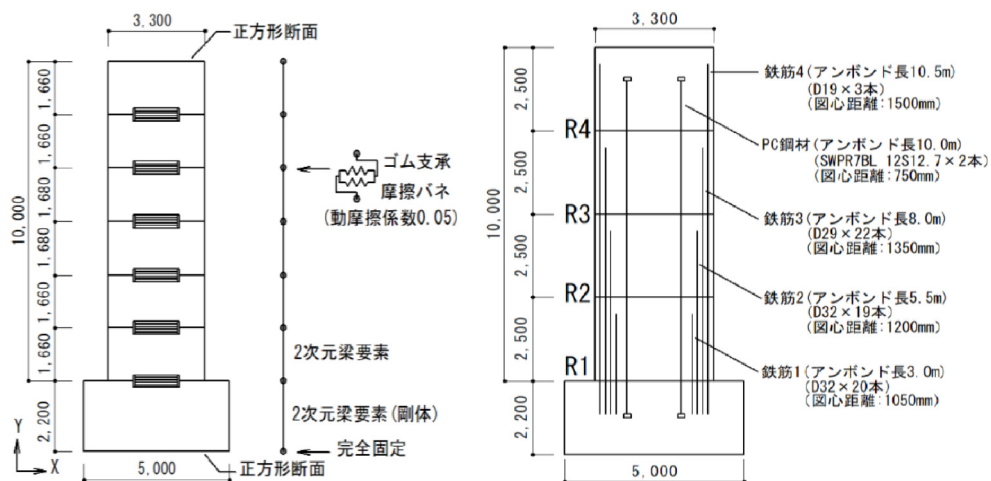


図-2.4.8 プレキャスト構造の橋脚部材に対するマルチ・アブゾーバ構造例^{2.4.5)}

3) Example3: Self-Diagnosis

Self-Diagnosis は 自己損傷検知／リアルタイム(RT)健全性診断機構を有する構造であり、大規模地震の発生時に、速やかに自己の損傷を検知、その後の使用可能性の決定のための健全性を判断可能な構造システムである。

近年、社会インフラの深刻な老朽化に伴い、省力化した上で適切に維持管理を行うために、構造状態を把握するモニタリング技術に関する研究が活発に行われている。モニタリングで常に議論となるのは、捉えた変化からどういう判断をするために、どの位置で何の物理量を計測するのか、またその必要計測精度はどの程度か、である。これをクリアにしなければ、構造物全体に多数のセンサーネットワークを配置したとしても、結果として診断が困難となる可能性が大きい。したがって、完成した構造物に対してどう測定すればよいかという従来の考え方から離れ、逆転の発想として、重要損傷が必ず測定、検知できるように構造機構自体をあらかじめ構成しておき、それを測定、検知することによって確実に診断、そして、継続使用可能性を判断できるようにしようというコンセプトなどが提案されている。

限定され確実に損傷が誘導される部材・部位に対し、最小限のセンサ・システムで損傷を検知し、その損傷程度を的確に診断する見守り機構「状態把握オブザーバ」を開発し、構造物の継続使用可能性を確実に判断できるようにするものである。構造安全上支配的となる重要部材にセンサあるいは計測に必要な端子をビルトインするとともに、損傷誘導部位の力学特性に応じて、損傷検知、損傷程度の評価が可能となる計測物理量として、変位量、ひずみ量、波動伝搬特性など、また、センサによる計測は、基本的に離散データにならざるを得ない。多数のセンサ設置が困難な場合も多いことから、最小の離散データから損傷部位全体の状態を把握するために、最小観測点データに基づく自動診断を可能とするセンサ・システムの最適化構築が必要になる^{2,4,7,24,8)}。さらに、観測データに基づく異常診断に対して、AI・機械学習を導入し、人間の目では判断できない程度の異常であっても抽出可能な手法も開発されつつある。

(運上 茂樹)

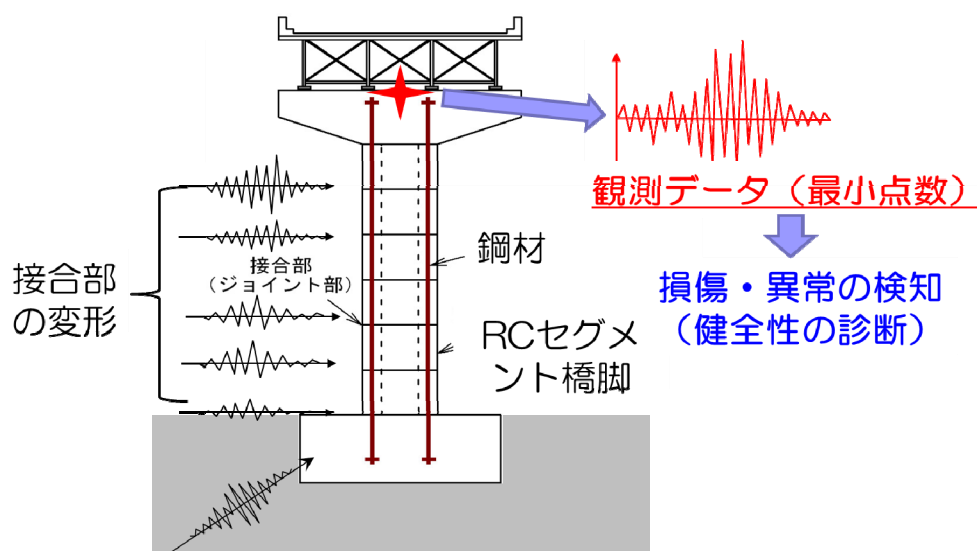


図-2.4.9 最小センサ配置による Self-Diagnosis 構造のイメージ

参考文献

- 2.4.1) 濱口弘樹, 和氣知貴, 山本雅史, 菊地 優: フェイルセーフ機構を備える鉛プラグ入り積層ゴム支承の実用化に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 749 号, 1009-1019, 2018 年 7 月
- 2.4.2) He, X. & Unjoh, S.: Development of rocking isolation bearing system (RIBS) to control excessive seismic responses of bridge structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 51, 2, pp. 369-392, 2022.2.
- 2.4.3) He, X., Unjoh, S., Yamazaki, S. & Noro, T. : Development of a bidirectional rocking isolation bearing system (Bi-RIBS) to control excessive seismic response of bridge structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 52, 10, pp. 3074-3096, 2023.8.
- 2.4.4) 高橋亮充, 運上茂樹: マルチ変形吸収機構の提案, 令和 2 年度土木学会東北支部技術研究発表会, 2021.
- 2.4.5) Xirui Li, Shigeki Unjoh: Experimental Investigation on the Seismic Behavior of Prestressed Precast Segmental Piers, 第 16 回地震工学シンポジウム (16JEES) , 2023.
- 2.4.6) Shinya Kondo, Shigeki Unjoh: Development Of Multi-Step Deformation Absorption Concept To Enhance The Seismic Performance Of Bridge Structures, 8th World Conference on Structural Control and Monitoring (8WCSCM), Orlando, FL, USA, 5-8 June, 2022.
- 2.4.7) He, X., Li, D. & Unjoh, S.: Joint state-parameter estimation for structures with seismic isolation and damping systems: Theoretical observability and experimental verification, *Mechanical Systems and Signal Processing*. 203, 110733, 2022.11.
- 2.4.8) He, X., Unjoh, S. & Li, D.: Unscented Kalman filter with performance recovery strategy for parameter estimation of isolation structures, *Structural Control and Health Monitoring*. 29, 12, e3116, 2022.12.

2. 5 ダメージフリーコンセプトに基づく設計論

ダメージフリーコンセプトを実現するためには、同時に、設計論の構築が不可欠となる。2. 3には、既往の構造設計論について整理したが、構造物が耐用期間内に受ける作用、外力を包含した設計法として、従来の性能ベースの設計法以外に、超過外力に対する設計法、マルチハザードを扱う設計法（地震、津波、洪水、火災、土砂災害等の複数ハザードや経年劣化などの同時作用）、レジリエンスを基本にした設計法：ライフサイクルレジリエンス評価方法、リスクベース設計法：要求性能の定量化（リスクの特定、評価式）、ライフタイム設計法：供用期間全体を通じた評価がある。

(1) 超過外力に対する設計法

理想的なダメージフリー構造には、設計の前提としてきた条件を大きく超えるような荷重（超過外力）に対してもロバストであることが求められる。超過外力が作用した際に構造物がどのような挙動を示すのか、これまでもプッシュオーバー解析で終局挙動を照査することが実施されてきた。 fragilityカーブを用いた構造物破壊のリスク評価にあたっては、地震動強度の増大にともなう破壊確率の変化を考える際に、超過外力の概念が自動的に入ってくる。また、漸増動的解析（Incremental Dynamic Analysis, IDA）^{2.5.1)}による構造物の耐震性評価にあたっては、設計地震動以上の地震動を考えることになる。しかし、これらは構造物の終局状態を把握することが主目的であり、超過外力に対して設計することと必ずしも等価ではない。超過外力に対して応答を計算するところは同じであるが、そこから構造物応答のロバスト性や、機能の担保について照査することが必要となる。

その際にまず考えなければならないのは、どの程度の超過外力を想定するかである。想定外のことを想定するという矛盾を内包することはやむを得ないが、ここではいくつかの考え方を紹介することとする。

一つは、過去に記録された地震波形の応答スペクトルよりも大きな応答スペクトルを持つ地震動を考える手法である。例としては、落橋防止構造設計ガイドライン（案）^{2.5.2)}で提案された終局照査用設計地震動が挙げられる。これは、代表的な国内外の断層近傍地震動の応答スペクトルを包含するよう作成された図-2.5.1に示す加速度応答スペクトルに適合するよう振幅調整された地震動であり、最大2G程度の地震波形となっている。同資料では、各地盤種別ごとに3波ずつ、計9波の時刻歴波形が示されている。

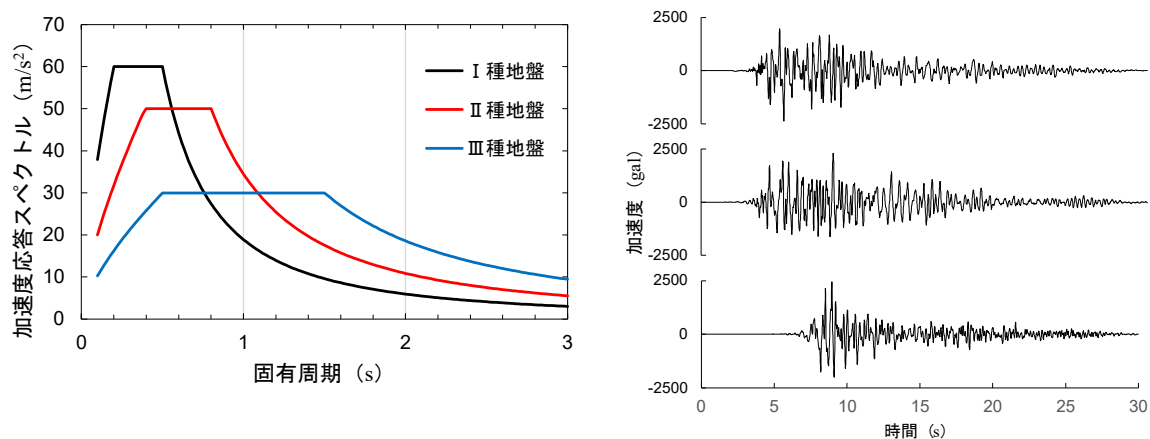


図-2.5.1 終局照査用標準加速度応答スペクトルと時刻歴波形の例^{2.5.2)}

また、超過外力に対する設計では、破壊確率など統計論的な取り扱いが必要となるものと考えられる。したがって、一つの波形ではなく、数多くの波形が必要になる場合がある。その例として、2011年から2020年に防災科学技術研究所の強震観測網^{2.5.3)}で観測されたM6以上、最大振幅100 gal以上の地表面における記録2,514波をレベル2タイプII地震動におけるII種地盤用の加速度応答スペクトルに適合するように調整した波形を作成した例を示す。こうして作成した波形の振幅を1.5倍して応答スペクトルを計算すると、図-2.5.2のようになり、応答スペクトルが最小となる波形でも、設計スペクトルより大きくなった。これら2千以上の波を用いて応答計算を行い、統計的な処理を行うことで、ばらつきを考慮した超過外力に対する耐震性評価が可能になる。その際、構造物特性のばらつきも同時に考慮することが望ましい。

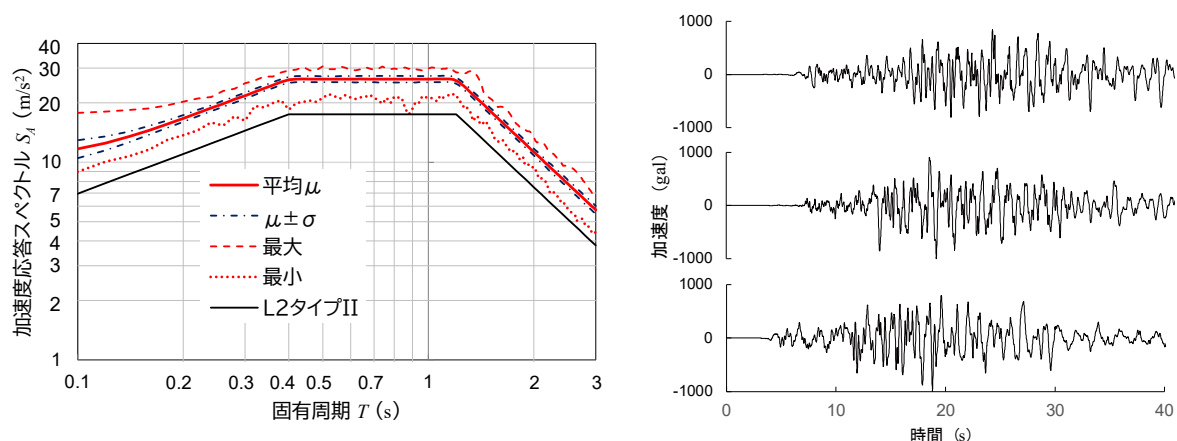


図-2.5.2 振幅を1.5倍した調整波の加速度応答スペクトルの統計値と時刻歴波形の例

このような超過外力を考える場合、設計で想定する外力以上の力に対して構造特性が変化することに十分な配慮が必要となる。例えば、設計地震動に対しては安定したバイリニア型の応答を示すゴム支承も、超過外力が作用した場合には図-2.5.3のように剛性が高くなるハードニング現象が発生し、急激に大きな力が橋脚に作用することが想定される。免震橋は橋脚に大きな力が入らないことを前提として設計されているため、この構造特性の変化には注意が必要である。これよりさらにせん断ひずみが大きくなると、ゴム支承の破断も想定される。

ダメージフリー構造を目指す上でハードニングの影響を防ぐ必要がある場合、橋脚や支承を単純に強化することが効率的ではないケースも考えられる。その際には、なるべく大きく支承が変形してエネルギーを支承部で消費しつつ、ハードニング発生限度以内に応答を抑えるような制震構造を併用することも選択肢の一つとして挙げられる。動的振動制御は1980年代後半から数多くの機関で研究されたものの、阪神・淡路大震災を境に研究が激減した経緯がある。しかし今やロボットが二足歩行する際に着地に伴う振動を制御するのが当たり前の世の中になっており、振動制御技術も特殊なものではなくなってきた。地震による振動で起電して制御機器を動かすエネルギーハーベスティング技術も提案されており^{2.5.4),2.5.5)}、デバイスの小型化や高性能化と相まって、動的振動制御をインフラ構造物に適用する時代が来ることも十分に考えられる。将来の技術発展も見込んで、さまざまな選択肢について検討しておくことが重要である。

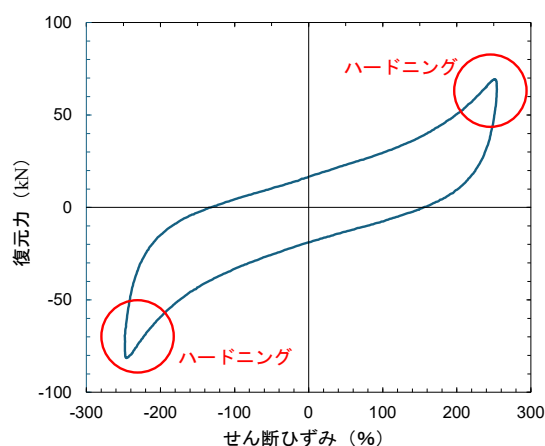


図-2.5.3 ゴム支承のハードニング特性

(伊津野 和行)

(2) マルチハザードに対する設計法

構造物のマルチハザード対策という場合、2通りの意味合いがある。一つは、地震だけではなく、洪水や火事などの突発的な複数の災害、経年劣化等の時間軸方向に徐々に進行するものに備える対策である。もう一つは、一つの災害で弱くなった構造物が、その後に発生した別災害でより大きな被害を受けること

に備える対策である。後者の例としては、前日に台風の影響で降雨があった中で発生した1923年大正関東地震^{25.6)}のように、降雨後、当日や翌日に地震が発生して、斜面崩壊や土石流を引き起こした事例も少なくない。また、1948年福井地震とその後の豪雨災害^{25.7)}のように、地震で河川堤防が損傷したため、1か月後の豪雨で破堤が相次ぎ、広範囲で洪水が発生して地震からの復興も大きく遅れた事例もある。いずれにしても、後者のマルチハザードは、1) 降雨と地震動の作用による地滑りのように、複数のハザードが独立に生起するもの、2) 地震後の津波のように、あるハザードが先に生起し、そのハザードが原因となる形で時間差を伴って後続のハザードが生起するものと大別される。なお、1)の独立に生起するハザードであっても、ダメージフリーであることを評価、照査等を行う上で、連続的に生じ得るマルチハザードの中で、損傷の累積を適切に考慮しないと、危険側の意思決定となってしまうことが示唆される。

ここではまず、前者の複数災害への備えについて述べる。自然災害だけではなく事故や犯罪まであらゆるリスクを対象としたオールハザードという考え方もあるが、ここでは自然災害だけにしぼって話を進めることとし、地震と水害とを考えた設計について詳述する。地震と火災に関しては、土木学会地震工学会「東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会」の最終報告書^{25.8)}等を参照されたい。

現行の設計基準において、洪水とは計画高水位を指しており、桁が水没することは想定されていない。しかし現実には、洪水で桁が流失する被害がほぼ毎年発生しており^{25.9)}、山間部の小規模な橋のみならず、令和2年(2020年)7月豪雨ではスパン100m以上の橋も流失した。ここ数年の洪水被害調査で見た限りでは、新しい設計基準で建設された橋や耐震補強済みの橋の流失被害が少ない。したがって、地震に対する橋軸直角方向の耐力向上が、洪水に対する耐力向上につながっているものと考えられる。また、主に橋軸方向への落橋を防止する目的で設置された落橋防止ケーブル等も、橋軸直角方向への力にある程度は抵抗していることが考えられるが、その効果は十分に検証されていない。

洪水や津波等の流体力による力に抵抗するのが支承のみと考えた場合、支承に作用する水平力は、抗力と呼ばれる流体の水平力から計算される。抗力は水が作用してすぐに最大値となる傾向がある。そのため、単純桁では両端の水が来襲する側にある支承2個で抗力に抵抗できるようにしておくことが安全側の対策になる。支承の耐力が地震時慣性力によって決まっていると考え、橋梁の固有周期や、橋梁が設置されている地域や地盤条件によって耐力が異なることになる。Ⅱ種地盤の設計スペクトルを満足する支承の耐力を試算した例を図-2.5.4に示す^{25.10)}。レベル2のタイプⅠとタイプⅡ地震の設計スペクトルを比較し、その大きい方の値に桁質量をかけた値を、その桁を支える支承の合計耐力 R と考えた。この桁が4主桁単純梁の場合、8個の支承で支持するので、 $R/8$ が1つの支承耐力となる。前述したように、水が来襲する側の2支承がまず流体力の作用を受けるため、その時に期待できる支承耐力は $R/8 \times 2 = R/4$ になる。図-2.5.4に水平線で示した抗力が洪水や津波の際に作用する設計外力とした場合、この水平線より支承耐力が小さくなる固有周期帯域にある橋では、その差を補完する何らかのデバイスが必要になる。

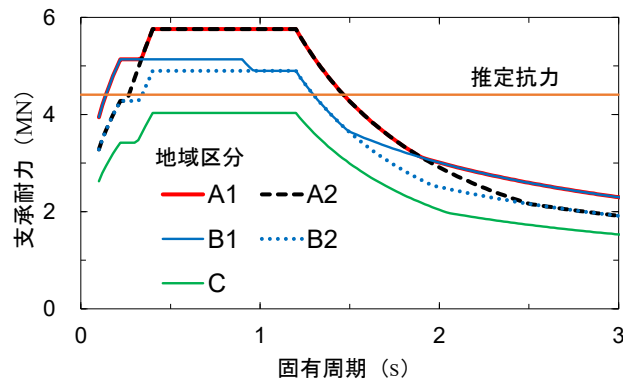


図-2.5.4 支承耐力と最大抗力との関係例（Ⅱ種地盤）

両端が橋台支持されている橋梁の場合は、背面土への逸散減衰等が期待できるとされており、道路橋示方書では設計水平震度の0.45倍の力で支承を設計してよいことになっている。そのため、耐震設計で決まる支承耐力では不足することが多いことも考えられる。またトラス橋では、流木等の漂流物が漂着することでトラス構面が閉塞され、流体力が作用する鉛直投影面積が増えて抗力が急激に増加する。漂着物によって上流側の水位が上昇する堰上げと、桁断面の漂着物による閉塞と、両者の影響によって橋に作用する流体力が急増することに注意を要する。

一方、鉛直方向の力に対する検討は、洪水と津波とで条件が異なってくる。東日本大震災では、津波によって桁が浮き上がって流失するケースが何橋も見られた。桁と橋脚との中のアンカーバーがほとんど変形せずに桁が流失している橋など、水平力ではなく鉛直力の作用が支配的な被災例が報告されている^{2.5.11)}。しかし、洪水被害においては、水平力の作用が支配的な場合が多い。前述の令和2年7月豪雨の際、熊本県の球磨川では国土交通省の人吉観測所^{2.5.12)}において水位が1時間で最大80 cm上昇した。これは秒速にすると0.2 mm/sであり、津波よりもかなり遅い。それに対して水平方向の流速に関しては、令和2年7月豪雨における球磨川の流速は、速いところで6～9 m/sと推定されている^{2.5.13)}。流体力は速度の2乗に比例するため、洪水に対しては抗力に比べて揚力の影響が小さく、耐震設計で規定されている鉛直方向の支承耐力で十分な場合が多いと考えられる。ただし、箱桁のように水没時の浮力が大きい場合には、慎重な検討が必要である。

支承に作用する鉛直力は、構造物の水没部分に作用する浮力と、流体力の鉛直方向成分である揚力と、回転成分であるピッチングモーメントとから計算することができる。その際、ゴム支承は鉛直上向きの剛性が、鉛直下向きの剛性の1/10程度であり^{2.5.14)}、1支承線上の各支承に作用する鉛直力を計算する際には、その剛性差も考慮する必要がある。桁を剛体と考えると簡単なつりあい式で洪水時の支承反力を求めることができ、これを耐震設計で規定される値と比較することで、地震にも洪水にも安全な橋を設計することが可能になる。

(伊津野 和行, 松崎 裕)

(3) レジリエンス評価に用いる指標：ライフサイクルレジリエンス評価方法

レジリエンス評価では、時間軸方向にハザードの生起による機能の低下および回復過程を評価する必要があり、構造物を構成する部材の損傷度と構造物の機能低下をいかに対応付けるのか、そして機能 $Q(t)$ を定量的に評価する指標としてどの指標を用いるのが重要となる。複数の限界状態を定義して、それぞれの限界状態を超過する確率を脆弱性曲線として評価すると、健全、小破、中破、大破、崩壊等の各損傷度になる確率 $P[DS=i]$ が評価でき、各損傷度に応じて異なる機能の回復曲線 $Q(t|DS=i)$ が定義できることから、機能の回復曲線 $Q(t)$ は式(2.5.1)のように表現できる^{2.5.15), 2.5.16)}。

$$Q(t) = \sum_i Q(t|DS=i) P[DS=i] \quad (2.5.1)$$

特に社会基盤施設の場合には、コネクティビティのように、道路網の接続性の大小に着目するものもあれば、利用者の視点に立ち、総旅行時間に関する指標を用いるなど、様々な指標を用いてレジリエンス評価がなされており、各種指標について Ghosn *et al.*^{2.5.17)} によって総合的に取りまとめられている。さらには、その他の指標やレジリエンス評価における課題について、松崎^{2.5.18)} によってまとめられている。

また、前述のマルチハザードにも関連するが、構造物あるいは構造物群のライフサイクルを踏まえると、図-2.5.5のように、時系列で様々なハザードが生起し、それに対応するように、損傷およびその回復過程の結果が時間軸方向に引き継ぐ必要がある。そのため、評価において何らかの単純化等の条件を設けない限り、一般にはモンテカルロ・シミュレーションにより、損傷の累積・回復の特性を考慮したライフサイクルレジリエンス評価が必要となる。

(松崎 裕)

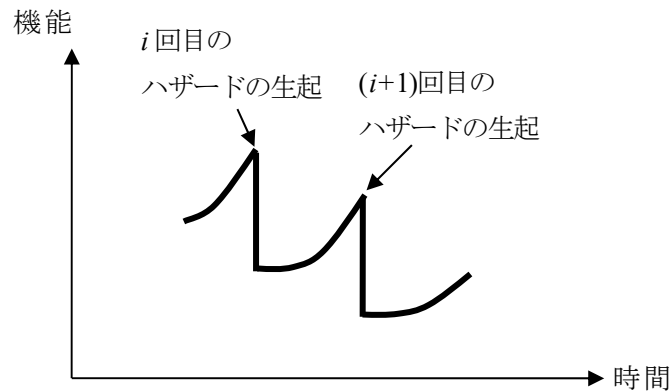


図-2.5.5 ライフサイクルレジリエンス評価の概念図

(4) リスクベース設計法

限界状態設計法は、設計において着目する限界状態を超過する可能性を制御する設計法である。当然、限界状態を設定する際には、その限界状態を超過することによる社会的な影響を踏まえるが、あくまでも限界状態の設定において考慮されるのみであり、照査においては社会的影響を陽には評価していない設計法^{2.5.18)}である。

一方、リスクベース設計法は、一般に、事象の生起確率とその事象が生起した場合の社会的な影響(例えば、復旧費用、復旧期間)の積としてリスクを定量化し、そのリスクを許容リスクに漸近させる設計法である。ここで、事象の生起確率とその事象が生起した場合の社会的な影響の積としてリスクを評価するのが広く工学分野、防災分野で用いられている定義である。例えば、金融分野では、将来的なリターンの振れ幅としての標準偏差としてリスクを定義するなど、リスクの定義は分野によって異なっている点には注意されたい。高速道路のように地域の経済活動への影響の大きい道路が被災し、大破により再構築が必要となる場合には、解体時の他の交通・近隣住民への影響の軽減対策等も踏まえて、初期建設費の10倍を超える費用が必要な場合もあり^{2.5.19)}、社会的影響の評価を取り込むと、積極的に損傷を軽減する構造の効果を陽に考慮でき、単にある限界状態を超過しないように設計する場合よりも社会への影響を軽減させるメリットが陽に反映される。このように、コストや復旧期間を最小化するなど、構造物の被災による影響を陽に設計にフィードバックさせることが可能となる。さらには、工学分野や防災分野で一般的に用いられている、事象の生起確率とその事象が生起した場合の社会的な影響の積としてリスクを定量化することにより、例えば原子力発電所の炉心損傷リスクや交通死亡事故に遭遇するリスクなどの他のリスクと相互比較し、専門家だけでなく、社会基盤施設の利用者である国民も含めてリスク・コミュニケーションに向けた議論も可能となる。

ところで、強度の小さい地震動の生起確率は大きく、そうした地震動による構造物の被災の社会的な影響は小さい一方で、強度の大きい地震動の生起確率は小さく、そうした地震動による構造物の被災の社会的な影響は大きい。巨大地震に伴って生起する強度の極めて大きい地震動のように、生起確率が極めて小さいものの、そうした地震動の生起による構造物が被災した場合の社会的影響が極めて甚大となる極低頻度巨大地震のように、火山の破局的噴火、巨大台風、隕石の衝突などの様々な極低頻度巨大災害^{2.5.20)}がある。そうした災害のリスク評価および対策の在り方には合意形成も含めて議論すべき点が多い。

(松崎 裕)

参考文献

- 2.5.1) Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A.: Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31-3, pp. 491-514, 2002. doi: 10.1002/eqe.141
- 2.5.2) 土木研究センター：落橋防止構造設計ガイドライン（案），2005.
- 2.5.3) 防災科学技術研究所：防災科学技術研究所：強震観測網（K-NET, KiK-net）doi:10.17598/NIED.0004
- 2.5.4) 須田義大, 中代重幸, 中野公彦：回生された振動エネルギーを利用するアクティブ制御に関する研究, *日本機械学会論文集*, C編, 63巻, 613号, pp. 3038-3044, 1997.
- 2.5.5) 丹羽直幹：アクティブ制震システムの提案と装置エネルギー Spektral による特性分析 制震ダンパーでのエネルギー変換を利用したアクティブ制震 その1, *日本建築学会構造系論文集*, 71巻, 600号, pp. 51-59, 2006.
- 2.5.6) 気象庁：大正関東地震の概要, https://www.data.jma.go.jp/eqev/data/1923_09_01_kantoujishin/gaiyo.html
- 2.5.7) 伊津野和行（編・解説）：福井震災誌, *日本災害資料集・地震編*, 第4巻, クレス出版, 2012.
- 2.5.8) 東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会：火災被害分析WG最終報告書, *土木学会地震工学委員会*, 2015.
- 2.5.9) 橋梁等の対津波・対洪水設計に関する研究小委員会：最終報告書, *土木学会地震工学委員会*, 2020.
- 2.5.10) 村上登久太郎, 伊津野和行：フェアリングによる橋梁の洪水対策に関する数値解析的研究, *土木学会論文集*, 80巻, 5号, 12p., 2024.
- 2.5.11) 国土技術政策総合研究所, 土木研究所：平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告, *国土技術政策総合研究所資料814号*, *土木研究所資料4295号*, 2014.
- 2.5.12) 国土交通省：水文水質データベース, <http://www1.river.go.jp/>
- 2.5.13) 大中臨, 赤松良久, 矢野真一郎, 二瓶泰雄, 山田真史, 佐山敬洋：令和2年7月豪雨における球磨川渡-人吉地区の河川氾濫の実態解明, *土木学会論文集B1（水工学）*, Vol. 77, No. 1, pp. 203-214, 2021.
- 2.5.14) 崔準祐, 岩本周哲, 植田健介：ゴム支承の引張特性試験に基づく解析モデルを用いた橋梁全体系解析によるゴム支承の地震時挙動特性とコンパクト化について, *土木学会論文集A1（構造・地震工学）*, Vol. 71, No. 4, pp. I_650-I_658, 2015.
- 2.5.15) Dong, Y., Frangopol, D. M.: Risk and resilience assessment of bridges under mainshock and aftershocks incorporating uncertainties, *Engineering Structures*, Vol. 83, pp. 198-208, 2015.
- 2.5.16) Gidaris, I., Padgett, J. E., Misra, S.: Probabilistic fragility and resilience assessment and sensitivity analysis of bridges incorporating aftershock effects, *Sustainable and Resilient Infrastructure*, Vol. 7, No. 1, pp. 17-39, 2020.
- 2.5.17) Ghosn, M., Dueñas-Osorio, L., Frangopol, D. M., McAllister, T. P., Bocchini, P., Manuel, L., Ellingwood, B. R., Arangio, S., Bontempi, F., Shah, M., Akiyama, M., Biondini, F., Hernandez, S., Tsiatas, G.: Performance Indicators for Structural Systems and Infrastructure Networks, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 142, No. 9, F4016003, 2016.
- 2.5.18) 松崎裕：道路橋および道路ネットワークのレジリエンス評価における性能指標および性能の回復過程のモデル化に関する現状と課題, *構造工学論文集*, Vol. 67A, pp. 139-151, 2021.
- 2.5.19) 土木学会地震工学委員会耐震設計基準小委員会：土木構造物の耐震性能設計における新しいレベル1の考え方, 2003.
- 2.5.20) 池田三郎：「低頻度・巨大損失事象」に係わるリスク学（分析）の課題－巨大複合災害（大地震動＋巨大津波＋福島原子炉溶融事故）としての東日本大震災から学ぶ, *行動計量学*, Vol. 43, No. 1, pp. 21-34, 2016.

第3章 ダメージフリーを目指す新構造・新材料・新デバイス (WG2)

3.1 新構造に関する技術レビューと最近の研究事例

3.1.1 概要

地震災害軽減のためのダメージフリー構造技術に関する調査研究小委員会 新構造 SWG では、2022～2023 年度の 2 年間をかけて、新構造に関する技術レビューと最近の研究事例を整理してきた。文献調査を行い、「免震構造」「耐震構造」「ダンパーの活用」「橋梁の落下防止構造」などに関する技術を調査した。

これに加えて、新構造分野において今後の展開などについて議論を行った。国外では完全なダメージフリーが研究されている。一方、日本では構造物の地震時応答が大きいため、ある程度の損傷は許容し、取替しやすいような構造物があるとよいのではないかという意見があった。ダメージフリーの在り方として、損傷が生じた場合においても早期に復旧出来て緊急車両を通せることが望ましいと考えられ、これを実現できる構造が求められる。

次項以降において、ダメージフリー構造に関する事例を「免震構造」、「耐震構造」、「ダンパーの活用」、「橋梁の落下防止構造」、「その他」に大別した上で詳述する。

(熊崎 達郎)

3.1.2 免震構造

(1) ウィンカー工法

(1-1) 研究方法、実験方法、技術の構成など：

積層ゴム支承は、建築・土木分野ともに、構造物を免震化するための主要デバイスとして最も広く利用されている装置である。積層ゴム支承は、ゴム層と鋼板を交互に接着した積層構造とすることで、水平方向には柔軟で高い変形性能を有し、構造物に作用する慣性力を大幅に低減するとともに、鉛直方向には高い剛性を有し、それにより構造物の自重を安定して支持している。このことから、積層ゴム支承を用いた免震構造物では、大地震時に被害を大幅に低減できることが知られている。しかし、重心が比較的高い位置にある構造物等では、地震時に大きな回転モーメントが生じ、支承に作用している自重を超えて上揚力が作用する場合がある。このとき、支承は引張り変形を受け、それにより内部のゴム材料に局所的な膨張変形が生じることになる。ゴムは、比較的小さな膨張変形でも損傷を生じ、それが累積して破壊に至ることが知られている。

ウィンカー工法^{3.1.1)}とは、積層ゴム支承を用いた免震構造を対象として、ゴム支承に上揚力が作用した際にゴムの膨張変形による損傷を防止するための工法である。現在は、鹿島建設(株)により複数の免震建物への適用事例が報告されている。

(1-2) 研究目的、意義、技術特徴

ウィンカー工法では、積層ゴム支承の底面を鋼製のウイングプレートを通じて建物基礎部に固定する据付工法であり、積層ゴム支承に上揚力が作用すると、その大半をウイングプレートが吸収することで、支承に引張り変形を生じさせない構造である。ウイング工法を採用することにより、積層ゴム支承の弱点の1つ

である引張り変形による損傷を大幅に低減することが可能となる。主要な適用対象は建築構造物であるが、これは特に高層建物などでは支承に大きな上揚力が作用しやすいためである。

一方、橋梁などでも上部構造の重心が比較的高い位置にあるトラス橋、側部にランプが付属している道路橋、曲線橋などでは、地震時に大きな回転モーメントが作用しやすく、支承に上揚力が作用する可能性が高い。このような橋梁では、支承の引張り変形を防止するために、ウイング工法を適用することは1つの選択肢であると考えられる。ただし、建物では、基部周辺にウイングプレートを取り付けるためのスペースが確保しやすいが、橋梁、特に既設橋梁の橋脚天端に取り付ける場合にはスペースの確保が非常に厳しいと考えられる。加えて、橋梁の支承取り付け部付近は、一般に設置環境が建物基部の場合よりも劣悪であるため、雨、塩害などによる鋼製のウイングプレートの劣化が懸念される。

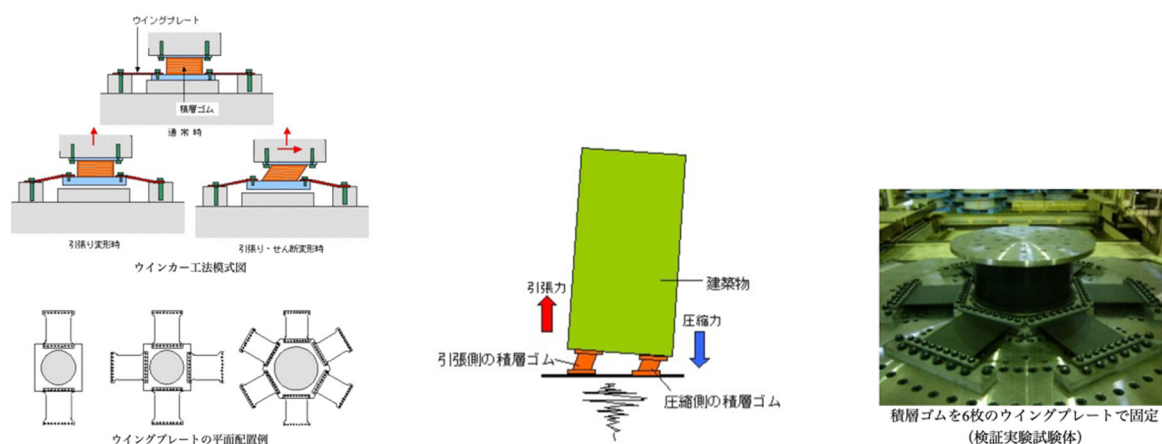


図3.1.1 ウインカー工法^{3.1.1)}

(1-3) 実験方法

ウインカー工法は既に実構造物への適用事例があることから、ゴム支承に対応したウイングプレートの設計方法や取り付け方法などは既に確立されており、それらを確認するため載荷実験やモデル化・応答解析なども開発元である鹿島建設において実施済みであると考えられる。ただし、Web や日本建築学会構造系論文集などで関連する文献等などは見つけることができなかった。

(1-4) 主要な結果

建物の免震構造で用いられている積層ゴム支承を対象として支承の引張り変形を抑制するためのウインカー工法について紹介した。この工法を免震橋梁に適用することを想定すると、ウイングプレートを設置するためのスペースと、その環境劣化が問題になると思われる。事前に欠点の対策を考慮して設計する新設の免震橋梁である場合には、適用の余地はあると考えている。

(吉田 純司)

(2) エアー免震

(2-1) 研究方法、実験方法、技術の構成など：

エアー免震とは、重要度の高い精密機器、製造ライン、サーバー室、文化財などを対象として、極度に免震化する技術である。これにより、対象物を地震から無被害にすることを目的としているため、ダメージフリー構造とみなすこともできる。

一例として、通常時は、美術品やサーバー室などを、土台で支えているが、地震などによる揺れをセンサーが感知すると、スライダー基礎部にエアが注入され、床全体を持ち上げる。このスライダーは、研磨され極度に摩擦力が小さくなっており、地震時には、スライダー上を床面が滑ることになる。地震後に、位置を復元するためのゴムベルトのような機構が別途必要となる。揺れがスタートすると、センサーが検知し、機械的にエアの制御（注入・排出）を行う必要があることから、セミアクティブ制御と考えることもできる。

(2-2) 研究目的、意義、技術特徴

上述したエア免震は、最大でも小規模な部屋を対象にしていた装置であったが、このエア免震の更なる進化形としてエア断震と呼ばれる技術がある。これは、地震の発生をセンサーが感知すると、建物（一般家屋）の基礎と人工地盤との間に空気を送り込み、建物を丸ごと浮上させるというものである。この技術は、建物基部の下面と人工地盤の間に空気を溜めて建物を浮かすため、以下のような装置が必要となる。

- 1) 地震の始まりと終わりを検知する装置
- 2) 空気圧と建物の状態をモニタリングして、空気の入出力を制御する装置
- 3) 可能な限り空気漏れを防ぎ、安定した空気層を形成するための構造
- 4) 浮上時の建物のバランスを制御するための装置
- 5) 地震後に位置を復元する装置

現時点では、精密機器の製造ラインや一般家屋を対象にしている。これらを土木構造物へ適用するためには、構造物の重量や機構・装置の複雑さが弊害になる。加えて、電源やエアータンクを確保するためのスペースも問題になるものと考えられる。

(2-3) 実験方法

上記で紹介した機構を含むエア免震については、主に一般家屋の建物やフロアを対象にしており、文献3.1.2)～3.1.5)に解析的な検討や実験結果などが紹介されている。興味がある方はこれらの文献を参照されたい。ただし、建築分野においても高層ビルなどの巨大構造物への適用事例は現時点ではみあたらなかった。

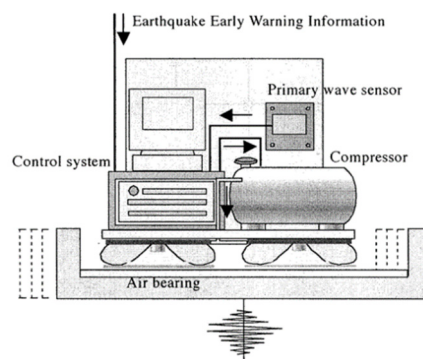


図3.1.2 空気浮上を利用した高知能免震システム^{3.1.2)}

(2-4) 主要な結果

フロアや一般家屋などの建築構造物や文化財などを対象として、極度に免震化するためのエア－免震について紹介した。対象に揺れをほとんど伝えないという意味において、ダメージフリー構造に通ずるものがあるが、現時点では、比較的小規模な構造物を対象としている。加えて、機構・装置が複雑であり、かつスペースも必要とするため、大半の土木構造物への適用は困難であるといえる。

(吉田 純司)

(3) Rocking isolation bearing system (RIBS) の研究進展

(3-1) 背景

ピン支承は、並進運動を許容しない固定支承の一種として広く用いられている。ピンを挟んだ上下のプレートと、下部構造の上部と桁の下部にそれぞれ固定するアンカーボルトとセットボルトから構成される。ピン支承は、所定の軸（鋼製ピン）を中心とした滑らかな回転追従性と十分な鉛直支持を得ることができる。

従来の地震被害報告によると、ピン支承の損傷はアンカーボルトの引き抜きに伴う場合が多い。アンカーボルトの引き抜きは、明らかにピン支承の浮き上がり運動が原因である。浮き上がりの原因として、地震動の鉛直成分が考えられるが、これは水平成分よりも弱いのが一般的である。もう一つの可能性は、橋桁が繰り返し水平地震動を受ける際に、ピン支承がその下部プレートの2つの角部を中心に揺れることである（それはロッキング振動と言う）。ピン支承のロッキング振動は、桁の浮き上がりと水平変位が同時に起こるため、同時にアンカーボルトを引き抜き、曲げることになることを考慮すると、この解釈は、上記で言及した地震レポートの観察と一致する。

(3-2) 研究目的、意義、技術特徴

橋梁構造物は、道路橋示方書に基づき、所定の震度に耐えるように設計されている。地震動が設計震度を超えると、損傷制御の観点から、ハード対策やソフト対策を含む適切な対策を講じ、想定外の破壊モードを防止し、最小化する必要がある。本研究^{3.1.6)}では、支承のロッキング運動をソフト対策として利用し、橋梁構造物の地震応答を制御する Rocking Isolation Bearing System (RIBS) を提案することを目的としている。設計限界を超える地震動が発生した場合に、支承のロッキング機構を円滑かつ容易に起きることが期待される。なお、設計限界は、RIBS の傾斜角によってロッキングの開始を自由に調整できるため、耐震性能の要求に応じて様々なレベルを指定することが可能である。

回転追従性と鉛直支持を有することに加えて、地震が発生した場合に支承がロッキング運動することによって橋梁の免震化（長周期）は最大反力を支承の高さと幅によって調整するとともに、ロッキング振動に伴う底面での衝突によってエネルギー吸収を図るという免震支承である。図-3.1.4 に示すように1方向 RIBS 支承を適用する場合、システムの横方向の応答は変位制限装置によって制限されている。地震動の3次元的な性質を考慮すると、双方向への拡張は、橋梁構造物に全方向の免震機能を図るために、図-3.1.5 に示すように2方向 RIBS 支承も提案される^{3.1.7)}。

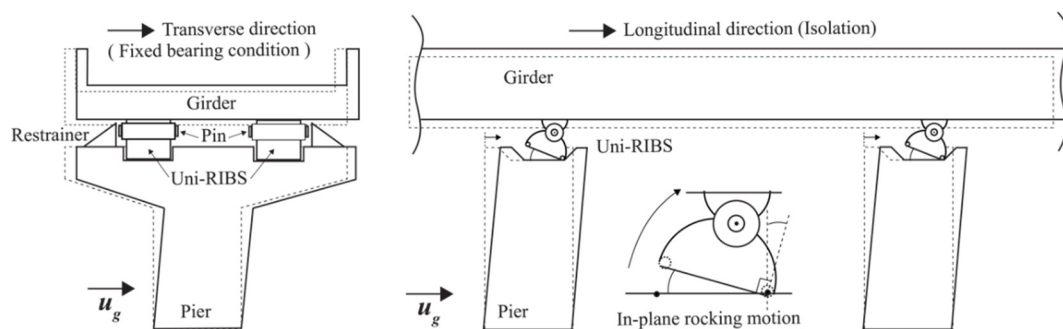


図-3.1.4 橋軸方向に免震する場合の1方向RIBS支承^{3.1.2.7)}

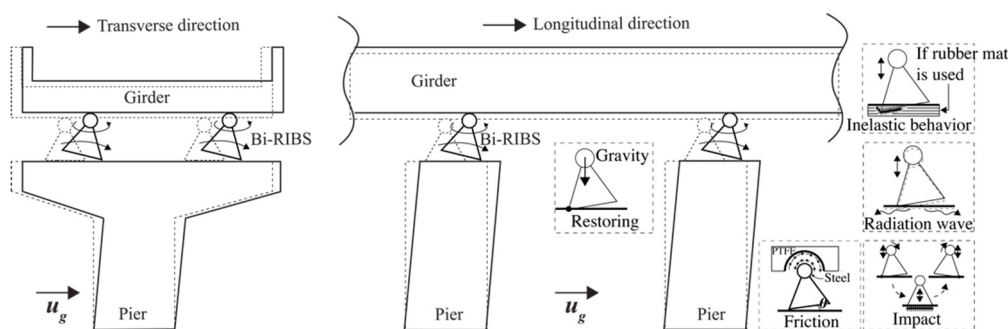


図-3.1.5 橋軸と直行方向に同時に免震する場合の2方向RIBS支承^{3.1.2.7)}

(3-3) 主要な結果^{3.1.8)}

想定外の地震を表すために、レベル2の道示波 I-I-2 の振幅は、様々なレベルにスケーリングされた。1方向 RIBS を用いた橋梁モデルと、従来のピン支承を用いた橋梁モデルの橋脚応答の時刻歴解析結果を比較する。RIBS の場合、橋脚の最大変位は非制御の場合よりも大幅に緩和されていることがわかる。特に、地震動の強さが数倍まで増加しても、RIBS の最大橋脚変位は、僅かな増加を示している。これは、RIBS が下部構造への最大伝達力を遮断する効果を発揮することを示している。

(何 昕昊)

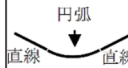
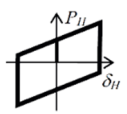
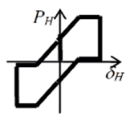
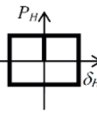
(4) 変動曲面上を滑る摩擦振子を有する橋梁

(4-1) 研究の背景と目的

兵庫県南部地震以降、耐震解析手法には長足の進歩が見られるのに対して、地震動評価には依然として圧倒的な不確実性が存在する。このような不確実性に対峙し、構造物の地震時安全性を確保するためには、地震動の不確実性の影響を受けないほど構造物の性能を高める必要がある。そこで、摩擦振子型免震機構を有する RC 柱を開発し、その振動台実験により、基本的な性能を確認した。^{3.1.9)}

(4-2) 研究方法、実験方法

橋脚中間部に滑り曲面を設け、滑り曲面の上側に位置する部材が摩擦振子の挙動を示す。滑り曲面をパラメータに様々な実験を行った。入力地震波は卓越周期帯の異なる2種類の実地震波を用意し、相似則に応じて修正したものを用いた。摩擦振子は鋼で製作した。滑り曲面には、厚さ約 3mm の滑り曲面と同形状の鋼板を貼付している。つまり、摩擦振子と滑り曲面は、鋼同士で接触している。

供試体名	C-1	C-2	C-3	PF-1	PF-2	F-1
すべり曲面の形状	凹弧 			凹弧 直線 		平面 
荷重－変位関係						
半径 R (mm)	80	130	260	80	80	—
周期 T (sec)*1	3.3	4.1	5.9	3.3	3.3	∞

*1 凹弧部分の半径 R を用いて算出した実橋スケールの固有周期

図-3.1.6 供試体一覧

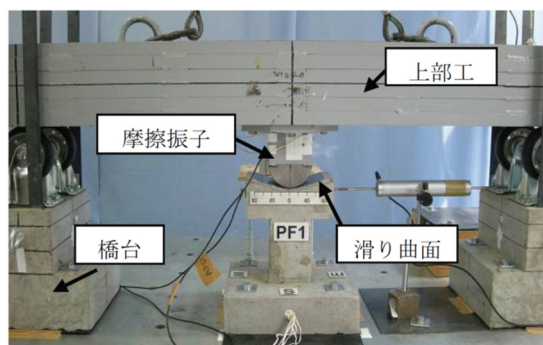


図-3.1.7 供試体設置状況（供試体 PF-1）

(4-3) 主要な結果、特徴、考察

変動曲面の形状の工夫により、橋脚基部などへの地震時慣性力の低減、上部工のアップリフトの低減、さらには地震後の残留変位を低減できることが振動台実験により確認された。

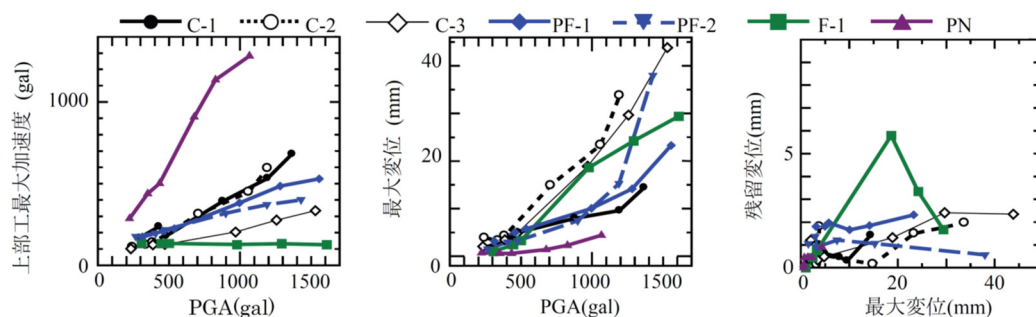


図-3.1.8 各供試体の応答値の比較（短周期波入力時）

（熊崎 達郎）

(5) 球面振り子支承を用いた日本国内初の道路橋の振動実験

(5-1) 背景

1995（平成 7）年の兵庫県南部地震による橋梁への甚大な被害を受けて、長周期化と高減衰化による地震力と応答変位の低減を目指すため、多くの多径間連続橋で免震機構が導入されている。これらの免震機構には、鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）や高減衰ゴム支承（HDR）などのゴム系免震支承が多く用いられている。また、支承の高さを低く抑えながら長周期化を実現する支承構造の一例として、「球面振り子支承（Spherical Sliding Bearing：SSB）」が提案されている。これまでに球面振り子支承の復元力特性や耐久性に関する実験研究や、模型振動台実験による動的挙動の調査が行われてきたが、国内の実際の橋梁への適用例はまだなかった。最近、東海北陸自動車道の「清水高架橋（下り線）」において、球面振り子支承が初めて採用された。この採用が初めてであるため、その適用性と免震効果を明らかにすることを目的として、2021（令和 3）年 3 月に実際の橋梁での振動実験が行われた。この実橋実験を通じて、採用された球面振り子支承の設計パラメータを確認し、免震効果を評価した。

(5-2) 研究目的、意義、技術特徴

球面振り子支承は、振り子の原理を活用しており、球面の曲率（つまり、振り子の長さ）を調整するこ

とで周期を調整できる。通常、スライダー側に摩擦材を貼り、コンケイブ側にはSUS材などを使用することで、安定した摺動と摩擦による減衰効果を期待できる。特に、摺動面に使用されるテフロン材とSUS材の摩擦特性は、速度、面圧、温度、繰り返し载荷などの条件に応じて変化する。摩擦係数は使用条件に応じて変動し、下部構造に与える力やエネルギー吸収に影響を及ぼす可能性があるため、材料特性に合わせた設計値の設定方法や、支承単体の性能確認試験結果と実際の橋梁での使用条件下での特性が整合することが重要である。

清水高架橋は、富山県小矢部市に位置し、市道清水2号線を跨ぐ鋼製の単純2主1桁橋である。耐震設計は、道路橋示方書に従い、レベル1地震動およびレベル2地震動に対する性能照査が行われている。球面振り子支承については、設置スペースを考慮して、レベル2地震動に対する最大応答変位が228mmを確保できる支承として、上沓のサイズを770mm、すべり板の直径を720mm、曲率半径をR1000mmと設定している。この曲率半径の下で、支承の固有周期は約2秒である。図-3.1.9は、シングルタイプの球面振り子支承が水平力を受けて摺動する場合の力の釣り合い関係を示したものである。ここに、水平力F、鉛直荷重W、摩擦力f、摩擦係数 μ 、曲率半径R、水平変位dとすると、曲率半径Rに比較して水平変位dが小さい場合には、水平力Fと水平変位dの近似的な関係として図の式が得られる。

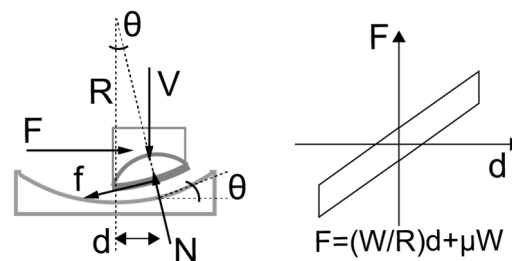


図-3.1.9 球面振り子支承の力の釣り合い

この橋の支持条件は、橋軸方向に対して可動であり、橋軸直角方向に対しては桁端部の伸縮装置を保護するためにサイドブロックによって変位が拘束される構造が採用されている。固定支持とした場合の地震力に対するサイドブロックと固定ボルトが設計されるとともに、地震時の上揚力に対する浮き上がり拘束部材も設計されている。

(5-3) 実験方法

球面振り子支承の力学特性と免震効果を実橋で検証するために、油圧ジャッキを使用して上部構造に静的な強制変位を与え、ジャッキの推力に基づく復元力特性を調査する静的载荷実験と、初期変位を与えた状態から急速に油圧を解放して自由振動を発生させる自由振動実験を行った。ジャッキを2台直列に配置し、橋軸方向に桁端部に対して強制変位を与えた。また、自由振動実験では、ジャッキにより上部構造に設計水平変位に近い約220mmの初期変位を与え、その状態からジャッキの油圧を急速に解放することで、上部構造に自由振動を発生させた。

(5-4) 主な結果

設計時に想定した動摩擦係数 ($\mu=0.044$) に対して、面圧依存性と速度依存性を考慮するとともに、滑動時の固有周期として2秒に相当する2次剛性を仮定した1自由度振動モデルを用いて、初期変位を与えた自由振動応答を解析的に求め実験結果と比較した。解析と計測との挙動はよく一致しており、設計時に

想定した動摩擦係数と2次剛性によって応答を再現できることがわかる^{3.1.2.10)}。

さらに、上部構造の加速度と支承変位の計測値を用いて、自由振動時の球面振り子支承のパラメータ推定を試みた。ここでは、時間変化を伴う観測データからパラメータ推定を行う手法の一つであるカルマンフィルター (Unscented Kalman filter (UKF) 法) を用いた。ここで、動摩擦係数と2次剛性を推定するモデルを用いて検討した。詳細は文献^{3.1.11)}に示すが、計測時間ステップ毎に球面振り子支承のパラメータを推定した。動摩擦係数と2次剛性を同時に推定した場合、固有周期は設計固有周期 (2 秒) にほぼ近い結果、動摩擦係数も実験実施時の実橋の条件 (面圧, 速度) 下で推定される設計値とほぼ整合する値が推定された。

(何 昕昊)

3.1.3 耐震構造

(1) 復旧時にセルフセンタリング機構を発揮する RC 柱の解析的検討

(1-1) 背景

地震後の復旧性向上の観点から、原点指向型の復元力特性を有する「セルフセンタリング柱」の研究が行われている。この機構は、PC 緊張材や柱のロッキング挙動を用いて構造物の履歴特性における原点指向性を高めることで、地震後に水平力がゼロになると元の位置に戻ってくる性能を利用したものである。これにより残留変位がゼロとなるため、復旧期間の短縮ならびに復旧費用を抑えることが可能となる。しかしその一方で、セルフセンタリング柱は、RC 柱と比べて履歴面積が小さくエネルギー吸収性能が低下するため、地震時の構造物の応答が大きくなるという課題がある。SWG では、上記問題の解決に向けた文献 (文献 3.1.3.1) を調査したため、その内容をここに報告する。

(1-2) 研究目的, 意義, 技術特徴

既往の研究 (文献 3.1.12) にて、要求性能の変化に応じて、供用しながら耐震性能を改変することが可能な「メタボリズムRC柱構造」が開発されている (図-3.1.10)。この構造は、常時の軸力・せん断力を支持する部材(永続部)と、地震時のエネルギー吸収が期待される取替可能なRC部材 (可換部) により構成された柱構造である。既往研究では、永続部にヒンジ構造を採用した構造に対して検討し、軸力支持下での可換部取替に成功している。

本研究における提案構造では、メタボリズム耐震橋脚構造の永続部に対して、ヒンジ機構に加え、復旧性向上を目的としてセルフセンタリング機構を要求する。その際、セルフセンタリング機構とエネルギー吸収性能の両立を期待するため、セルフセンタリング機構は地震時に発現する必要はなく、復旧時に可換部を撤去する中で発現することを目指す。そのため、提案構造における永続部に要求するセルフセンタリング機構は、P-Δ 効果を打ち消す程度で十分となる。

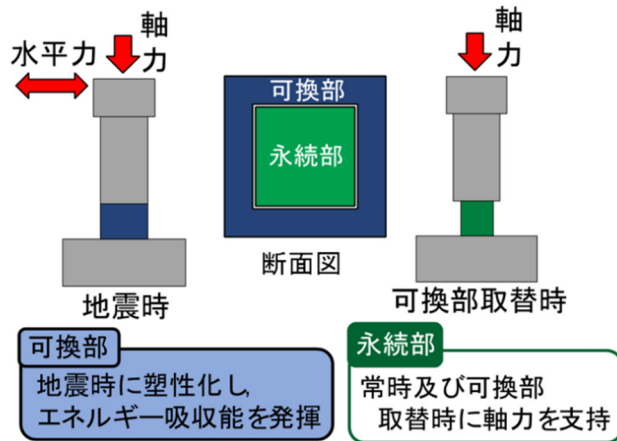


図-3.1.10 メタボリズム柱構造

(1-3) 提案構造

メタボリズム耐震橋脚構造の永続部にコンクリートヒンジを用いた構造と、コンクリートヒンジの断面中心に高強度芯材を配置した構造の2種類を提案する(図-3.1.11). コンクリートヒンジは、底面に発生する作用軸力に対する反力の偏心によって、原点指向型の復元力を発揮するヒンジ構造である(図-3.1.12). ヒンジ構造は本来、曲げ剛性を持たない構造であるが、コンクリートヒンジは十分な接触面積を有する場合に、曲げに対して復元力を発揮する。

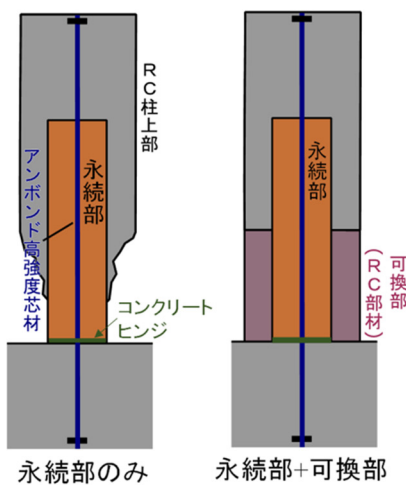
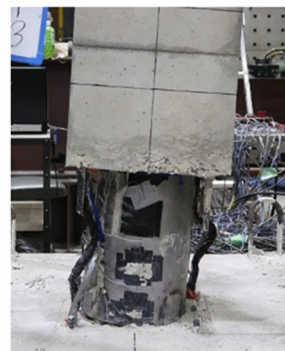
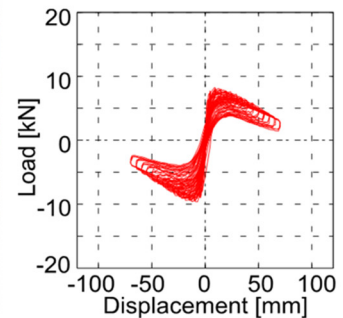


図-3.1.11 提案構造の概略図



鋼管拘束コンクリートヒンジ



荷重-変位関係

図-3.1.12 コンクリートヒンジに対する実験的検討

本提案構造では、従来のセルフセンタリング柱とは異なり、地震時のエネルギー吸収性能と復旧時のセルフセンタリング機構が両立できる構造を目指すため、本検討で要求するセルフセンタリング力は、復旧時に永続部のみで $P-\Delta$ 効果を打ち消す程度とする。また本構造では、コンクリートヒンジを鋼管で拘束する等の対策を施すことで、繰返し荷重を受けた際のコンクリートヒンジ下端の損傷を防ぐことを想定する。また、高強度芯材は、芯材の弾性的な正の復元力を付加し、より確実にセルフセンタリング機構を実現させるために配置する。なお、芯材はコンクリートとの間に付着の無いアンボンド方式とした。可換部は中空断面を有する RC 部材で、柱基部から 1D 区間までの永続部を囲むように取り付けられる。なお、過去

(1-4) 解析的検討の概要

- RC 柱部(ファイバー要素, 断面 1)
- 芯材(ファイバー要素)
- コンクリートヒンジ部(ファイバー要素, 断面 2)
- RC 柱部(ファイバー要素, 断面 4)

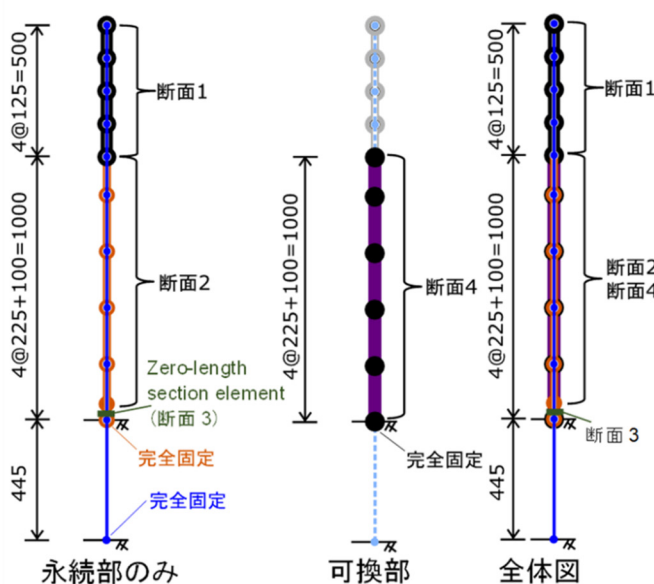


図-3.1.13 解析モデル概略図(mm)

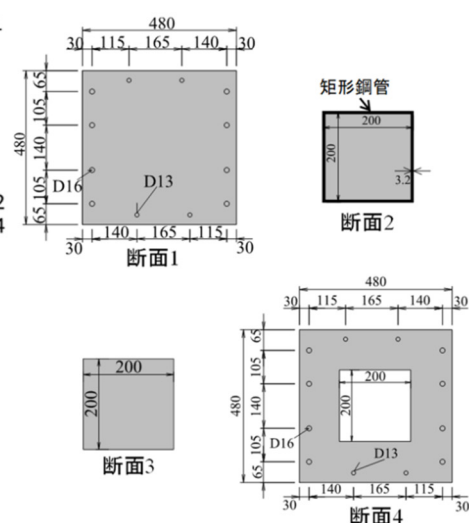


図-3.1.14 解析モデル断面図(mm)

(1-5) 主要な結果, 特徴, 考察

図-3.1.15 に、永続部のみの荷重－変位関係を示す。図より、永続部（芯材あり）では、原点指向型の復元力特性を示すとともに、芯材により $P-\Delta$ 効果による負勾配が打ち消されている。また、永続部（芯材なし）の場合では、 $P-\Delta$ 効果による負勾配が確認できるものの、正の復元力が維持できているため、 $P-\Delta$ 効果による柱の倒壊は発生せず、セルフセンタリング機構が実現できていることがわかる。次に、図-3.1.16 に可換部と組み合わせた際の荷重－変位関係を示す。これより、芯材なしの場合は、標準 RC 柱と同一の復元力特性を示している。また、芯材ありの場合は、わずかに降伏後の二次剛性が確認でき、最大荷重の増加率は 18 % 程度であった。また本研究では、提案構造の地震時応答ならびに復旧時の挙動を模擬した一連の動的解析を実施した。具体的には、初めに設計地震動（道路橋示方書に規定されるレベル 2 地震動（呼び名:2-II-I-3））を入力した後、残留変位が生じた構造物に対し、柱高さ 0 mm から 225 mm の間に位置する可換部の要素を撤去し、構造物の自由振動を動的に解析した。その結果を図-3.1.17 に示す。ここで比較のため、地震時にセルフセンタリング機構が顕在化する PC 柱を模擬したモデルに対して地震応答解析を行った結果も示している。図-3.1.18 より、PC 橋脚では最大応答変位が 27.7mm であるのに対し、提案構造では可換部が塑性化したことでエネルギー吸収性能を発揮し、芯材なしの場合で 19.6mm、芯材ありの場合で 19.4mm と、地震時の応答が低減していることがわかる。さらに、提案構造において、地震後に残留変位が生じて、可換部を撤去することで、永続部のセルフセンタリング機構が顕在化し、最終的な残留変位がゼロになっていることが確認できる(図-3.1.19)。

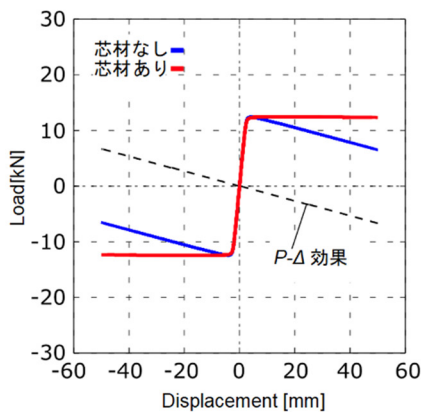


図-3.1.15 永続部のみの荷重変位関係

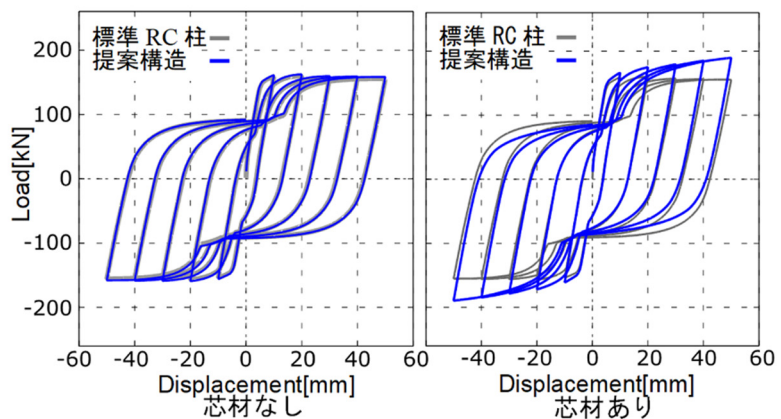


図-3.1.16 可換部を組み合わせた際の荷重－変位関係

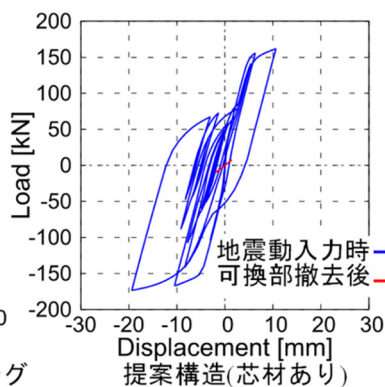
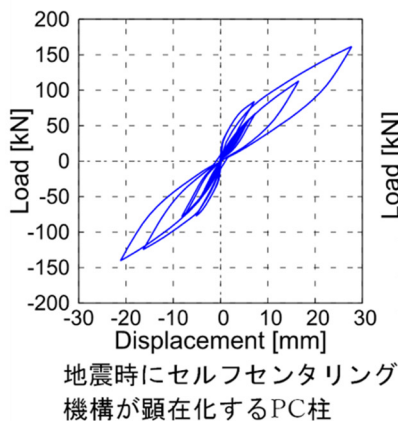


図-3.1.17 荷重変位履歴関係

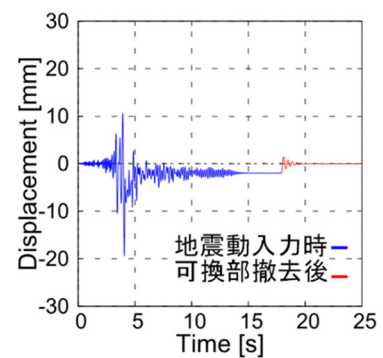


図-3.1.18 応答変位時刻歴
(提案構造(芯あり))

(1-6) まとめ、将来の展望

本研究では、地震後の復旧性向上の観点から、メタボリズム耐震橋脚構造において、地震時には柱のセルフセンタリング機構を要求せず、地震後の復旧時に塑性化した可換部を撤去する中で、セルフセンタリング機構が顕在化する構造の解析的検討を行った。その結果、永続部にコンクリートヒンジを用いた提案構造において、地震時のエネルギー吸収性能と復旧時のセルフセンタリング機構を両立できる可能性が示された。本検討で提案した、ダメージフリー構造の挙動を地震後の復旧時に顕在化させるという考え方は、将来の地震災害軽減を目指す上で新たなアプローチになりうるといえる。

(植村 佳大)

(2) 橋脚基部に高じん性繊維補強モルタルを使用した橋脚

(2-1) 研究方法、実験方法、技術の構成など

兵庫県南部地震では、橋脚の耐力不足のほか、RC 橋脚のせん断破壊、段落とし部の被害、鋼製橋脚の局部座屈などの地震災害経験から、災害を軽減するために大地震でも倒壊に至らない、あるいは至ることが難しい橋脚をいくつか提案された。SWG では、橋脚基部に高じん性繊維補強モルタルや橋脚基部から免震支承を使用した橋脚に着目して文献を調査した。

(2-2) 研究目的、意義、技術特徴

文献3.1.15では、既往の地震被害事例と特徴を振り返り、その中から、日本全体に着目すると、1923年関東大地震からほぼ数年間の間隔でマグニチュード7及びその以上の大地震が発生し、それに伴って、多くの死者が出るような災害が発生し、その繰り返しの中で、耐震設計法の変遷も考察した。また、これから高度な耐震設計法が求められていると指摘した。その上、大地震を経験しても大きな補修が必要ない「ダメージフリーの橋」を提案した。文献3.1.16, 17では、E-ディフェンス振動台において、従来のRC橋脚や現在基準のRC橋脚と繊維補強されたダメージフリー橋脚の実大振動台実験を実施した。

(2-3) 実験方法

E-ディフェンスにおいてRC橋脚の振動台実験を実施し、試験体は、
C1-1：曲げ先行破壊型、
C1-2：せん断先行破壊型
C1-5：曲げ先行破壊型
C1-6：曲げ先行破壊型
の4種類としている。

C1-6 橋脚では、基部にポリプロピレン繊維を入れた高じん性モルタルを使用し、今まで被害が集中している橋脚基部を補強した。

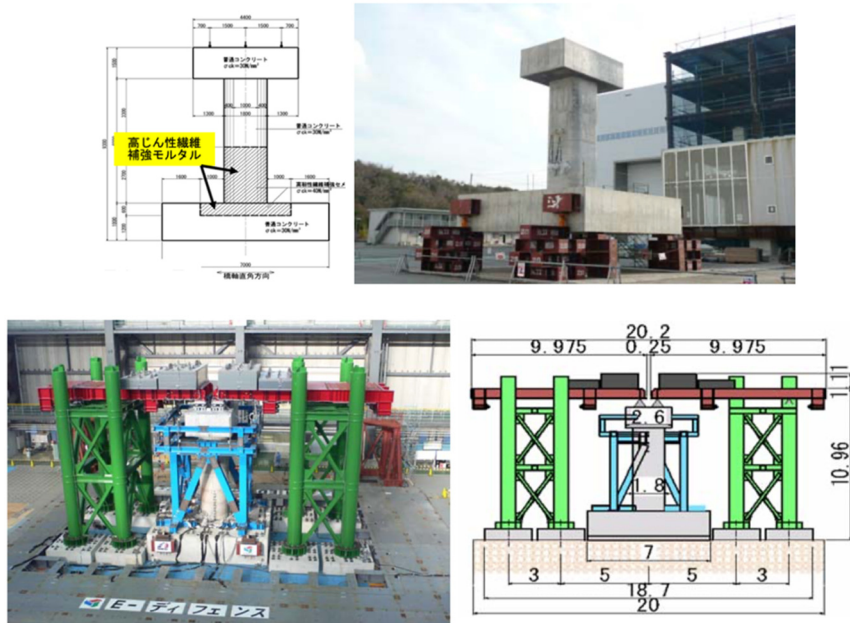


図 3.1.19 E-ディフェンスにおいて RC 橋脚の振動台実験^{3.1.17)}

(2-4) 主要な結果

主要な実験結果はとして、繊維を入れた橋脚では大幅にひび割れが抑えたことができたことが分かった。

(党 紀)

(3) 圧縮芯を有する鋼製橋脚

(3-1) 研究方法, 実験方法, 技術の構成など：

兵庫県南部地震では、鋼製橋脚基部の局部座屈が発生する場合、塑性変形が基部に集中して、塑性ヒンジとなり、地震後の過大な残留変位や倒壊などに発展しやすい。鋼製橋脚の中心部に図に示すように圧縮芯に変えることによって、鋼板に圧縮力に作用されないようにして、局部座屈を抑える効果が期待される。

3.1.19)

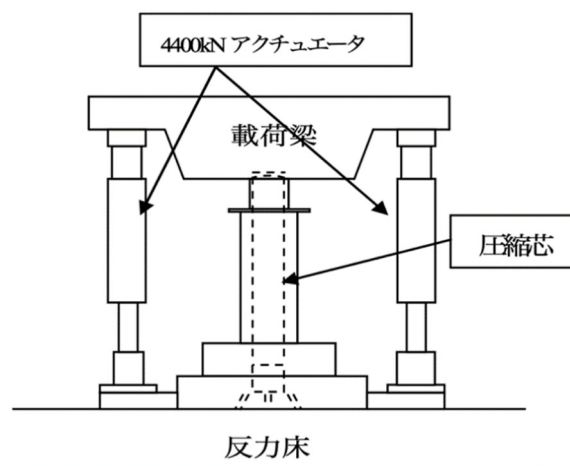


図 3.1.20 圧縮芯を有する鋼製橋脚

鋼製橋脚の中心部に図に示すように圧縮芯に変えることによって、鋼板に圧縮力に作用されないようにして、局部座屈を抑える効果がきだいされる。^{3.1.19)}

(3-2) 研究目的, 意義, 技術特徴

鋼製橋脚中心部に低コストのPCパイプまたはコンクリート充填鋼管を設けることによって、鋼製橋脚の耐震性能向上を検証するため、2週類計10台の試験体を用いて、静的載荷実験を行った。

(3-3) 実験方法

2種類の試験体は、圧縮芯がなしとありの2種類を用いて、さまざまな軸力の条件下（軸力比0.15, 0.3, 0.45）及び補剛材剛比(1.0, 1.75, 2.5)の試験体に対して載荷を行った。

(3-4) 主要な結果

異なる載荷条件での載荷では、いずれでも、圧縮芯があった場合、その耐震性能が検証に向上できたと思われる。異なる軸力比の実験では、高軸力の作業では、従来の鋼製橋脚が早くも座屈して、劣化域において、耐力もすぐに低下して、じん性が発揮できないことに対して、圧縮芯のある場合、例えば45%の高い軸力比においても、高い耐荷力とじん性を得られた。

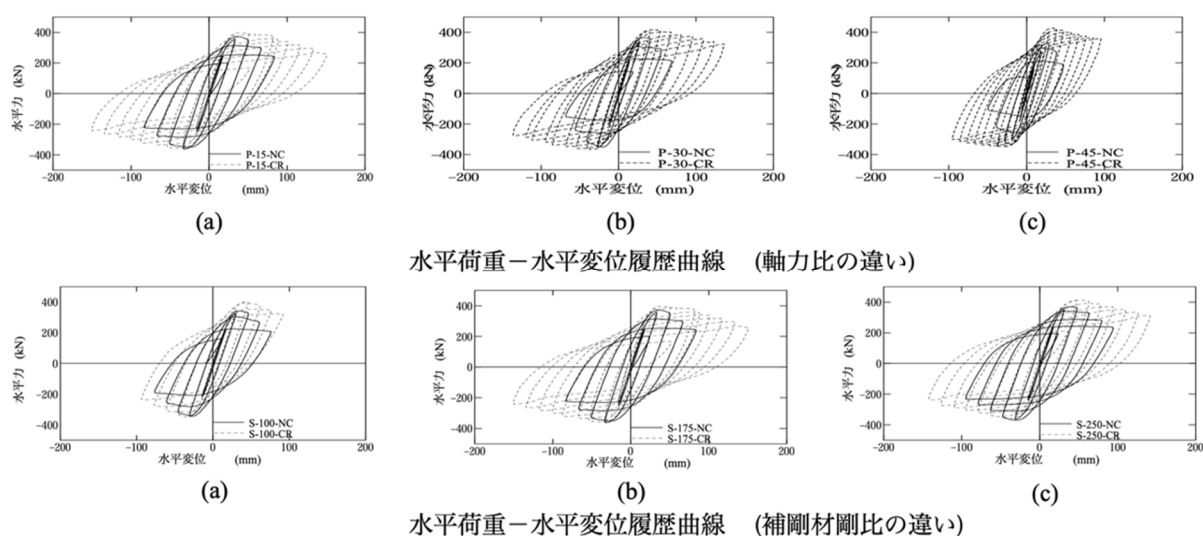


図 3.1.21 実験結果

(党 紀)

3.1.4 ダンパーの活用

(1) 縦補剛材せん断パネルを有する鋼管集成橋

(1-1) 背景

1995年に発生した兵庫県南部地震では、多数の鋼構造物が甚大な損傷被害を受けた。以降、鋼橋の耐震

性能向上に向けた検討が行われており、成果の一つとして鋼管集成橋脚が実用化されている。鋼管集成橋脚は2002年から開発に取り組んでおり、RC橋脚や鋼製橋脚に比べ同等以上の耐震性を有し、また容易にかつ短時間で復旧できるような橋脚の構造形式の開発を目指している。2013年、淀川左岸線の海老江ジャンクションの橋脚として採用された。

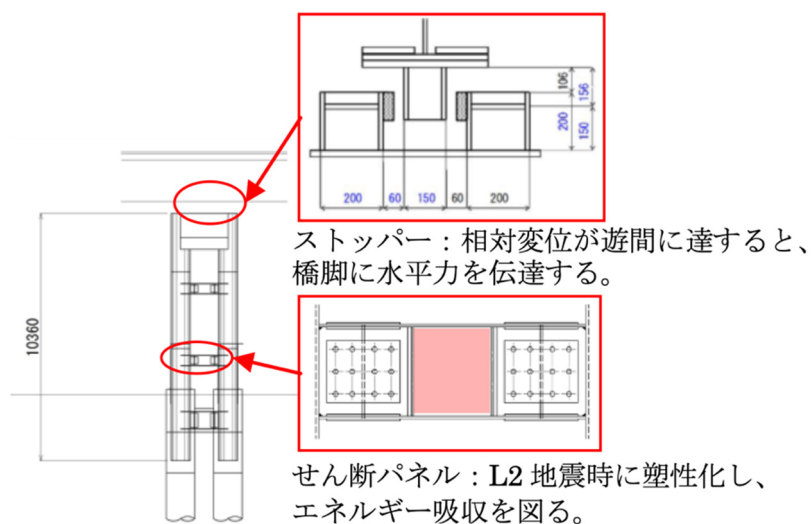


図3.1.22 鋼管集成鋼製橋脚^{3.1.23)}

(1-2) 技術的特徴

鋼管集成橋脚は4本の鋼管柱を横つなぎ材により1つの柱とした構造であり、死荷重や活荷重などの鉛直荷重を一次部材である鋼管柱で支持し、地震時慣性力などの水平荷重を二次部材であるせん断パネルで抵抗する。せん断パネル(横つなぎ材)の中央部は低降伏点鋼で鋼製されたせん断パネルを用いることでダンパーの役割を發揮し、大規模地震時には、損傷をせん断パネルに集約する損傷制御構造の採用により、地震発生後は損傷したせん断パネルを取り換えることで、主部材である鋼管柱を健全に保つことができるため、早期かつ低コストでの復旧が可能になる。また、地震後の緊急点検時には他部材に先行して損傷する部材が定まっているため、点検する部材を限定できる。また、せん断パネルの損傷状態を見れば橋脚全体の損傷程度も把握することができ、せん断パネルは損傷度センシングの役割を担っているため、供用の可否を速やかに判断することができる。既製品であるスパイラル鋼管を使用すればコスト削減を図ることができる他、4本のそれぞれの鋼管の断面積は比較的小さいため、製作時や架設・運搬のひずみ・変形が生じづらく、現場で鋼管を架設していく際に、真円度や目違いの補正が必要ないため、急速施工が可能となる。この急速施工は交通規制時間の短縮等に寄与できる。

また、基礎との接続については、鋼管柱をフーチングやケーソン頂版と直接接続し定着させることから、アンカーフレームを省略することができる。さらにはフーチングも省略し、鋼管を直接地面に埋め込む杭基礎一体型鋼管集成橋脚の場合は工費を46%程度削減できる他、現場工程の短縮にも寄与することができる。

(1-3) 主要な結果、特徴、考察

エネルギー吸収箇所をコントロールし、早期に取り換えることで通行止め期間を限定出来る可能性がある。さらにせん断パネルのように一部だけ交換可能な損傷制御構造を考えることで、地震時ライフサイクルコストの低減にも寄与すると考えられる。

(平野 翔也)

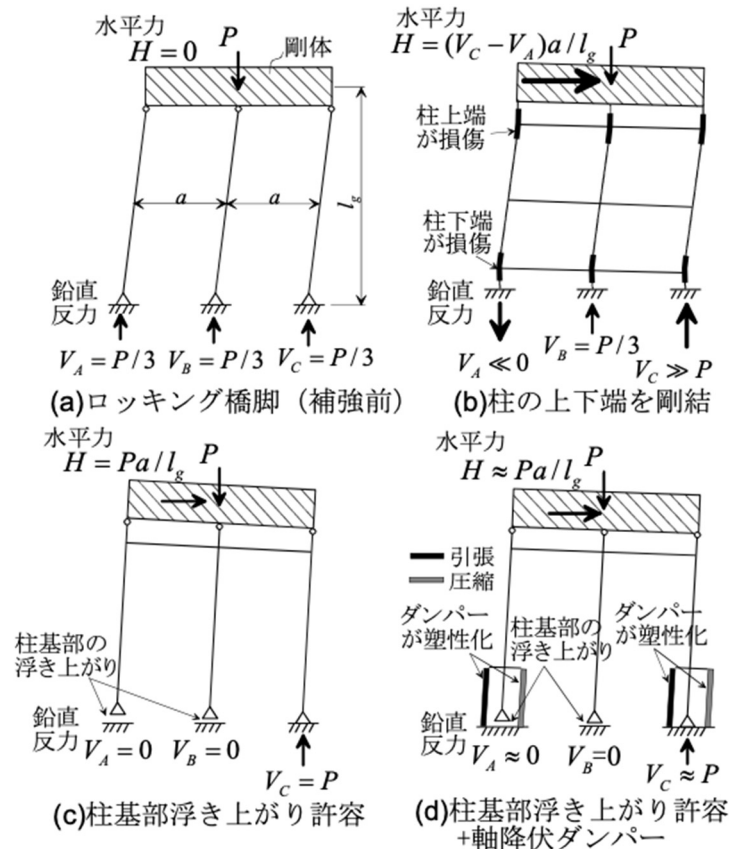


図-3.1.24 ロッキング橋脚を用いた橋^{3.1.24)}

(2-3) 主な結果

主要な結果、特徴、考察は下記の通りである。

- (1) 柱基部の浮き上がりを許容する機構が有効であることが判明している。
- (2) 柱基部の浮き上がりを許容すると、上部構造のスパン長によらず基礎への地震作用を大幅に低減できる。その結果、基層の補強を回避できる可能性がある。ただ、この方法では柱基部の浮き上がりを許容するので地震時の応答水平変位が柱基部を固定した場合に較べやや大きく出る傾向にある。しかし、対象モデルの解析結果から、ピボット支承の回転角が限界回転かくに対して十分余裕のある範囲にとどまることに加え、残留変位はほとんど生じないことを確認した。
- (3) 柱基部に軸降伏型ダンパーを併用すると、柱基部の浮き上がり量の制御や接地時の衝撃緩和も可能になることがわかった。
- (4) なお、柱基部の浮き上がりを許容した橋脚における地震作用の低減分は上部構造の桁端を支持する橋台で負担されるので橋台両端の変位制限装置はこれに対応できるように十分補強する必要がある。
- (5) 最後、浮き上がり機構を取り入れた事例は海外ではSouth Rangitikei 橋が有名であるが、日本では本研究の著者が耐震補強で検討したラーメン式ロッキング橋脚の事例がある。

(2-4) 浮き上がりを許容する構造の安定性について^{3.1.24)}

小さくて細長い自立した物体（花瓶など）が、水平方向の揺れで転倒しやすいことはよく経験することである。自立した物体の安定性が問題になる場合、直感的な対策として重心を低くすることは明らかであ

る。同時に、高さ 6/1 のアスペクト比を持つ古代の自立式の柱は、重い自立式の epistyles (Greece) とともに、さらに重い frieze の上部 (Greece) で、数百年にわたって高い地震リスクのある地域で安定して残っている。

Housner^{3.1.25)}は、①幾何学的に類似した2つのブロックのうち、大きい方のブロックが、小さい方のブロックより転倒させるような衝撃に耐えること、②同じ振幅の2つの加速度パルスのうち、継続時間の長い方が転倒させやすいこと、というサイズ-周波数スケール効果を明らかにした。

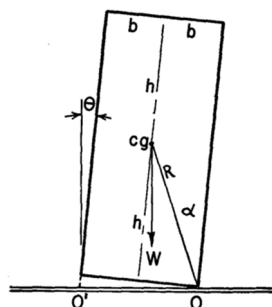


図-3.1.25 Housner のロッキングブロック^{3.1.25)}

Mariks の研究^{3.1.26)}では、平面的なロッキング運動が発生する際に、浮き上がりを許容するロッキングフレームの地震応答と安定性分析を通じて、同じ細長さ α およびより大きなサイズを持つ単独の柱の動的応答と同等していることを示している。さらに、上の桁の重心の高さにもかかわらず、桁が重ければ重いほど、ロッキングフレームはより安定した構造になっていることを示している。

高い橋の橋脚が揺れることを許容するという概念は新しいものではない。例えば、浮き上がりと揺れから得られる有益な効果は、1970 年代初頭からニュージーランドの South Rangitikei 橋で実施されている^{3.1.27)}。

(何 昕昊)

3.1.5 橋梁の落下防止構造とその他の構造手法

(1) 簡易段差防止装置

(1-1) 背景

多数の橋梁に対して迅速に対策を実施することができるよう、施工性に優れた段差防止装置の開発が行われている^{3.1.28)}。人力で施工可能なように小型の円柱($\phi 210\text{mm}$, 高さ 400mm, 板厚 5mm 程度)に珪砂を詰め、その上に GFRP 製の落し蓋を設置する構造となっている。

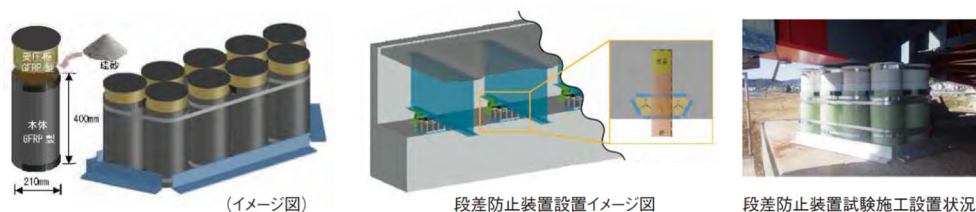


図-3.1.26 施工性に優れた段差防止装置^{3.1.28)}

(1-2) 技術的特徴

支承が破壊され、桁が落下した際に落とし蓋に荷重がかかり、落とし蓋から珪砂に荷重がかかることで、珪砂が横方向に広がり、GPRP 版に膜応力(均一な引張力)をかけて支える構造である。

(1-3) 主要な結果、特徴、考察

地震発生後に桁を支えることが出来るため、路面の段差を防止し、緊急車両の通行を確保できる可能性がある。また、人力で施工可能かつ、組み合わせにより既設の設置幅に対応可能である。物流上重要な道路輸送網に含まれている一方で、ダメージフリーへの対応が難しい既設橋梁に対して、迅速に対応が可能な構造の提案もダメージフリーの観点として非常に重要だと考える。

(平野 翔也)

(2) 倒壊方向制御構造

(2-1) 研究方法、実験方法、技術の構成など：

超巨大地震が発生し、それにより橋梁が倒壊する場合に、倒壊方向によっては、2 次的な被害が生じる可能性がある。この倒壊方向制御構造では、巨大地震により高架橋が大きく損傷し倒壊に至る場合を想定しているものの、近隣に位置する居住地域や緊急輸送道路に被害を及ぼさず (ダメージフリー)、復旧ヤードを確保することを目的としている (図-3.1.27)。

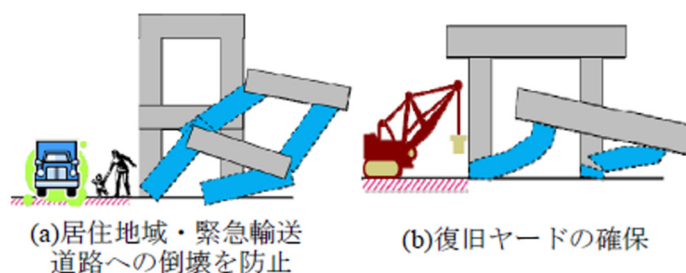


図-3.1.27 橋梁を対象とした倒壊方向制御機構の目的

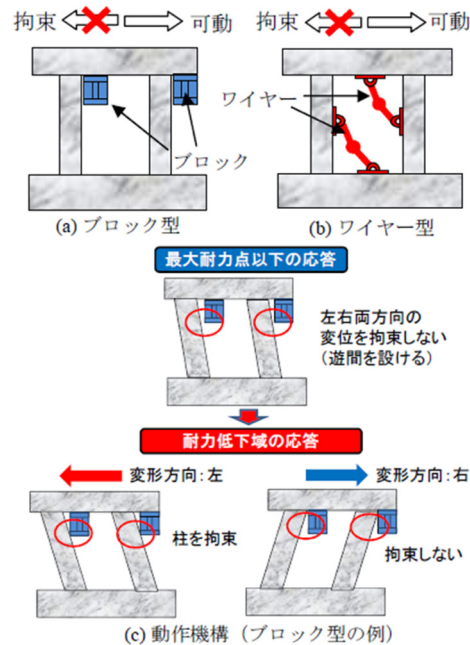


図-3.1.28 高架橋の倒壊方向制御を実現するブロック型とワイヤー型の概念図

(2-2) 研究目的、意義、技術特徴

文献3.1.28)では、地震による高架橋の倒壊を特定の方向に誘導するために、ブロック型とワイヤー型の2つを提案している(図-3.1.28)。これらは2つとも柱にブロックあるいはワイヤーを戦略的に設置することで、倒壊させたくない方向への変位を抑制する機構である。この機構では、装置を追加して設置しているが、これらが当初の柱の反力分布や損傷・変形モードを阻害しないようにすることが必要である。そのために、ブロック型では設置位置と柱の間に有効な遊間をもたせる、ワイヤー型では特定のたるみをもたせる、ことが重要である。

(2-3) 実験方法

文献3.1.29)では、図-3.1.29に示すようにラーメン橋脚の模型にブロック型とワイヤー型の機構を設置し、振動台により橋軸直角方向に正弦波の加速度を付与して、倒壊するまで漸増载荷を行って、想定通りの方向に倒壊するかを確認している。図-3.1.30に、各装置付き橋脚における水平変位と慣性力の関係を示す。また、図-3.1.31に示すように、ブロック型装置付きの橋脚の場合、柱と装置が線接触することでせん断ひび割れが生じているのに対し、ワイヤー型装置付きの橋脚の場合、ワイヤー設置部が面的に固定されていることからひび割れが分散して生じることが指摘されている。

また、文献3.1.30)では、ブロック型装置を対象としてその設計や応答値の推定のために、装置の設置位置などを変えた橋脚の静的载荷実験を行い、その力学特性を検討している。いずれの装置の設置でも、橋脚単体よりも耐力は、20~45%上昇していることを示している。また、装置の位置としては、柱との接触を最大耐力以降となるようにすると、予期せぬ損傷などは生じず、終局挙動は、柱単体と概ね同等となり、かつ倒壊方向の確実な誘導が可能であることを示している。

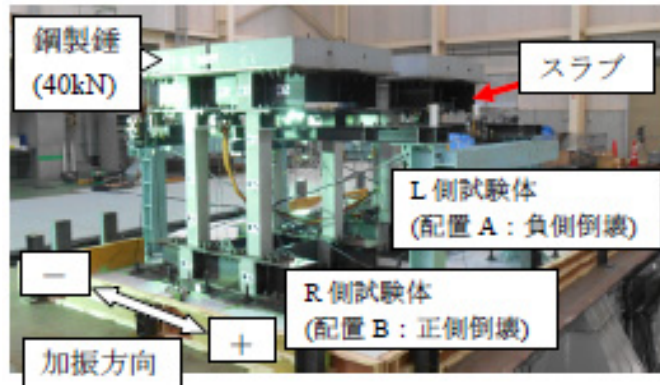
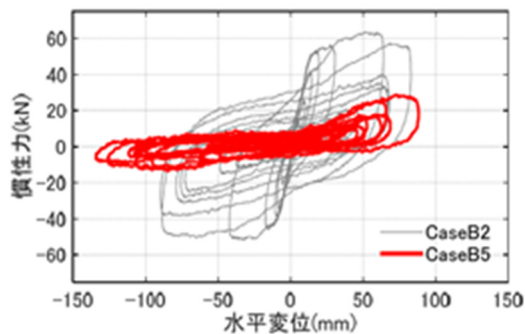
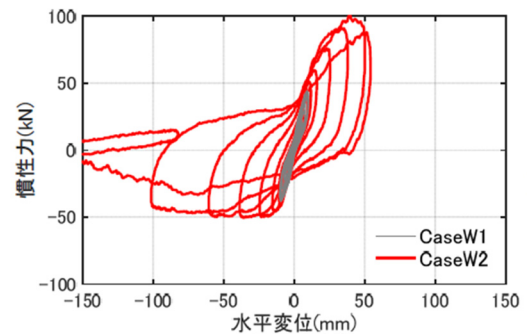


図-3.1.29 ブロック型ワイヤー型の倒壊方向制御装置を設置した
ラーメン橋脚模型の正弦波加振実験^{3.1.29)}

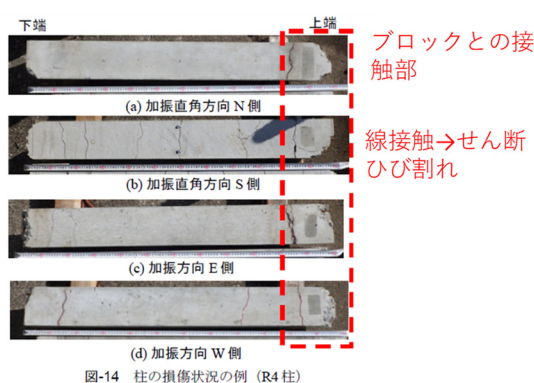


(a) ブロック型装置が付いた橋脚

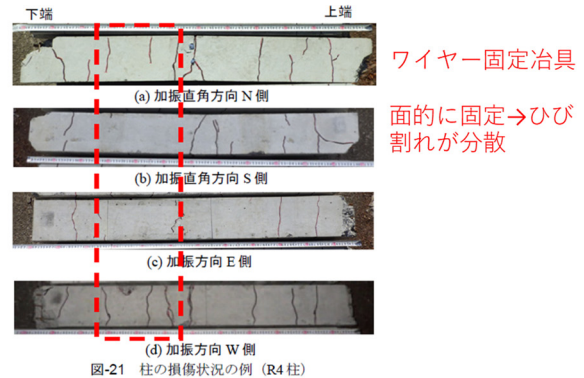


(b) ワイヤー型装置が付いた橋脚

図-3.1.30 ブロック型、ワイヤー型の倒壊方向制御装置を設置した
ラーメン橋脚模型の変位-荷重関係^{3.1.30)}



(a) ブロック型装置が付いた橋脚



(b) ワイヤー型装置が付いた橋脚

図-3.1.31 ブロック型、ワイヤー型の倒壊方向制御装置を設置した場合の柱の損傷状況^{3.1.30)}

(2-4) 主要な結果

橋脚の倒壊方向を誘導するための装置として、ブロック型とワイヤー型の倒壊方向制御装置を提案している。正弦波を用いた装置付き橋脚の振動実験より、ワイヤー型の方が瞬間的に大きな拘束力が生じ早期に損傷が進展することから、ブロック型の方を推奨している。さらに、設置方法の異なるブロック型装置付き橋脚の静的載荷実験を行い、どの場合も装置により基本的に耐力が向上することを明らかにしている。加えて、実験結果より、

安定かつ確実な倒壊方向制御のためには装置と柱との接触が柱の最大耐力以降になることを推奨している。

(吉田 純司)

(3) 大変形空間創成ブロック

(3-1) 背景

地震時の衝突力軽減を目的として、伸縮装置の開発や改良が行われている。地震時の衝突力を軽減する研究は、地震時に桁端部を下部工に設置した衝撃吸収材に衝突させることにより衝突力を軽減して耐震性を確保するものである。桁遊間を狭めることで、騒音や振動等が生じにくいことに加えて、伸縮装置の耐久性や維持管理性が向上する一方で、免震支承を用いて地震時耐力を確保した水平力分散構造では、地震時の振動を減衰・吸収するために、広い桁遊間が必要となる。

(3-2) 技術的特徴

通常の維持管理では桁遊間を狭めつつ、地震時には桁遊間を広げるため、橋台胸壁の上側部分が桁との衝突で部分的に破壊され、橋台に押込まれることにより適した桁遊間を確保することができる。

(3-3) ダメージフリーへの活用検討

地震発生後に橋台の一部を破壊させ、桁遊間を広げることができるため、エネルギー吸収の観点でのメリットや桁端部が損傷するリスクを低減することができる。

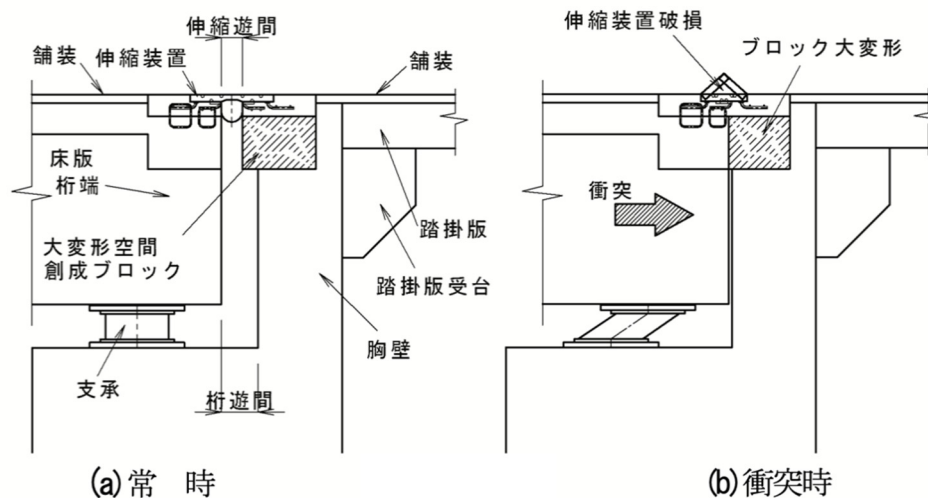


図-3.1.32 簡易段差防止装置概要図 ^{3.1.31)}

(平野 翔也)

(4) AI（強化学習）を用いた振動制御

(4-1) 研究背景と目的：

背景：AMD を制御するための制御則について、今まで家村や五十嵐らのスカイフック制御，負剛性制御などが提案されたが，基本的に相関性を利用する最適化理論に基づく。

研究目的：非線形挙動を含める系に対して，強化学習の一つである DQN を用いた制御則が提案された。

(4-2) 研究目的, 意義, 技術特徴

研究対象として, 著者らの所属構内にある連絡通路とされている歩道橋であり, スパンは 14m, 中央部に図に示すようにリニアモータとそれを制御する装置とセンサーを配置している.

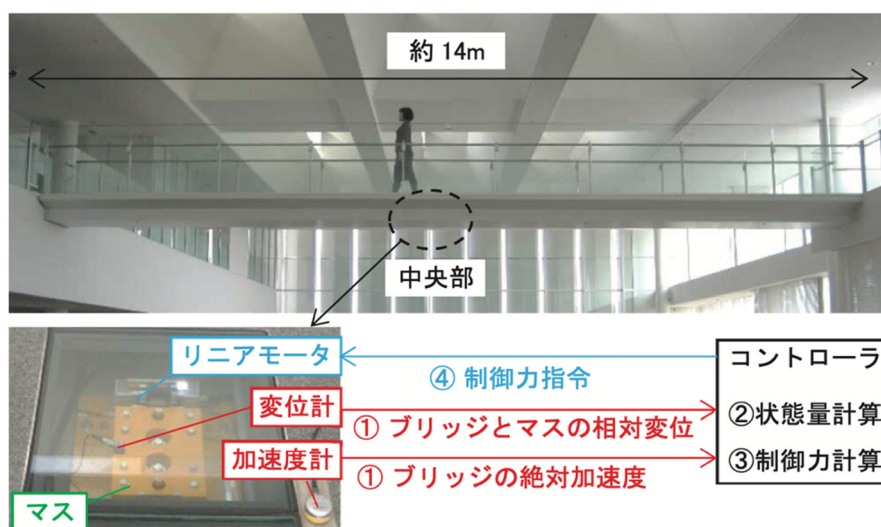


図-3.1.33 実験の概要^{3.1.32)}

制御アルゴリズムとして, 下記のものがある.

AMD、DQN: Deep Q-Network

強化学習: 基本的に, 評価関数では現在の状態と過去の行動によって行動価値関数 Q をニューラルネットワークで決めていく. 出力として AMD の制御荷重とする. その応答結果によって報酬を評価して, NN のパラメータを更新 (訓練) して, 次に行くことになる.

(4-3) 主要な結果, 特徴, 考察:

各方法で制御された場合の加振結果について, 制御していないときに, 3Hz 付近が応答加速度が卓越しており, Q 学習, DQN, Actor-Critic という 3 つの方法を比較して, DQN の結果が最も優れていた.

(党 紀)

3.2. 新材料に関する技術レビューと最近の研究事例

3.2.1 TRIP 鋼について

(1) 研究方法, 実験方法, 技術の構成など

ダンパーの鋼材として、今まで、Al 合金、低降伏点、記憶合金などが検討されていた。鋼材ダンパー、せん断パネルダンパー (SPD)、もしくは座屈拘束 (BRB) ダンパーがあるが、今まで橋梁に応用するにはいくつかの課題があった。大きな変形能力を確保、塑性変形して低サイクル疲労が発生、Al 合金は接触腐食や靱性が十分ではない点もある。記憶合金では、近年 Fe-Mn-Si 系のものがあるが、Ni 系の SMA は高価である一方、中央指向型履歴を持つ。エネルギー吸収能力より残留変位を抑えることに注目している。ただし、制震ダンパーは機能分離の考え方から、主構造と分けて、エネルギーを吸収することが主要な目的とすべきとの考え方もあり、その場合は、残留変位について、主構造の剛性により地震後の変位が回復するとも言える。ダンパーとして優れた材料について、下記の TRIP 鋼について文献調査^{3.2.1,2)}を行った。

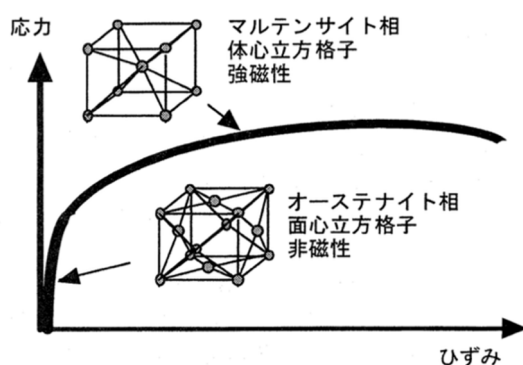


図 3.2.1 応力ひずみ関係と結晶からみた誘発変態(TRIP)現象^{3.2.2)}

(2) 研究目的, 意義, 技術特徴

誘発変態塑性 (TRIP: Transformation-induced plasticity) によって、応力が集中せずに、破壊しにくく、大きな塑性変形ができることから、自動車産業において大いに注目されている。衝突吸収能力が優れていることも特徴である。

(3) 実験方法

材料的配合、基本的な機械的特性の実験、棒試験体を用いた引張圧縮試験、および平板試験片を用いた曲げ実験が実施された。

(4) 主要な結果

基本的な機械特性は通常の鋼材より強度が低く、伸びが非常にいいものとなっている。TRIP 現象によって、大きな塑性変形が実現できる。窒素を添加することで、強度と伸びが改善される。

将来の展開として、橋梁に適用できる試験体、例えばせん断パネルダンパーあるいは LRB の鉛の代わりのコアを試作し、繰り返し载荷して、その履歴曲線を観察するものが必要と思われる。

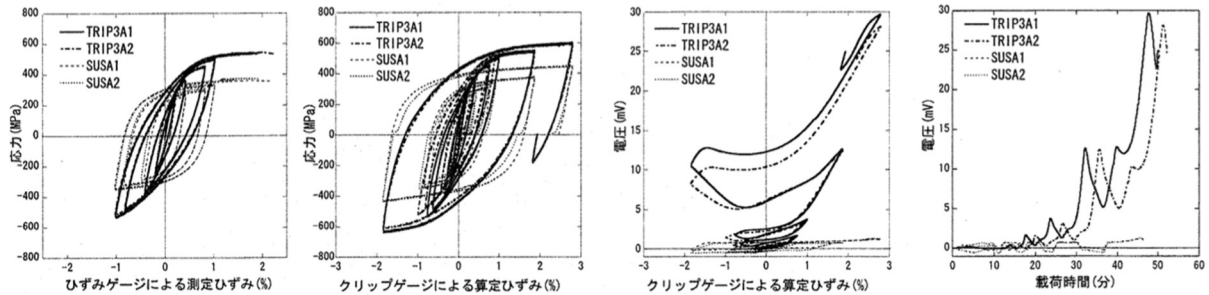


図 3.2.2 TRIP 鋼とステレス鋼の載荷履歴の比較^{3.2.2)}

(党 紀)

3.2.2 鉄系記憶合金制振ダンパーの開発

(1) 研究方法, 実験方法, 技術の構成など :

前節に続いて, 建築で用いられた鉄系記憶合金の開発を紹介する^{3.2.3,4)}. 建築分野では, 長周期地震動対策としての制振技術が必要とされると同時に, 長時間複数回の揺れに耐える性能も必要となる. そのため, 粘性ダンパー, オイルダンパーが主に使われているが, コストが高く, 長期的に品質を確保しながら使用するために点検や手入れも必要であり, その速度依存性や温度依存性も懸念される. 鋼製系ダンパーは耐力が高く, コストが低い反面, 低サイクル疲労の問題が懸念されている. 鉄系記憶合金では, 非常に優れた疲労耐性を持ち, 最近では安価で板材が入手できるようになったため, これを用いた制震ダンパーの活用が期待されている.

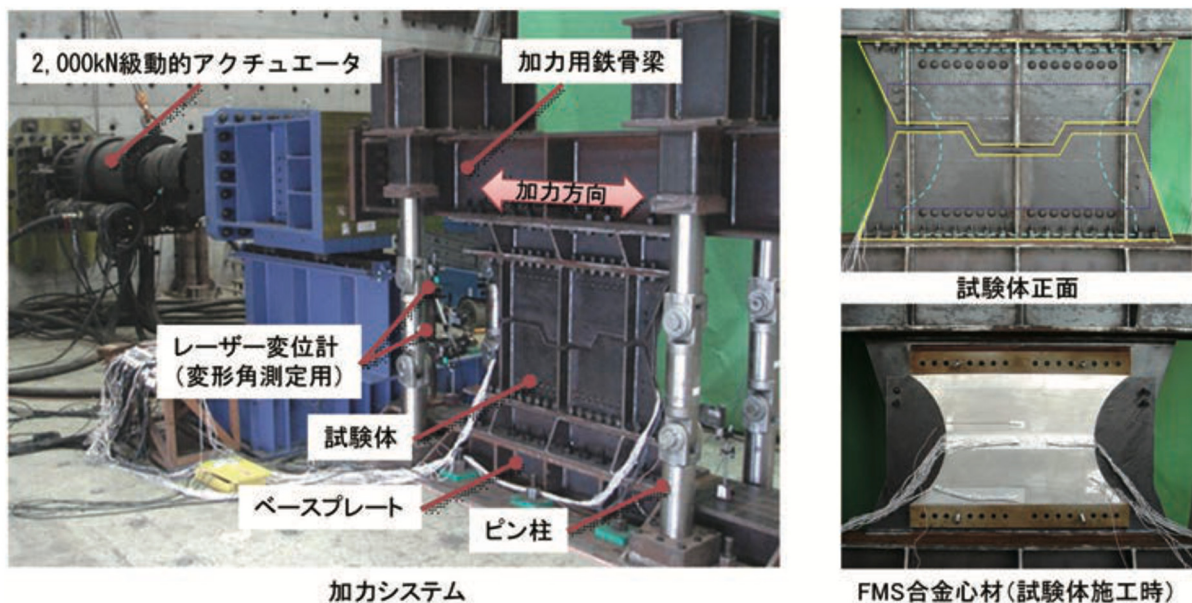


図 3.2.3 FMS ダンパーの載荷実験^{3.2.3)}

(2) 研究目的, 意義, 技術特徴

FMS の特徴 :

- 非常に大きな形状回復ひずみを示していること
- 低コスト
- 形状記憶効果
- 相変態挙動
- 変形後に加熱すると初期形状に回復

(3) 実験方法

せん断載荷実験装置を用いて、静的繰り返し載荷及び地震動波形による載荷実験が行われた。

(4) 主要な結果と考察

静的繰り返しせん断実験では、楕円形に近い履歴形状を描いて、エネルギー吸収量に優れていることがわかる、そして、履歴曲線も安定で、安定した2次勾配が確認できる。

また、地震動波形による載荷実験では、いずれもせん断変形が小さい領域に行われており、橋梁用のためにはより大きな振幅の載荷が必要と思われる。

(党 紀)

3.2.3 超塑性 Zn-Al 合金を用いた免震支承

(1) 背景

超塑性は学問的興味のみならず，有用な工業的生産技術のひとつになりつつある．セラミックス，金属間化合物，複合材料などの難加工材の塑性加工技術に応用され始めている．また，非超塑性材料や熱可塑性樹脂材料などの一般工業材料の新しい成形加工技術（ダイアグラム，メソブレン成形）として注目されている．

(2) 研究目的，意義，技術的特徴

ダンパーとして用いられる材料は鉛や低降伏点鋼，高粘性材料など多種多様である．その中でも，室温で超塑性を示す Zn-Al 合金を利用した制震ダンパーが開発・実用化されている中，超塑性材料を免震支承（鉛プラグの代替材）として採用できないかの検証．

(3) 実験方法

超塑性材料を用いた積層ゴム支承（ZARB）と LRB それぞれ 1 体ずつ用意し，水平方向に正弦波と三角派を変位制御で 4 サイクルの载荷を行い，安定した挙動を示す 3 サイクル目のデータを使用する．本試験では軸力を与えず，水平方向のみの载荷試験とする．

(4) 実験結果

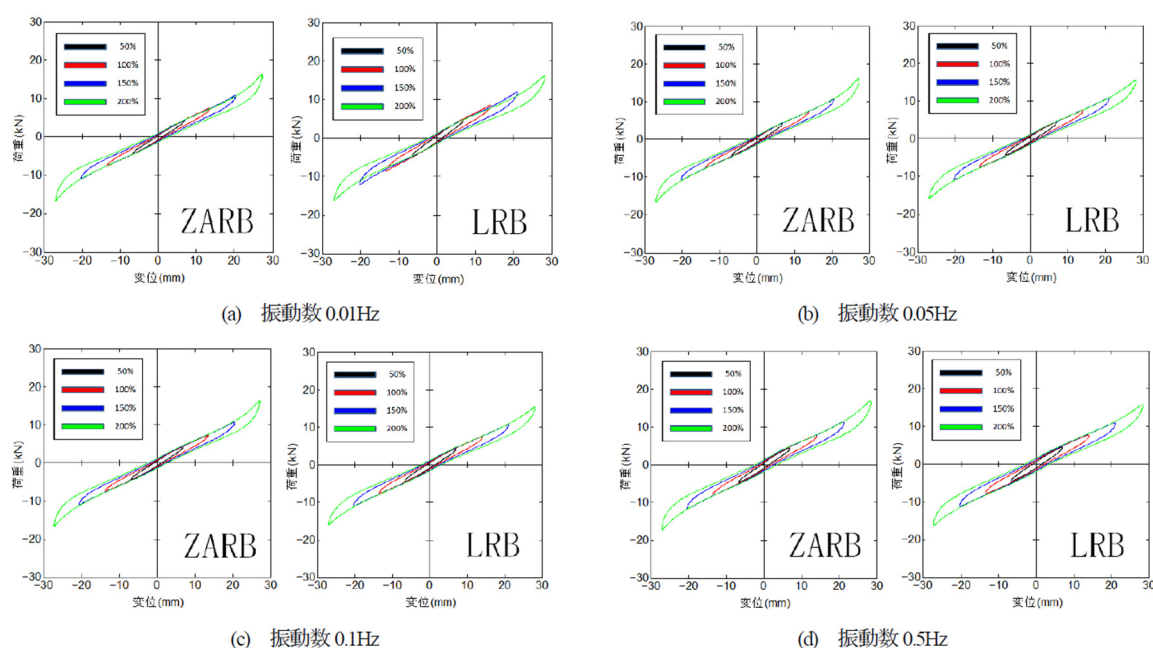


図-3.2.4 正弦波载荷時の履歴曲線の比較 ^{3.2.5)}

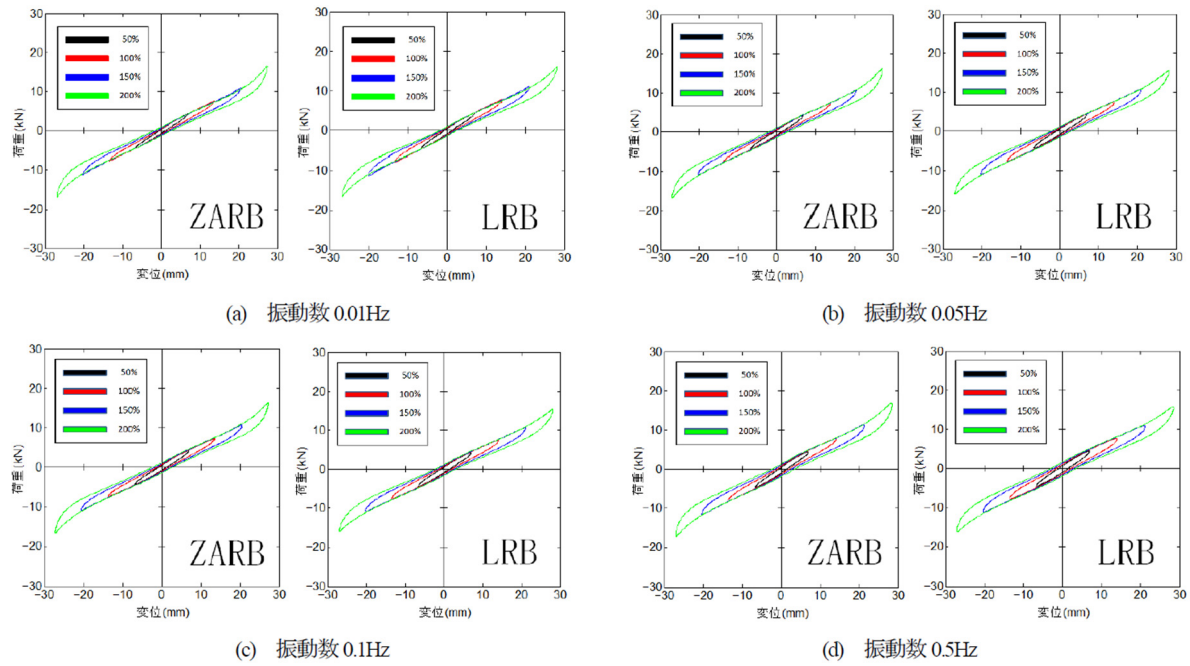


図-3.2.5 三角派载荷時の履歴曲線の比較^{3.2.5)}

(5) 本研究における結論

- Zn-Al 合金を圧入した積層ゴム支承は、鉛プラグ入り積層ゴム支承と同様に安定した履歴曲線を示すことを確認できた。
- 本研究では軸力を与えず、水平方向のみの载荷試験を行っているため、今後は軸力を考慮した载荷試験を行いより精度の高い比較を行う必要がある。

(6) 今後の展望

Zn-Al 合金を鉛プラグに留まらず、支承の鋼材部材や伸縮装置、落橋防止装置への展化が期待できるのでは。

(流 智子)

3.2.4 高強度・高延性を有するハイ・エントロピー合金の作製

(1) 研究の背景

ハイ・エントロピー合金は、5種類以上の異なる元素をほぼ等原子数ずつに混ぜ合わせて製作される新しい概念の合金で、成分により様々な特性を付与できる金属である。異なるサイズの原子で構成される結晶格子の大きな歪みに由来した高い強度や、原子の拡散が抑制されることによる高温での安定性などから、未来の高強度材料、高温材料として研究が行われている。

(2) 研究目的、意義、技術的特徴

文献^{3,2,6)}では、アルミニウム(Al)、コバルト(Co)、クロム(Cr)、鉄(Fe)、ニッケル(Ni)から成る高い強度と大きな引張延性を有するハイ・エントロピー合金を作製し、引張強度等を確認している。

(3) 研究方法、実験方法、技術の構成

文献^{3,2,6)}では、製造方法および焼鈍処理温度を変えた材料を用意し、引張試験を実施している。

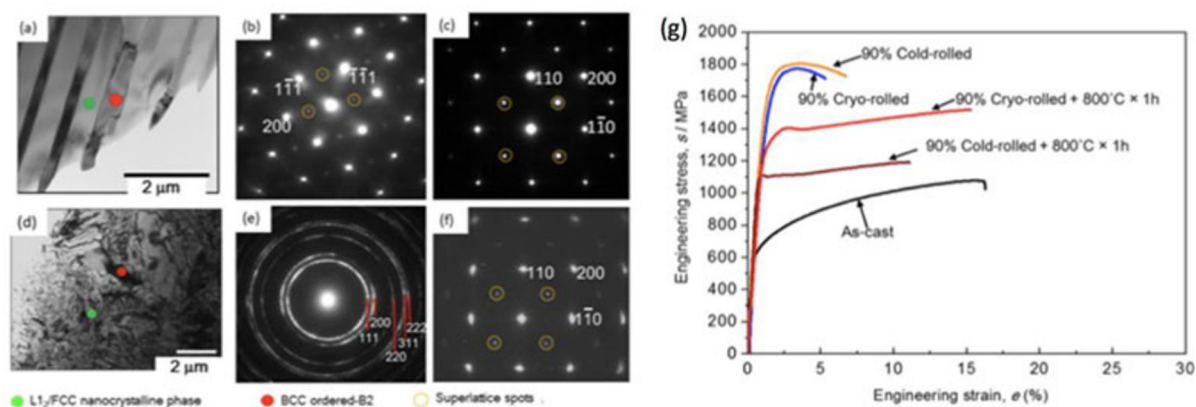


図-3.2.6 ハイ・エントロピー合金の顕微鏡写真と実験結果^{3,2,6)}

(4) 主要な結果、特徴、考察

文献^{3,2,6)}では、合金における金属間化合物は脆いのが普通だが、二相の金属間化合物から成る本合金は高い延性・加工性を有し、圧延による強加工が可能であることを確認している。冷間圧延、極低温圧延等、圧延材、鋳造に対して種々の温度での焼鈍処理を施し、引張試験を実施したところ、鋳造・凝固材は16%程度の延性と1000MPa程度の引張強さ、冷間圧延材、極低温圧延材は伸びが5~7%程度となるが、1800MPaの引張強さとなり、トレードオフ関係にあることを確認している。極低温圧延の場合、再結晶により等軸化した領域もあるものの、ラメラ状の加工組織も多く存在し、不均一かつ複雑なナノ組織を有することを確認しているが、極低温圧延の場合になぜこのような組織が形成されるか、不均一微細組織がなぜ高い強度と延性を両立できるかは今後検討が必要とされている。

本新材料は、将来の展望として橋梁において耐力の明確な階層化、損傷の誘導等への活用が期待できるが、引張強さ以外の機械的性質等の確認、引張強さを向上させた場合の靱性の低下の構造への影響等の課題が考えられる。

(右高 裕二)

3.2.5 セメント系材料の自己治癒技術

(1) 研究の背景と目的

材料に自己治癒性を付与して智能材料として展開していく試みが国内外で注目されており、「セメント系材料の自己治癒技術の体系化研究専門委員会」を立ち上げた。委員会の目的は、自己修復、自己治癒に関わる具体的な実験、研究の結果を多様な観点から討議し、その活動を国際的に情報発信することである。

(2) 研究方法、実験方法

下記の①～③のワーキンググループに分けて調査を行った（図3.2.7）。①性能評価 WG：セメント系材料の自己治癒・自然治癒の機構と性能評価およびデバイスを用いたひび割れの自己修復に関する調査 ②機構解明 WG：自己治癒機能を実験的に評価する手法を考案し、普通ポルトランドセメントおよびフライアッシュセメント供試体による自己治癒試験を実施 ③微・非破壊 WG：非破壊によって自己治癒の程度を評価するため、約3年にわたって暴露された自己治癒性コンクリート部材に対して非破壊試験を行い、性能評価を行った。

(3) 主要な結果、特徴、考察

下記に主な結果を示す。①性能評価 WG：バクテリアを利用することによってコンクリートを治癒する手法（図-3.2.7）。コンクリート中に中空路を設けるデバイス的な手法などを調査報告した。②機構解明 WG：普通セメントは自己治癒がみられたが、フライアッシュセメントはひび割れ充填まで至らなかった。C-S-H 溶解度の相違が影響している可能性がある。自己治癒技術の体系化および実用化に向けて研究を進める。

ワーキング名	活動内容
1. 性能評価	自治癒性能の評価法の検討
①漏水	漏水抑止性能の評価
②自然治癒	電柱に見られる自然治癒性能評価
③曲げひび割れ	曲げひび割れの治癒に関する共通試験の実施
2. 機構解明	自然治癒過程の観察と化学反応論的考察
3. 微・非破壊	微・非破壊試験にて評価しうる自己治癒特性の明確化

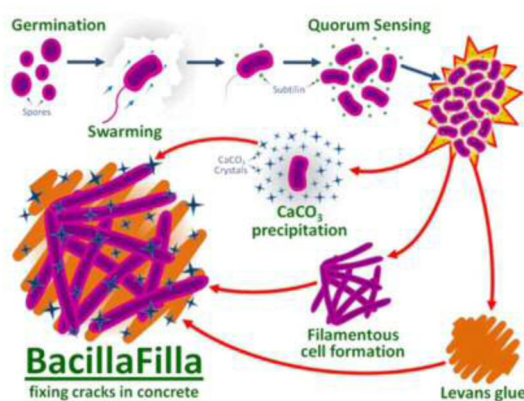


図-3.2.7 ワーキンググループと活動内容^{3.2.7)}

図-3.2.8 BacillaFilla のひび割れ自己治癒コンセプト^{3.2.7)}

(熊崎 達郎)

3.2.6 産業副産物を大量に使用した超低収縮・超高強度繊維補強コンクリートー鋼繊維を用いた「サスティンクリート」の開発^{3,2,8)}

(1) 研究の背景と目的

環境負荷低減への意識の高まりから、一般的な RC 構造物への適用を想定した強度域のコンクリートを中心に混和材の使用量を高める検討が活発に行われている。著者らは、超高強度コンクリートをベースとして粉体および細骨材に産業副産物を使用することで、単位水量を大幅に低減することができ、収縮量も非常に小さい高強度コンクリートの開発に成功し、「サスティンクリート」と命名した。さらにこの開発したコンクリートに短繊維を混入させることで、産業副産物を大量に使用した高強度繊維補強コンクリートとする検討を行なった^{3,2,8)}。

(2) 研究方法, 実験方法

配合要因がフレッシュ性状に与える影響を検討した。さらに、圧縮強度、静弾性係数、引張軟化特性、収縮ひずみなどについて実験的に確認を行った。

(3) 主要な結果, 特徴, 考察

$\phi 0.2 \times 15 \text{ mm}$ の鋼繊維を 1.0 vol.% 使用する条件でも 100 kg/m^3 程度の単位水量で高い流動性を有することが分かった。高温の蒸気養生により 1 週間程度で 150 N/mm^2 程度の圧縮強度を発現する。収縮ひずみや圧縮クリープといった体積変化が相当に小さいことなどの知見を得た。

(熊崎 達郎)

3.2.7 自己修復機能を有するマイクロカプセル含有開繊炭素繊維

(1) 研究の背景

文献^{3,2,7)}では、自己修復機能を有する FRP（炭素繊維強化高分子材料）として、樹脂中に修復材（ジシクロペンタジエン）を内包したマイクロカプセルと硬化触媒（Grubbs 触媒）を分散させることで、発生したき裂を接着する自己修復高分子材料の開発をしている。

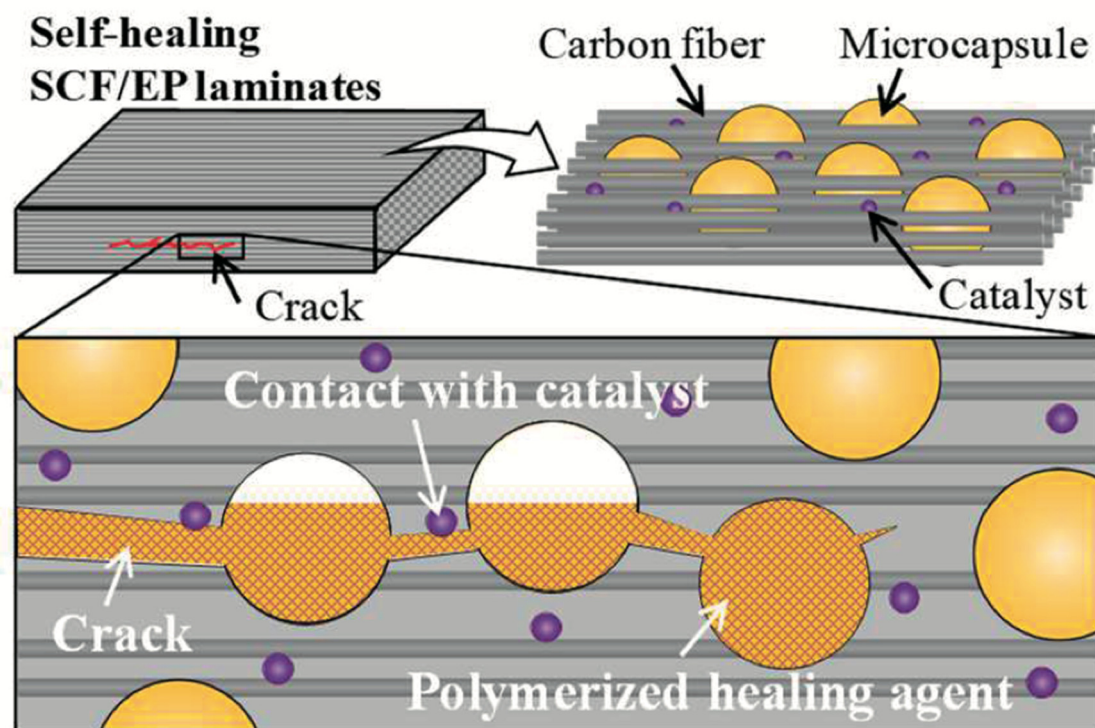


図-3.2.9 マイクロカプセルを用いた自己修復プロセスの概略図^{3.2.9)}

(2) 研究目的、意義、技術的特徴

文献^{3,2,7)}では、本材料の修復材浸透状況や損傷進展挙動の可視化、力学的特性と修復効果を両立する自己修復合材料の微視構造について考察している。

(3) 研究方法、実験方法、技術の構成

マイクロカプセルの粒径をパラメータとして、ショートビーム法による層間せん断試験と蛍光塗料含有修復材による損傷の観察を実施している。

(4) 主要な結果、特徴、考察

文献^{3,2,9)}では、修復前後の荷重-変位曲線の比較から自己修復効果を確認している。材料中に発生したき裂は、マイクロカプセルを橋掛けにするように発生し、粒径が増大するとき裂が大きくなり、層間せん断強度低下する。マイクロカプセル粒径が小さいと、カプセルの強度が大きくなり、修復材の浸透効果が小さくなる。マイクロカプセル粒径が大きいと、き裂が大きくなり、修復材の浸透効果が小さくなることを確認している。

本新材料は、将来の展望として損傷を誘導する部位に適用することで、地震により損傷を受けた後にも強度を回復することで一定の機能を保持する等が考えられるが、損傷の規模が大きい場合での適用性や共同回復の速度等の課題が考えられる。

(右高 裕二)

3.2.8 G-SHOCK テクノロジー搭載 IoT ネジ

(1) 研究目的, 意義, 技術特徴

モニタリングを通じた適切な維持管理を行うことで、耐用年数を大幅に延ばすことが可能である。IHI と IIS（株式会社 IHI インフラシステム）は、高度接合技術などの開発を手掛ける株式会社 NejiLaw と共同で「SmartNeji」^{32,10)}を用いた世界発となる長大吊橋モニタリングシステムの運用を開始した。SmartNeji は、緩まないネジ「L/R neji」に締付力や加速度を検知する各種センサーと通信モジュールを搭載したマルチセンシング IoT デバイスである。

(2) 研究方法, 実験方法, 技術の構成

床組み固定装置は、摩擦力を利用して地震時の吊橋の挙動を制御し、吊橋全体の損傷を抑制する機能を持つ。このときの摩擦力が締付力と比例関係にあることから、締付けボルトに smartNeji を用いて締付力を正確に検出することで設計どおりの摩擦力を得て、床組み固定装置の信頼性を高めることができる。また、将来的に締付力が変化した場合にも自動で検出することが可能で、日常点検の効率化が図られる。さらに、地震発生時にはその前後のモニタリングデータから地震による橋の挙動および損傷度合いを即座に推定することもできる。

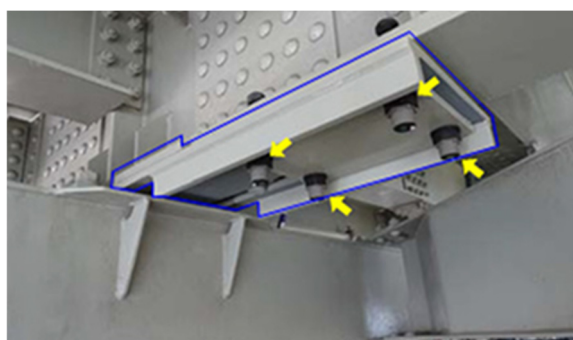


写真-3.2.1 床組み固定装置（青杵）^{3.2.10)}

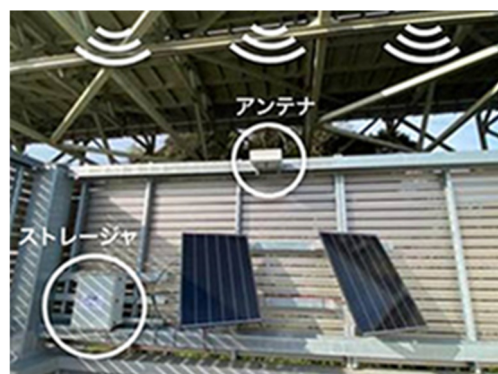


写真-3.2.2 smartNeji とデータを受信する設備^{3.2.10)}

(3) 主要な結果, 特徴, 考察

今回のモニタリングシステムは、smartNeji の有用性を実橋で確認するために、西日本高速道路株式会社、IHI、IIS、NejiLaw が共同で、関門橋の一部である床組み固定装置を対象に運用したと記載がある。将来的には、マルチセンシング IoT デバイスとしての smartNeji の性能を活かし、点検困難かつ振動を受けやすい部位にあって、締付力の管理が重要になるボルト全般に適用範囲を広げ、国内外の長大吊橋における総合モニタリングシステムへと発展させていくことを目指している。

（川崎 佑磨）

3.2.9 超磁歪材料

(1) 研究の背景

磁性体材料内部を磁化することで形状が変化する（ジュール効果）磁歪材料は、逆に磁性体に外力を与えると磁場が変化する（ビラリ効果）。アクチュエータやセンサー、モータなどに用いられている。

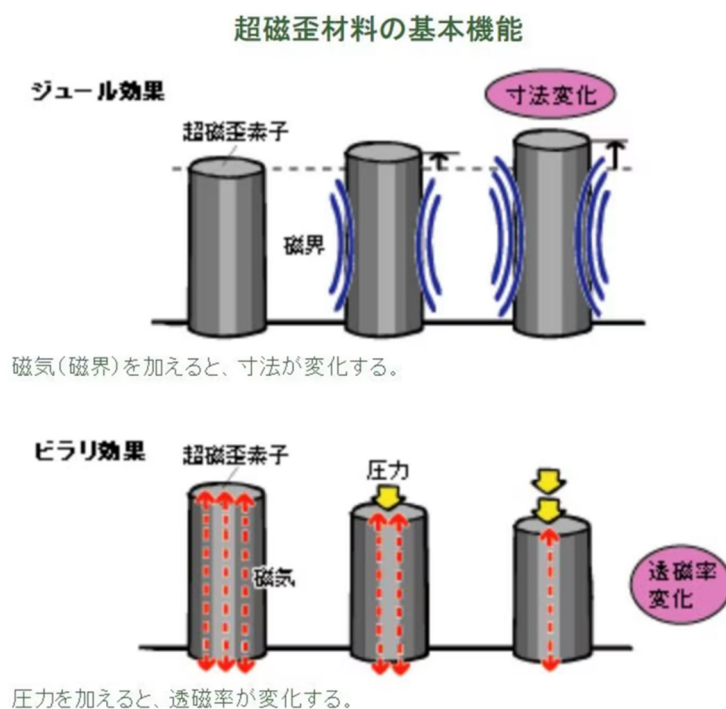


図-3.2.10 超磁歪材料の基本機能^{3.2.11)}

(2) 研究目的、意義、技術的特徴

従来、磁歪による寸法変化はわずか100万分の1～10万分の1（1～10ppm）程度（長さ100mに対して0.1～1mm程度）であったが、変化量が1000倍（1000ppm）以上（長さ100mに対して数mm）にもなる材料が開発された。変形量が大きい、ビラリ効果が大きい、発生応力が大きい、低コスト等の特徴を有する。

(3) 将来の展望

構造物の変形を検知するセンサー等において、より高感度のセンサーの開発への活用や、磁化することによる変形効果が大きくなったことで、物理的に構造に影響を与えるデバイスの開発が期待できるが、橋梁の変形で発生する地場の変化の大きさが未だ課題と考えられる。

（右高 裕二）

3.3 新デバイスに関する技術レビューと最近の研究事例，性能実験

3.3.1 シリコンゴムを用いた積層支承の開発^{3.3.1)}

(1) 背景

現在免震ゴム支承の挑戦として，耐久性，性能における不確定性，Mullins 効果，低温時効果，ひずみ依存性，一品生産で設計生産サイクルが長い．特に近年では，ゴム系支承や粘弾性ダンパーの表面にオゾン劣化に原因とされるひび割れが見られており，寒冷地域（北海道や北陸など）においてそのような損傷が顕著に報告されている．また，寒冷地域において，ゴム支承や高減衰ゴム支承，ダンパーは温度依存性と速度依存性が現れる．低温環境において，高減衰ゴムは，荷重と減衰が高くなり，構造の周期が設計時より短周期的になり，その免震効果の低下や，橋脚や基礎部が先行に塑性化が先に発展する恐れがある．そのほかに歪み依存性や Mullins 効果と呼ばれている最初のサイクルの荷重が高い効果も見られており，優れている性能を用いるものの，設計上にはいくつかの課題が残されている．一方，近年シリコンゴムの使用が普及され続けており，生産コストが下がってきた．シリコンゴムは，優れた耐久性と温度耐性として従来から知られて，その値段が高く，大規模使用にはコストが高いことや，耐力が低く，鋼板との接着が難しいところが問題となっている．

(2) 研究目的，意義，技術特徴

シリコン材料自体は新材料ではなく，従来でも止水材などとして建設分野で使われている．優れた耐久性と加工性があり，生産しやすく，維持管理しやすく，構造物の回復をスピーディに行うことを支えることが考えられる．

(3) 実験方法

本研究では，積層シリコンゴム支承の基礎的な力学性能を調べることを目的に，2 種類の硬化剤を用いたシリコンゴムの引張試験および異なる硬化剤を用いたシリコンゴム，異なる接着剤を用いた供試体の漸増繰り返し载荷実験を行う．

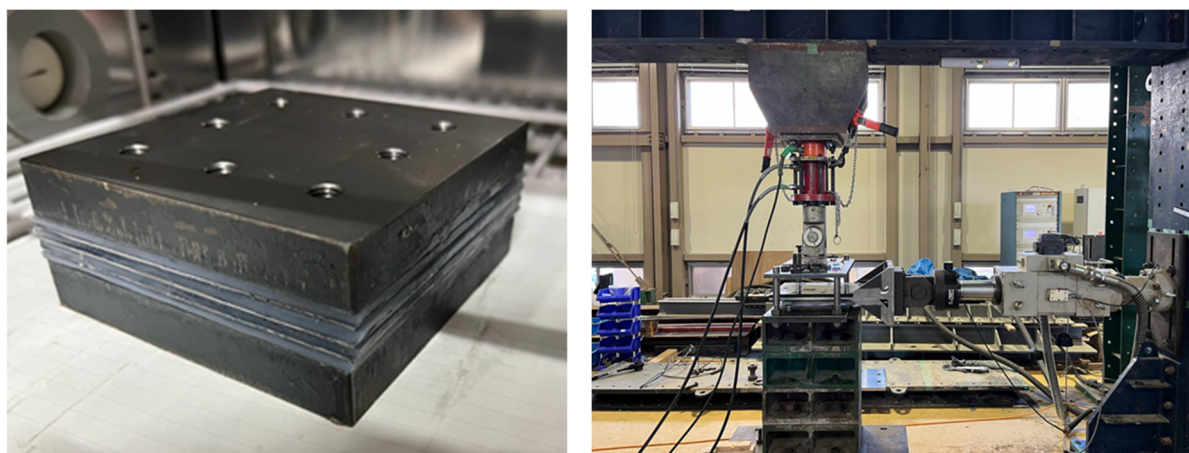


図-3.3.1 シリコンゴム試験体と載荷装置

(4) 主要な結果

シリコーンゴム支承の履歴曲線は安定して、歪み依存性、速度依存性が小さく、Mullins 効果、温度依存性、ハードニング現象も見られていない。破壊せん断ひずみも 300% を簡単に超えている。

ただし、剛性は従来のゴム支承の 10 分の 1 程度で、実用する場合、建築用の柔らかい支承(G1,2 レベル)としてどう使うかは検討する必要がある。

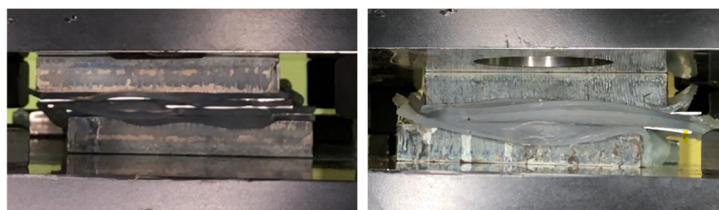


図-3.3.2 载荷中の試験体(左:せん断ひずみ 250% 変更なし,右:せん断ひずみ 150% 接着剤)

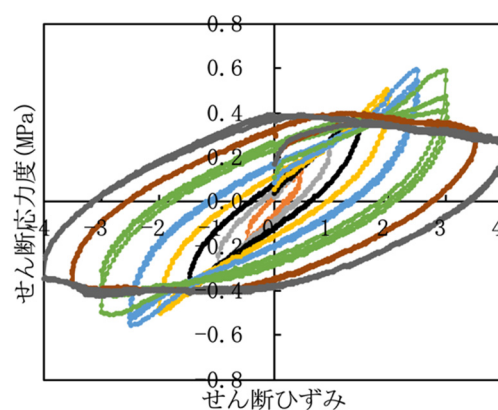


図-3.3.3 履歴曲線(試験体 A: 硬化剤 CAT-1316、接着剤 PPX、被覆なし)

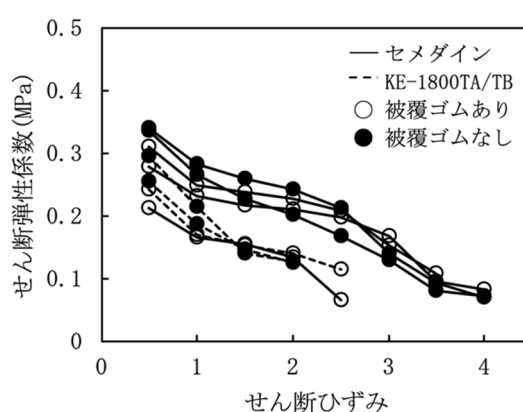


図-3.3.4 等価せん断剛性係数(CAT-1316)

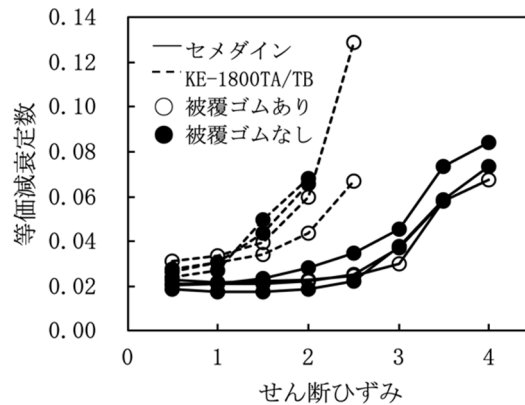


図-3.3.5 等価減衰定数(CAT-1316)

(5) まとめ、将来の展開

実験装置自身も変形しており、破壊せん断ひずみは実際にもっと少ない。接着剤を汎用のものを使っていたが、高強度のものを使うことも検討する必要がある。

(党 紀)

3.3.2 積層ゴム支承の引張り変形時の挙動・モデル化および引張り変形に対する対策案^{3.3.2)}

(1) 背景

積層ゴム支承は、橋梁を免震化するための主要デバイスとして最も広く利用されている装置である。積層ゴム支承は、ゴム層と鋼板を交互に接着した積層構造とすることで、水平方向には柔軟で高い変形性能を有し、構造物に作用する慣性力を大幅に低減するとともに、鉛直方向には高い剛性を有し、それにより構造物の自重を安定して支持している。このことから、積層ゴム支承を用いた免震構造物では、大地震時に被害を大幅に低減できることが知られている。しかし、上部構造の重心が底面から離れた位置にある場合には、地震時に大きな回転モーメントが生じ、支承に作用している自重を超えて上揚力が作用する場合がある。このとき、支承が引張り変形を受けるとゴム材料に局所的な膨張変形が生じ、膨張変形に脆弱なゴム材料に損傷が累積して破壊に至る可能性がある。しかし、現在の橋梁の設計では、上部構造の自重の影響で支承に引張り変形が生じないことを前提としている。

(2) 研究目的、意義、技術特徴

この研究では、鋼板に上限を拘束されたゴム層を対象に、引張り・圧縮挙動を載荷実験により詳細に検討し、それを基に精緻な復元力モデルを構築している。最終的な目標は、復元力モデルのパラメータを、ゴム層の形状係数の関数として表し、ゴム層のサイズ・形状によらず復元力を再現できるモデルを構築することである。

(3) 実験方法

積層ゴム支承の引張り・圧縮変形時の挙動は、各ゴム層が引張り・圧縮変形した際の挙動を直列に連結したものともみなすことができる。そこで、本研究では、ゴム層を1層だけ上下鋼板に加硫接着した小型の

試験体（以後、拘束ゴム層と呼ぶ）を作成し、この拘束ゴム層を対象に引張り・圧縮挙動に関する载荷試験を行った。試験片および試験装置の概要を図-3.3.6に示す。

具体的な载荷条件としては、まず損傷が生じない圧縮挙動を調べた後、一定振幅で繰り返しの引張り変形を付与し、その際の荷重を計測した。振幅は小さい方から徐々に大きくする漸増载荷とした。また、引張り試験の各振幅の間に圧縮試験を行い、引張りによる損傷が圧縮挙動に与える影響についても検討した。拘束ゴム層の引張り試験結果とその特徴について代表例を図-3.3.7に示す。また、漸増振幅を有する繰り返しの引張り変形と一定振幅の繰り返しの圧縮変形を交互におこなった場合の実験結果を図-3.3.8に示す。

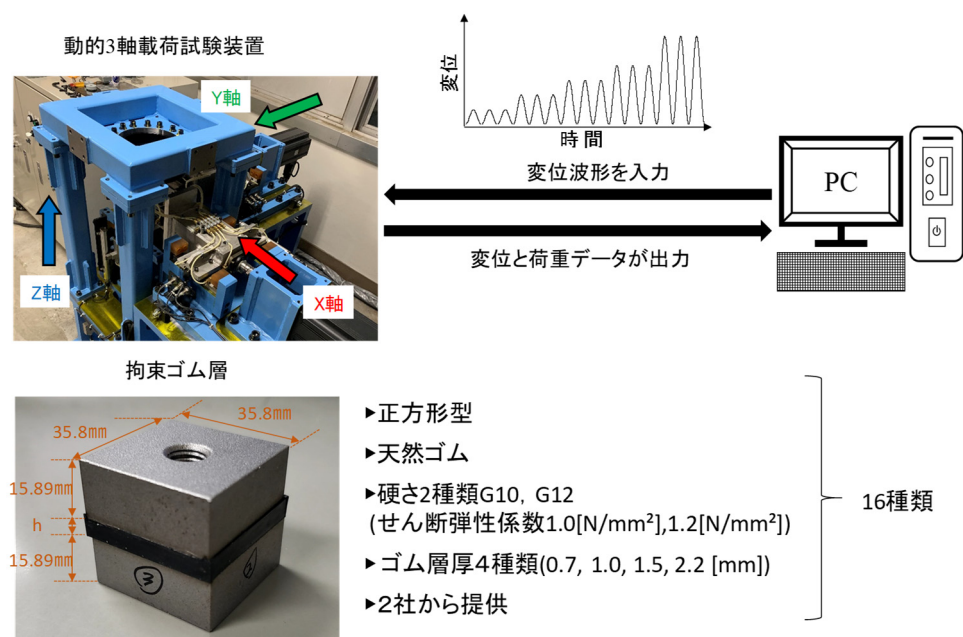


図-3.3.6 拘束ゴム層の圧縮・引張り試験の試験片・载荷装置の概要

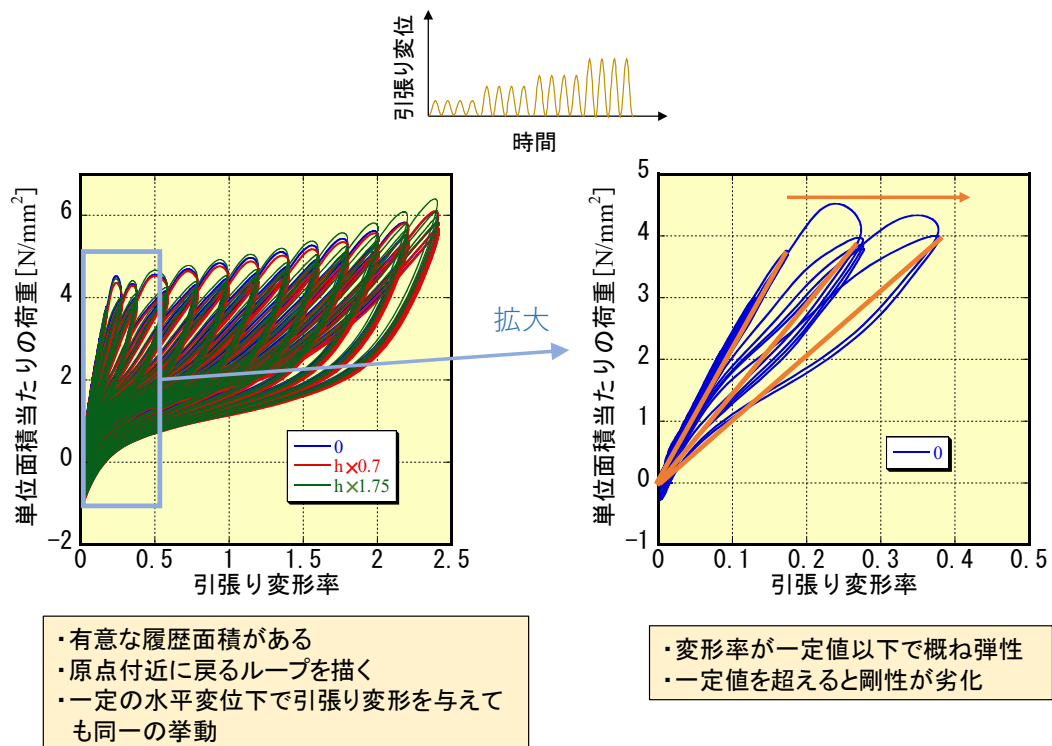


図-3.3.7 拘束ゴム層の引張り変形下での復元力特性：ある一定の変形率を超えると非可逆の劣化が進行

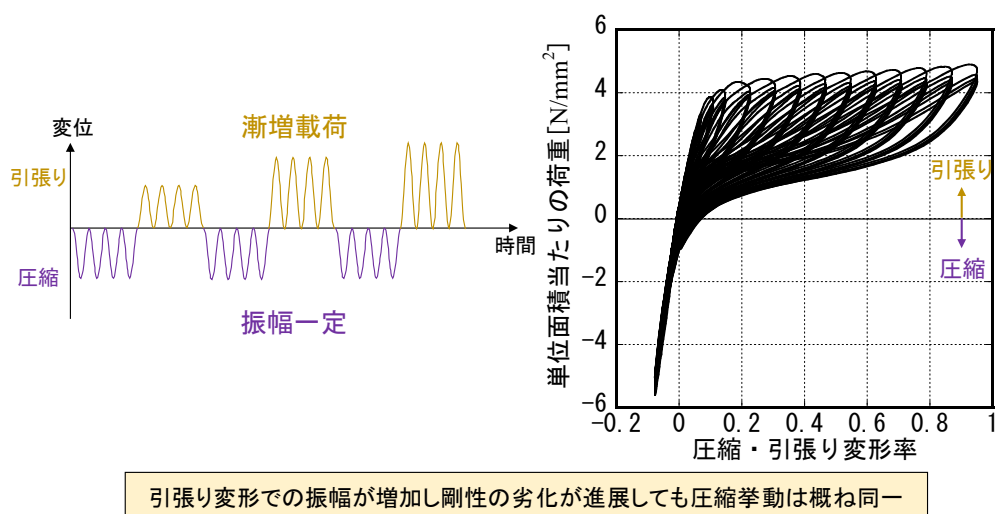


図-3.3.8 拘束ゴム層に圧縮変形と引張り変形（振幅を漸増）を交互に与えた場合の復元力特性

(4) 拘束ゴム層の引張り挙動のモデル化

この研究では、上記の引張り・圧縮挙動の実験結果を精度よく再現できる復元力モデルを構築している。具体的には、図-3.3.9に示すように形状記憶合金などに用いられている原点指向型の弾塑性モデルと、過去の最大変形に依存した損傷を生じるダメージモデルとを並列に組合せたモデルである。同図より、本モデルにより実験結果を比較的精度良く再現できていることがわかる。

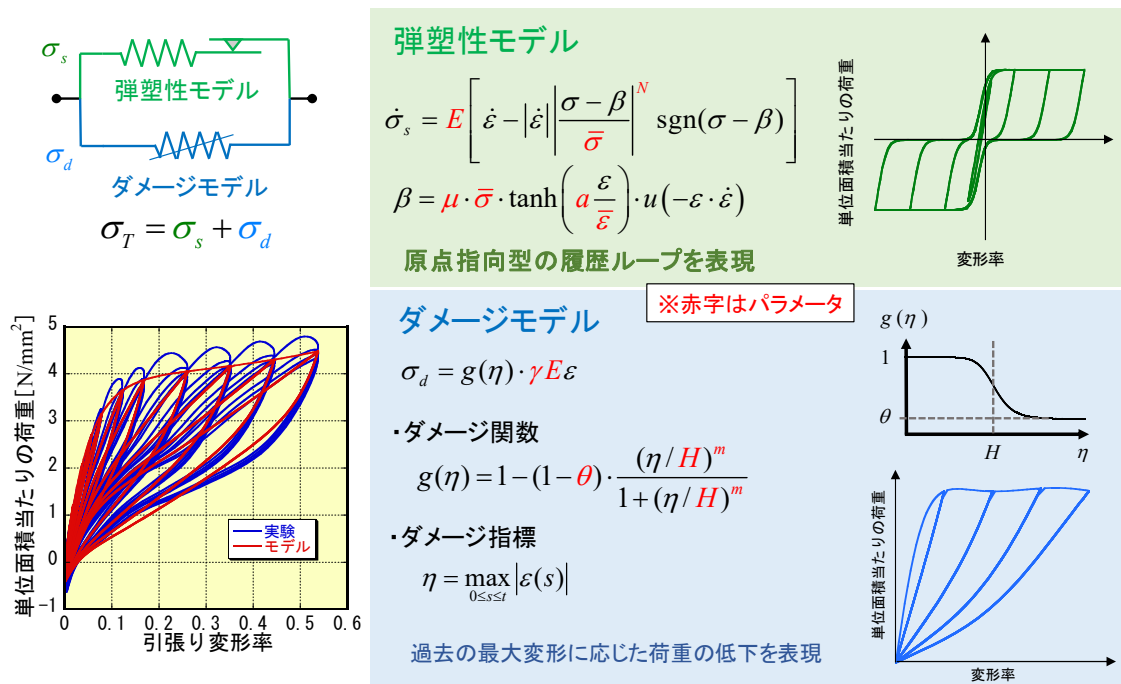


図-3.3.9 拘束ゴム層の引張り挙動を再現するための復元力モデル

(5) まとめ、将来の展開

この研究では、各実験結果を提案した復元力モデルにより再現できることを確認した。将来的には、拘束ゴム層のサイズやゴム層厚（形状係数）を変数としたパラメータの関数を定め、ゴムの種類が決まれば復元力を表現できるモデルの構築を行う予定である。

また、免震橋梁において支承の引張り変形を抑制できるデバイスを考案し、この復元力モデルを橋梁の動的解析モデルに導入して、デバイスの定量的な評価を行っていく予定である。

（吉田 純司）

3.3.3 静止安定浮上システムを搭載した磁気浮上型超電導免振装置^{3.3.3)}

(1) 背景

免震構造は、長周期地震動に対しては免震構造物の固有周期と地震動の周期が一致することで、地震力が増幅されることが懸念される。

従って、さらなる長周期化した免震構造とするか、固有周期を持たない免震構造が必要となる。

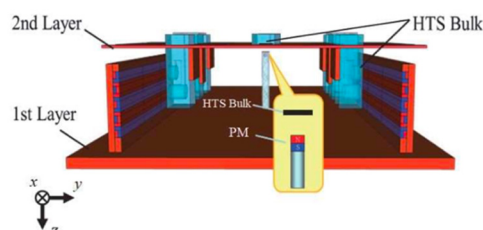


図-3.3.10 提案された磁気浮上型超電導免振装置の概念図^{3.3.3)}

(2) 研究目的, 意義, 技術特徴

超電導体を用いた磁気浮上システムにより, 構造物への振動の伝達を除去し固有周期を持たない免震構造を実現するため, 磁気浮上型超電導免震装置の開発を行うものである.

(3) 装置の構成

磁気浮上型超電導免震装置は高温超電導バルク体と永久磁石レールから構成され, 免震対象物を磁気浮上させることで, 任意の水平方向振動伝達を除去する装置である.

さらに, 超電導体と磁石を用いた制御機構や非接触型のダンパーにより, 加印時の結合消滅機能や浮上層の逸脱防止機能も併せ持つ装置である.

(4) 主要な結果

通常時においては静止安定浮上を可能にし, 地震時などには水平振動が伝達されないことが確認された. また, ダンパーにより浮上層の変位を抑制可能であることが確認された.

(5) まとめ, 将来の展開

初期位置への復帰機能および縦方向の振動に対し検討を行う必要がある.

(矢口 繁)

3.3.4 遊間を有する水平力分担構造による耐震性能の向上策^{3.3.4)}

(1) 背景

既設道路橋の耐震補強工法の1つとして、可動支点の橋脚として設計されている橋脚にも L2 地震時の水平力を負担させて、橋梁全体系で耐震性能を向上させる工法がある（地震時水平力分散構造）。

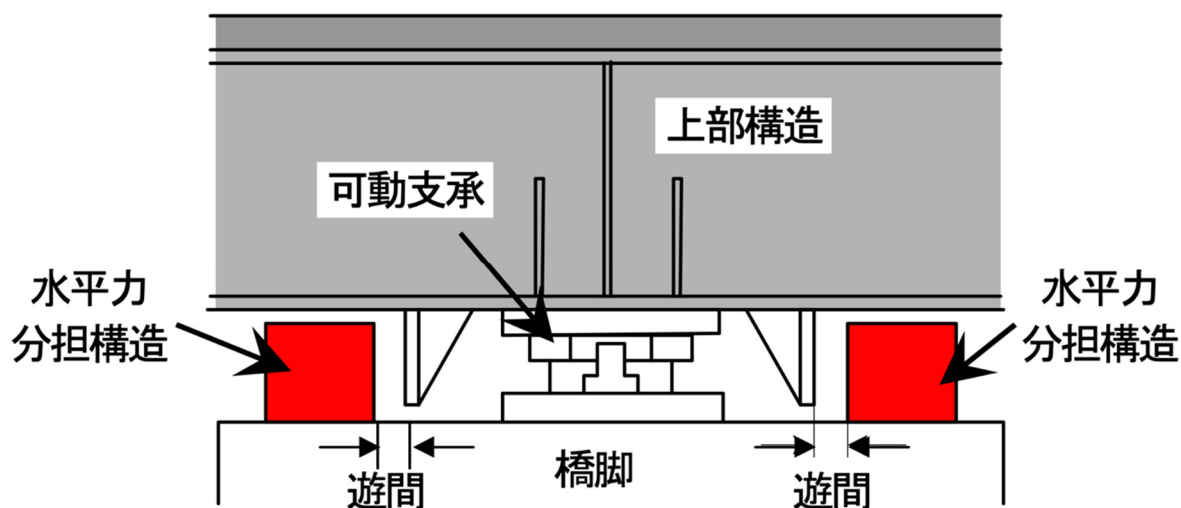


図-3.3.11 水平力分担構造の概念図^{3.3.4)}

(2) 研究目的、意義、技術特徴

地震時水平力を分散させる構造として、可動支承部に遊間を有する水平力分担構造を設置する方法について、橋脚耐力の影響、衝突ばねの影響、遊間量の影響、緩衝材の効果などについて検討する。

(3) 解析方法

モデル橋梁に対して、上記の着目点をパラメータとした地震時応答解析を実施し、可動支承部に設置した水平力分担構造による地震時水平力分散構造の適用性について解析的に明らかにする。

(4) 主要な結果

遊間を有する水平力分担構造に作用する力の推定精度と水平力分担構造を塑性化させないようにするためには、緩衝材を配置した構造とする必要がある。

(5) まとめ、将来の展開

上記の様な使用目的の水平力分担構造の開発が必要である。

(矢口 繁)

3.3.5 落橋防止構造および段差防止構造に適用されるゴム緩衝材に対する重錘落下実験^{3.3.5)}

(1) 背景

落橋防止構造および段差防止構造には、これらに作用する衝撃的な力をできるだけ緩和できる構造とすることが求められており、これにはゴム製の緩衝材(以降、ゴム緩衝材と称する)が一般的に用いられている。だが、ゴム緩衝材の設計は、基本的には静的な力学特性に基づいて行われているのが現状である。しかしながら、载荷時間が非常に短い衝撃的な荷重载荷の場合には、動的な諸特性を把握して対応することが肝要であるものと判断される。

(2) 研究目的、意義、技術特徴

緩衝材に求められる性能を明らかにし、フェールセーフとして設置される落橋防止構造および段差防止構造の安全性を高めることを目的としている。最終的な目標は、衝撃を考慮に入れた緩衝材の設計法を構築することである。

構造の安全性を高めることを目的としている。最終的な目標は、衝撃を考慮に入れた緩衝材の設計法を構築することである。

(3) 実験方法

クロロプレンゴム製の硬度 $55 \pm 5^\circ$ の平面形状 50×50 、厚さ 12.5mm, 25mm, 50mm の緩衝ゴム試験体に重錘落下衝撃载荷試験機により 300kg の重錘を衝突時速度 0.25m/sec から 3.5m/sec で落下させた。計測項目は衝突速度、重錘衝撃力、試験体反力および試験体圧縮変位である。試験機の概要を図-3.3.12 に、試験時の状況を図-3.3.13 に示す。

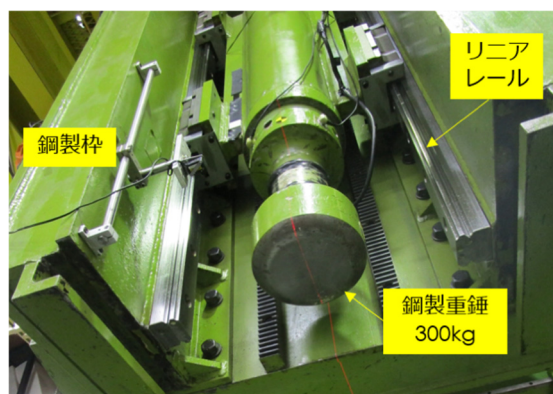


図-3.3.12 試験機の概要



図-3.3.13 試験時の状況

(4) 主要な結果

図-3.3.14 に各ゴム試験体に関する反力 R に関する時刻歴波形の比較を示す。同一の入力エネルギーに対して、重錘衝撃力および反力は試験体厚の増加とともに最大値が減少傾向にあり、荷重の継続時間は増加傾向にある。また、同一の試験体厚で比較すると、入力エネルギーの増加に対応して最大値が増加するとともに、時間 - 衝撃力(反力)関係の波形の継続時間が短くなる。図-3.3.15 に各ゴム試験体に関する圧

縮応力-ひずみに関する履歴曲線の比較を示す。同一の圧縮ひずみに対する応力は、いずれの試験体厚においても、衝撃载荷時が別途行った静的载荷時よりも大きい。そして、**図-3.3.16**に各ゴム試験体に関する入力エネルギーに対する各種最大応答値の分布比較を示す。最大反力は入力エネルギーに対して線形に分布し、その勾配は試験体厚が大きいほど小さくなる。加えて、最大圧縮ひずみは試験体厚に関わらず入力エネルギーが大きくなると一定値に漸近する。

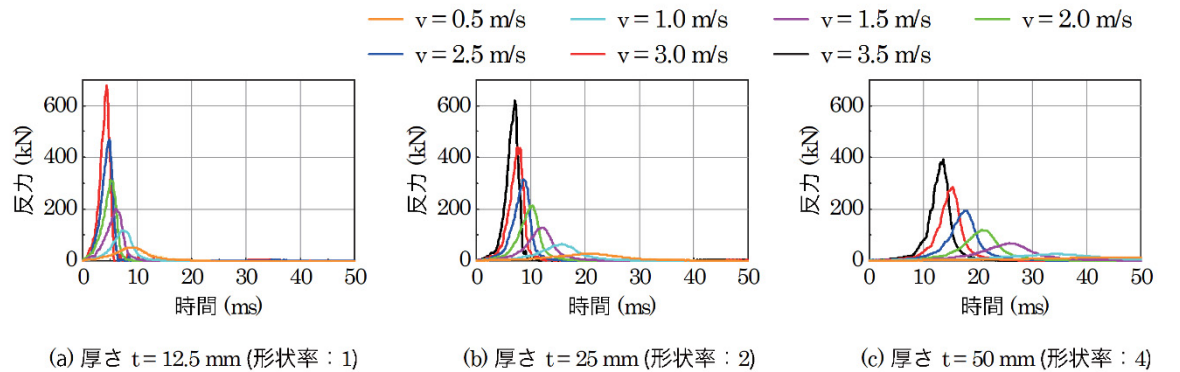


図-3.3.14 各ゴム試験体に関する反力 R に関する時刻歴波形の比較

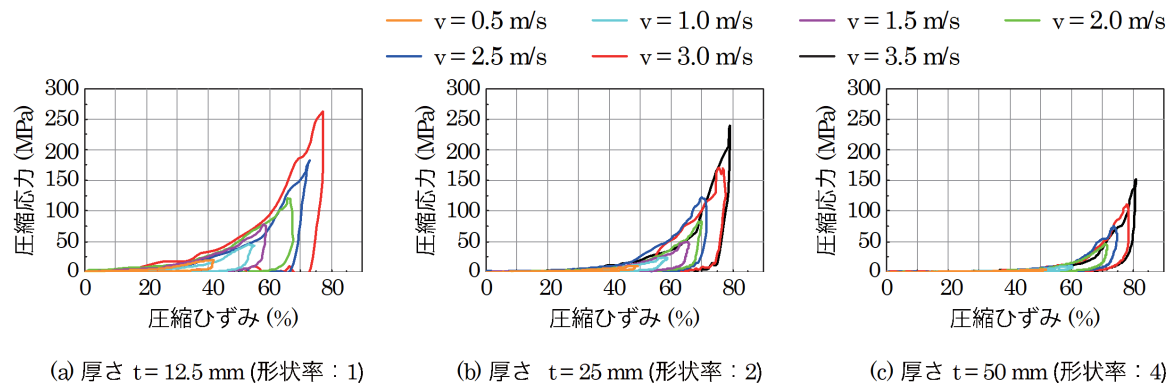


図-3.3.15 各ゴム試験体に関する圧縮応力-ひずみ(σ - ϵ)に関する履歴曲線の比較

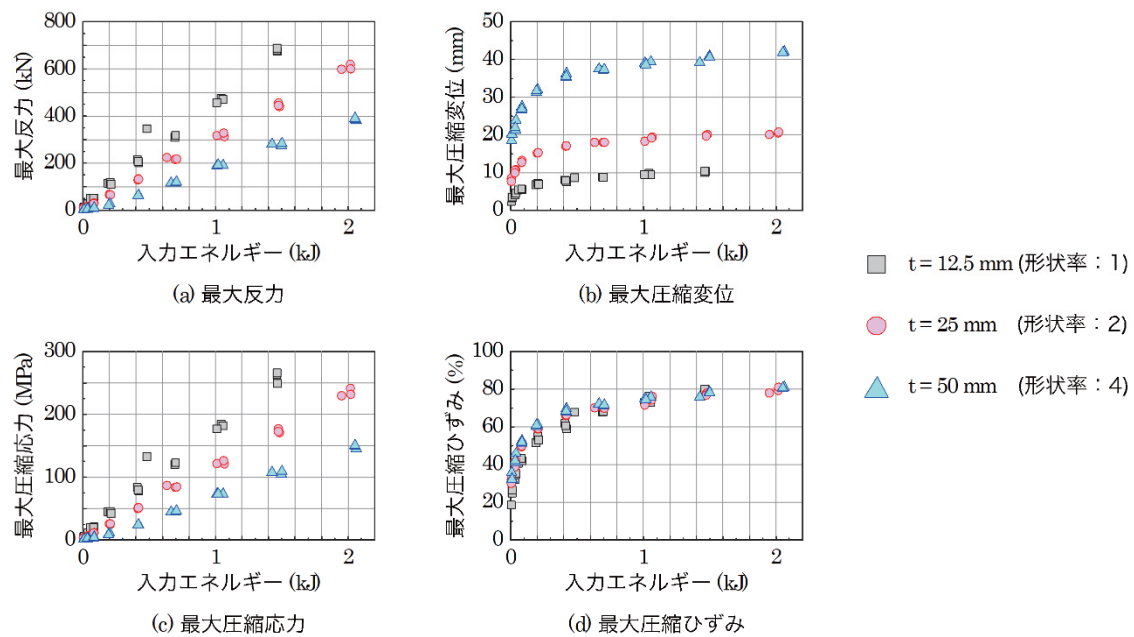


図-3.3.16 各ゴム試験体に関する入力エネルギーに対する各種最大応答値の分布比較

(5) まとめ、将来の展開

今後は上部構造を模擬した梁に緩衝ゴム試験体を設置させた状態での衝撃载荷試験を実施し，上部構造に与える影響を評価していく予定である。

(余野 智哉)

3.3.6 減衰機構付き落橋防止装置の製作と耐久性試験

現在道路橋の耐震設計において、ある条件下のもとでは上部構造の落橋を防ぐため落橋防止装置を設置することが規定されている。一般に落橋防止構造は支承部の破壊後のフェールセーフ機構として設置されるが、支承部の破壊に至るまでの間は減衰機構として機能することを付加させた落橋防止構造が開発され性能検証の試験が実施されている^{33,6)}ので、その装置の内容について紹介する。

(1) 減衰機能付き落橋防止装置の構造

減衰機構付き落橋防止装置の概略図を図-3.3.17に示す。本装置はT型フックを有するストッパープレートを、すべり板を設置したプレートで両側より挟み込みPC鋼棒ですべり面に軸力を導入することで摩擦力による減衰を発生させる構造である。また、落橋防止構造として作動する際は、T型フックがすべり板と接触することで水平力を伝達する。T型フックの接触部には緩衝材が設置されている。

本装置の作動状況を表-3.3.1に示す。支承部が破壊するまでの間はすべり面が活動することで減衰機能を発揮し、支承部の破壊後は落橋防止構造として作動するように移動可能量を設定する。

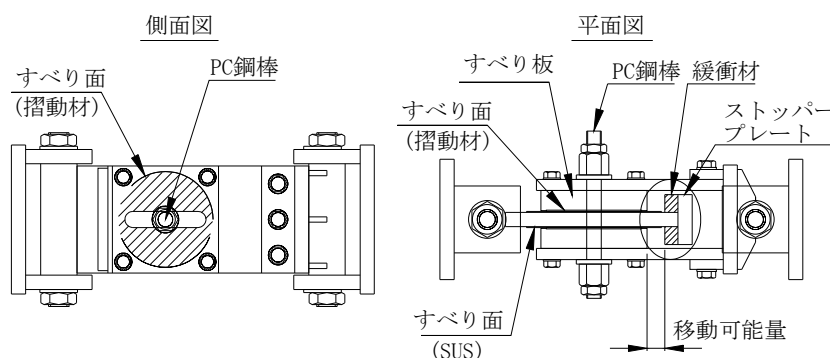


図-3.3.17 減衰機能付き落橋防止装置の概略図

表-3.3.1 減衰機能付き落橋防止構造の作動状況

	常時～レベル1地震動 ～レベル2地震動 (減衰機構)	落橋防止構造作用時 (落橋防止装置)
設置例		
構造と機能		

(2) 減衰機能付き落橋防止装置の性能確認試験

本装置の性能を確認するため表-3.3.2に示す項目の試験を実施した。試験には図-3.3.18に示す減衰機構の摩擦力が100kN、落橋防止の耐力が600kN、移動可能量40mmの製品を製作して試験を行った。減衰機構の確認は周期2.0秒で試験変位30mmを繰返し11回正負交番で載荷して荷重と変位を計測し、摩擦係数と挙動の安定性を確認した。落橋防止機能の確認は、設計荷重の1.2倍に相当する720kNを静的に載荷して荷重と変位を計測し、挙動を確認した。試験体の組立状況を図-3.3.19に示す。なお、PC鋼棒に導入された軸力は500kNで、これはすべり材の面圧が20MPaに相当する荷重である。

表-3.3.2 性能確認試験

項 目	検証内容
減衰機構の確認 (摩擦係数の妥当性)	地震時の水平変位を与えた時の摩擦係数を確認 また、既存のすべり材単体と比較し、摩擦係数の妥当性を確認
落橋防止機能の確認 (破壊試験)	落橋防止としての設計値以上の耐力があることを確認

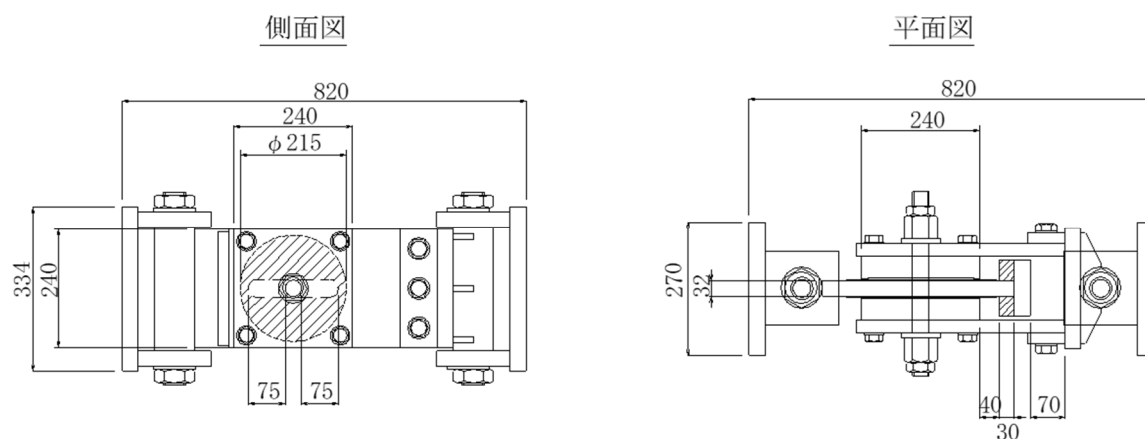


図-3.3.18 試験体

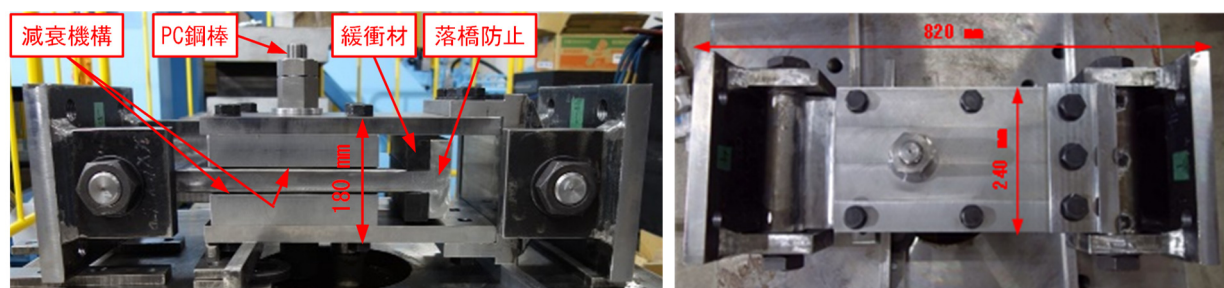


図-3.3.19 試験体組立状況

(3) 試験結果

a) 減衰機構の確認試験結果

製品とすべり材単体の摩擦係数の結果を表-3.3.3 に、摩擦係数と水平変位の関係を図-3.3.20 に示す。2回～11回の平均の摩擦係数が、製品では $\mu=0.094$ に対し、すべり材単体は $\mu=0.098$ とほぼ同等の結果となることが確認できた。

表-3.3.3 試験結果（摩擦係数）

繰返し回数	製品	PTFE単体
	面圧20MPa	面圧20MPa
1	0.124	0.145
2	0.109	0.119
3	0.105	0.110
4	0.103	0.103
5	0.099	0.100
6	0.095	0.096
7	0.093	0.093
8	0.090	0.091
9	0.086	0.090
10	0.084	0.090
11	0.079	0.089
2～11回の平均	0.094	0.098

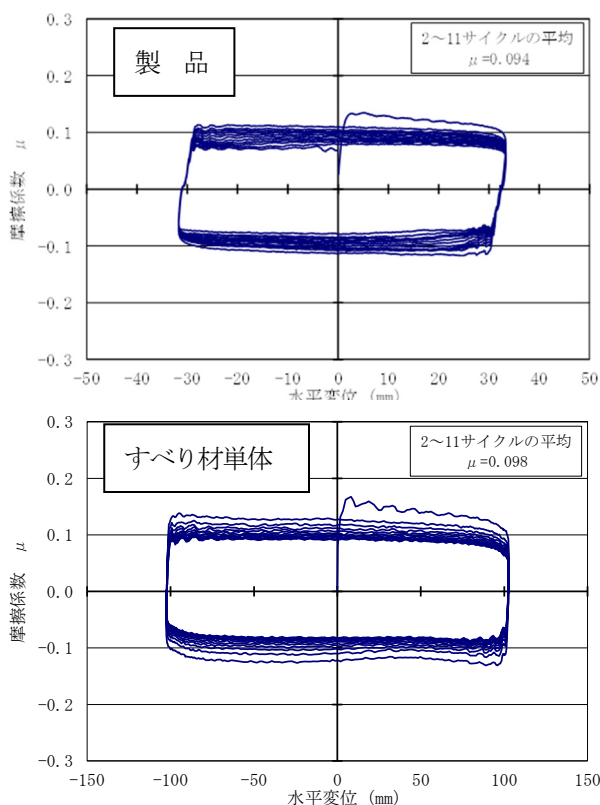


図-3.3.20 摩擦係数-変位関係

b) 落橋防止機能の確認試験結果

水平荷重と水平変位の関係を図-3.3.21 に示す。すべり板と緩衝材が接触する 40mm 付近から荷重が上昇し最大荷重 720kN においても装置に異状はみられず安定した挙動を示した。

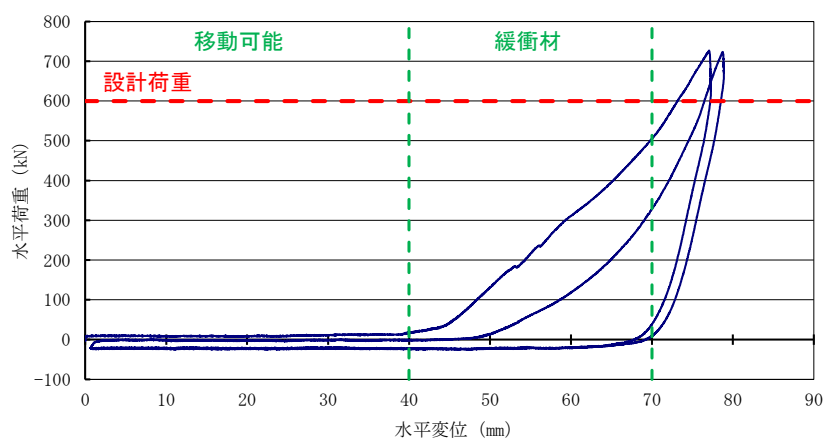


図-3.3.21 水平荷重-水平変位関係

(4) 減衰機能付き落橋防止装置の長期使用性について

本装置の PC 鋼棒によりすべり材に軸力を導入することで減衰機能を発揮させる構造であるため、すべり材として使用される PTFE のクリープによる減衰機能への影響が懸念されることから、すべり材のクリープ試験を実施した。

a) 試験方法

クリープ試験は、2 軸試験機を用いて鉛直荷重を載荷し、荷重制御で一定時間保持し、その時の鉛直荷重と鉛直変位の関係を計測した。載荷する鉛直荷重は、予備圧縮を想定し、設計荷重の+10% (550kN) とした。また、目視により挙動に変状がないかの確認も行った。試験条件を表-3.3.4 に、試験体形状を図-3.3.22 に、試験の概要を図-3.3.23 に示す。

表-3.3.4 試験条件表

	鉛直荷重 kN	面圧 N/mm ²	載荷速度 kN/sec	計測頻度	載荷時間	備考
導入時	0~550	20.9	1.0	1秒		規定荷重+10%
荷重保持	550	20.9	一定	1秒	8時間	

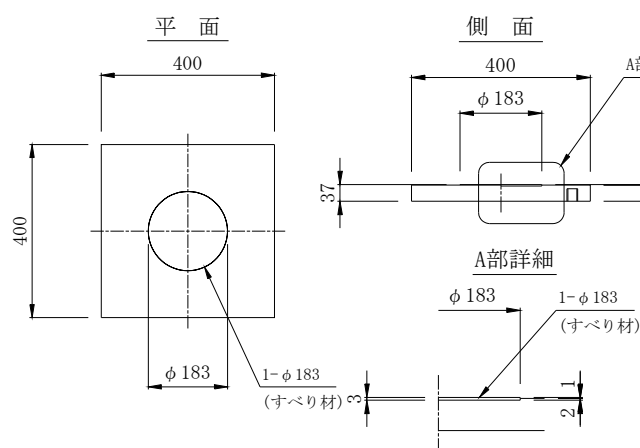


図-3.3.22 試験体形状

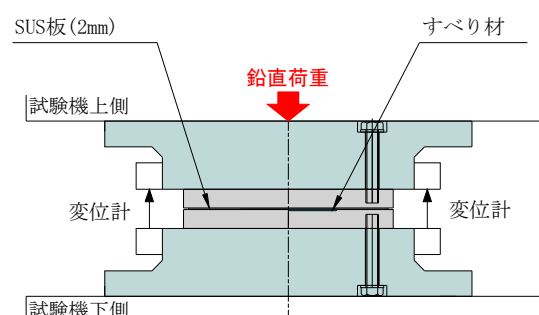


図-3.3.23 試験概要図

b) クリープ試験結果と耐久性の推定

クリープ試験の結果を表-3.3.5 に鉛直変位と時間の関係を図-3.3.24 に示す。鉛直荷重載荷による鉛直変位は0.211mm で8時間経過後の鉛直変位の変化は+0.010mm であった。また、試験後のすべり材に異状は確認されなかった。この結果より近似式を作成し、50年後の鉛直変位の変化量を推定した。その結果を表-3.3.6 に示す。推定される50年後の鉛直変位の変化は、+0.0248mm と非常に小さく、すべり材が長期使用に耐えることが確認できた。

表-3.3.5 クリープ試験結果

	変位計1 (mm)	変位計2 (mm)	変位計1,2平均	
			鉛直変位 (mm)	1時間毎 の増加 (mm)
550kN載荷時	0.176	0.245	0.211	
1.0時間経過	0.185	0.253	0.219	0.008
2.0時間経過	0.185	0.253	0.219	0.000
3.0時間経過	0.185	0.254	0.220	0.001
4.0時間経過	0.185	0.254	0.220	0.000
5.0時間経過	0.186	0.254	0.220	0.000
6.0時間経過	0.187	0.255	0.221	0.001
7.0時間経過	0.187	0.255	0.221	0.000
8.0時間経過	0.187	0.255	0.221	0.000
変位増加	0.011	0.010	0.010	

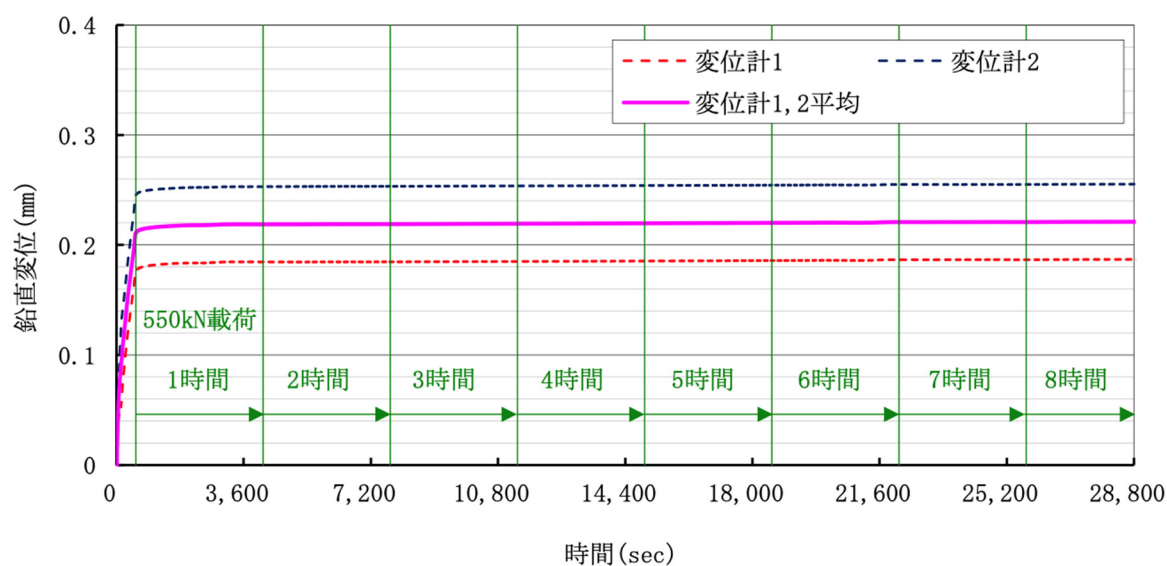


図-3.3.24 鉛直変位-時間関係

表-3.3.6 鉛直変位の推定 (近似式)

	鉛直変位 (mm)	備考
550kN載荷	0.2108	実測値
1年	0.2303	近似式
3年	0.2318	
5年	0.2325	
10年	0.2334	
30年	0.2349	
50年	0.2356	
50年間 変位増加	0.0248	

(5) 地震災害軽減に対し期待される効果

本装置を使用することによる地震災害軽減に対する効果についてであるが、本装置は支承部が機能している間から支承部破壊後も落橋防止として機能するまでの間も減衰機能を発揮する構造となっている。一般的に支承部の破壊後の上部構造はどのような挙動を示すか分からず、落橋防止装置が機能する際には大きな衝撃力が作用する可能性もある。これらの事象に対して本装置は衝撃力を緩和させ、落橋防止装置作動後の構造物の損傷の軽減させる効果が期待できる。

(植田 健介)

3.3.7 3次元免震装置の研究開発-検討概要^{3.3.7)}，組合せ試験^{3.3.8)}

(1) 背景

高速炉の研究開発にあたっては，プラント概念の設計検討に適用している地震動のレベルが大きくなっているため，タンク型炉等の中・大型容器では水平方向に加えて，上下方向の地震力の低減が重要となっている。

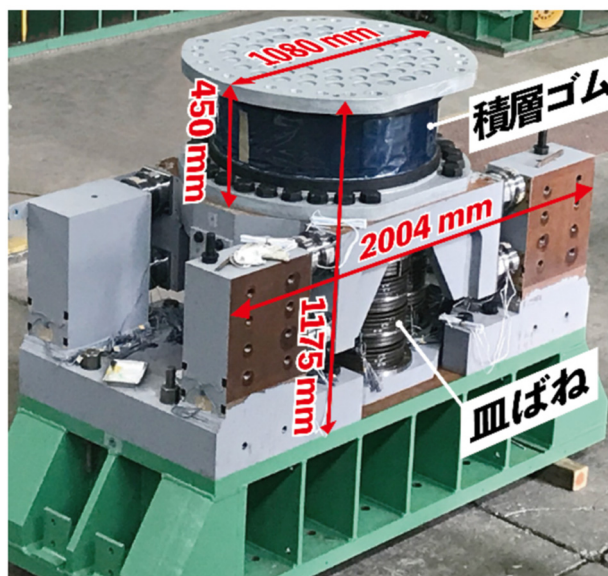


図-3.3.25 提案された3D免震装置^{3.3.7)}

(2) 研究目的、意義、技術特徴

これまでに地震力に対する裕度向上を目的として，積層ゴム、上下オイルダンパー及び皿ばねから構成される3次元免震装置の構造概念を構築しており，各要素を組合せたシステムとしての特性を把握するための载荷試験に向けて，この装置の構成要素である積層ゴム、皿ばね及び摺動材の要素試験を行い，それらの力学特性を明らかにしてきた。

(3) 実験方法

厚肉積層ゴム、皿ばねユニット、摺動材及び水平支持構造で構成される3次元免震装置(1/2縮尺試験体)の組合せ試験を実施する。

試験では，各構成要素にどのような荷重が作用しているかを確認する。積層ゴムに作用する水平、上下の荷重が単体で実施した要素試験の試験結果と同等であることを確認する。また，平面配置した個々の皿ばねユニットの荷重和が载荷荷重に一致しているかを確認する。さらに，積層ゴム脚部の回転防止効果及び補強鋼板による荷重低減効果等について評価する。

(4) 主要な結果

3次元免震装置は，水平・上下の単独载荷・重畳载荷において，試験後に摺動部には滑った跡が認められたものの，試験中には異音も生じずに滑らかな作動性を示した。

面圧をパラメータとするせん断ひずみ 100%繰り返し水平載荷試験での水平アクチュエータ荷重と積層ゴム水平変位の荷重-変位関係(以降、荷重特性と言う)と、試験機摩擦や試験機の傾斜による水平成分等を排除した積層ゴムとしての水平荷重特性の比較をした。3次元免震装置の積層ゴム水平荷重特性は出庫試験と同等の水平力が作用していることがわかる。

平面配置した皿ばねユニット毎に作用する荷重を変位計測値と要素試験に基づき評価した荷重特性を示した。平面配置の位置に違いは認められない。また、同一計測ケースにおける荷重合計和と平均変位による荷重特性と試験機荷重との比較を行った。上下荷重特性は、摺動材の有無に係わらず概ね一致していることが確認できる。

(5) まとめ、将来の展開

今後は水平及び上下方向の荷重ともに線形限界に相当する地震レベルを想定とし、大地震に対する装置の作動性並びに健全性を確認する。また、3次元免震装置の実用化に向けて各種試験の実施することによって設計手法の確立を目指す。

(林 祉青)

3.4 新技術のまとめ

本章では、ダメージフリー橋梁を実現するために、近年提案された新構造、新材料、新デバイスについて文献調査を行った。

新構造について、ダメージフリーを目指す、セルフセンタリング橋脚、ファイバー補強 RC 橋脚や圧縮芯のある鋼製橋脚、せん断パネルダンパー付きの鋼管集成橋脚が提案された。また、免震支承の破壊を防ぐウインター工法、新しい免震の考え方であるエアー免震やロッキング免震(RIBS)、摩擦振子免震などの研究も見られ、落橋防止装置の制振機能の付与、倒壊方向性制御、AI を用いた振動制御技術などの紹介もあった。

新材料について、従来の金属の靱性を超える、FSM や TRIP 鋼、超塑性材料、超磁歪材料、ハイエントロピー合金などが近年現れてきて、新しいダンパーや橋脚としての素材への活用も期待される。また、自己治癒コンクリート、IoT ネジなどの興味深い技術も調査した。

新デバイスについて、シリコーンゴム、ゴム支承の引張実験、浮上式免震、水平力分担構造、落橋防止装置、3次元免震の実験などが考察された。

多くの技術が提案されており、今後の実用について、重要度の高い施設にダメージフリー構造の適用が必要との意識し、今後の課題もいくつか残しており、WG では下記の点が議論された。

1. 新しい構造や技術の適用がまだ課題が残り、費用が高い、超過外力と指摘される恐れや、何かの問題が生じるリスクがどうしてもあり、その点、管理者、技術者、メーカなどが協力して一緒に共同開発、共同研究などを通じて、実現していく努力が必要である。
2. レジリエンスなどの対応について、素早く損傷された構造物を補修する技術や次の第4章で述べられるモニタリング技術も含めて、AI 技術などの先進技術も必要である。
3. ダメージフリー技術の適用について、現在のレベル2タイプ2の地震動が倒壊を防止する性能が認めている場合、ダメージフリー性能の適用レベルを考える必要がある。その場合レベル3の適用などの議論も必要かもしれない。

参考文献

- 3.1.1) 鹿島建設(株) HP : <https://www.kajima.co.jp/news/press/200503/22a1fo-j.htm>
- 3.1.2) 荒井すぎ菜, 藤田聡, 宮崎充, 高橋治: 空気浮上を利用した高知能免震システムの基礎的研究, Dynamics and Design Conference, CD 論文集, 2006.
- 3.1.3) 安田正志, 佐藤栄児, 山田学, 梶原浩一, 早津昌樹: 空気浮揚による水平無周期 3 次元免震システムの開発, 日本機械学会論文集, Vol 84, No.861, 2018.
- 3.1.4) 中村剛, 古屋治, 加藤久雄, 山崎功滋: 空気浮上技術を用いた免震装置の応答低減効果の評価と解析, 日本機械学会, 第 17 回 「運動と振動の制御」 シンポジウム, 2021.
- 3.1.5) 三誠エアー断震システム : <https://airdanshin.co.jp/>
- 3.1.6) He X, Unjoh S. Development of rocking isolation bearing system (RIBS) to control excessive seismic responses of bridge structures. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2022 Feb;51(2):369-92.
- 3.1.7) He X, Unjoh S, Yamazaki S, Noro T. Development of a bidirectional rocking isolation bearing system (Bi - RIBS) to control excessive seismic response of bridge structures. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2023.
- 3.1.8) 何昕昊, 田尻佳大, 運上茂樹, Control effectiveness of an innovative rocking isolation bearing system (RIBS) on excessive bridge responses under unanticipated earthquakes, 日本地震工学会第 13 回年次大会梗概集, F-13-5, 2022
- 3.1.9) 秋山充良, 変動曲面上を滑る摩擦振子を有する橋梁の開発に関する基礎的研究, 土木学会第 66 回年次学術講演会, pp.681-682 I-341, 2011.
- 3.1.10) 運上 茂樹, 何 昕昊, 稲葉 尚文, 浦郷 貴臣, 野呂 直以, 山崎 伸介. 球面振り子支承を用いた我が国初の道路橋の実橋振動実験 ―東海北陸自動車道 清水高架橋(下り線)における免震効果の検証―. 橋梁と基礎 57, 2023.
- 3.1.11) He X, Unjoh S, Inaba N, Urigo T, Yamazaki S, Noro T. Full-Scale Static Loading and Free-Vibration Tests of a Real Bridge with Friction Pendulum Bearing System (FPS) and Design Parameter Estimation. Journal of Earthquake Engineering. 2022.
- 3.1.12) 白井 洵, 植村 佳大, 高橋 良和: 復旧時セルフセンタリング機構を有するメタボリズム柱構造の解析的検討, 土木学会論文集 A1, Vol. 78, No. 4, pp. I_523-I_536, 2022.
- 3.1.13) 植村佳大, 西根幸輝, 林学, 高橋良和: 軸力支持下での塑性ヒンジ取替性能を向上させた 埋込メナーゼヒンジ RC 柱の実験的検討, 第 42 回地震工学研究発表会, No.33, 2022.
- 3.1.14) 植村佳大, 五島健斗, 高橋良和: 0.2G 相当の復元力を有するコンクリートヒンジを埋め込んだ RC 柱に関する研究, 土木学会論文集 A1, Vol. 77, No. 4, pp. I_266-I_283, 2021.
- 3.1.15) 中山学: 安全・安心な都市空間形成を~都市高架橋からのアプローチ、現代社会研究, 創刊号, pp.56-73, 2015.
- 3.1.16) 川島一彦, 佐々木智大, 右近大道, 梶原浩一, 運上茂樹, 堺淳一, 幸左賢二, 高橋良和, 矢部正明, 松崎 裕, 現在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性に関する実大震動台実験及びその解析, 土木学会論文集 A, No. 66, Iss.1, pp.324~343, 2010.
- 3.1.17) 国立研究開発法人防災科学技術研究所「E-Defense 実験データアーカイブ (ASEBI)」
<https://doi.org/10.17598/nied.0020>, E-Defense を用いた橋梁耐震実験研究 C1-6 実験(橋梁コンポーネント実験:次世代型橋梁への序章) 一般公開用, 2010.

- 3.1.18) 山岸睦功, 川島一彦: 免震ゴムビルトイン型 RC 橋脚の開発, 土木学会論文集, No.752, I-66, pp.43-62, 2004.
- 3.1.19) 服部宗秋, 加藤剛也, 青木徹彦: 圧縮芯を有する鋼製橋脚の耐震性能実験, 土木学会第 59 回年次学術講演会, pp.1-197.1-2, 2003. 3.1.4.1.1)
- 3.1.20) 榊野航平, 橋本国太郎, 田中将登, 曾我恭匡, 杉山裕樹: 縦補剛材せん断パネルを有する杭基礎一体型鋼管集成橋脚の耐震性能に関する解析的研究, 第 38 回地震工学研究発表会, 2018.
- 3.1.21) 阪神高速道路株式会社, 技術のチカラ, 2016-1, <https://www.hanshin-exp.co.jp/company/skill/great/case12/>, (参照 2023-11-16)
- 3.1.22) 篠原聖二, 金治英貞, 小坂崇, 杉山裕樹, 津丸徳宏, 鳥越卓志: 鋼管集成橋脚の技術コンセプトと構造設計, 橋梁と基礎, 2014 年 2 月号, 2014.
- 3.1.23) 小林寛, 杉山裕樹, 谷口惺: 西船場 JCT 改築事業における犠牲橋脚を用いた耐震設計, 土木学会第 70 回年次学術講演会, pp.1-100.1-2, 2015.
- 3.1.24) 水野剛規, & 後藤芳顯. ロッキング橋脚の自立化で基礎に作用する地震力軽減のための橋脚柱の浮き上がり免震機構. 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), 75(1), 26-45, 2019
- 3.1.25) Housner, G. W. "The behaviour of inverted pendulum structures during earthquakes." Bull. Seismological Soc. Amer., 53(2), 404-417, 1963
- 3.1.26) Makris, N., & Vassiliou, M. F. Are some top-heavy structures more stable?. Journal of Structural Engineering, 140(5), 2014
- 3.1.27) Beck, J. L., and Skinner, R. I. "The seismic response of a reinforced concrete bridge pier designed to step." Earthquake Eng. Struct. Dyn., 2(4), 343-358, 1974
- 3.1.28) NEXCO 西日本コンサルタント: 特許登録 第 6928707 号・第 6995658 号, <https://corp.w-nexco.co.jp/techno/pdfs/products69.pdf> (参照 2024-8-21)
- 3.1.29) 豊岡亮洋, 室野剛隆, 齊藤正人: 高架橋の危機耐性向上のための倒壊方向制御構造の振動台実験, 第 20 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2017.
- 3.1.30) 豊岡亮洋, 布川博一, 小野寺周, 室野剛隆: ブロック型倒壊方向制御構造を有するラーメン高架橋柱の静的載荷試験, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.75, No.4 (地震工学論文集第 38 巻), pp.408-415, 2019.
- 3.1.31) 羽田野英明, 山上正尊, 阪口裕紀, 小林考一, 六郷恵哲: 大変形空間創成ブロックを用いた橋梁の地震時桁遊間の確保, 土木学会論文集 E, Vol.66, No.4, pp.483-494, 2010.
- 3.1.32) 青山優也, 山中昌之, 中塚光一, 鈴木貴博, 畑武志, 佐野剛志, 吉岡琢, 井澤敦, 椎橋徹夫: 強化学習を用いた AMD 振動制御システムの開発, The 34th Annual Conference of the Japanese Society for Artificial Intelligence, 34 巻, pp.1-4, 2020.
- 3.2.1) 田村今男: TRIP 鋼について, 鉄と鋼, 56, No.3, pp.429-445, 1970.
- 3.2.2) 金子佳生, 桐越一紀, 大西宏治, 鈴木隆生, 宮本則幸, 羅黄順: 自己診断機能を有する TRIP 鋼の材料特性とその応用, 鋼構造論文集, 第 14 巻, 第 53 号, pp.59-65, 2007.
- 3.2.3) 井上泰彦, 千葉悠矢, 澤口孝宏, 櫛部淳道, 梅村建次, 水野幸隆, 杉村誠一, 津崎兼彰: 世界最高峰の疲労特性を有する Fe-Mn-Si 系新合金を用いた長周期・長時間地震動対応制振ダンパーの開発, 第 29 回 独創性を拓く先端技術大賞 産経新聞社賞受賞, 2015.
- 3.2.4) Wei Wang, Cheng Fang, Yuezhen Ji, Yongchang Lu, Michael CH Yam: Experimental and

- Numerical Studies on Fe–Mn–Si Alloy Dampers for Enhanced Low-Cycle Fatigue Resistance, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 148, No.11, 04022170, pp.1-19, 2022.
- 3.2.5) 松田泰治, 東健司, 長弘健太, 西本達, 池上僚: Zn-Al 合金を用いた積層ゴム支承の動的特性評価, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.71, No.4 (地震工学論文集第 34 巻), pp.I_424-I_434, 2015.
- 3.2.6) 辻教授, Bhattacharjee: 京都大学 HP, <https://www.kyoto-u.ac.jp/ja/research-news/2018-02-19>, 2023 年 11 月 15 日閲覧
- 3.2.7) 五十嵐 心, 細田 暁, 人見 尚, 今本 啓一: 委員会報告 セメント系材料の自己治癒技術の体系化研究専門委員会, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.1-9, 2011.
- 3.2.8) 佐々木亘, 松田拓, 恩田陽介, 峯竜一郎: 産業副産物を大量に使用した超低収縮・超高強度繊維補強コンクリート 鋼繊維を用いた「サスティンクリート」の開発, 三井住友建設技術研究開発報告 第 17 号, pp13-18, 2019.
- 3.2.9) 納所泰華, 廣岡進之介, 真田和昭: マイクロカプセル含有開繊炭素繊維/エポキシ樹脂積層材料の損傷の可視化と自己修復, Journal of Society of Materials Science, Japan, Vol.70, No.6, pp.457-464, June2021.
- 3.2.10) 株式会社 NejiLaw: smartNeji パンフレット, http://www.nejilaw.com/special_smartNeji.html, 2023 年 11 月 15 日閲覧
- 3.2.11) TDK 株式会社: TDK 株式会社 HP, <https://www.tdk.com/ja/tech-mag/illustrated/004>, 2023 年 11 月 15 日閲覧
- 3.3.1) 原田尚樹, 党紀, 佐野智哉, 福澤啓太: シリコンゴムを使用した免震ゴム支承に関する基礎的研究, 土木学会第 76 回年次学術講演会, I-172, pp. 1-2, 2021.
- 3.3.2) Komori, S., Yoshida, J., Kurino, H. and Takeya, K.: A Hysteretic Model of Compressive and Tensile Behavior for Laminated Rubber Bearings, IABSE Symposium, Challenges for Existing and Oncoming Structures, pp.1567-1573, 2022.05. (Prague, Czech Republic).
- 3.3.3) 長崎陽, 鎌田弦, 刀友基, 佐々木修平, 宮城大輔, 津田理: 低温工学, 55 巻, 2 号, pp.117-124, 2020.
- 3.3.4) 堺淳一, 安藤滋芳, 星隈順一: 耐震補強として支承部に水平力分担構造を設置した橋の地震応答特性, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.4(地震工学論文集第 33 巻), I_393-I406, 2014.
- 3.3.5) 今野久志, 安中新太郎, 小室雅人, 岸徳光, 久慈茂樹, 余野智哉: 緩衝ゴム試験体の衝撃荷重載荷時における力学的特性に関する基礎的検討, 令和 3 年度土木学会全国大会第 76 回年次学術講演会, 2021.
- 3.3.6) 井上崇雅, 合田裕一, 小泉貴宏, 杉山洋, 廣瀬彰則: 減衰機能付き落橋防止装置の製作と耐久性試験, 令和 3 年度土木学会全国大会第 76 回年次学術講演会, CS3-12, 2021
- 3.3.7) 平山智之, 杣木孝裕, 中村美咲, 宮川高行, 山本智彦, 宮崎真之, 深沢剛司, 藤田聡: 3 次元免震装置の研究開発-その 36 3 次元免震装置の試験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集, (北海道) 2022 年 9 月.
- 3.3.8) 湯川正貴, 杣木孝裕, 平山智之, 宮川高行, 山本智彦, 宮崎真之, 深沢剛司: 3 次元免震装置の研究開発-その 39 3 次元免震装置の組合せ試験 (その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, (北海道) 2022 年 9 月.

第4章 ダメージフリーをモニタリング・診断するためのIoT センシング技術 (WG3)

地震災害軽減のためのダメージフリー構造技術に関する調査研究小委員会のWG3「モニタリングや地震後の診断技術に関するWG」では、ダメージフリー構造が保持できているかなど、各種部材や構造物の状態把握を可能とする診断技術について調査した。

4.1 既往の事例調査～地震応答モニタリングと損傷推定技術～

本項では、地震応答モニタリングと損傷推定などを対象とした技術について調査した事例の一例を記載する。

(1) 加速度計及び地震計を用いた地震応答の検証

a) 概要

橋梁本体および周辺地盤に設置した加速度計および地震計により観測された時刻歴波形を用いた地震応答解析によって応答性状および減衰特性が把握された。さらに、解析値と実測値を比較し、検討に用いた解析法の妥当性が検証された例である。

b) 適用例

対象は、3径間連続吊橋であり、上層が道路、下層が鉄道の道鉄併用橋であり、図-4.1.1.1に示すように補剛桁、主塔、アンカレイジ、橋脚に加速度計を設置し、さらに4A付近の地中に地震計が設置されている。この橋の供用中に発生した兵庫県南部地震時の加速度計及び地震計による計測値を用いて、地震時の橋体の挙動を解析で再現可能か、解析値との比較検討により検証された。

検討は、補剛桁、主塔、アンカレイジ、橋脚の各部で計測した加速度を変換した変位応答により比較している。その結果、図-4.1.1.2に示すように補剛桁の鉛直方向変位については実測値と解析値が比較的よく一致しており、地震動の実測値を用いた解析の有効性が確認できた一方で、主塔の橋軸方向変位については実測値と解析値に差異が見られ、地盤ばね定数や減衰定数の仮定の精緻化や実測値としての地盤振動成分の除去など留意点が明らかとされた事例である。

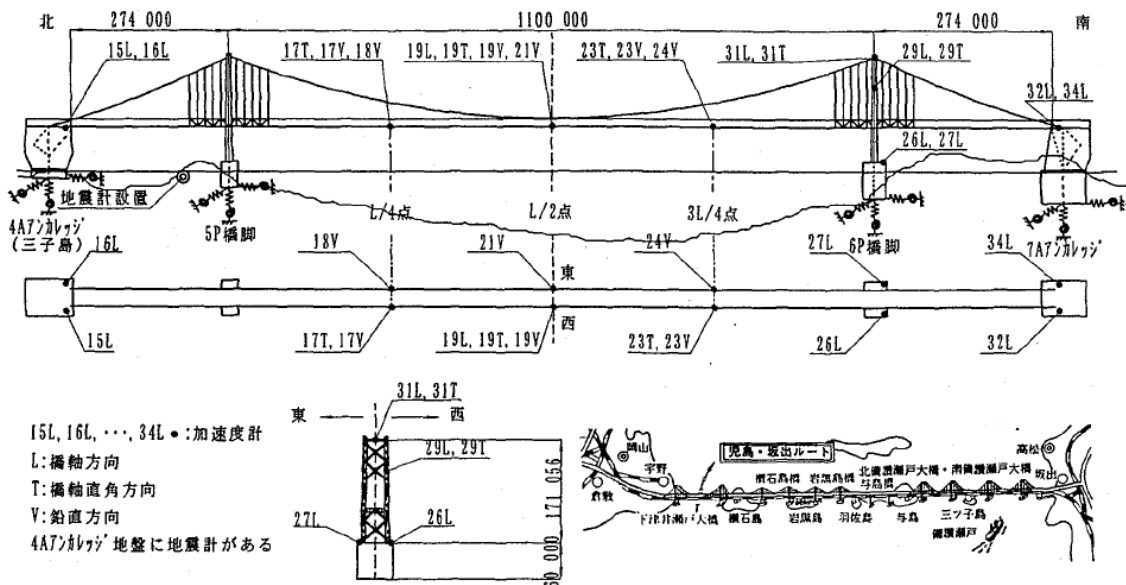


図-4.1.1.1 計測位置図

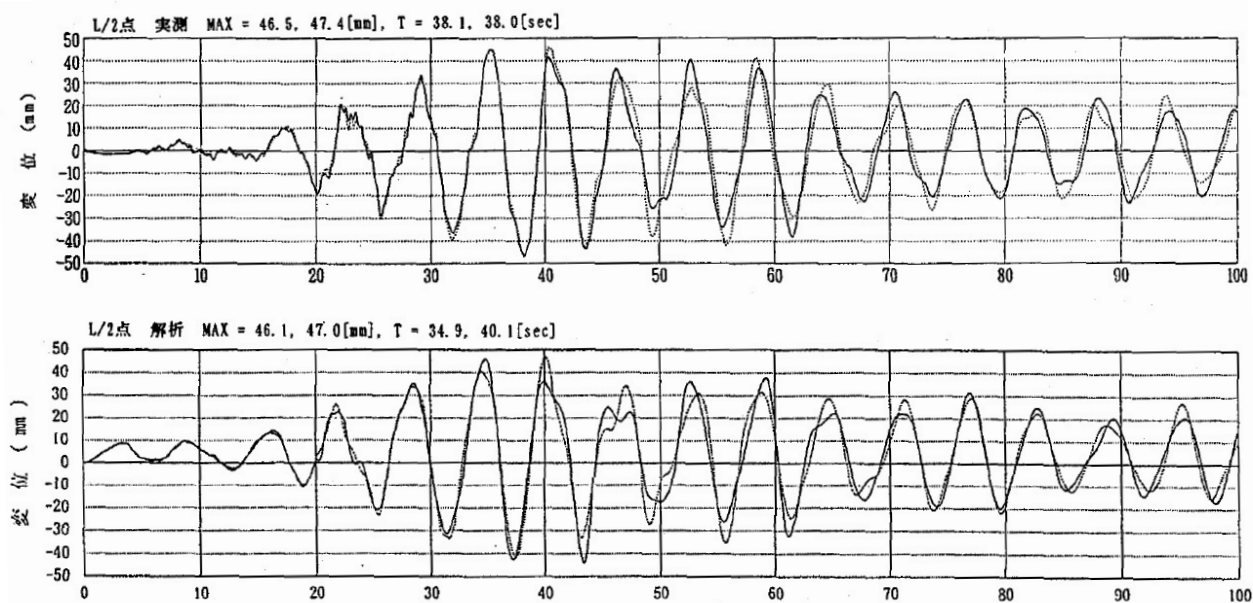


図-4.1.1.2 補剛桁 (L/2 点) の鉛直方向変位の比較

参考文献

4.1.1.1) 奥田 基, 矢野 賢晃, 今 和也: 南備讃瀬戸大橋の地震応答記録と解析値の比較, 構造工学論文集, Vol.43A, 1997.3.

(坂本 佳也)

(2) 加速度センサを用いた建築物の地震に対する安全性評価技術

a) 概要

企業・組織の被災後の事業継続計画（BCP）において、地震直後の建物の被害状況を迅速に確認することは重要である。建物の安全性の確認は、避難の要否の判断、および国・自治体が指導する一斉帰宅の抑制にも繋がる。

図-4.1.2.1 に構造物ヘルスマモニタリング（SHM）システムの概要を示す。SHM システムは、計測システムと評価システムで構成され、複数の技術が提案されている。例えば、少数の加速度センサを限られた階に設置して記録し、同値を用いて数値積分することで変位および層間変形角を算定する。これらの値を用いて、建物の構造特性に基づき設定した限界変形角と比較して、建物の安全性を評価・判定する。

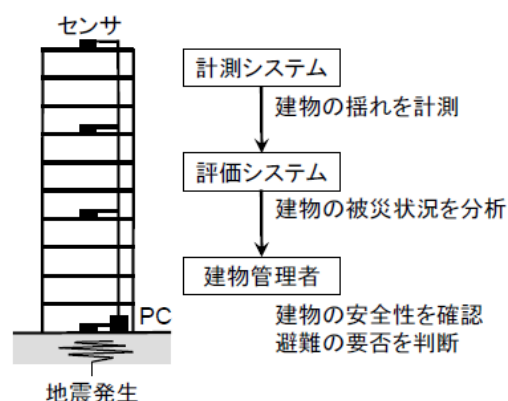


図-4.1.2.1 SHM システムの概要

b) 得られた結果

2019 年 3 月時点では、一部企業に対する調査結果の集計においても全国で 980 棟以上の建物に SHM システムが適用されている。図-4.1.2.2 には、2015 年 9 月 12 に東京湾を震央とする地震（M5.2）が観測されたときのシステムの実稼働例を示す。構造体および設備配管系の損傷は建物各層の最大層間変形角、設備機器の損傷は建物各階の最大加速度に基づいて、各許容値に対する安全余裕度として評価・表示されている。本ケースでは、地震直後に建物構造体・設備系とも十分な安全余裕度を有していることが確認された。



図-4.1.2.2 システムの表示画面例（地震情報、損傷評価画面）

c) その他

評価システムでは閾値設定が課題となる。土木分野では、建築分野での数値的、実験的検証の蓄積をそのまま活用することができず、同閾値の設定に施設管理者・設計者との事前協議も求められる。

参考文献

4.1.2.1) 一般社団法人日本建築学会：建物のレジリエンスと BCP レベル指標検討特別調査委員会報告書、2020。

（玉野 慶吾）

(3) 加速度センサを用いた地震応答および地震損傷の推定（ラーメン高架橋）

a) 概要

加速度センサを用いた地震応答，地震損傷に関する研究は，土木構造や地盤において多くの研究実績がある．橋梁分野においては，例えば，坂下らは，RC ラーメン高架橋を対象に，常時微動の観測を想定し，伝達関数を活用した損傷検知に関する解析的検討を実施し，損傷個所の違いが伝達関数に及ぼす影響を調査した．

b) 得られた結果

橋脚下端の塑性ヒンジ化を考慮して，損傷なし，損傷が橋軸方向に偏った場合，損傷が橋軸直角方向に偏った場合の 3 ケースを設定し，常時微動を模擬したランダム波を入力とした．その結果，RC ラーメン高架橋の主要点の伝達関数を比較した結果，伝達関数の傾向から損傷エリアの概略の分布傾向の把握が可能となることを示した．

c) その他

本解析的検討では，塑性ヒンジ区間をピン構造とする，塑性ヒンジ部以外の構造を初期剛性とするなど限られた条件かつ単純化・理想化した条件で解析している．解析の精密化や実橋でのモニタリング結果との比較による検証が今後の課題である．

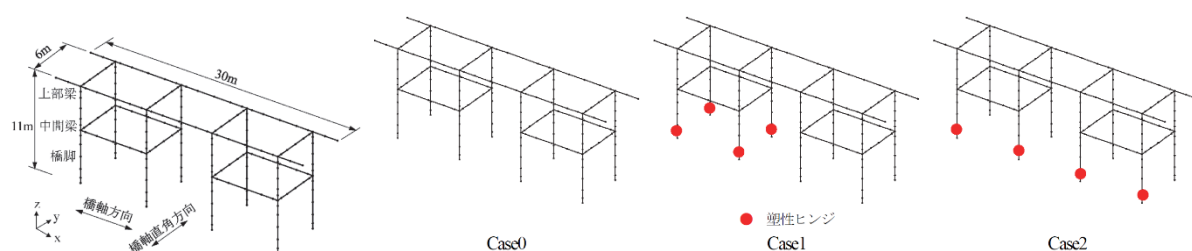


図-4.1.3.1 解析モデル（左）と塑性ヒンジ設定箇所の違いによる検討ケース 4.1.3.1)

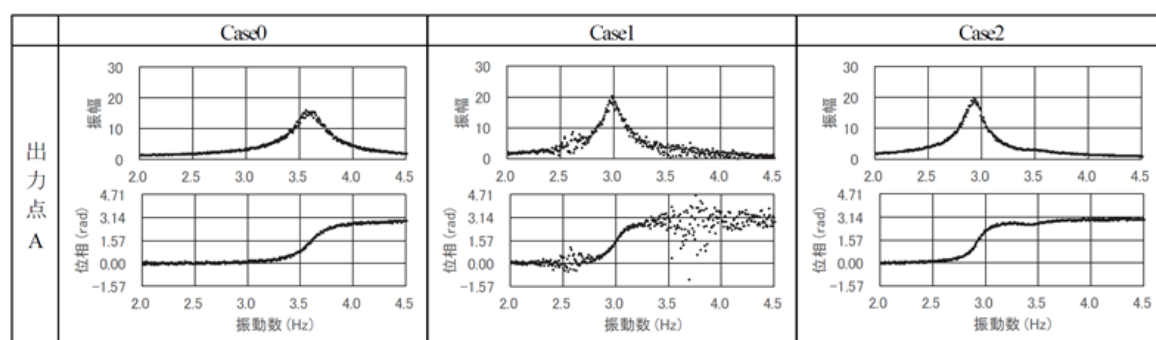


図-4.1.3.2 検討ケースごとによる伝達関数の一例 4.1.4.1)

参考文献

4.1.3.1) 坂下克之，畑明仁，山本悠人：RC ラーメン高架橋の常時微動による損傷検知に関する解析的検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.74，No.4，pp. I_283-I293，2018．

（井上 和真）

(4) 加速度センサを用いた地震応答および地震損傷の推定（地盤）

a) 概要

山田らは安定化対策（地盤改良）を適用した鉱さい堆積場斜面の地震応答の長期モニタリングを実施している。具体的には、鉱さい堆積場の斜面の地表と地中部に鉛直アレー配置した地震計による地震観測を5年間にわたり実施し、その地震観測記録を活用し、地表と地中間における平均伝達関数を算出し、伝達関数の変動から、安定化対策の効果や鉱さい堆積場の耐震性能を評価された。

b) 得られた結果

伝達関数の特徴は5年間に渡って、明瞭な違いが見られないことから、地盤改良を施した鉱さい堆積場斜面の耐震性能は当該期間内で低下していないこと、地盤増幅特性は変化していないことが確認された。

c) その他

伝達関数の耐震性能・地盤増幅特性の変動を簡易に評価することができるが、斜面部地中に地震計の設置が必要となることから、地震計設置に関わるコストが大がかりとなることが推察される。

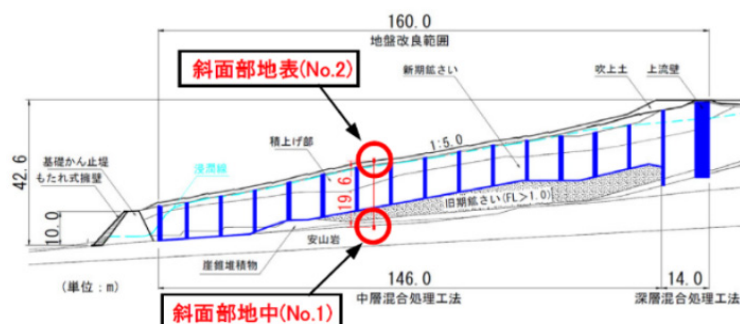


図-4.1.4.1 対象とする鉱さい堆積場と地震観測の概要 4.1.4.1)

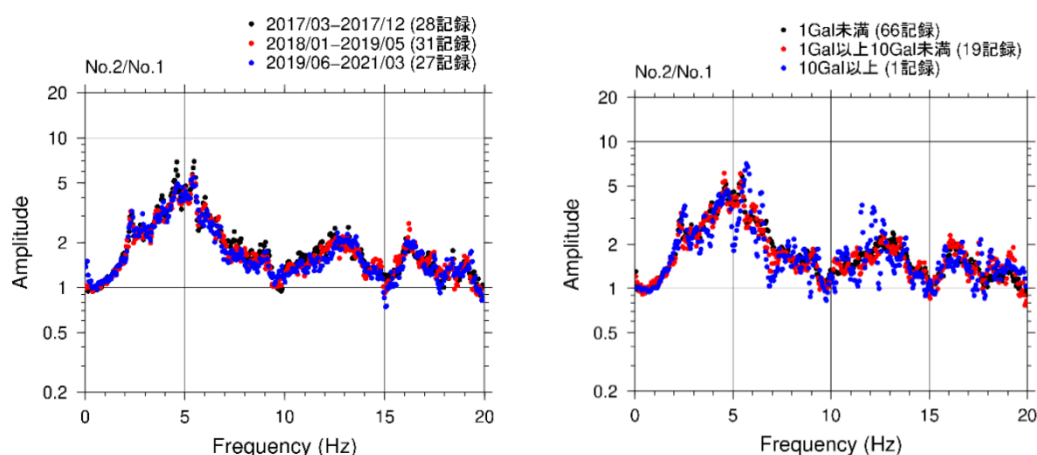


図-4.1.4.2 斜面部地表面と斜面部地中部の平均伝達関数 4.1.4.1)

参考文献

4.1.4.1) 山田岳峰, 引田智樹: 安定化対策を適用した鉱さい堆積場斜面の地震応答の長期モニタリング, 日本地震工学会第17回年次大会梗概集, TS_20220262, 2022.

(井上 和真)

(5) 弾性時と弾塑性時の伝達関数の変化特性を利用した損傷検知

a) 概要

今井ら^{4.1.5.1)}は、既存の構造物に複数の加速度センサを取り付ける事を想定し、構造物の特性や地盤条件、入力地震動の事前把握の必要がなく、多点の地震観測記録のみから構造物の地震損傷を推定することを目的に、橋梁を対象に、伝達関数（2点の応答加速度をフーリエ変換して算出したフーリエ係数の比をとったもの）の変動について地震応答解析による検討を実施した。この研究においては、構造物の地震損傷検知に伝達関数を利用する方法として、例えば橋脚の基礎と天端に加速度センサを設置して、応答加速度を観測する事を想定する。基礎と天端の応答加速度は、フーリエ変換することで時間領域 t から周波数領域 ω への変換が可能である。フーリエ変換により基礎の応答加速度 $x(t)$ のフーリエ係数 $X(\omega)$ と、天端の応答加速度 $y(t)$ のフーリエ係数 $Y(\omega)$ を算出し、その比をとることで伝達関数 $H(\omega)$ を求めることができる。構造物が弾性範囲において、伝達関数の形状は入力地震動に依存せず一定の形状を示す。つまり、中小規模の地震時のように、地震応答が弾性範囲内にとどまる場合、伝達関数は一定の形状を示す。しかし、大規模地震により橋脚あるいは基礎が塑性化すると橋脚天端の応答加速度が長周期化することが予想されるため、伝達関数の形状が変化することが予想される。よって、伝達関数の形状が変化した場合、構造物位置での入力地震動を用いずに地震損傷を推定でき、橋脚あるいは基礎が塑性化（損傷を受けた）したと判断できる（図-4.1.5.1）。

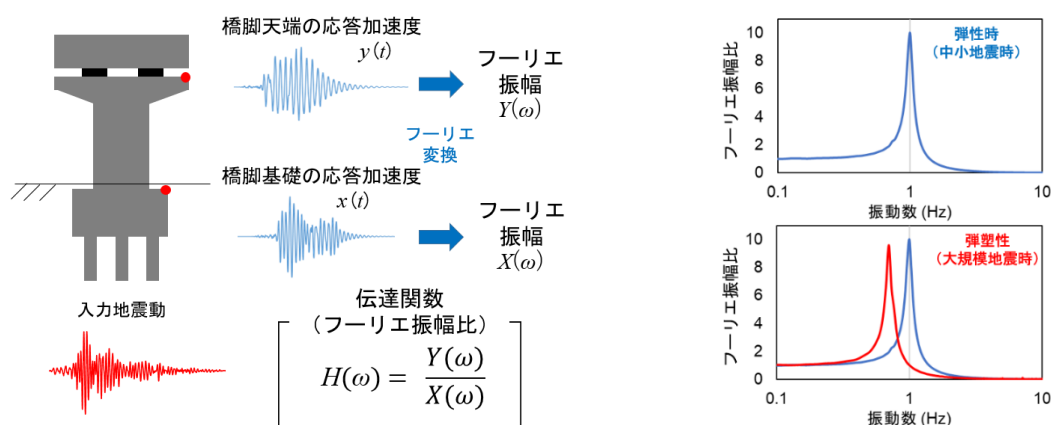


図-4.1.5.1 地震観測に基づく橋梁の伝達関数の算出方法と損傷検知の一例^{4.1.6.1)}

b) 得られた結果

入力地震動の振幅レベル（S.F）を変化させて地震応答解析の結果から、橋脚が弾性範囲など伝達関数が一定あり、弾塑性挙動を示すと伝達関数が変化することが確認された。

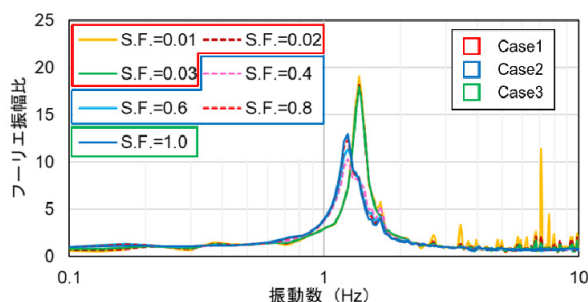


図-4.1.5.2 入力地震動の振幅レベル（S.F）ごとの伝達関数の算出の一例^{4.1.5.1)}

c) その他

橋梁の地震応答を観測するための地震計の普及の観点から、安価な加速度計を用いることを前提としているが、同時刻性などの多点観測における観測の精度、弾性時における伝達関数の安定性などが挙げられる。また、実際に橋梁が地震被害を生じた場合の、塑性率などの被災度判定に活用できることが望ましい。

参考文献

4.1.5.1) 今井克実, 井澤亮介, 井上和真: 地震観測記録を用いた橋梁の地震損傷状態の推定に関する解析的検討, 日本地震工学会第 17 回年次大会梗概集, TS_20220283, 2022.

(井上 和真)

(6) 加速度センサを用いた地震時リアルタイム健全度評価

a) 手法の概要

対象橋梁に設置した加速度センサが感知した加速度波形に基づいて、地震終了後直ちに地震応答解析を実施し、健全度評価を行うことを目指したものである。システム構成を図-4.1.6.1に示す。

無線センサネットワークを用いて橋梁の3軸方向の加速度計測・収集が可能な加速度計 (BHELMO) を用い、加速度データを取得し、あらかじめ求めておいた伝達関数を用いて、地震波の推定を行い、時刻歴応答解析によって健全度評価を行うものである。

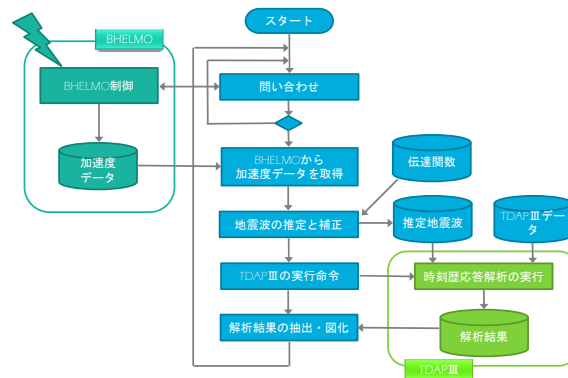


図-4.1.6.1 システム構成

b) 得られた結果

道路橋示方書にある II-I-1 の地震波に対し、橋脚の応答加速度を求め、伝達関数を用いて推定したものを図-4.1.6.2に示す。推定した地震波は同程度の地震波が得られていることが確認された。

また、この地震を用いて上部構造水平変位の応答を比較したものを図-4.1.6.3に示す。多少の違いは見られるものの同程度の応答が表れることが確認された。

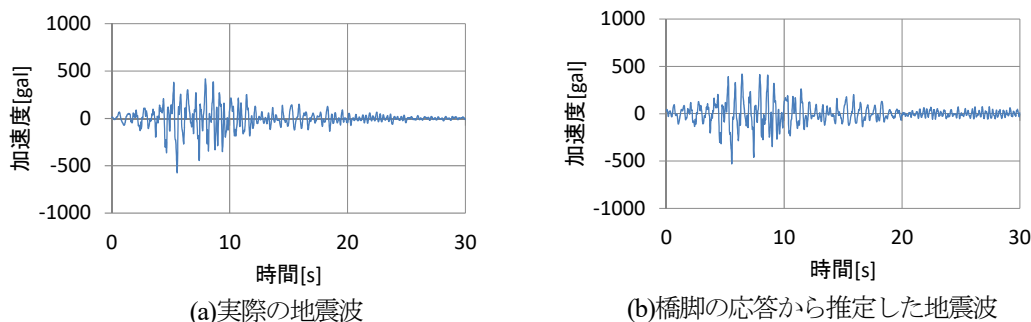


図-4.1.6.2 地震波の推定

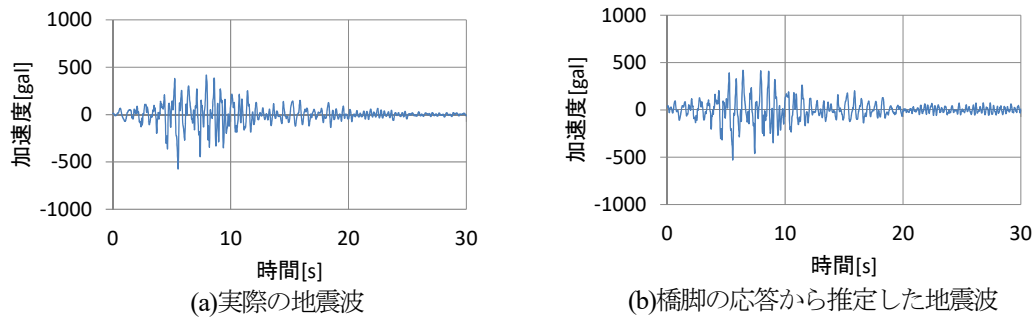


図-4.1.6.3 水平変位の比較

加速度を取り込み、時刻歴応答解析を行うシステム画面を図-4.1.6.4に示す。

計測加速度の表示から始まり、推定地震波への変換、解析結果の表示という一連の動作を一画面で確認できるシステムが出来上がった。

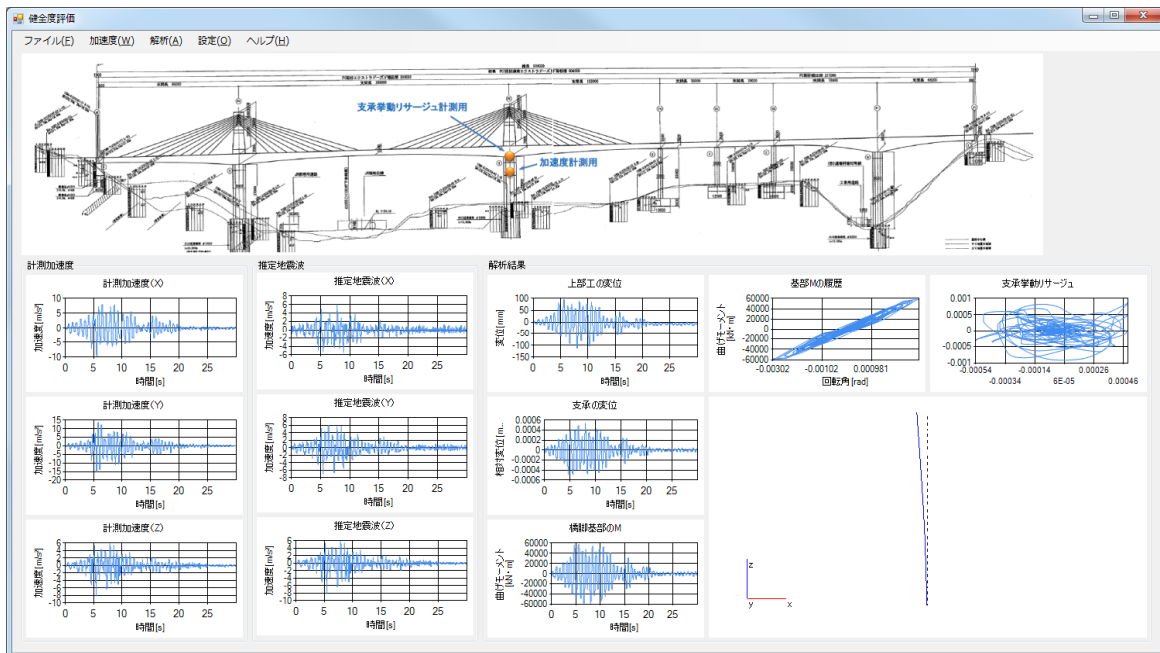


図-4.1.6.4 システム画面

c) その他

実際の地震時に加速度計から取得し、即座に解析を実行するシステムとして、ダメージフリー構造をモニタリングする技術としては有用であると思われる。ただし、図-4.1.6.4からわかるようにほとんど塑性化を起こしていない構造での検証であるため、塑性化を前提として考える場合は更なる研究が必要である。

参考文献

4.1.6.1) 星野隼人：JIP テクノサイエンス株式会社 社内技術研究結果，2022。

(石川 達也)

(7) 携帯情報端末を簡易地震計とした強震モニタリング

a) 概要

携帯情報端末 (ipod) を簡易地震計として用い、小型汎用強震計と比較を行い、その性能の有用性を検証している。計測装置は図-4.1.7.1に示すとおりである。

長周期地震動を受ける高層建物の地震応答による建物機能保持・避難性・安全性に関する E-ディフェンス実験において実施したものである。

30 階建高層建物の上層階と下層階の応答を再現し、周期の異なる高層建物と低層建物について、複数の異なる入力に対する応答の観測をしている。

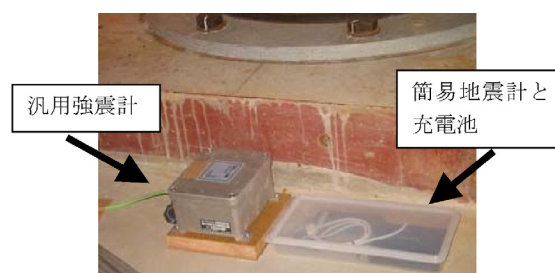


図-4.1.7.1 計測方法

b) 得られた結果

図-4.1.7.2に示す通り、簡易地震計と汎用強震計の加速度波形は、ほぼ一致している。しかし、簡易地震計は上下動成分のノイズレベルが大きい傾向があり、振幅がある程度ないと精度が十分ではないと推察される。

また、変位波形について、西新宿余震はほぼ一致しているが、JMA 神戸については相違が確認されている。

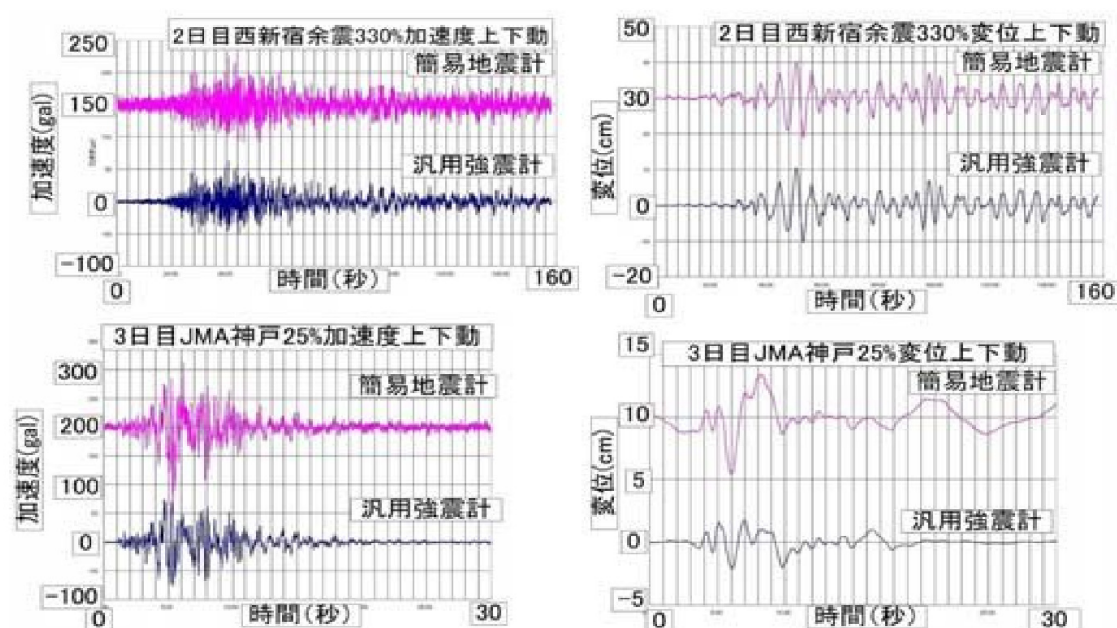


図-4.1.7.2 観測結果

c) その他

安価な携帯情報端末を用いることで、容易にダメージフリー構造をモニタリングすることが可能となる技術である。今回の携帯情報端末としては ipod を利用していたが、使用されなくなった携帯電話等様々な携帯情報端末にて運用することが可能であると考えられる。

長周期の応答を対象とすれば変位・相関変形の検出による損傷モニタリングも可能であるが、短周期地

震動への適用が困難であることが課題である。また、充電電池を用いた装置となるため電源の供給方法についても対策を考える必要がある。

参考文献

4.1.7.1) 平山義治, 飛田 潤, 福和伸夫: 携帯情報端末の内蔵センサを用いた簡易地震計の性能と建物モニタリングへの展開, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp627-628, 2012

(石川 達也)

(8) 鉄道橋のマルチセンシングモニタリングシステム

a) 手法の概要

従来のメンテナンス手法には、現場での調査のための費用や、限られた期間内での監視データに基づく状態評価であり、特に、レンガは不連続な性質を持つ不均一な材料であるため、劣化の程度を評価するのは難しい。

本論文は、イギリス・リーズにあるビクトリア朝の鉄道高架橋 (Marsh Lane Viaduct) に設置されたマルチセンシングモニタリングシステムの提案に関する研究である。この鉄道高架橋 (レンガ造りの橋) は 19 世紀の建設以来継続的に使用されており、広範囲なひび割れが発生していた (図-4.1.8.1)。2015 年に改修されたが、劣化プロセスをより詳細に把握するために、橋の 3 つのアーチに対して、FBG (fiber Bragg grating) センサ, AE (acoustic emission) センサ, 高感度加速度計を設置し、重要な位置での動的応答を調査した (図-4.1.8.2)。このシステムは、自立型, セルフパワー型, 遠隔制御型で、3 つの異なるタイプのセンサからの情報を組み合わせて、橋の応答の時間的変化を追跡するアルゴリズムを使用していた。



Fig. 1. The southern side view of the Marsh Lane Viaduct in Leeds, UK

図-4.1.8.1 対象橋梁 (論文より抜粋)

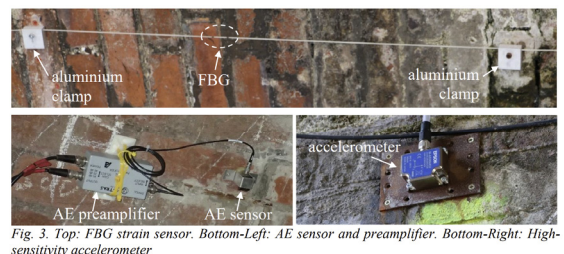


Fig. 3. Top: FBG strain sensor. Bottom-Left: AE sensor and preamplifier. Bottom-Right: High-sensitivity accelerometer

図-4.1.8.2 センサの位置 (論文より抜粋)

b) 得られた結果

この実験から、遠隔監視による橋の継続的なリアルタイムの応答データに基づき、鉄道橋の性能診断や異常検知が可能となり、構造の全体的な動的変形と局所的なレンガの劣化についての新たな理解と知見が提供されている。さらに、データ収集システムに関して、ルーター付きのノートパソコンを温度が制御された棚の中に設置して、4G インターネット接続を通じて日々のデータを遠隔送信し、システムの電源はソーラーパネルで供給されるなど、常時モニタリングのための工夫がされていた。

c) その他

データ分析という観点から、鉄道事業者と連携するなど、今後の社会実装への展開が期待される。

参考文献

- 4.1.8.1) H. Alexakis, A. Franza, S. Acikgoz, M. J. DeJong, A multi-sensing monitoring system to study deterioration of a railway bridge, 9th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure, 2019.

(四井 早紀)

(9) デジタル画像相関法によるゴム支承表面のひずみ計測

a) 概要

ゴム支承はオゾンクラックと呼ばれる亀裂が発生することが報告されている。オゾンクラックは発生しても直ちに耐荷性能が低下するものではないが、亀裂が被覆ゴムを貫通するとゴム支承の耐荷性能や耐久性能が低下する。オゾンクラックの影響因子はオゾン濃度や温度およびひずみがあるが、ゴム支承のように大変形が生じる材料のひずみの計測は通常のひずみゲージは適用できない。そのような背景から、当該研究では非接触的手法として、画像相関法を利用してゴム表面のひずみ量を計測する方法を検討している。

b) 適用例

表-4.1.9.1 に試験体の形状寸法と試験条件を示す。当該研究では一次形状係数 (S1) を変化させ、圧縮変位と側面の膨出に差をつけた供試体で検討している。載荷試験は、鉛直荷重を付加した状態でせん断試験を行っている。また、表面のひずみを、デジタル画像相関法 (DICM) を適用して計測している。DICM は変形を捉えるためのターゲットを事前に計測対象領域に設置し、変形前と変形後にカメラで撮影を行い、計測を行う。その後、画像からターゲットの移動量を数値解析によって算出し、表面ひずみに変換する。

それぞれのゴム支承の面外変形状況を図-4.1.9.1、図-4.1.9.2 に示す。Series1 では、ゴム層数の影響による凹凸が小さく明確に確認されないが、Series2 では、ゴム厚さによる影響が顕著に表れている。また、Series2 では膨出量も大きい。このことから、ゴム支承の内部の構成により表面の変形状態が異なることが分かった。

A 面はせん断変形による影響が小さく、鉛直力による面外変形が支配的であることが分かる。しかし、B 面に関しては、固定されている上面を基準に下に行くほど変形量が大きくなり、内部の鋼板による面外変形の差は明確ではない。これは、せん断変形量が 37.5mm に対して、鉛直載荷による面外変形量は Series1 では約 2mm、Series2 では、約 5mm と相対的に小さいためと考えられる。

表-4.1.9.1 試験体の形状寸法と試験条件

			Series1	Series2
幅・長さ	axb	mm	420	420
ゴム層1層の厚さ	te	mm	9	18
ゴム層数	n	-	6	3
総ゴム厚	Σte	mm	54	54
1次形状係数	S1	-	11.11	5.56
2次形状係数	S2	-	7.41	7.41
最大鉛直荷重	Rmax	kN	1920	1920
最大鉛直応力	σ	N/mm ²	12.0	12.0
せん断変位		mm	± 37.8	± 37.8
せん断変形率	γ	%	± 70	± 70

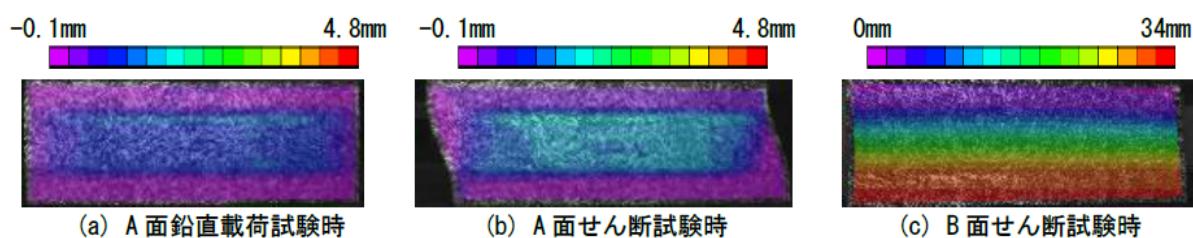


図-4.1.9.1 Series1 の面外変位状況

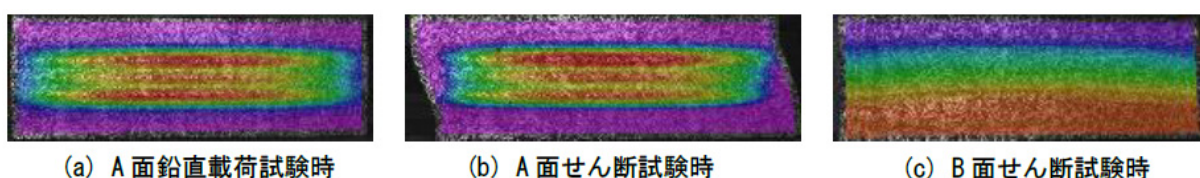


図-4.1.9.2 Series2 の面外変位状況

内部構成の異なるゴム支承に対して、せん断試験時の変形状態をデジタル画像相関法による測定を行った結果、以下のことが明らかになった。

- (1) 鉛直載荷試験においては、ゴムの一層の厚さによって面外変形状況が異なる。
- (2) せん断試験のせん断方向に平行な面においては、面外変形に占める鉛直荷重の影響が大きい。
- (3) せん断試験のせん断方向に直交する面においては、面外変形に占めるせん断変形の影響が大きく、ゴム層によらず面外変形状況はほぼ同様である。

参考文献

4.1.9.1) 井野裕輝，小野秀一，渡邊晋也，今井隆，原暢彦：デジタル画像相関法を用いたゴム支承の変形計測，土木学会第 73 回年次学術講演会，I-418，pp.835-856，2018。

(小林 巧)

(10) レーザー変位計を用いた BP-A 支承のモニタリング

a) 概要

BP-A 支承は構造上密閉されているため、内部の検査を行うことができず、き裂が発生して初めて可動不良であることを知りえる状況もある。BP-A 支承にモニタリングシステムを設置し、定期的な測定を実施することで、BP-A 支承の可動状況と発生応力との関係を把握することを目的としたモニタリングが実施された例である。

b) 診断技術

計測は四季の変化による桁の温度伸縮の影響を考慮し、一定の期間において列車通過時における支承部の状態を把握する必要がある。計測対象は表-4.2.10.1 に示しており、いずれも列車が走行する各 30 分間 × 2 回/日 (28 日毎) 以上測定することで、活荷重ならびに温度伸縮に伴う変位ならびに発生応力を把握する。

表-4.2.10.1 計測対象一覧表

計測対象	計測方法
橋軸方向の水平変位	レーザー変位センサ 計測範囲: $\pm 35\text{mm}$ 分解能: $5.9\mu\text{m}$
回転変位量 (鉛直変位 2 点より算出)	近接リニアセンサ 計測範囲: $0\sim 7\text{mm}$ 分解能: $2.8\mu\text{m}$
応力発生状況 (主桁)	ひずみゲージ
温度 (主桁)	熱電対

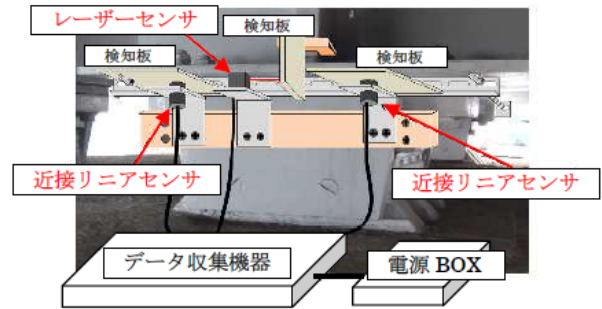


図-4.2.10.1 モニタリングシステムイメージ (変位計測)

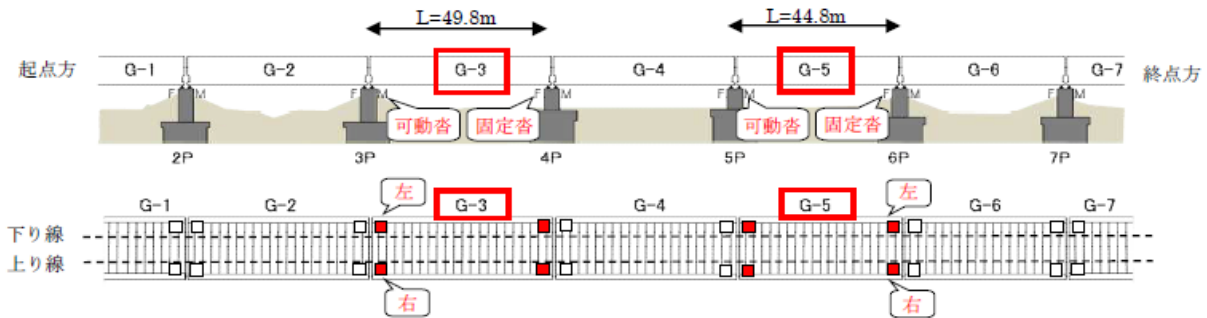


図-4.2.10.2 計測箇所：新幹線鋼橋 (G3,G5)

c) 得られた結果

G3、G5 とともに水平変位は起点側の可動支において、最大 1.5mm 程度の変位が確認でき、終点側の固定支において、最大 0.05m でありほぼ変位はないことが確認されている。また、変位や応力において特異な値を示している箇所はなかった。

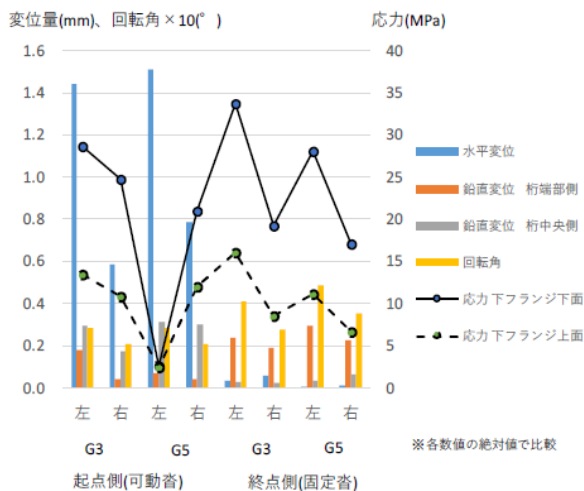


図-4.2.10.3 応力と変位量の関係 (夏季)

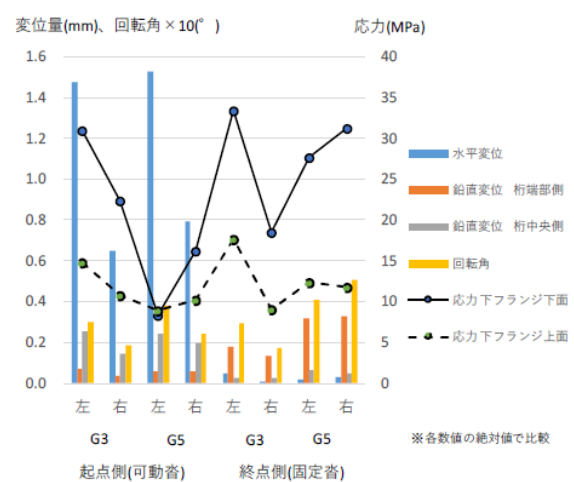


図-4.2.10.4 応力と変位量の関係 (冬季)

BP-A 支承においてモニタリングシステムを用いて計測することによって、効率化を図ることが可能となった。長期間の計測することで、温度伸縮に伴う BP-A 支承の可動状況と発生応力の関係を把握することができた。

参考文献

4.1.10.1) 土屋 和弘, 栗林 健一, 秋山 保行 : モニタリングシステムを活用した BP-A 支承の可動状況及び発生応力の測定、土木学会全国大会第 76 回年次学術講演会、VI-348、2021

(田村 康行)

(11) 分布型光ファイバひずみセンサを用いた PC 緊張力計測

a) 概要

吉野川大橋では外ケーブルに分布型光ファイバひずみセンサを組み込み、PC 鋼より線の全長にわたる緊張力の計測ができるシステムを構築している。その張力の変動をモニタリングし、大規模地震時発生後に、常時と地震発生後の緊張力を比較することにより迅速な健全度評価を行う計画である。

b) 診断技術

本計測は光ファイバ内で対向する光の間で生じる誘導ブリルアン散乱を利用した BOTDR 方式によるひずみ計測方法である。吉野川河口部に位置するため全てのケーブルで ECF ケーブルを使用しており、計測対象とした PC ケーブルについては、エポキシ被覆内に光ファイバを全長に組み込んだケーブルを使用している。光ファイバ自体が石英ガラスを主材料としているため劣化の心配がほとんどなく、長期耐久性に優れていることが特長である。



図-4. 1. 11. 1 BOTDR 方式によるひずみ計測の仕様

c) 得られた結果

内ケーブルにおいて、緊張から 244 日経過した緊張力分布では、ケーブル全長の平均で 13%緊張力が低減していた。設計では、弾性短縮、クリープ・乾燥収縮等で平均 13%程度減少する結果を見込んでいるが、その結果と計測値の変動がほぼ一致していることが確認された。外ケーブルにおいては、緊張から 967 日経過した緊張力分布をみると、ケーブル全長で平均 14%緊張力が低減していた。設計では、緊張後に平均 10%程度、緊張力が減少することを想定していたが、それよりも減少量が大きい結果であった。ただし、緊張力の大きさは、全長にわたって計算値以上であり、十分な緊張力が保持されていることが確認された。

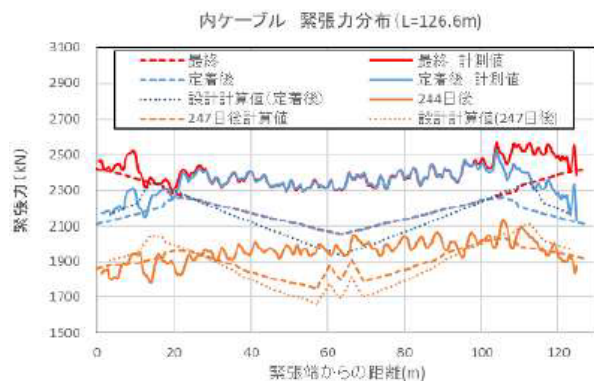


図-4.1.11.1 内ケーブル緊張力分布

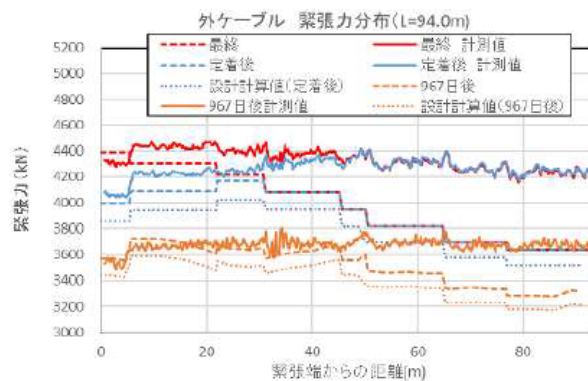


図-4.1.11.2 外ケーブル緊張力分布

本橋で採用した計測法では最小約 1m 間隔で PC 鋼より線の応力を把握することができることから、点検箇所のスクリーニングを行うことができるため点検の省力化を図ることができる。

参考文献

4.1.11.1) 山下 恭敬、鈴木 健太郎、山口 統央、新井 崇裕、曾我部 直樹：分布型光ファイバひずみセンサによる長大橋の PC 緊張力計測とヘルスマonitoringへの適用、土木学会全国大会第 76 回年次学術講演会、VI-350、2021

(田村 康行)

(12) 三次元点群データを用いたゴム支承のモニタリング

a) 概要

ゴム支承が多く採用されて概ね 30 年経過している中、既存ゴム支承の性能を評価する手段が確立されていない。また、2010 年に Microsoft 社が、2015 年ごろから Intel 社から比較的安価なデバイスを供給し始め、このような安価なデバイスを活用することで、画像計測技術の常設モニタリング手法としての活用が可能と考えられる。そこで、簡易デバイスを用いた三次元点群データによりゴム支承の変形を可視化することで、ゴム支承の機能・性能を評価することを目的とした基礎的検討である。

b) 診断技術

本検討に用いられた簡易デバイスは Intel 社製 RealSense の D400 シリーズのうち D435i。D435i はデプスカメラと称されていて、この構成はカラーカメラ、赤外線プロジェクター、および左右のグローバルシャッター方式赤外線カメラ、慣性測定ユニットから構成されている。デプスカメラの大きさは幅 90mm×高さ 25mm×奥行 25mm と小型なデバイスである。

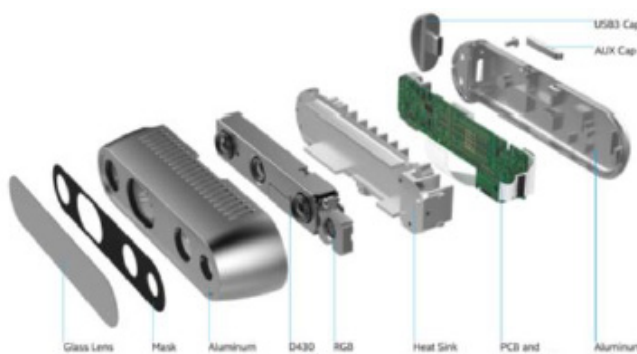


図-4.1.12.1 デプスカメラの仕様 (Intel 社 HP より 4.1.12.1)

c) 得られた結果

本研究では、せん断試験を行って、ゴム支承を強制的に変形させ、その変形を簡易デバイスで測定されている。実験に用いたゴム支承は道路橋支承便覧（平成 30 年 12 月）に記載されている 250mm×250mm で積層 3 枚のゴム支承としている。



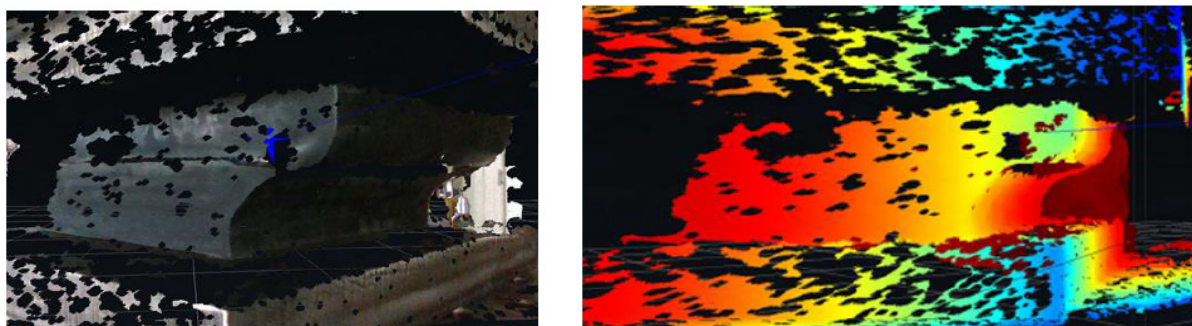
1) 簡易デバイス（正面）

2) 簡易デバイス（斜面）

3) レーザー変位計

写真-4.1.12.1 試験時の測定状況

簡易デバイスである Intel 社製のデプスカメラを用いて、三次元点群データによるゴム支承の変形を測定した結果、大きな変形を生じるゴム支承表面の変位を測定することが可能であったが、測定精度については今後の課題と考えられる。また、ゴム支承の変形を捉えることで FEM 析等の結果と比較し、ゴム支承の機能低下や損傷程度を把握することが可能になると考えられる。



1) カラーカメラ画像

2) 赤外線カメラ画像

図-4.1.12.2 斜面から撮影したゴム支承の変形結果（250%変形時）

参考文献

- 4.1.12.1) Intel 社 ホームページ: Intel® RealSense™ Product Family D400 Series Datasheet , February 2021 , <https://dev.intelrealsense.com/docs/intel-realsense-d400-series-product-family-datasheet> (2021 年 3 月閲覧) .
- 4.1.12.2) 渡邊 晋也, 井上 一磨, 佐藤 京, 松田 伸吾, 今井 隆, 久慈 茂樹: 簡易デバイスによる三次元点群データを用いたゴム支承のモニタリングに関する基礎検討, 土木学会全国大会第 76 回年次学術講演会, CS9-26, 2021.

(田村 康行)

(13) PC 鋼材の張力モニタリング

a) 概要

プレストレストコンクリート構造が性能を発揮するためには、緊張材である PC 鋼材に所定の緊張力が導入され、供用期間中においても健全であることが重要である。

供用期間中における PC 鋼材の張力計測手法には、外ケーブルの場合、自由長部にセンサーや測定機器を直接セットできるため高次振動法や磁歪センサー（EM センサー）がある（図-4.1.13.1）。また、計画当初から張力計測が決まっている場合、あらかじめ PC 鋼より線に光ファイバを組み込んだ PC 鋼より線により全長にわたる張力分布を計測する技術がある（図-4.1.13.2）。ここでは、ケーブルに加速度計を取り付けハンマーで加振することによって、得られた波形データから固有振動数を測定し、数値処理することで張力を推定する高次振動法を紹介する。

b) 得られた結果

高次振動法は、ケーブル長とケーブル単位質量が既知であれば、複数の高次固有振動数とモード次数の関係をを用いることにより、ケーブル張力と曲げ剛性を同時に求めることができる。実橋でも多くの計測実績があり、計測時間は1ケーブルあたり10分程度である。健全な状態での固有振動数を把握しておくことができれば、その後の変化を比較するための初期値を取得する意味でも重要である。

c) その他

外ケーブルの張力測定は、比較的簡易に、かつ高精度で計測できる技術が開発されている。一方、内ケーブルなどの部材内部や、任意の位置に対する張力測定は、開発の余地があると考えられる。さらに、張力の測定結果が構造系の健全度評価に直接寄与できる技術開発が望まれる。

参考文献

4.1.13.1) 睦好宏史，細居清剛，及川雅司：PC 橋における PC 鋼材の維持管理技術，プレストレストコンクリート，Vol.60，No.6，2018.

4.1.13.2) 中上晋志ら：張力モニタリングが可能な SmART スtrand，住友電工テクニカルレビュー，第198号，2021.

（玉野 慶吾）



図-4.1.13.1 高次振動法による張力測定

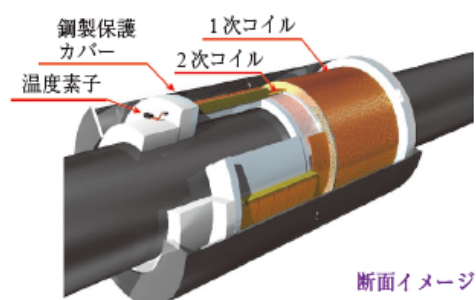


図-4.1.13.2 磁歪センサー

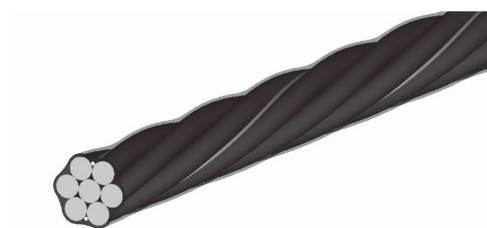


図-4.1.13.3 光ファイバの組込みイメージ

(14) 適応型カルマンフィルタを用いた構造同定^{4.1.14.1)}

a) 概要

非線形性を考慮した構造問題において Unscented Kalman Filter (UKF) を用いることの利点は多くの研究により示されているが、実大規模構造物の地震応答計測を用いた UKF を用いた構造同定はまだ試みられていない。実用化されていない理由は以下の通りである：地震動のような動的入力注目される場合、収束性だけでなく、ロバストな収束率や追従性能も同様に重要であること、また、Kalman Filter は収束のためにノイズ統計量やシステムの初期状態に関する事前情報が必要であるが、これらはしばしば利用できないことである。本論文では、プロセスノイズと計測ノイズの共分散行列を更新するために、確率的近似スキーム、すなわち RM スキームを UKF とともに使用することが検討されている。

Kuleli と Nagayama^{4.1.14.1)}が箱桁橋の現場計測での地震応答記録を対象とし、ゴム支承の剛性値を推定している。具体的には、2016 年 4 月の熊本地震発生後、余震時の地震応答をモニタリングするため、該当橋梁に無線センサネットワークを設置している。16 日間の計測期間中、バックオフ待ち時間なしで、地上、橋脚、支承、上部構造における 3 方向の加速度を 100Hz のサンプリング周波数で連続的に記録している。

b) 得られた結果

計測された記録の中に、PGA が 10gal より大きい加振ケースに対して同定アルゴリズムを実行している。ゴム支承の剛性推定値は、各地震の有意な継続時間中、小さな変動で同様の値に収束した。また、同じような振幅の異なる入力からの結果が同じような推定値になったことから、別々の剛性同定が実行可能であることが確認された。

c) その他

本手法は、推定結果が真値に収束することに関するロバスト性、精度、追跡可能性を考慮するため、UKF-RM は実用化有望な構造パラメータ同定法と考えられる。

参考文献

4.1.14.1) Kuleli M, Nagayama T. A robust structural parameter estimation method using seismic response measurements. Structural Control and Health Monitoring. 2020.

(何 昕昊)

(15) AE 法を使用したゴム支承の健全性評価

a) 手法の概要

アコースティック・エミッション (AE) は、固体材料内部で発生する弾性波あるいはひずみエネルギーの放出現象と定義されている。ゴム支承表面に取り付けた AE センサでゴム支承内部や表面から発生する弾性波を検出する。検出された波形の数や特徴量から、損傷評価を行っている。

図-4.1.15.1 および図-4.1.15.2 に実験状況と荷重履歴を示す。この研究では、交通振動を模擬した繰り返し圧縮荷重試験をゴム支承に実施しており、荷重中に生じる AE 現象を検出して各種評価を行っている。

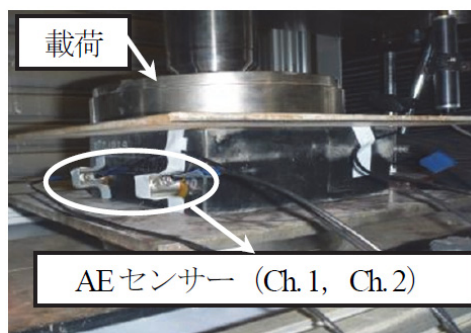


図-4.1.15.1 実験状況

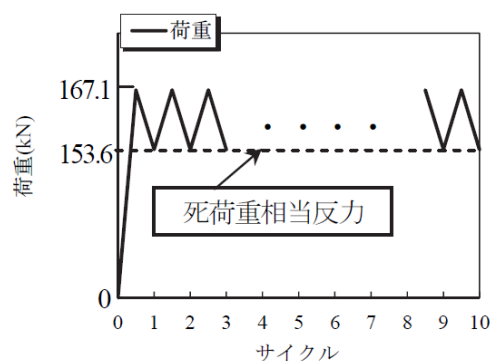


図-4.1.15.2 荷重履歴

b) 得られた結果

図-4.1.15.3 および図-4.1.15.4 に AE ヒット数と AE エネルギーの結果を示す。事前に実施されたせん断試験で最も大きなせん断変位を与えられた供試体 (250%) の AE ヒット数と AE エネルギーの顕著な増加が確認されている。図-4.1.15.5 に示すように、実験後にゴム支承を切断して、ゴムと内部鋼板の境界をマイクロスコープで観察しているが、多くの空隙が確認されている。これらのことから、この研究では、AE 法でゴム支承の内部損傷評価の可能性を示している。

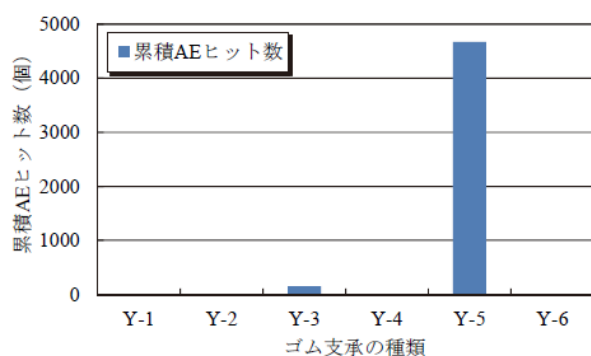


図-4.1.15.3 AE ヒット数の結果

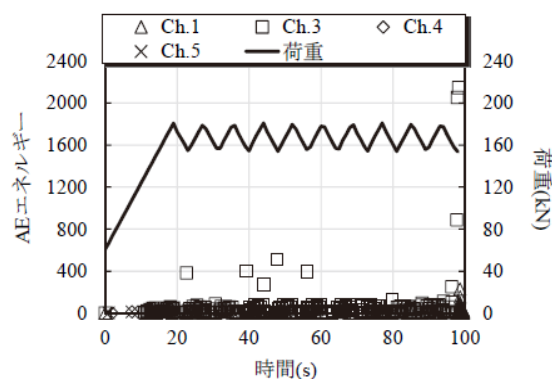


図-4.1.15.4 AE エネルギーの推移

c) その他

本手法は、交通振動の活用を検討しており常時モニタリングすることが可能である。また、センサを複数配置することで損傷範囲を評価できる可能性もある。しかし、同時に対象物外から発生するノイズ（交通振動や風など）も検出されるため、ノイズの分離が課題と考えられる。

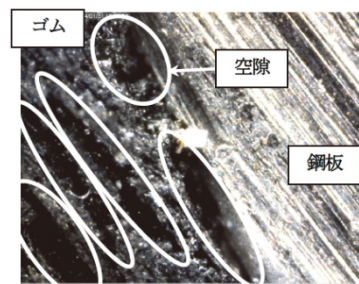


図-4.1.15.5 内部の観察結果

参考文献

4.1.15.1) 川崎佑磨, 寺村直人, 伊津野和行, 岡田慎哉: AE 法による積層ゴム支承の損傷評価に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 71, No. 2, pp. 244-254, 2016.

(川崎 佑磨)

(16) ノックオフ機構を有する支承の破断推定

a) 概要

地震時に想定する以上の作用力が作用した際に破断するよう設計されたノッチ入りボルトの破断有無を確認することによって、対象とする橋梁がダメージフリーか否かを確認するものである。

b) 適用例

対象は、写真-4.1.16.1に示す1径間のトラス橋であり、上層が道路、下層が鉄道の道鉄併用橋である。この橋は大規模地震に対する現況照査の結果、トラス部材、道路桁支承の多くで損傷することが確認された。そこで、既存のトラス桁支承を免震支承に交換することで免震化を図るとともに、道路桁支承の一部の交換を行うことを計画した。なお、当初は全てのトラス桁支承を免震支承に交換し、常時からレベル2地震動まで全方向弾性支持することを計画していたが、その場合レベル1地震動で発生する変位に対して、鉄道施設と橋に設置される添架物等が追従できないことが明らかとなった。そこで、レベル1地震による変位を拘束するために、ノックオフ機構を有する支承に変更した。ノックオフ機構は、図-4.1.16.1に示すように支承サイドブロックの頂部プレートにノッチ入りボルトで固定したものである。これによって、レベル1地震動までは固定で、レベル1～レベル2地震動にプレートを押し込むことで、ボルトの軸部に設けたノッチ部でせん断破壊し、橋軸直角方向の支持条件が固定から弾性支持となることで免震化する構造となるものである。

ヒューズとなる部材であるノッチ入りボルトが地震時に破断することで、設計で意図した状態（免震化）となり、橋本体のダメージフリーを実現するものである。また、本機構の適用に際し、実験によりボルトの破断耐力を把握していることから、ボルトの破断の有無に着目することで、地震後の診断が可能と考えられる。



写真-4.1.16.1 対象橋梁

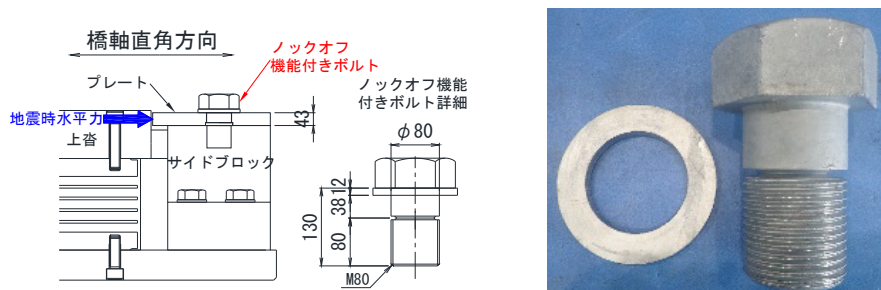


図-4.1.16.1 ノックオフ機構

参考文献

4.1.16.1) 金田他：瀬戸中央自動車櫃石島高架橋（トラス部）の耐震補強工事，橋梁と基礎，2020.3

(坂本 佳也)

(17) すべり免震支承の摩擦係数のオンライン推定^{4.1.17.1)}

a) 概要

ゴム支承と曲面を持つすべり支承が効果的な免震装置として認識されている。曲面すべり支承（CSS）は、90年代に北米で提案された摩擦振り子システム（FPS）と呼ばれるものである。基本的な構成として、CSSは凹面プレートと摺動材でスライダーからなる。凹面は支承の水平変位に比例した復元力を提供し、摺動界面の摩擦は、エネルギー吸収能力を提供する。

摩擦係数と球面の曲率は、CSSの地震時の性能を支配するパラメータである。特に、摩擦係数は、上部構造からの圧力、摺動速度、表面の粗さ、温度など、多くの要因に影響されることが指摘されている。さらに、供用中のCSSの摩擦係数は、摺動面の摩耗や埃などの影響を受ける可能性がある。そのため、地震時収集したデータを使用することで、供用中のCSSの摩擦モデルを正確に把握し、数値モデルの予測能力を高めると共に、構造物の性能評価につながる事が可能である。

本研究では、摩擦係数を動的システムの状態変数とみなすことで、計測値から推定する。振動実験は、イタリアのナポリ・フェデリコ2世大学工学・建築構造学科で実施された。対象構造は、平面寸法2.65×2.15m（長さ×幅）、高さ2.90m、総質量8.2tの4本柱の鉄骨構造からなり、この構造は1/3スケールの建物を代表するものとみなすことができる。

b) 得られた結果

拡張カルマンフィルタ（EKF）という同定技術を用いて、上部構造で測定された絶対加速度からCSSの摩擦係数を推定する。EKFによる推定値と、すべり材の供試体を用いて独自に評価した実際の摩擦係数とほぼ一致することが示された。さらに、EKFの推定結果は、速度依存の特徴を含む摩擦係数の実際の挙動を再現できる。したがって、提案された手順は、加速度測定のみによって実際の摩擦係数をオンラインで推定するためのツールであり、実用的な応用が期待される。

c) その他

構造物のダメージと関連性が高い要素に対してモデル化した上で、要素の設計パラメータを状態変数として数値的に推定し、損傷の度合いを定量化することが可能である。

参考文献

4.1.17.1) Calabrese A, Quaglini V, Strano S, Terzo M. Online estimation of the friction coefficient in sliding isolators. Structural Control and Health Monitoring. 2020.

(何 昕昊)

(18) ベイズ法による強震応答・損傷推定 4.1.18.1)

a) 概要

強い地震によって影響を受けた土木構造物は、その安全性や将来の機能性に不利な物理的变化を経験することが多い。これらの変化は、一般に「損傷」と呼ばれる、抵抗システムの種類に依存し、コンクリートの破碎、激しいひび割れ、接合部の破損、細長い部材や板状部材の座屈、鋼部材の降伏や破壊などが含まれる。そのため、地震の後には、人命と経済的損失を最小限に抑制するため、初動対応の意志決定を行うとともに、被災地での資源配分を最適化する目的で、構造物の健全性を効率的かつ精確に評価することが不可欠である。

数理モデルと応答計測を効果的に統合するために開発された多くの手法の中で、ベイズ推定法が近年注目を集めている。この手法は、数値シミュレーションの環境で、モデリングの不確かさを定量的に評価し、構造物の動的応答を精度高く推定するための有用なツールであると示されている。ただし、現行の状態推定とモデル更新手法の適用性と精度は、選択されるモデルに大きく依存し、そして、最適なモデルでさえ、システム応答を効果的に予測できない場合があることがある。これは特に、非線形応答領域での進展が顕著で、損傷リスクが高い地震載荷を受ける構造物において顕著である。

本論文では、振動台でテストする実物大構造物にベイズ推定法を適用する試みを行う。具体的には、カリフォルニア大学サンディエゴ校の George E. Brown Jr. Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES) で実験する 7 階建て実物大鉄筋コンクリートせん断壁を対象とする。この構造物に対し、明らかな損傷が観察するまで、加振の振幅を段階的に上げる。

推定対象としては、地震工学で重視する応答量、水平方向の床変位、加速度、層間ドリフト、基礎せん断力、転倒モーメントなどに焦点を当てる。得られる非線形応答は、損傷指標に入力として用いる。これにより、損傷を定量的にマッピングする。この損傷指標は、応答と構造物の物理的变化の関係を明示し、地震後の構造物状態の評価に寄与する。1994 年のノースリッジ地震を再現した加振ケース (PGA=0.91g) での実験結果では、構造物に顕著な非線形応答が生じたため、コンクリートのひび割れ、破碎、剥落などの大きな構造的損傷が確認された。

b) 得られた結果

非線形応答の推定には、Unscented Kalman filter (UKF) を使用した。以下の 2 つのモデルの適用性を考察した。

(i) 曲げ変形のみ焦点を当てた線形時変線形片持ち梁モデル

(ii) 曲げ変形とせん断変形を両方考慮した連成非線形 Chain-片持ち梁モデル。

推定結果として、線形時変モデル (モデル 1) では、コンクリートのひび割れやひび割れ開口が発生すると、モデルの曲げ剛性が時間とともに減少する。一方で、吸収したエネルギーは等価粘性減衰係数を通じてモデルの減衰に反映され、増加する。これは非線形応答と潜在的な損傷を示唆している。連成非線形モデル (モデル 2) では、曲げ剛性は増加する一方、せん断剛性と減衰は初めに増加し、その後減少する。このモデルには 2 つの復元力メカニズムが存在するため、それらの間に補償効果があると考えられる。

結論として、不完全または単純なモデルであっても、そのモデルが十分な柔軟性を有する限り、地震応答は正確に予測可能である。このケースでは、推定されたモデルパラメータは、応答データを正確に再現するために調整または補正される可能性があり、単純な物理現象だけでは説明しきれない場合がある。

c) その他

構造物のダメージと関連性が高い自由度の地震応答を数値的に推定し、損傷の度合いを定量化することが可能である。

参考文献

4.1.18.1) Erazo K, Moaveni B, Nagarajaiah S. Bayesian seismic strong-motion response and damage estimation with application to a full-scale seven story shear wall structure. Engineering structures. 2019.

(何 昕昊)

(19) 制震ダンパーと積層ゴム支承の地震時の性能評価^{4.1.19.1)}

a) 概要

極端な状況が発生した後で構造物の健全性を効率的に評価するには、複数の空間的位置（構造モデルの自由度）における構造応答の時間履歴の推定が必要であることを示唆している。エネルギー吸収装置と組み合わせた免震技術は、地震活発な地域における経済的かつ効果的な対策として認識されてきた。現在では橋梁や建築物を中心に、複数の制震装置を備えた土木構造物が増加している。橋梁や建築物には、最大変位、モード形状、固有周期など、強震時の構造物の安全性に関連する重要な指標を評価するためのモニタリングシステムが配備されているにもかかわらず、これらの装置の性能を個別に評価する必要がある。

b) 得られた結果

He らの研究^{4.1.19.1)}では、E-Defense で行った免震建物の振動台実験データ^{4.1.19.2)}を対象として、UKF を用いて免震・制震装置のパラメータ推定と最大応答予測を行った。この建物は、鉄筋コンクリート (RC) 4 階建ての上部構造と、積層ゴム支承 2 基、オイルダンパー 4 基、弾性すべり支承 2 基を含む複数の制震装置を基層部に備えている。検討の結果について、様々な初期推定値、センサー配置の下で、免震・制震装置のパラメーターと構造物の最大応答を推定できることが実証された。代表例として、各要素の復元力-変位関係の推定結果と測定結果との比較は図-4.1.19.1 に示す。

c) その他

データ同化の手法を用いて、実大振動台実験のデータに基づき、制震ダンパーと積層ゴム支承の地震時の性能を評価することが可能と示す。

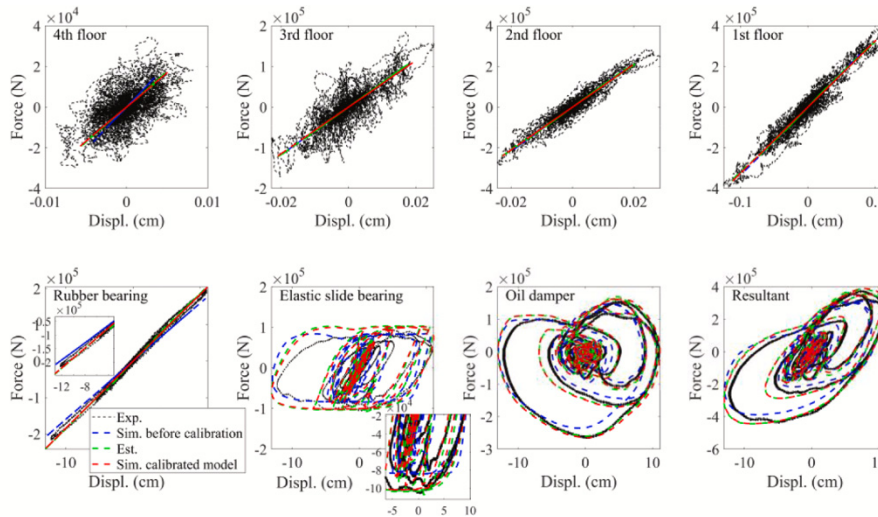


図-4.1.19.1 測定結果(黒実線), モデル校正前後のシミュレーション結果(それぞれ青ダッシュ, 赤ダッシュ), 推定結果(緑ダッシュ)の比較^{4.1.19.1)}

参考文献

- 4.1.19.1) He X, Li D, Unjoh S. Joint state-parameter estimation for structures with seismic isolation and damping systems: Theoretical observability and experimental verification. Mechanical Systems and Signal Processing. 2023
- 4.1.19.2) NIED, Technical Report for shake table tests on a full-scale base-isolated building for the development of measures to reduce damage caused by the collision, National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience, <https://doi.org/10.24732/NIED.00002868>, 2013.

(何 昕昊)

4.2 既往の事例調査～IoT 技術を活用した診断技術～

本項では、AI や IoT などを活用した診断技術について調査した事例の一例を記載する。

(1) 同期型高感度無線加速度計の開発^{4.2.1.1)}

a) 概要

データの同期は、構造の正確な状態評価と損傷の誤検知の兆候を減らすために、ワイヤレススマートセンサーネットワーク (WSSN) で不可欠である。これらのセンサーは、ホストプラットフォームが直接アクセスできない内部アナログ-デジタルコンバーター (ADC) を備えており、その結果、ADC の起動時間の不確実性が高まり、センサー間の同期が悪化する。適応反復アルゴリズムを使用して遅延を特徴付ける。達成される全体的な時間同期は、テストを通じて 15 マイクロ秒未満である。これは、重要な SHM アプリケーションの同期に対するこのアプローチの有効性を示している。

b) 技術要点

サンプルの正確なタイムスタンプを実現するために、デジタル出力センサーの ADC_Start_Time 遅延を

推定するための、図-4.2.1.1 に示す反復アルゴリズムを提案している。このアプローチは、専用の評価セットアップや内部 ADC への直接アクセスを必要とせずに、WSSN に実装できる。

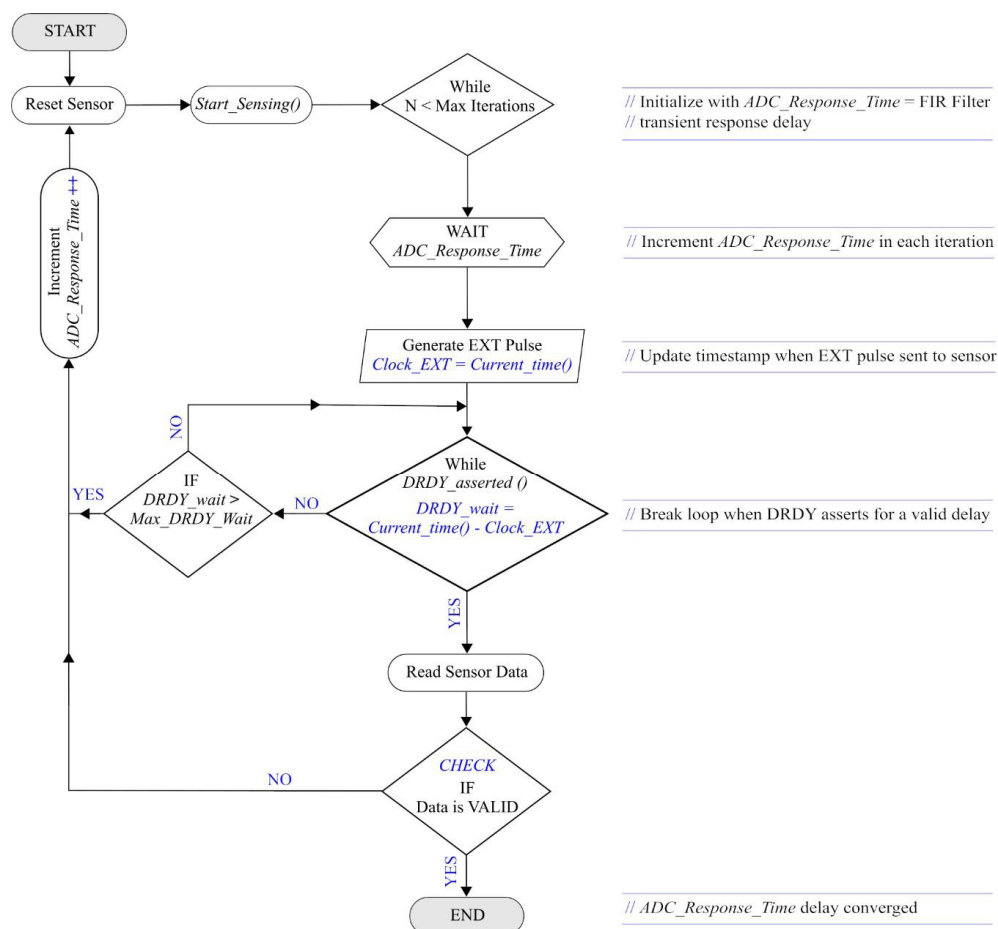


図-4.2.1.1 アナログ - デジタル コンバーター (ADC) セットアップ遅延推定アルゴリズム

c) 内容・結果

高感度デジタル加速度計は、同期された長期の定期的な監視のために、ワイヤレススマートセンサーネットワーク (WSSN) プラットフォームと統合されている。ノードの広帯域幅、低振幅の周囲振動検知機能は、実験室およびフィールドテストを通じて検証された。開発された WSSN の最大平均データ同期エラーは 15 マイクロ秒未満であることが示されている。このアプローチにより、より正確な状態評価のために、本格的な長期監視展開での信頼性の高いデータ収集を改善できる。

参考文献

4.2.1.1) Shaik Althaf Veluthedath Shajihan, Raymond Chow, Kirill Mechitov, Yuguang Fu, Tu Hoang, Billie F. Spencer, Jr.: Development of Synchronized High-Sensitivity Wireless Accelerometer for Structural Health Monitoring, sensors, 2020.

(Rongzhi Zuo)

(2) 橋梁振動のリモートモニタリングシステム

a) 概要

データ通信に携帯電話のパケット通信方式を利用して接続されたコンピュータにより自動的に橋梁の振動を測定して、遠隔地から監視し、長期的な測定から健全度評価を行えるモニタリングシステムの検討を行っている。

図-4.2.2.1 に示す実橋梁（3 径間連続鋼鈑桁、橋長 80.5m，7 主桁直線橋）に，加速度計，変位計，光電センサを設置して検討している．各センサで得られたデータはシステム内で増幅させて PCMCTA 用のカード型 A/D コンバータを通してノート PC に集録させた．

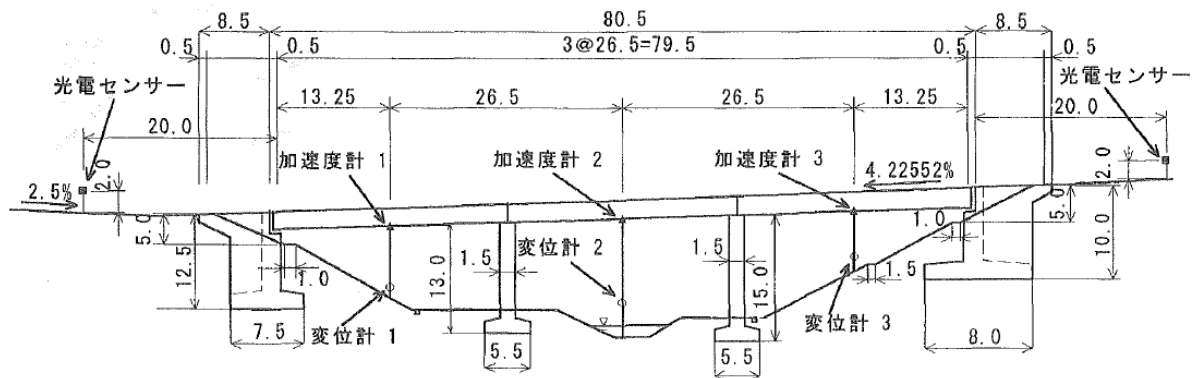


図-4.2.2.1 各センサの位置 (m)

b) 得られた結果

測定期間は22時間で得られたデータ数は514個である．1mm以上変位したデータを時間によって分類したものを図-4.2.2.2に示す．これらの結果から，長期間モニタリングすることで重量車両の通行頻度と疲労損傷の関係が明確になると考えられる．変位差が3mm以上に着目して車両通過時の変位や加速度を確認し，その加速度波形ではノイズ成分が多く卓越振動数を判別できなかった．そのため，車両通過後の加速度波形でフーリエスペクトルを計算したものが図-4.2.2.3である．固有振動数の1次モードが4.23Hz，2次モードが5.89Hzであることがわかった．

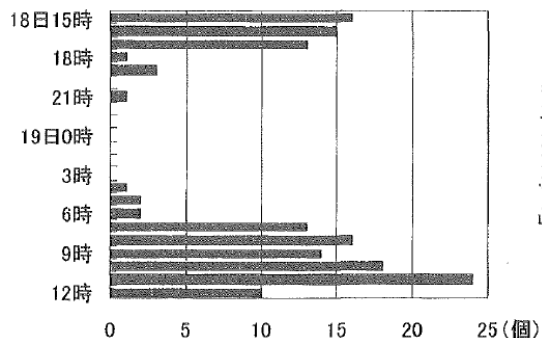


図-4.2.2.2 変位 1mm 以上の時間別分類

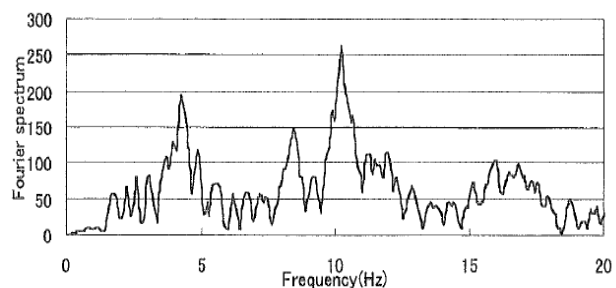


図-4.2.2.3 フーリエスペクトル

c) その他

車両通過時の振動に着目して，橋梁の状態をリモートモニタリングすることについて，ダメージフリー構造を維持できているか状態監視する際にも有用である．一方で，本研究では約1日間のモニタリング結

果であり、長期間測定した場合のデータ変動、測定結果と測定部位の状態の相関など、様々な検証が必要である。

参考文献

4.2.2.1) 高田直幸, 大島俊之, 山崎智之, ムハマド S.ラーマン, 田中秀秋, 斉藤隆行: 橋梁振動のリモートモニタリングシステムの検討, 土木学会北海道支部論文報告集, Vol. 56A, pp. 186-189, 2000.

(川崎 佑磨)

(3) スマートフォンを用いた画像変位計測

a) 概要

スマートフォンのカメラと画像処理で動変位を計測するシステムの開発とテスト技術を紹介する。スマートフォンに搭載しているカメラは年々性能が向上しており、その内部配置された GPU の性能もほぼ同時に前進している。

写真-4.2.3.1 と図-4.2.3.1 に示すように、スマホやデジカメで撮影して、そのビデオを画像処理して変位計測、振動計測する事例があるものの、スマホのカメラと GPU を活用して、直接変位を高精度でリアルタイムに抽出することが本研究の特徴である。

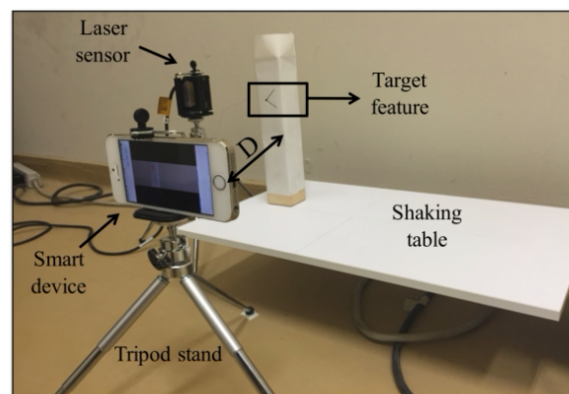


写真-4.2.3.1 スマホカメラを用いた画像計測

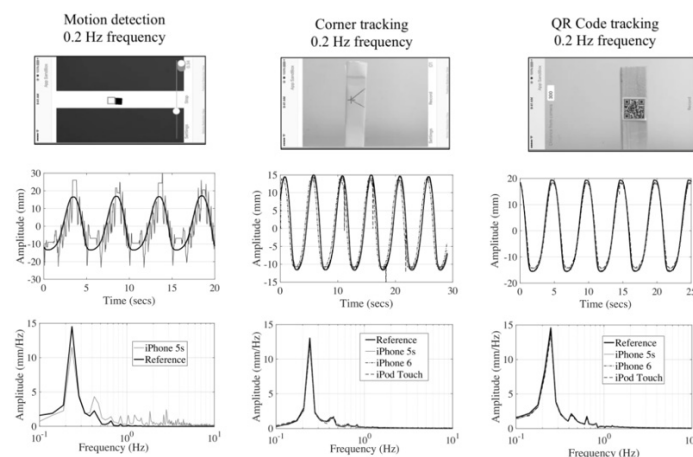


図-4.2.3.1 振動台加振による実験結果

b) 診断技術

QR コードやパターンを認識し、それに追従するように変位を計測するシステムを開発し、マルチスケールで目標を追跡する時に目標を失うことや、高解像度の場合計算速度が低下する問題に対して、着目域法を活用したことで性能向上が図られた。

写真-4.2.3.2 に示すように、実橋梁の支承(ゴム支承)において、検証実験が行われた。



写真-4.2.3.2 実橋梁の検証実験の様子

c) 得られた結果

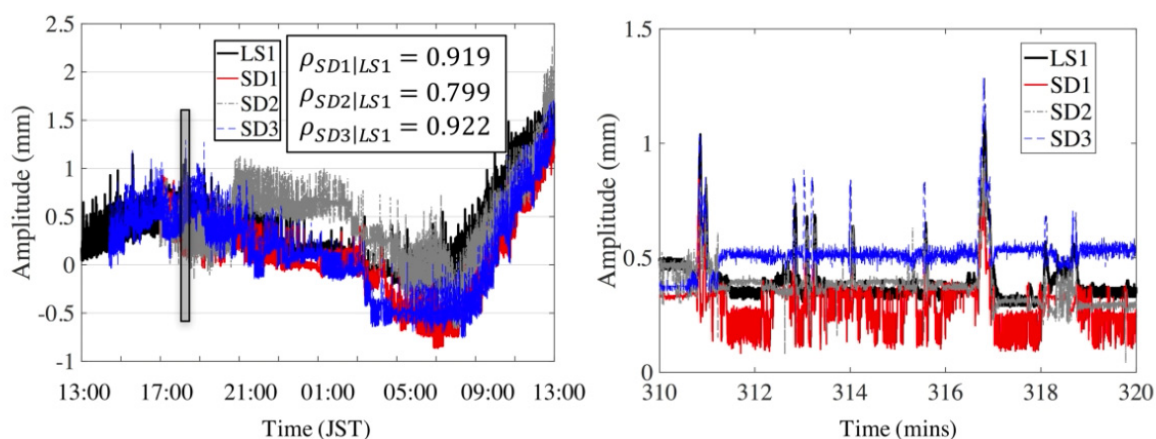


図-4.2.3.2 実橋梁検証実験の結果

概ね、レーザ変位計で得られた支承の変形と同じ波形となるが、性能をさらに高める必要がある。長期的に観測して、外部光線の変化による影響を補正する方法を考える必要がある。将来では、支承の動きを画像処理で計測し、その回転性能、水平移動性能を確認診断することが期待できる。

参考文献

4.2.3.1) Ashish Shrestha, Ji Dang, Keisuke Nakajima, Xin Wang: Image processing-based real-time displacement monitoring methods using smart devices, Structural Control and Health Monitoring, Vol.27, Iss.02, pp.e2473.1-18, 2019.

(党 紀)

(4) K-NET の観測データを用いた一般鉄道橋梁の地震被害情報配信システム

a) 概要

地震発生後の鉄道の早期運転再開支援を目的として、鉄道沿線の地震動や構造物の地震被害を推定するシステム（鉄道地震被害推定情報配信システム DISER）が開発・運用されている。DISER では、地震発生直後におもに K-NET（防災科学技術研究所が運用する地震観測網）の観測データを用いて地震動の面的な分布を推定し、さらに路線に沿った地震動や構造物の被害ランク（図-4.2.4.1）の推定する^{4.2.4.1), 4.2.4.2)}。本稿では、DISER の概要を紹介する。

b) DISER の概要

DISER を用いて一般的な鉄道橋りょうの地震被害を推定する方法について述べる。はじめに、一般的な鉄道橋りょうの地震時の挙動について説明する。その挙動は図-4.2.4.2に示すように、固有周期 T_s が異なる複数の振動モードに分解できる。図-4.2.4.2の例では、頂部が左右に大きく動くような振動モード（振動モード①）や、柱がはらみ出すような振動モード（振動モード②）など、さまざまな振動モードに分解される。一般的な鉄道橋りょうにおいては、振動モード①の影響が支配的であり、それ以外の振動モードの影響は小さいことが知られている。そこでDISERでは、図-4.2.4.2中の振動モード①を想定して作成された地震被害推定ノモグラム^{4.2.4.3)}を使用することで、地震発生直後に構造物の地震被害を推定する。具体的な手順は以下の通りである。

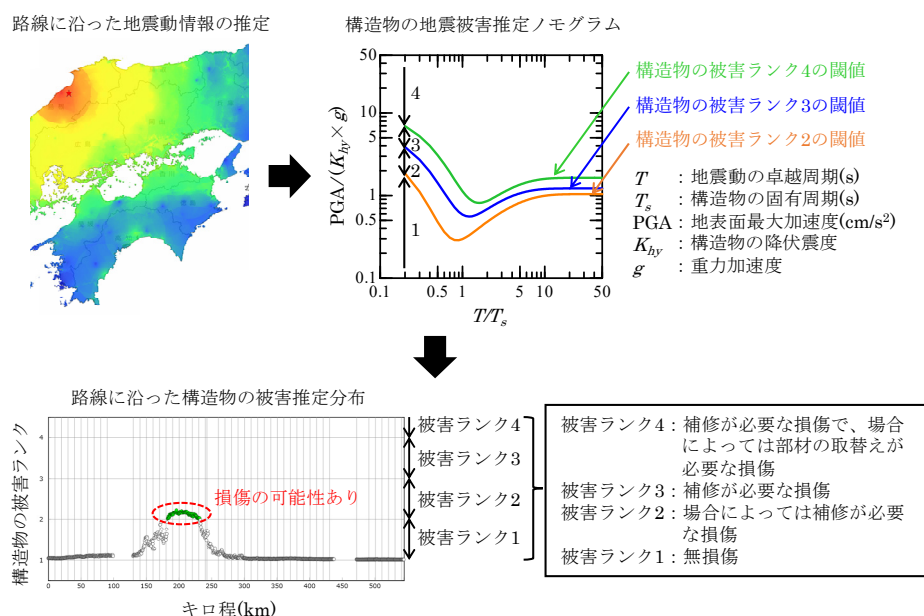


図-4.2.4.1 DISER の概要

①：構造物の情報を事前に整理する。DISER では、固有周期 T_s と構造物の強さを表す降伏震度 k_{hy} という指標が必要であるが、これらの指標は設計計算書から収集可能である。設計計算書が入手できない場合は、設計図から構造物の寸法や鉄筋量を読み取り、それらの情報を鉄道総研が所有している構造物データベース

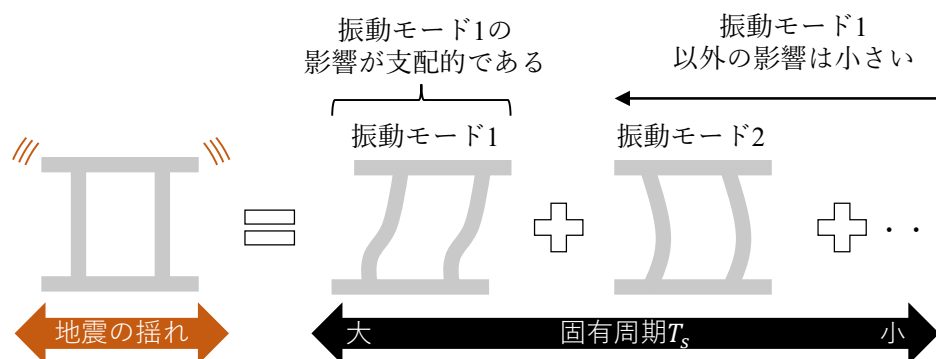


図-4.2.4.2 一般的な鉄道橋りょうの地震時挙動

スと照合することで推定する^{4.2.4.4)}。

②：地震発生直後に地震動の情報（地表面最大加速度 PGA、地表面最大速度 PGV）を防災科学技術研究所から受信する。そして、地震動の卓越周期 T を PGA と PGV により計算する。ただし、これらの情報は地震計が設置された場所でしか得られないので、空間補間により地震計が設置されていない場所の地震動の情報を推定し、構造物の建設位置における地震動の情報を入手する^{4.2.4.1)}。

③：図-4.2.4.1 中に示すように、①と②で整理した構造物および地震動の情報を地震被害推定ノモグラムに当てはめることで、構造物の被害ランクを推定する²⁾。図-4.2.4.1 の地震被害推定ノモグラムにおいて、横軸は地震動と構造物の周期比 T/T_s を表し、縦軸は PGA と降伏点において構造物に作用する加速度 ($k_{hy} \times g$) の比 $PGA / (k_{hy} \times g)$ を表す。

c) その他

地震発生直後に鉄道沿線の地震動や構造物の地震被害を推定するシステム（鉄道地震被害情報配信システム DISER）の概要を説明した。DISER は国内の複数の鉄道事業者にて既に導入されており、地震発生後の駅間列車の引き抜き等に活用されている。また、近年では、適用範囲の拡張を目的とした研究開発が実施されている。

参考文献

- 4.2.4.1) 岩田直泰, 坂井公俊, 山本俊六, 室野剛隆, 青井真：鉄道地震被害推定情報配信システム (DISER) を利用して素早く運転を再開する, RRR, Vol. 77, No. 2, pp. 12-15, 2020.
- 4.2.4.2) 土井達也, 小野寺周, 坂井公俊：構造物被害を推定し即時的に情報配信する, RRR, Vol. 78, No. 3, pp. 20-23, 2021.
- 4.2.4.3) 室野剛隆, 野上雄太, 宮本岳史：簡易な指標を用いた構造物および走行車両の地震被害予測法の提案, 土木学会論文集 A, Vol. 66, No. 3, pp. 535-546, 2010.
- 4.2.4.4) 小野寺周, 和田一範, 坂井公俊, 室野剛隆：構造物データベースで地震リスクを求める, RRR, Vol. 76, No. 3, pp. 24-27, 2019.

(坂本 佳也)

(5) K-NET の観測データを用いた長大特殊鉄道橋梁の地震被害情報配信システム

a) 概要

地震発生後の早い段階で鉄道構造物の被害発生状況が把握できれば、鉄道の早期運転再開に有効な情報となることが期待される。一般的な鉄道橋りょうについては、構造物の地震被害推定ノモグラムを用いることで、地震被害の即時推定が実施可能である^{42,5.1),42,5.2)}。この手法を実装した鉄道地震被害推定情報配信システム DISER は、国内の複数の鉄道事業者において既に導入されている。本手法は一般的な鉄道橋りょう・盛土を対象としたものであるが、近年では適用範囲の拡張を目的とした技術開発も行われている。本稿では、その一例として長大橋りょうを対象とした地震被害の即時推定手法について述べる。

b) 長大橋りょうを対象とした地震被害の即時推定手法の概要

ここでは、地震発生後の鉄道路線の点検のボトルネックとなる支承部を例に、開発方法の概要や、開発方法により配信可能な情報について説明する。はじめに、長大橋りょうの地震時の挙動について説明する。その挙動は一般的な鉄道橋りょうと同様に、異なる複数の振動モードに分解することができる（図-4.2.5.1）。図-4.2.5.1 の例では、2 つの塔が同じ方向に動く振動モード（振動モード①）や、2 つの塔が逆方向に動く振動モード（振動モード②）など、さまざまな振動モードに分解される。ただし、一般的な鉄道橋りょうと異なり、その挙動は1つの振動モードでは表現できないため、複数の振動モードを考慮する必要がある。このとき、長大橋りょうの応答値は、それぞれの振動モードにおける応答値の合計となる。図-4.2.5.1 の例では、長大橋りょうの A 地点の応答値は、振動モード①における A 地点の応答値（図-4.2.5.1 中の赤矢印）+振動モード②における A 地点の応答値（図-4.2.5.1 中の青矢印）+・・・というように計算することができる。開発した手法では、この性質を利用している。具体的な手順は、以下の通りである（図-4.2.5.2）。

- ①：長大橋りょうの情報を事前に整理する。まず、固有値解析により、長大橋りょうの複数の振動モードについて形状、固有周期 T_s および刺激関数等を評価する。次に、評価したそれぞれの振動モードから、各部材の損傷に影響の大きな振動モードを選定する。この選定は刺激関数の値をもとに実施されるが、刺激関数の値は位置および方向に応じて異なるため、選定される振動モードもこれらに応じて異なる。
- ②：現行の DISER と同じ方法で、長大橋りょうの架橋位置における地震動の情報を取得します。
- ③：鉄道総研で提案している簡易評価式を用いて、それぞれの振動モードにおける支承部への作用力を計算します。この計算には、地震動の卓越周期 T 、地表面最大加速度 PGA、各振動モードの固有周期 T_s および刺激関数、支承部の支持荷重（桁荷重や列車荷重）といった情報が必要となる。

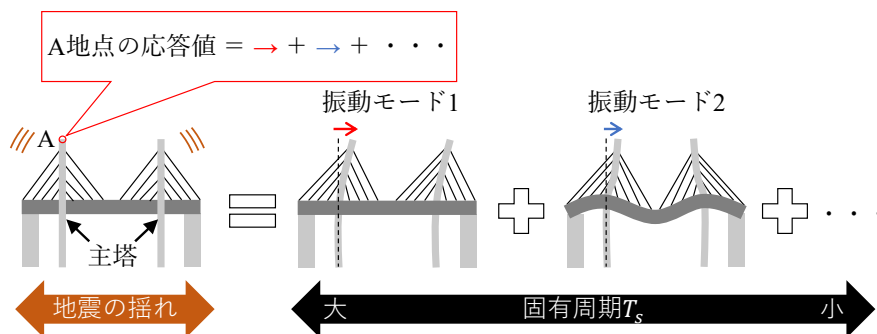


図-4.2.5.1 長大橋りょうの地震時挙動

- ④：①で選んだ全振動モードにおける作用力を足し合わせる^{42,5.3)}ことで、実際に長大橋りょうの支承部に作用する力を算定する。

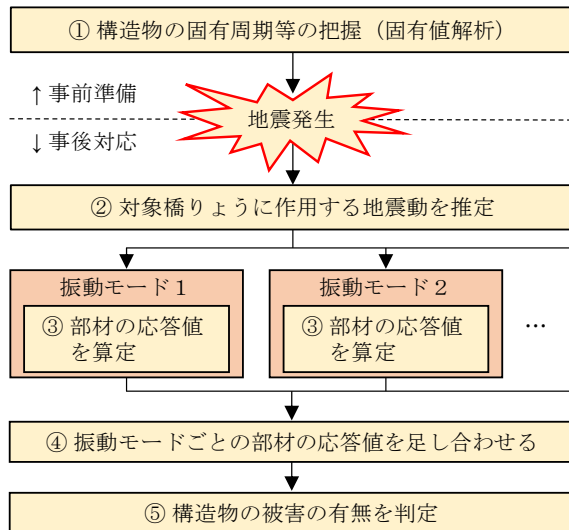


図-4.2.5.2 長大橋りょうの地震被害推定フロー

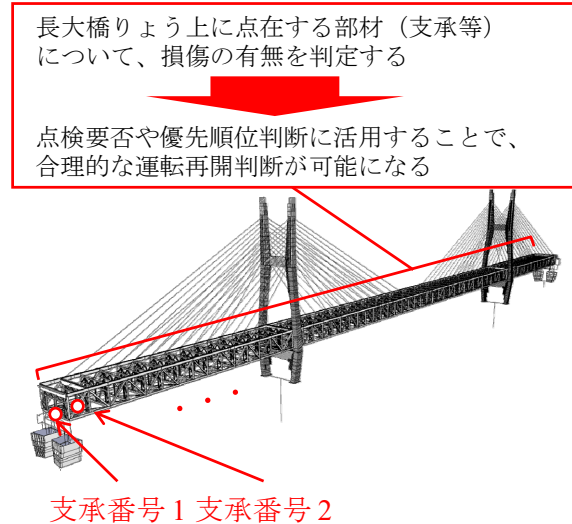


図-4.2.5.3 開発手法により配信可能な情報

⑤： ④で計算した作用力と支承部の耐力を比較することで被害の有無を判定する。

c) その他

地震発生直後に鉄道沿線の地震動や構造物の地震被害を推定するシステム（鉄道地震被害情報配信システム DISER）に関する近年の技術開発の一例として、長大橋りょうを対象とした地震被害の即時推定を取り上げた。開発手法により配信可能な情報を図-4.2.5.3に示す。同図に示すように、長大橋りょう上に点在する部材（支承等）について、損傷の有無を判定するとともに利用者へ配信することができる。配信情報を地震発生後の点検要否や優先順位判断に活用することで、長大橋りょうを含む鉄道路線における合理的な運転再開判断が実現可能となる。

参考文献

- 4.2.5.1) 岩田直泰, 坂井公俊, 山本俊六, 室野剛隆, 青井真：鉄道地震被害推定情報配信システム（DISER）を利用して素早く運転を再開する, RRR, Vol. 77, No. 2, pp. 12-15, 2020.
- 4.2.5.2) 土井達也, 小野寺周, 坂井公俊：構造物被害を推定し即時的に情報配信する, RRR, Vol. 78, No. 3, pp. 20-23, 2021.
- 4.2.5.3) 月岡桂吾, 坂井公俊, 豊岡亮洋, 金田崇男, 西谷雅弘, 角野拓真, 菊地佳誉：長大橋りょうの地震時被害即時推定手法の開発, 令和4年度土木学会全国大会, 2022.

（坂本 佳也）

（6）加速度計・変位計を用いた橋梁のリモートモニタリングシステム

a) 手法の概要

道路や鉄道などの橋梁には膨大な交通量があるため橋梁監視システムを導入・維持することが課題とされている。その中で、本研究では、荷重、振動、傾斜などの様々なパラメータを継続的に監視して、異常が検出された場合は予防措置を講ずることが可能なシステムを検討している。図-4.2.6.1に示すように、IoT センサで得られたデータを遠隔地から送信・蓄積して、クラウド上に保存することを可能にしている。

異常時にはエンドユーザーやその他関係者に対して即座に状況を通知できるシステムとしている。

b) 得られた結果

モニタリングには、振動センサと荷重センサを使用しており、振動センサは3方向の振動から橋梁の傾斜を検出するために使用されている。荷重センサは、橋梁の入口と出口に設置されている。入ってくる車両の荷重を測定、合計し、橋梁全体の荷重を算出する。出口では出ていく車両の荷重を測定して、橋梁全体の荷重から差し引く。橋梁に設計異常の重量が載った場合は、自動でゲートが閉じられるようになっている。

車両のドライバーは、スマートフォンに専用のAndroidアプリをインストールしておく、テキストメッセージを通じて橋梁の状態に関する最新情報を継続的に受け取ることができるようになっている。また、橋梁入口には、LCDスクリーンが設置されており、橋梁の状態や重量などがリアルタイムで表示されるようになっている。これらの連携は、図-4.2.6.2に示すように、Raspberry Piで制御している。

c) その他

常時モニタリングをIoTセンサで自動化して実橋に導入されている例は多くなく、ダメージフリー構造のモニタリングにも応用可能であると思われる。各種センサによる特徴量抽出、データ判断、送信、制御など、多くのことがIoTセンサを活用することで可能となっている。

参考文献

4.2.6.1) Shwetha A N, Prabodh C P : IOT based Android application for Smart Bridge Monitoring System, International Journal of Recent Technology and Engineering (IJRTE), Vol. 8, Issue-2S4, July 2019.

(川崎 佑磨)

(7) インテリジェントブリッジによる橋梁構造物の自己診断と長寿命化

a) 概要

予期できない大型車両や外乱に対して、橋梁各部に発生するひずみや変形を直ちにバランスよく相殺できるようにアクチュエータなどの制御装置を作動させて安全な状態に戻すシステムの構築が検討されている。そのシステムの概念を図-4.2.7.1に示す。

図-4.2.7.2に示すように、モニタリングシステムには、スタンドアロンモニタリングシステム (SMS)、インターネットモニタリングシステム (IMS)、遠隔操作モニタリングシステム (RMS) としている。これらのシステム検証のため、斜張橋を対象として検討されている。

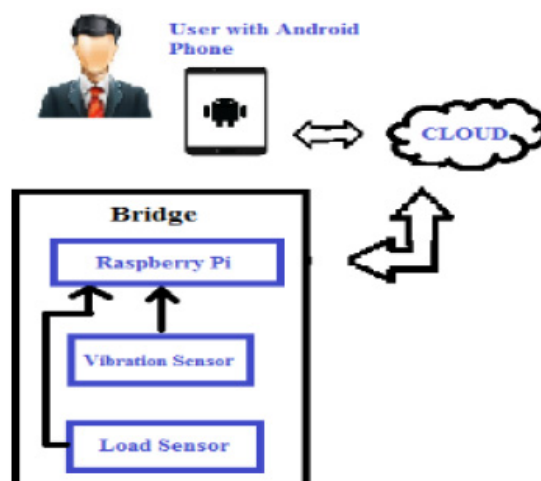


図-4.2.6.1 モニタリングシステムの概念

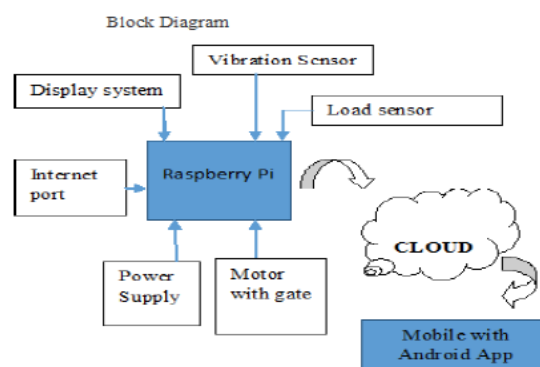


図-4.2.6.2 Raspberry Pi とセンサの連携

b) 得られた結果

検証実験から、各センサの機能はほぼ正確な動作性能および制御力算出精度を有していることが確認された。また、载荷される荷重の検知から橋梁の状態把握と安全性の判断、危険な場合は制御力の算定と制御装置への制御命令、制御操作により安全な状態に復元するまでの一連の動作が確認されている。

c) その他

常時モニタリングしながら、橋梁の状態把握、安全性の判断、危険な場合は制御操作を行うため、ダメージフリー構造をモニタリングするために有用な技術である。システムの制御については、数値的、実験的検証をより多く繰り返すことで、本技術の精度向上に繋がる。

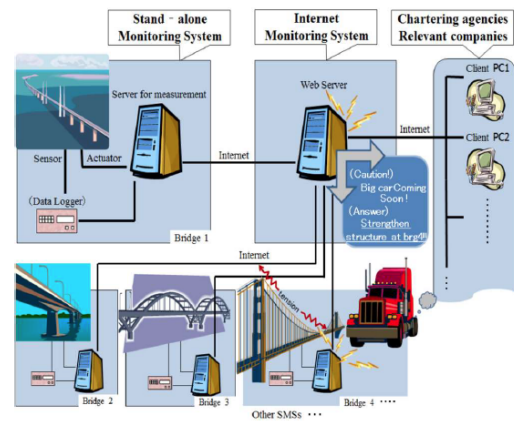


図-4.2.7.1 インテリジェントトブリッジの概念

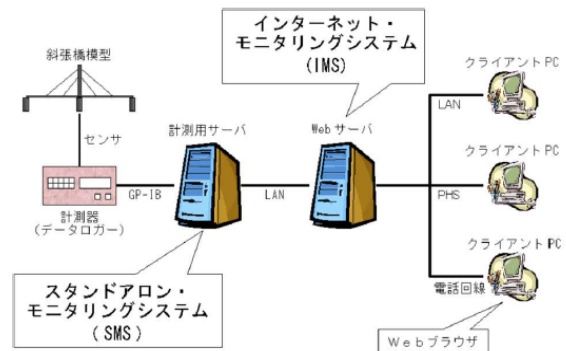


図-4.2.7.2 遠隔操作モニタリングの概念

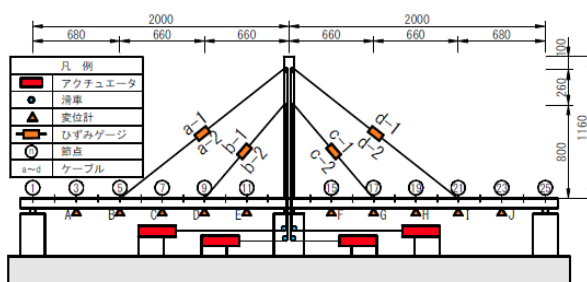


図-4.2.7.3 斜張橋模型の計測位置

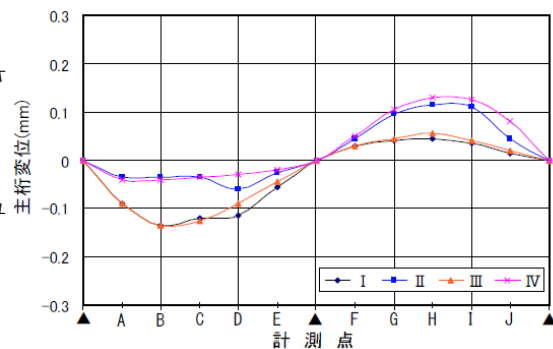


図-4.2.7.4 接点⑤载荷時の復元状況

参考文献

4.2.7.1) 宮本文穂, 矢部明人: インテリジェントトブリッジによる橋梁構造物の自己診断と長寿命化, 構造工学論文集, Vol. 67A, pp. 75-89, 2021.

(川崎 佑磨)

(8) 高感度ひずみ計によるひずみの長期変動

a) 概要

最新のセンサシステムを活用した遠隔モニタリング技術を使用して、橋梁の挙動変化から健全度の評価

を行うことが有効な手段として考えられる。特に長期的なデータは徐々に進行する劣化を早期に知る上で重要な意味を持つ。この研究では、高感度ひずみ計を用いて計測したひずみの長期的変動と橋梁の健全性の変化の関係について考察している。そのモニタリングシステムの概念を図-4.2.8.1に示す。

対象は支間長15m、橋長45mの3径間連続RCT橋で、8時から20時までの交通量が24000台（大型車12%）である。このシステムでは、センサ、伝送、データ蓄積・表示の3つのサブシステムで構成されている。対象橋梁には、図-4.2.8.2に示すセンサが設置されており、得られたデータはローカル局で集約された後、伝送システムを利用して遠隔のモニタリング室に図-4.2.8.3に示すようにリアルタイム表示される。

b) 得られた結果

長期ひずみの変動として、2006年3月から10月の1日毎の平均ひずみ変動を確認している。4月頃から徐々にひずみ量が減少し、8月上旬をピークにまた増加していく傾向が見られたことから、気温と関係があると考えられる。一方で、CH-5はひずみの値がCH-2よりも大きく外れる場合があり、CH-2には発生していない何らかの現象が発生している可能性が考えられる。そこで、平均ひずみと平均気温との関係を調べて解析を行った結果を図-4.2.8.4に示す。両CHともに寄与率が約0.7と強い相関関係があることがわかった。もし橋梁に経年的あるいは突発的な劣化が起こった場合、気温変動とひずみ変動の相関関係に変化が現れると考えられる。

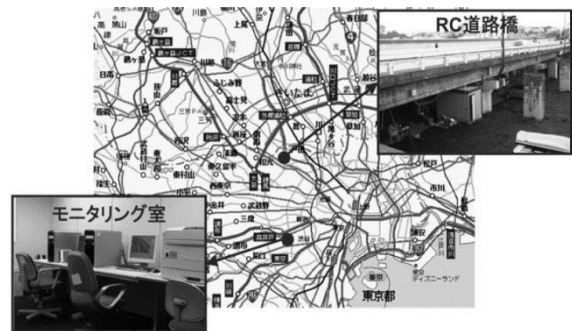


図-4.2.8.1 インテリジェントブリッジの概念

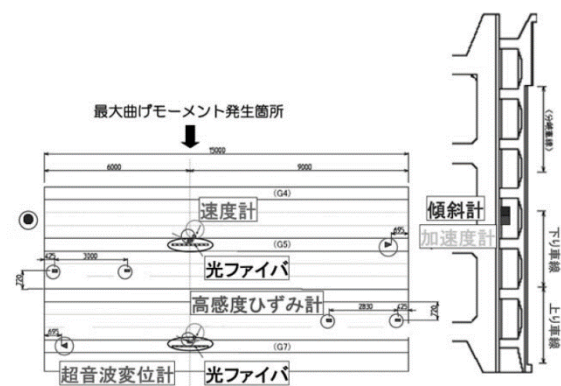


図-4.2.8.2 センサ設置状況

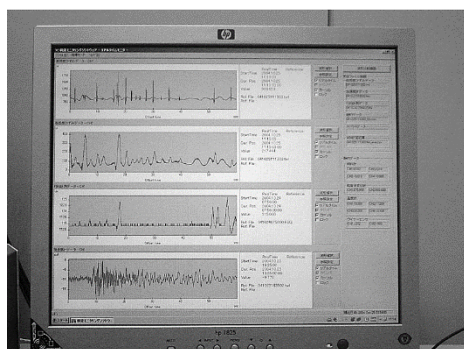


図-4.2.8.3 データ表示の例

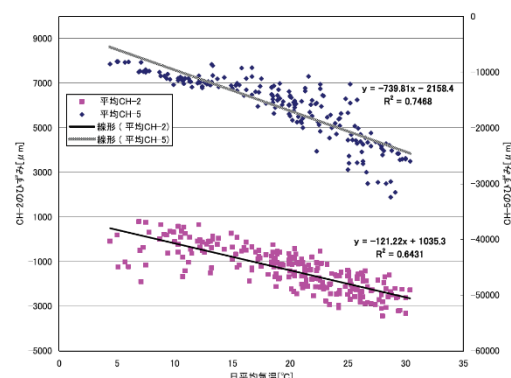


図-4.2.8.4 ひずみの1日平均と平均気温の関係

c) その他

本研究では、ひずみ検出を主体としており、対象部材のひずみ変動を長期間モニタリングすることで、

橋梁に生じる異常を早期検知する可能性を見出している。ダメージフリー構造をモニタリング・診断するためには、ひずみなどの部材から直接得られる情報をモニタリングすることも重要であると考えられる。ただし、検出されるひずみ値の精度などにはさらなる検証が必要である。

参考文献

4.2.8.1) 豊田晋也, 宮崎早苗, 魚本健人: 遠隔モニタリングによる RC 橋の健全性に関する長期的変動解析, 東京大学生産技術研究所 生産研究, 60 巻, 3 号, pp.234-236, 2008.

(川崎 佑磨)

(9) インフラ監視のための IoT プラットフォーム

a) 概要

エンジニアリング情報とセンサーデータは、効果的なデータ利用のために統合され、さまざまなソフトウェアツール間で共有および相互運用可能である必要がある。この論文では、エンジニアリングアプリケーションに合わせて調整され、情報モデリングアプローチを採用して、データの相互運用性を促進し、エンジニアリング情報をセンサーデータと統合する IoT プラットフォームについて説明している。さらに、分散型データ管理フレームワークが採用されているため、さまざまなプロジェクト参加者が所有するデータを、許可されたユーザーとソフトウェアエージェント間で共有できる。IoT プラットフォームは、さまざまなタイプのセンサーデータとエンジニアリングモデルを含む土木インフラストラクチャ監視シナリオを使用して示される。

b) 技術要点

エンジニアリングプロジェクトに関わるさまざまなソフトウェア ツールをサポートするために、IoT プラットフォームは、異種センサー データだけでなく、標準化されたエンジニアリング情報モデルも管理するように設計されている。さらに、センサー データとドメイン固有のエンジニアリング情報は、関連するデータ エンティティ間の関係定義に基づいてリンクされ、統合されている (図-4.2.9.1)。プラットフォームは、通信層、マッピング層、ストレージ層の 3 つの基本層で構成されている。通信層は、標準プロトコルに基づいたマシン間通信をサポートし、データ ソースやアプリケーションなど、さまざまなシステムやさまざまなデバイスからのアクセスを可能とする。マッピング層は、標準化された情報モデル スキーマとデータベース スキーマ間のデータマッピングのために開発されている。ストレージ層は分散型 NoSQL データベースを採用し、スケーラブルなデータ管理を可能にした。拡張性、信頼性、移植性を考慮して、プロトタイプの IoT プラットフォームはパブリック クラウド ベンダーが提供する IaaS クラウドサービス上に実装されている。

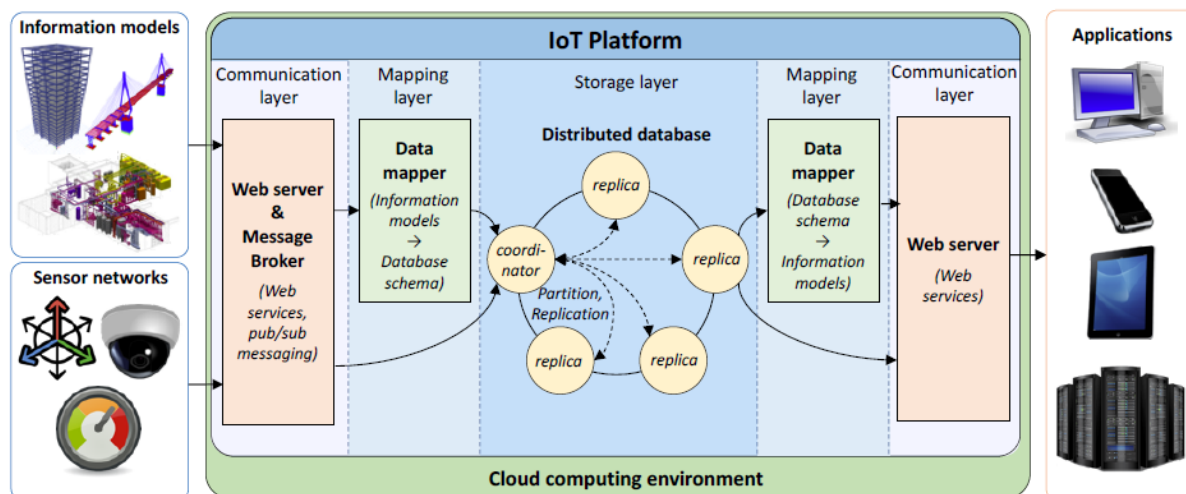


図-4.2.9.1 IoTプラットフォームの全体的なアーキテクチャー

c) 内容・結果

有効なデータ融合と相互運用の IoT プラットフォームを開発し、実装している。その結果、IoT プラットフォームは異種データを管理し、さまざまなデバイスやシステムからのアクセスを可能にし、エンジニアリング情報モデリングに基づいてデータの相互運用性と統合を促進できることが実証されている。

参考文献

4.2.9.1) Seongwoon Jeong, Kincho Law: An IoT platform for civil infrastructure monitoring, 2018 IEEE 42nd Annual Computer Software and Applications Conference (COMPSAC), pp. 746-754, 2018

(Rongzhi Zuo)

4.3 既往の事例調査～構造物保険他～

本項では、構造物の保険などその他に関する事例の一例を記載する。

(1) 衛星が軌道上で SAR データを画像化し、データを軽くして地上に送信する技術

a) 概要

日経新聞によると、九州大学発ベンチャーの QPS 研究所（福岡市）は、九州電力や宇宙航空研究開発機構（JAXA）と共同で、インフラ管理業務の効率化に向けた共同実証を始めた。10 分に 1 回地球を観測できる体制を構築し、合成開口レーダー（SAR）を搭載した小型人工衛星を使用してダムの水量や堤防の決壊、重機の配置場所などを衛星データで監視するインフラの点検事業が、現場以外でも対応可能となる技術を開発中であった（2021 年当時）。現在の光学センサは、夜間や天候不良時の撮影が不可能である。QPS 研究所の Web サイトによると、QPS 研究所は、その課題に対して、SAR（Synthetic Aperture Radar）に着目し、雲や噴煙を透過して地表を観測でき、軽量で、収納性が高い QPS-SAR の開発に成功した。これが、複数機地球の周りを飛んでいれば、24 時間、天候に関係なく、迅速に、災害の状況等を把握することできる。

b) 得られた結果

QPS 研究所の Web サイトによると, SAR 衛星は, 天候や時間帯に関係なく地表を観測し, レーダーが地表に向けて電波を発射し, 地表にある物体から反射された電波の位相 (位相差) を計測し, その位相情報を元に画像を生成する. この技術の小型化は不可能と言われた. しかし, QPS 研究所は, QPS-SAR の開発に成功した点が大きな成果である.

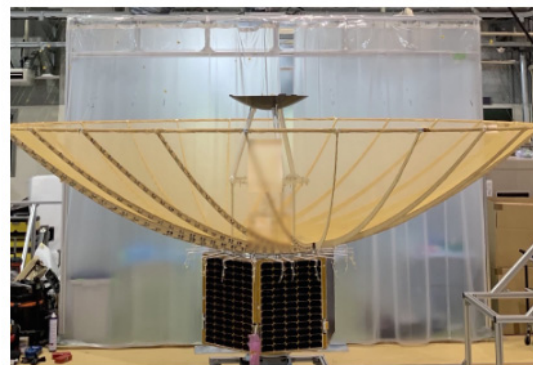


図-4.3.1.1 QPS-SAR

(QPS 研究所 HP より抜粋)

c) その他

24 時間, 天候に関係なく, インフラの状況を常時モニタリングできる一方で, 実証実験中であり, 開発に時間やコストがかかる.

参考文献

4.3.1.1) 日経新聞: QPS 研究所 宇宙からインフラ監視 衛星で 10 分おきに, (2021 年 8 月 23 日掲載)

4.3.1.2) QPS 研究所, <https://i-qps.net/project/> (2023 年 11 月 02 日閲覧)

(四井 早紀)

(2) 防災・減災に資する損害保険商品

a) 概要

橋梁の管理体制に対して, 国土交通省が所管する道路橋は, 県や地方自治体が管理するものが 90% 以上占める. 国土交通省 (2023 年) によると, 高度成長期以降に整備された道路橋は, 維持管理の状況を考慮しないのであれば, 2040 年には建設後 50 年以上経過するものが約 75% を占める. このような状況下において, 2016 年熊本地震や 2020 年 7 月豪雨では, 橋梁の落下や流出が発生し, それに伴い, 国や地方自治体の財政負担が増大している.

損害保険ジャパン株式会社とメインマーク SC は, 災害発生後の復旧に関する補償に加えて, 災害発生前にインフラ損害等の予兆把握に基づいた保険商品の開発に 2021 年から取り組まれている. 第一弾として, 台風や豪雨発生時に, のり面, 急斜面, 橋梁等の損害の状況や予兆を ICT 防災センシング技術の活用による遠隔管理・把握による保険商品やサービス開発が検討されている (図-4.3.2.1).

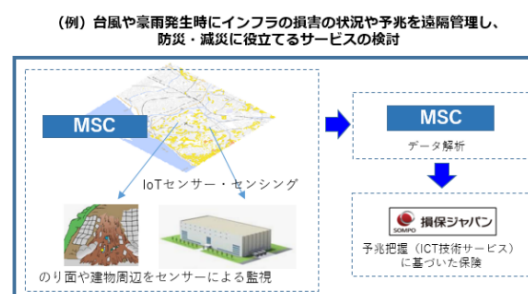


図-4.3.2.1 防災・減災に資する損害保険商品

(損保ジャパン HP より引用)

b) アセットマネジメントへの効果

センサで道路や鉄道の状態を常に監視し, 崩落などの危険性が基準を超えるまで高まった段階で保険金を払う仕組みがあれば, インフラの寸断が起きる前に対策を施工することが可能となり, 被害と保険金の支払いを抑えることができる.

c) その他

損傷が予想される部分の応急処置にかかる費用や監視員を配置するための人件費などの削減が可能となる。

参考文献

- 4.3.2.1) 国土交通省総合政策局公共事業企画調整課：国土交通省におけるインフラメンテナンスの取組（令和 5 年 1 月 18 日），<https://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/kanminrenkei/content/001584616.pdf>
- 4.3.2.2) 損害保険ジャパン株式会社：ICT センシング技術を活用した自然災害における防災・減災サービスの共創開始，https://www.sompo-japan.co.jp/~media/SJNK/files/news/2020/20210105_2.pdf，（2021 年 4 月 13 日公表資料）
- 4.3.2.3) 日経新聞：インフラ損壊前に保険金 損保ジャパン，対策費先払い（2021 年 1 月 2 日掲載）

（四井 早紀）

4. 4 実橋への IoT センシング適用事例

IoT センサによる実橋のモニタリングの事例として、高度かつ高価なモニタリングシステムの導入が難しい地方自治体が管理するの林道橋のモニタリングの適用事例を紹介する。本モニタリングでは、常時における橋梁の状態、橋梁の地震前の状態把握、地震時の各部材の挙動、地震後の被災度判定が可能なシステムを目標として検討が進められている。実橋のモニタリングは2022年9月21日に開始し、得られたデータなどについて紹介する。

なお、本節は、参考文献4.4.1と4.4.2の内容をベースに、再編したものである。

(1) 実橋を対象とした IoT センシングの概要

本研究では、シングルボードコンピュータである Raspberry Pi をベースとする IoT センサに、コンクリートおよび鋼材のひずみ計測が可能な AD 変換モジュールを組み合わせて、画像とひずみによる実橋のモニタリングを試みる。本研究の IoT センサによる構造ヘルスモニタリングシステムの設計思想として、「日本各地どこにでもあるような橋梁」に適用することを念頭に置いた。そのため、電源敷設工事やインターネット回線の敷設工事、IoT センサ設置に必要な基礎工事などの大掛かりかつ重機などの機材を用いる工事を必要とせず、人力のみで IoT センサを供用中の橋梁に設置することを基本とした点が本研究の特徴である。また、より多くの橋梁への実用性を目指し、可能な限り小型、安価となるように設計し、長期運用においてランニングコストの低減を目指すことも特徴である。採用する IoT センサは、シングルボードコンピュータの Raspberry Pi であり、特徴として、一般的なパソコンと比べて安価（数千円～）であること、micro SD カードに OS や各種データを格納するためシステム変更が容易なこと、インターフェースによるカメラやモニターなど多くの機器と接続可能なことなどが挙げられる。また、インターネット回線に接続可能なコンピュータであり、遠隔でモニタリングに必要なプログラムを書きかえることも可能で、計測間隔などを必要に応じて遠隔で変更することが可能である。本研究の IoT センサの電源供給システムは、太陽光パネルで発電した電気を鉛蓄電池に蓄えて、IoT センサに電源を供給するシステムである。

実橋を対象とした IoT センサは屋外で活用するため、大雨や強風、猛暑など天候や鳥獣などの動物に対して、堅牢なケースが必要となる。その一方で、Raspberry Pi から発熱される熱の排熱や湿気対策もケース

に施す必要がある。IoT センサの構成例として、Raspberry Pi 4 に距離センサ (LiDAR)、カメラモジュール、AD 変換器、通信用 USB スティック型データ通信端末を接続したセンサー式を図-4.4.1 に IoT センシングシステムの構成を示す。

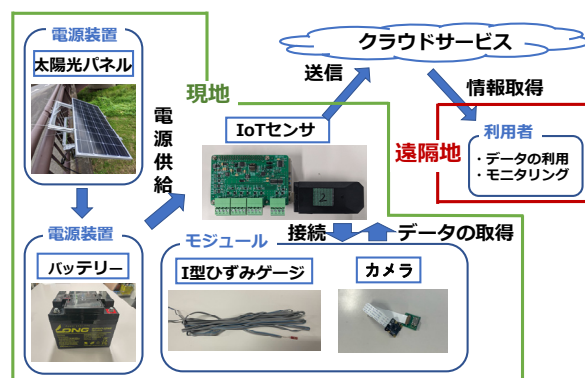


図-4.4.1 IoT センシングシステムの構成

(2) 計測対象橋梁について

a) 計測対象橋梁の概要

対象とする橋梁は、群馬県下仁田町が管理する A 橋で、2004 年に竣工され、供用 20 年が経過したの 5 本の鋼桁と RC 床版を有する 2 径間連続鋼桁橋である。A 橋の諸元を表-4.4.1、全景写真として、A 橋の橋面を写真-4.4.1、側面を写真-4.4.2、鋼桁配置図を図-4.4.2 に示す。起点側の拡幅部は幹線道路（国道）との接続部になり、A 橋の A2 橋台側に製材会社がある。そのため、長い木材を積んだ大型トラックが進入できるように、A1 橋台側は拡幅された構造となっている。通行量は、比較的重量の大きなトラックが 1 日に複数回往来し、一般車両は終点側の山間部に居住する住民や農作業者が往来するため、比較的穏やかな交通量である。また、A 橋の下には、一級河川の鍬川が流れている。鍬川は、2019 年台風 19 号の際に、下仁田町内の水位観測所で氾濫危険水位に達するとともに、流域においては護岸流出が生じるなどの被害が生じた。

表-4.4.1 A 橋の諸元

設計条件	
橋長	55.500 m
桁長	55.300 m
支間長	27.40 + 27.40 m
道路区分	第 3 種第 5 級
活荷重	A 活荷重
形式	2 径間連続鋼桁橋
支承・支持条件	天然ゴム系積層ゴム支承 A1・A2：可動，P1：固定
有効幅員	6.50 ~ 23.50 m
斜角	90° 00' 00"
使用鋼材	耐候性鋼材 SMA400, SMA490Y
適用示方書	平成 8 年 12 月 道路橋示方書 同解説, 平成 8 年 7 月 鋼道路橋設計ガイドライン(案)



写真-4.4.1 A橋の全景（橋面）



写真-4.4.2 A橋の全景（側面）

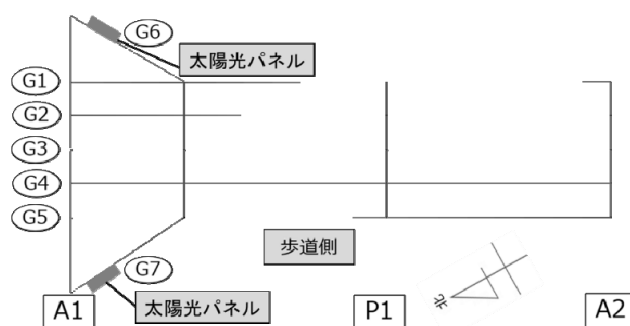


図-4.4.2 A橋の鋼桁配置図と太陽光パネルの位置関係

b) 計測対象橋梁の現状

本橋梁は片側（G5 桁側）が歩道となっている。その歩道側の RC 床版下面の外観を写真 4.4.3 に示す。橋軸直角方向にひび割れ幅 0.1～0.2mm 程度のひび割れが複数確認でき、さらにそのひび割れから遊離石灰が析出している箇所も複数ある。一方で、中央部（車道側）の RC 床版下面でも、いくつか橋軸直角方向のひび割れは確認できたが、遊離石灰は確認されなかった。一般に RC 床版下面の橋軸直角方向へのひび割れは、乾燥収縮や輪荷重の载荷による影響がひび割れ発生の起因としてされている。また、歩道側に傾斜をつけているため、雨水などが歩道側に集積されることなどから、橋面から RC 床版下面へ水が浸透・貫通している可能性も否定できない。将来的に繰り返しの車両通行によってこのひび割れが進展すれば、維持管理だけではなく、自然災害発生時の橋梁の耐荷性にも影響を及ぼす可能性がある。したがって、中央部および歩道側のひび割れの挙動を π 型ひずみゲージでモニタリングすることにした。

A1 橋台側の G3 桁の積層ゴム支承を写真 4.4.4 に示す。外観では、オゾンや紫外線劣化による表面ひび割れもひずみも少なく、良好な状態である。本研究では、この積層ゴム支承を対象にカメラモジュールを設置して、静止画像をモニタリングで記録することにした。なお、積層ゴム支承には変位量が確認できるように、メジャーを貼付した。温度変化に追従して変位しているか、仮に地震動を受けた場合、どの程度せん断変形したかを簡易的に記録するためである。



写真-4.4.3 A橋のRC床版下面の状況

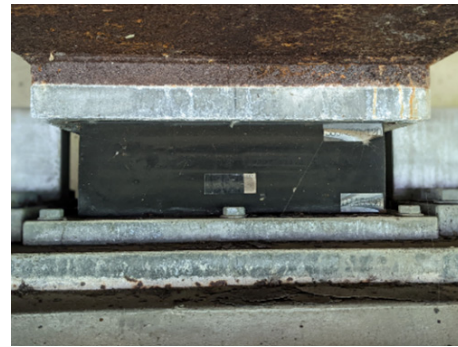


写真-4.4.4 A橋のA1側G3桁の積層ゴム支承の状況

(3) IoT センサによるモニタリング項目について

a) IoT センサおよび太陽光発電システム

本研究で使用した IoT センサはコンテナボックスに収納し、G3 桁と G4 桁間の橋台に設置した。コンテナボックスの設置状況を写真-4.4.5 に示す。コンテナボックスは市販品をケーブル等が通せるように加工を行った。コンテナボックスの中には Raspberry Pi や発電システムに使用するインバータ、チャージコントローラーや蓄電池を収納した。太陽光パネルは、図-4.4.2 に示す G6 桁と G7 桁直上の欄干に 1 枚ずつ合計 2 枚を固定した。G6 桁直上の設置状況を写真 4.4.6 に示す。太陽光パネルの最大出力は 100W で、長期供用に伴う発電性能の低下は 10 年以内で 10% 以下、25 年で 20% 以下の仕様の太陽光パネルを使用した。G6 桁側のパネルは南東向き、G7 桁側の太陽光パネルは南西向きとし、ワイヤーによる落下・飛来防止措置を施して設置した。



写真-4.4.5 IoT センサの収納ケース



写真-4.4.6 太陽光パネルの設置状況 (G6 桁側)

b) IoT センサによる各構造部材のモニタリング項目

A 橋の現地調査結果を踏まえ、IoT センサによる長期モニタリングの対象項目の一覧を表-4.4.2 に示す。計測頻度について、通常時は 1 日あるいは 1 時間あたりに 1 データを基本とした。また、今回は計測の対象としていないが、豪雨時や地震時など必要な場合は計測頻度を短く設定変更できる仕様とし、撮影間隔などの設定変更は遠隔操作で可能である。現地の状況に応じて、適宜変更を行った。なお、得られたデータは Google Drive に自動アップロードされるように設定した。

表-4.4.2 IoT センサによるモニタリングの対象項目

対象箇所	計測対象	データの取得方法	計測頻度	目的
RC 床版	下面の ひび割れ	写真(カメラ)	1 枚/日	劣化・損傷の進展などの確認
		ひずみゲージ(π 型)	1 データ/時間	
積層ゴム支承	積層ゴム支承の せん断 変位	写真(カメラ)	1 枚/日, 地震時は動画	1 日および地震時の 変位履歴
		ひずみゲージ (鋼材用)	1 データ/時間	鋼桁の伸縮量の推定

c) IoT センサの各構造部材の計測方法

RC 床版へのカメラモジュール設置の概要を図-4.4.3 に示す。鋼桁のフランジ部に防腐処理をした木板を橋渡しして万力にて固定した。カメラモジュールは防水対策をした上で、RC 床版下面を撮影できるように設置・固定した。RC 床版へのカメラモジュール設置は橋台からアプローチ可能な箇所であったため、専門工事業者ではない研究者が設置作業を行った。 π 型ひずみゲージの設置状況を写真-4.4.7 に示す。G3-G4 桁間のひび割れを対象に設置した π 型ひずみゲージを「中央部」、G4-G5 桁間のひび割れを対象に設置した π 型ひずみゲージを「歩道側」として、以降の結果を表示する。なお、歩道側のひび割れはひび割れ幅が 0.15mm 程度で遊離石灰が析出していた。中央部のひび割れはひび割れ幅が 0.2mm 程度で遊離石灰の析出は確認されていない。これらのひび割れは橋軸直角方向に発生しており、 π 型ひずみゲージ設置箇所以外にも多くの同方向のひび割れが確認できた。 π 型ひずみゲージの設置は高所作業のため、専門業者に設置を依頼した。なお、専門業者によるセンサ設置は、RC 床版の π 型ひずみゲージのみである。それ以外のセンサは、施工等に関して特別な技能を有していない研究者が、学生たちのサポートを受けて、設置用の機械・重機などを使用せずに人力で実施した。



図-4.4.3 RC 床版下面のひび割れ撮影用カメラの設置状況

積層ゴム支承へのカメラモジュール設置の概要を写真-4.4.8 に示す。積層ゴム支承の橋軸方向の変位を撮影できる位置にカメラモジュールを設置・固定した。支承変位の記録方法について図-4.4.4 に示す。アクリル板に積層ゴム支承の下端から垂直に線を引き、その線の位置を基準線とした。積層ゴム支承端部に白テープを貼付して右上端部の位置を読み取り、基準線からの差分を支承変位として記録した。積層ゴム支承近傍地点の鋼桁下フランジ上面へのひずみゲージ設置の概要を写真-4.4.9 に示す。橋台から作業可能であるため、専門業者ではなく著者らが設置作業を行った。ひずみゲージは、鋼桁表面の錆層を紙やすりで除去した後に、汚れなどをアセトンで拭き取った。その後、鋼材用ひずみゲージを 2 枚貼付した。そのうち、内側に設置したひずみゲージは、AD 変換ボードから供給される 12V の電圧を受けているため、太

陽光による発電量の影響を受ける．そのため，内側のひずみゲージは用いずに，外側に設置したひずみゲージの変動を確認することとした．

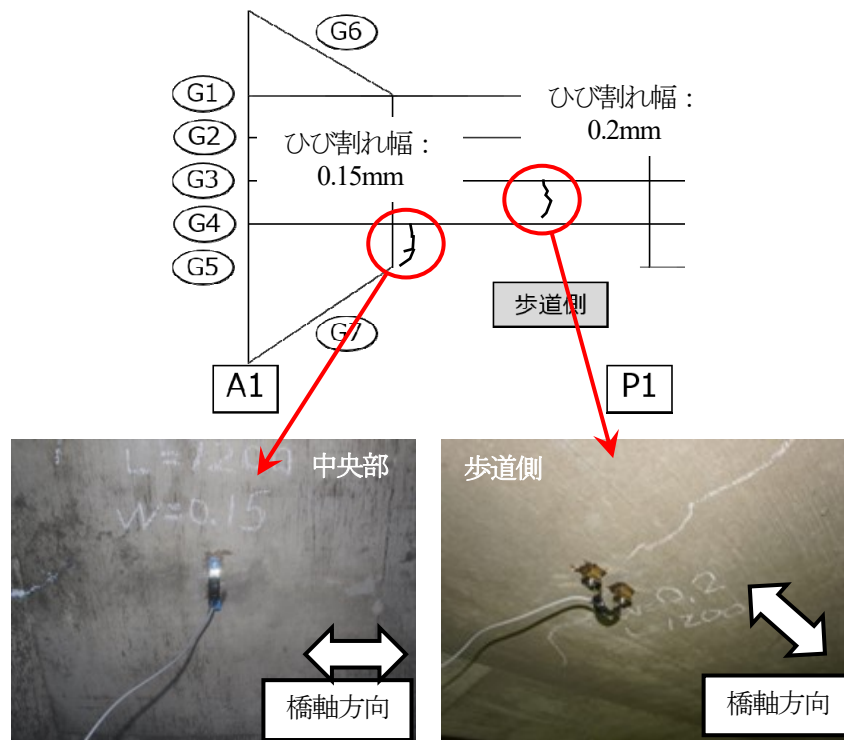


写真-4.4.7 RC床版下面への π 型ひずみゲージの設置



写真-4.4.8 A1側G3桁のカメラモジュール設置状況

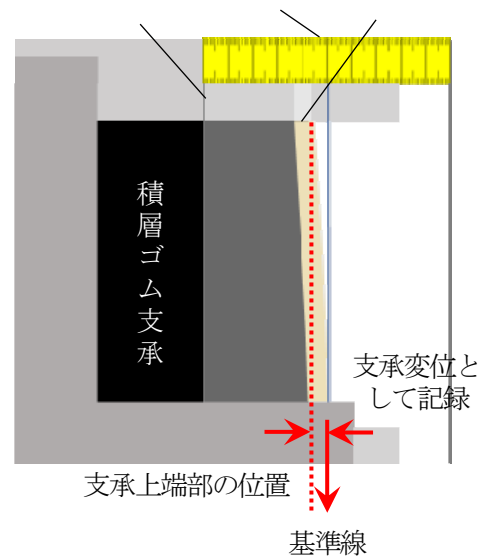


図-4.4.4 積層ゴム支承変位の記録方法

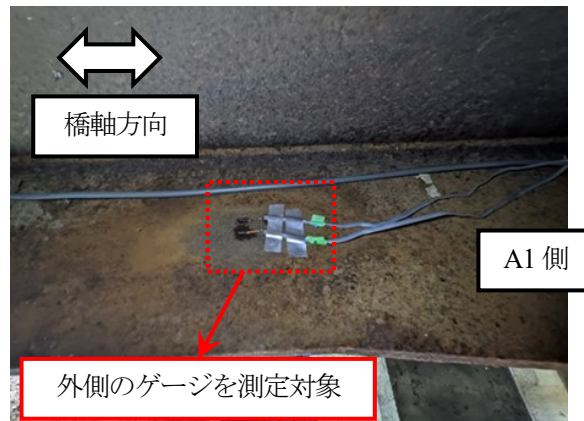


写真-4.4.9 鋼桁のひずみゲージ設置状況

(4) IoT センサの稼働状況と橋梁の長期モニタリング結果について

本項では、IoT センサの設置した 2022 年 9 月から最長 8 か月間における RC 床版や積層ゴム支承のモニタリング状況について報告する。

a) RC 床版

RC 床版のひび割れ画像を写真-4.4.10 に示す。本期間で得られた画像を確認すると、RC 床版のひび割れは進展している様子はなかった。そのため、代表として 2022 年 10 月 8 日の画像データのみ示している。ひび割れは橋軸方向と平行に発生しており、活荷重による曲げひび割れと推測される。また、安価なカメラモジュールによりひび割れの写真を撮影、モニタリングを実施したが、視認性などは問題ないことも確認できた。

π 型ひずみゲージにより得られたひび割れ開口幅の推移を図-4.4.5 に示す。本研究で開発した Raspberry Pi によって、ひずみデータを定期的に取得できることが分かった。歩道側と中央部のデータを見てみると、歩道側のひび割れ開口幅の方が $+0.02\text{mm}$ から -0.02mm まで大きく変動していることがわかる。歩道側のひび割れが活荷重ならびに外気温などによる桁伸縮の影響を中央部よりも強く受けていると推測される。歩道側のひび割れは前述の通り、既に遊離石灰が析出しており、路面上から床版内部、そして RC 床版下面へ水の通り道が存在していると考えられる。今後、RC 床版内部の鉄筋腐食の加速的な進展も考えられるため、ひび割れ変動は今後も注視して確認を進める予定である。

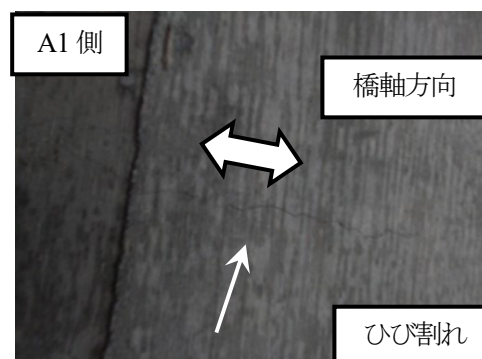


写真-4.4.9 RC 床版の下面のひび割れ状況

(2022 年 10 月 8 日、IoT センサのカメラモジュールにて撮影)

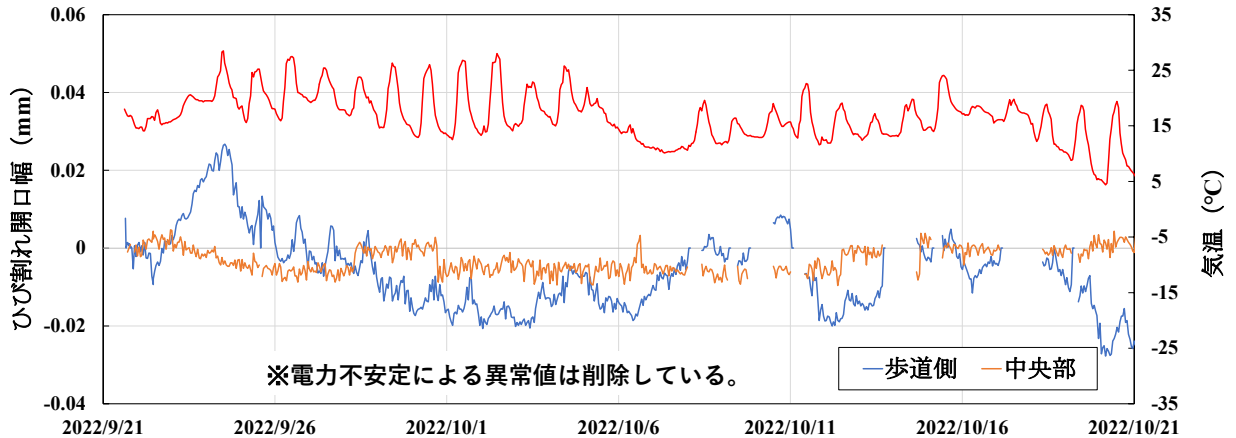


図-4.4.5 π型ひずみゲージによる RC 床版下面のひび割れ開口幅の推移

b) 積層ゴム支承

2022 年 9 月 22 日から 8 ヶ月間のモニタリングによって得られたカメラによる積層ゴム支承の変形量、鋼桁ひずみの結果をそれぞれ図-4.4.6、図-4.4.7 に示す。鋼桁の温度伸縮の結果のうち、鋼桁が伸びる方向を正、縮む方向を負とする。ここで、鋼桁ひずみにおいて、鋼材用ひずみゲージを 2 本設置していたが、片側のひずみゲージは出力電圧による差が大きくデータとして不十分であることが判明したため結果から除いている。また、雨や曇りなどによる太陽光発電の電力不安定によって、データが取得できなかった箇所、電力復旧後の 1 回目のデータを削除している。図-4.4.6 では、設置していたカメラの積層ゴム支承の変形量計測システムにおけるアクリル板の歪みによって 3 月 14 日以降のデータが記録できなかったため、3 月 14 日までのデータを報告する。

画像による積層ゴム支承の変形量および鋼桁ひずみの長期モニタリング評価の検証を行うために、温度変化による鋼桁の伸縮量を算出した。式(4.4.1)に温度変化による鋼桁の伸縮量の計算式を示す。温度変化には、対象橋梁から最も近い気象庁の西野牧観測所の気温データを参考とした。式(4.4.1)で算出した鋼桁の変形量と画像により算出したゴム支承の変形量を比較した。また、鋼桁ひずみを用いて式(4.4.2)でも鋼桁の変形量を算出して、式(1)で算出した鋼桁の変形量と比較した。これらの比較から、ゴム支承が温度変化に対して常時追従しているか検証可能である。

$$\Delta L = \alpha \times \Delta T \times L \quad (4.4.1)$$

$$\Delta L = L \times \varepsilon \quad (4.4.2)$$

ここで、 ΔL は鋼桁・積層ゴム支承の変形量、 α は線膨張係数、 ΔT は温度差、 L は鋼桁の長さ、 ε は鋼桁ひずみを示す。線膨張係数は鋼材種から、 $12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ とした。 ΔT は 2022 年 9 月 23 日午前 11 時の気温データを基準とし、それぞれ計測日の午前 11 時の気温データとの差とした。これは、積層ゴム支承の変形量を設置した 2022 年 9 月 22 日 11 時の計測データを基準として計算しているためである。 L は P1 橋脚が固定支承であることから、橋長の半分である 27,750mm とした。

図-4.4.6 より、積層ゴム支承の変形量が気温に伴い変動していることが確認できる。すなわち、温度変化に伴う、鋼桁の伸縮量に積層ゴム支承が追従して機能していることがわかった。今回の計測期間ではこ

の変形量に大きな変動はなかったが、画像ではなく動画記録、赤外線や超音波による測距によって、地震被災時の支承の変形量を短いサンプリング間隔で計測することも可能である。今回は検討では、積層ゴム支承が対象となったが、この手法は老朽化した可動鋼製支承を対象とすることで、鋼製ゴム支承の健全性を評価することに有用である可能性がある。

図-4.4.7の結果から、8ヶ月の計測では電力不安定となり、データが取れていない期間があったものの8ヶ月を通して多くの期間で鋼桁ひずみが計測できた。気温の変化に伴い、鋼桁温度伸縮による鋼桁ひずみが変動していることがわかる。また2023年3月14日以前では、鋼桁ひずみの変化量が大きく 2000μ 近くまで鋼桁ひずみの値が上昇している。これは、鋼材用ひずみゲージの貼り付けを一般的なひずみゲージ用接着剤を用いて防水処理を施さず、剥き出しで貼り付けていたことが原因として考えられる。2023年3月14日以降では、長期計測用の接着剤を使用し、SBテープ、自己癒着テープを使用し、防水処理を施した。これによって、鋼桁と鋼材用ひずみゲージの接着が改善した。変動は小さいが鋼桁の伸縮をより正確に計測できていると考えられる。

これらより、開発したIoTセンサを用いて積層ゴム支承の変形量、鋼桁ひずみを太陽光発電のみで長期間モニタリング可能であることが分かった。また、太陽光発電以外の発電方法を検討、発電量を増やし、電力の供給量を増やすことで、電圧不安定のエラーを減らすことができると考えられる。鋼桁の伸縮量とIoTセンシングで計測した積層ゴム支承の変形量および鋼桁ひずみを用いて式(2)より算出した鋼桁の変形量を比較した。計測開始した2022年9月22日を基準としてそれぞれの変形量を算出した。得られたデータを図-4.4.8に示す。

図-4.4.8より、気象庁西野牧観測所の気温データを用いて算出した鋼桁の伸縮量とカメラを用いた積層ゴム支承の変形量のデータが高い相関を示している。しかし、鋼桁ひずみからの算出した鋼桁の変形量と比較すると、全体的に相関性は低い結果が得られた。これは、計測当初からひずみゲージをむき出しに設置していたことに加えて、気温が高くなるとひずみゲージの温度が上がり熱による見かけのひずみが大きくなっていることが原因であると考えられる。また、鋼桁ひずみの計測は、定期実行であるため、橋梁に活荷重がかかっていた場合、鋼桁ひずみの値が変化し鋼桁ひずみに気温以外の影響が計測されている可能性も考えられる。

以上より、鋼桁ひずみを用いた鋼桁の変形量の計測には課題が残るが、カメラを用いた積層ゴム支承の変形量は非常に高い相関を示したことから、IoTセンサで積層ゴム支承を長期モニタリングすることで支承機能の管理が可能であることが分かった。

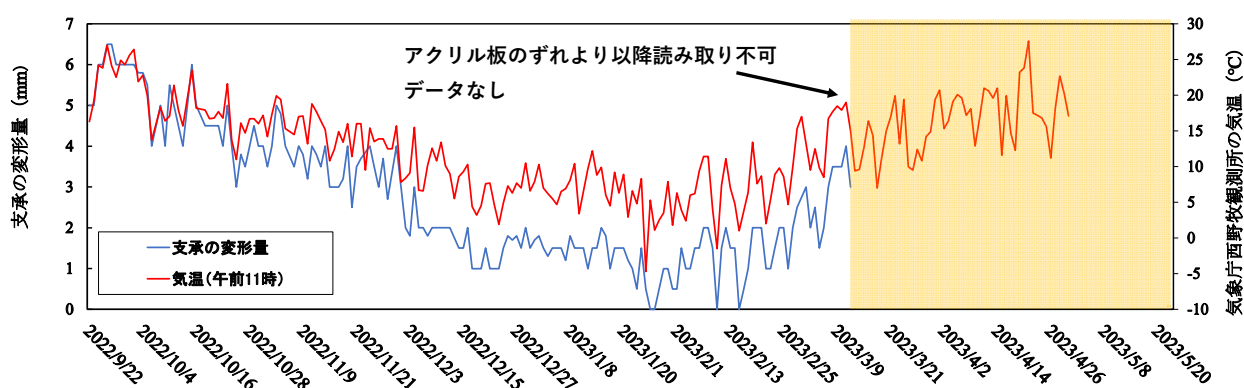


図-4.4.6 カメラモジュールによる積層ゴム支承の変位モニタリング結果

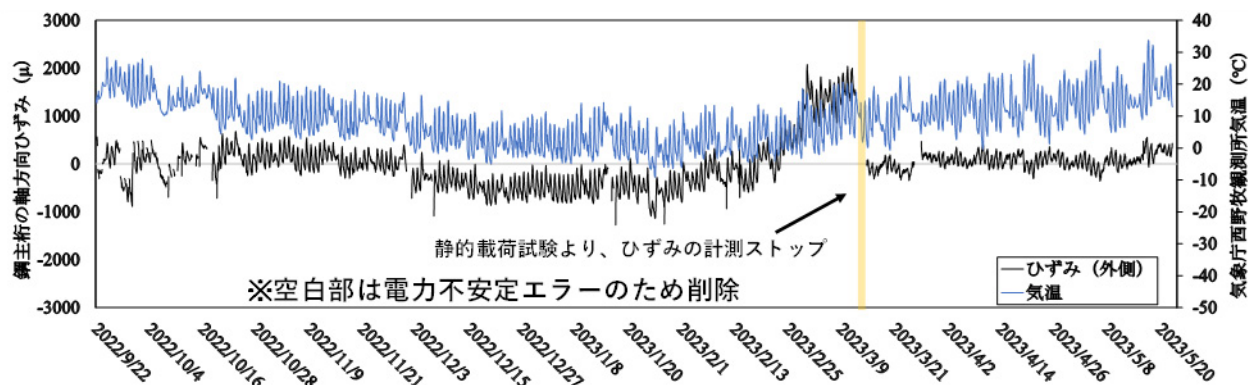


図-4.4.7 鋼材用ひずみゲージによる鋼主桁の軸方ひずみのモニタリング結果

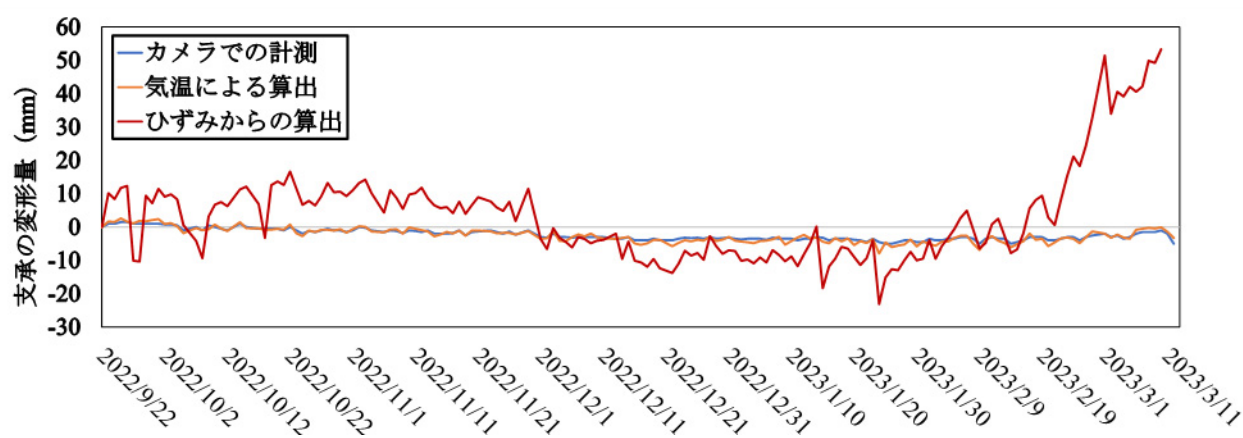


図-4.4.8 算出方法ごとの積層ゴム支承の変形量の比較

(5) まとめ

本稿では、群馬県内にある2径間連続桁の実橋を対象に、シングルボードコンピュータである Raspberry Pi とカメラモジュールとひずみゲージを中心に構成された IoT センサの設計と、IoT センサを活用した構造ヘルスマニタリングとして、8 か月間で得られた画像とひずみの結果を報告した。その結果、以下が明らかとなった。

- 1) 太陽光発電で稼働する IoT センサを設置して8 か月経過したが、鋼桁下フランジのひずみを2 か所、RC 床版下面のひび割れを対象に π 型ひずみゲージ2 か所、積層ゴム支承と RC 床版のひび割れのカメラモジュール2 か所の計測を実施した。一部期間で日照不足に伴う発電量不足により、各種センサによる計測が一時不安定になる場合もあったが、総じて多くのデータを得ることができた。
- 2) 画像から、積層ゴム支承の変位量を推定できる可能性を示した。本報告で示した1 か月の積層ゴム支承の変位の変動は気温の変動と一致しており、積層ゴム支承が鋼桁の温度伸縮に追随していることがわかった。このことから、地震時のみではなく、常時使用においても同システムを活用することが可能である。
- 3) π 型ひずみゲージによるひび割れ開口幅の変動から、遊離石灰が確認できた歩道側のひび割れの変動が大きいことがわかった。今後、地震などの自然災害時に同橋梁の損傷が最小限に抑えられるか、日

常的な維持管理においても有用なデータを得ることができた。

- 4) 鋼桁のひずみの変動が気温の変動と一致しており、外部環境下において桁が伸縮していることがわかった。しかし、得られたひずみ値は改善する必要がある。
- 5) π 型ひずみゲージの RC 床版下面への設置作業は、高所作業となるため、専門業者に作業を依頼したが、それ以外の作業は全て著者らと学生が実施した。すなわち、本研究で使用した小型 IoT センサは、特別な機械や専門的な技能を必要とすることなく設置可能であることが示された。

比較的安価かつ簡便に作製、設置可能な IoT センサを活用した実橋のモニタリング結果について述べた。今後は、IoT センサを橋梁の維持管理や河川水位のモニタリングなどの地域防災に活用するために、以下に挙げる課題を検討する予定である。

- 1) 太陽光発電のみでは、曇天時が続いた際に、IoT センサの発電量が不足する懸念がある。例えば、風力発電と太陽光発電の併用をすることも考えられる。
- 2) カメラモジュールで撮影した画像による積層ゴム支承変位のモニタリングは、データ容量や計測精度の観点から最適な方法とは言い難い。今後は、距離計を利用した変位計測方法について検討する。
- 3) IoT センサで得られた画像やひずみのデータをベースに、橋梁の残存性能評価や損傷程度を定量的に推定するための評価手法を開発する。このことにより橋梁をはじめとする構造物の維持管理分野において、安価な IoT センサの普及が見込まれる。
- 4) 屋外でシングルボードコンピュータを中心とする IoT センサ活用することから、長期供用に伴うランニングコストや耐久性等も分析しつつ、IoT センサによる構造ヘルスモニタリングを継続して実施する。
- 5) IoT センサで得られたデータと橋梁の 3 次元モデルや CIM と統合することにより、フィジカル空間とバーチャル空間を連携する。橋梁の維持管理目的だけでなく、地域防災への援用を念頭に、専門外の住民や子供が直感的に理解できるプラットフォームの開発が有用と考えられる。

参考文献

- 4.4.1) 川崎佑磨, 井上和真, 大川原大智, 小西優真, 山元沙貴, 木暮悠暁, 浅見健斗: 実橋梁に設置した小型 IoT センサで検出した画像とひずみによる構造ヘルスモニタリング, 土木学会論文集 79 巻, 13 号, ID22-13040, 2023.
- 4.4.2) 小西優真, 川崎佑磨, 井上和真, 山元沙貴, 浅見健斗, 小林 皆也: IoT センシングによる橋梁の長期モニタリングと精度検証, 土木学会地震工学委員会 第 43 回地震工学研究発表会 A14-155, 2022.

(川崎 佑磨, 井上 和真)

4.5 ダメージフリーをモニタリング・診断するための IoT センシング技術として必要なこと

4 章では、WG3「モニタリングや地震後の診断技術に関する WG」の活動として、多くの診断・モニタリング技術の研究や適用事例について紹介した。今後、ダメージフリー構造物のモニタリング、診断において必要とされる技術要素について、WG 内での検討結果を以下の通りに示す。

1) 橋梁工学に基づいた指標の明確化とデータ精度

橋梁の耐荷性能（構造安全性）や耐久性能、走行性など構造物の機能に紐づく物理的変状を検知できることが重要である。そのため、これらの目的に適合したセンサ、収集データの精度を検討していく必要がある。精度についても、低精度のセンサ・技術が不可というわけではなく、低精度でも損傷度の大きな変状を早く検出できるものであれば、それに適した使用方法がある。精度の高度化も含めて、目的に応じた精度を確認していく必要がある。

2) リアルタイムでのモニタリングシステム

地震発生時における構造物の挙動をリアルタイムで把握するためには、高感度なセンサ（加速度計、ひずみ計、変位計などのモジュール）を、その構造物にとって重要な箇所・部材に設置し、データをクラウドに送信するシステムが必要である。これにより、地震直後から構造物の安全性を評価し、必要に応じて迅速な対応が可能となる。

3) データ分析の高度化

収集されるデータ量は膨大になるため、機械学習や人工知能を活用した分析アルゴリズムによって処理することが望ましい。これにより、地震前までに収集されていたデータと比較して、地震後のデータの変化から構造的な異常や損傷の兆候を自動的に検出し、予測することが可能になると思われる。さらに、これらは、地震による損傷度とその影響を評価するためにも用いることが可能である。

構造物の耐震性能をリアルタイムで評価することも求められる。センサから収集されたデータに基づき、構造物が設計基準を満たしているかどうかを即座に診断し、必要な補強や修繕の決定を支援できることも重要である。

4) 予防保全とメンテナンス

IoT を利用した予防保全は、構造物の状態を常に監視し、データによる予測に基づいたメンテナンスを行うことで、長期的な耐久性と安全性を確保することが可能である。センサから収集したデータを分析することで、地震時だけではなく構造物の老朽化や小さな損傷も早期に発見し、大規模な修繕が必要になる前に対処することも可能である。したがって、地震時のみしか利用できない技術ではなく、予防保全、メンテナンスの高度化にも活用できる戦略的なシステムが重要である。

5) 災害対応と復旧の支援

IoT センシング技術を用いて地震後の構造物の状態を迅速に把握し、復旧作業の優先順位や計画を立てるための重要な情報を提供することも重要である。例えば、各管理者で計測震度によって通行止めとする基準が設けられている。交通解放するためには損傷状態を確認する必要があるが、優先順位を提供できることで復旧災害対応にとって非常に重要なツールとなり、効率的かつ迅速な復旧作業を支援することも可能ではないか。

また、地震後の得られたデータや損傷状態などを管理者だけではなく、地域住民など即座に確認でき、避難システムとの融合も構築できると良い。地震時の報道機関のカメラ映像のように、リアルタイムで直感的に状態が理解できれば避難にも有効活用できる。

6) システム間の相互運用性とデータフォーマット

IoT デバイス、計測のための各種モジュール、データ通信システムなど、様々なメーカーから提供されている。これらの IoT デバイスやシステム間の相互運用性（インターオペラビリティ）を確保することも重要だと考える。例えば、共通の通信プロトコル、データフォーマットのスタンダード化が挙げられる。これにより、異なるシステム間でのデータの共有と活用が容易になり、より統合的な地震後の診断が可能となる。倫理なども含めて、社会的受容性に優れた技術が必要である。

7) IoT システム運用に関わるコストとセンサの耐久性

汎用的なシステムにするためには、運用コストの課題も挙げられる。例えば、システム運用のための電源、データ収集・管理のための通信設備は必須である。これらが全ての橋梁に常設されているわけではない。オプションとして、電源工事を必要としない独立電源や一次電池での稼働、無線通信端末での通信も検討すべき課題である。また、IoT センサなどの設置が高度な専門技術者のみしか対応できない、などは避けて、比較的簡易に設置できることも重要である。これにより、設置に係るコストの縮減も可能である。

また、センサ自体の耐久性も必要である。定期点検に沿った 5 年に 1 回を最低基準として、長期運用に耐えられることも重要である。

(川崎 佑磨)

第5章 ダメージフリー構造技術に関するまとめ及び今後の方向性

改めて、2024年1月1日に発生した能登半島地震を振り返ると、強い地震動によって、広範囲に及ぶ地盤の液状化による舗装面の甚大な不陸、多くの斜面や盛土の崩壊、トンネルの崩落、橋梁の損傷などが多発し、能登半島という地形的・地理的な制約条件の中での道路ネットワークの寸断により交通機能の確保のために多大な時間を要するのみならず、電力・上下水道・通信などのライフラインの緊急復旧に向けた人的、物的資源の投入にも大きな影響を及ぼした。このように、特に災害時には、人命や生活を支える社会インフラの果たす役割は大きく、被害の最小化とともに、被災時の迅速な機能回復に資する構造性能の強化も社会インフラに求められている重要な性能要素の1つと考えられる。

本ダメージフリー構造技術研究小委員会では、将来を見据え、被害最小化と機能回復の迅速化を実現する地震災害軽減技術としてのダメージフリー構造技術の重要性に着目し、「真に地震災害に強い新たな構造コンセプトの更なる展開」を期待して調査を進めたものである。

小委員会では、ダメージフリーの在り方に関するワーキンググループ1 (WG1)、新材料・新構造・デバイスに関するワーキンググループ2 (WG2)、そして、モニタリングや地震後の診断技術に関するワーキンググループ3 (WG3) の3つのワーキンググループにおいて調査研究を行った。各テーマに関する現状の技術や研究成果を広くレビューし、これを取りまとめるとともに、今後の方向性について整理した。

これらの成果を要約すると以下の通りである。

(1) WG1 : ダメージフリーの在り方に関する WG

「ダメージ」をどう捉えるか？

地震など外力作用によって発生する「ダメージ」とは、「構造物等本体への影響」のみならず、構造物等に起因する「人命への影響」、「社会・経済への影響」を含み、その事象「ダメージ」が発生していない状態からの「負の変化（低下・喪失・影響）を有する状態にある」ことを意味する。

「ダメージフリー」とは？

「ダメージフリー」とは、「構造物等本体に全く損傷が生じない」というある特定の構造物等の状態に限定されず、この状態を含め、「構造物等の有する役割・機能・性能」の負の変化（低下・喪失・影響）を防ぐこと、あるいは、従来に比較してその負の変化の程度を大幅に縮小・軽減することが可能なこと、を意味する。

小委員会で目指す「ダメージフリー構造」とは？

「ダメージフリー構造」とは、想定を超えるような外力に対しても、ねばり強く抵抗し、仮に損傷が発生してもその状態を的確に検知・診断し、そして容易に修復可能である機能をビルトインした構造機構であり、さらに構造物の管理体制・システムを含めて、「構造物の有する役割・機能・性能」の負の変化（低下・喪失・影響）を防止する、あるいは、従来に比較して大幅に最小化可能な構造機構とその管理体制、を意味する。

ダメージフリー構造が有すべき「性能と指標キーワード」？

- **Impact** : 損傷・機能損失の影響レベル（経済損失、人命への影響）
(都市部、地方部、経済圏におけるネットワークなど地域の特性に応じた影響度)
- **Functionality** : 機能性レベル（影響なし、使用限定（車線・重量規制）、使用不可）
- **Resistance (Damage)** : 抵抗性（損傷）レベル（損傷：可逆性確保、損傷レベル1～2、終局限界）

- **Repairability** : 修復・復旧性レベル (機能応急回復, 耐久性確保)
(応急不要・軽微, 応急支保工, 応急適用不可)
- **Adaptability** : 外力への適応性レベル (マルチハザード/オールハザード適合)

ダメージフリー構造: 構造物の機能性を格段に拡張可能な構造技術/機能確保・損傷最小化・自己検知診断・適応性能を実現する構造技術としての「6S-Technologies」とは?

- Self-Reliance — 地盤震動から独立・分離した構造 (免震, 遮断機構)
- Super-Elasticity — 超弾性構造 (材料等)
- Super-Ductility — 超じん性構造 (材料等) (損傷分散/損傷ステップ制御機構)
- Super-Energy Absorption — 超減衰構造・機構
- Self-Diagnosis — 自己損傷検知/RealTime 健全性診断 (最小観測点データに基づく自動診断)
- Self-Repairability — セルフセンタリング機構 (残留変形最小化)
— 機能確保下で修復可能な構造 (自立機構)

以上がダメージフリーの在り方, そしてそれを実現する技術開発の1つの方向性として整理されたものである.

(2) WG2: 新材料・新構造・デバイスに関する WG

WG2 では, ダメージフリー橋梁を実現するために, 近年提案された新構造, 新材料, 新デバイスに関する技術レビューと最近の研究事例を調査した. 文献調査に基づき, 「免震構造」, 「耐震構造」, 「ダンパーの活用」, 「橋梁の落下防止構造」, 「その他」に関して整理するとともに, 新構造分野における今後の展開について議論を行った.

新構造については, ダメージフリーを目指す, セルフセンタリング橋脚, ファイバー補強 RC 橋脚や圧縮芯のある鋼製橋脚, せん断パネルダンパー付きの鋼管集成橋脚, また, 免震支承の破壊を防ぐウィンカー工法, 新しい免震の考え方であるエアー免震やロッキング免震(RIBS), 摩擦振子免震などの新構造の提案の他に, 落橋防止装置の制振機能の付与, 倒壊方向性制御, AI を用いた振動制御技術なども研究が行われている.

新材料については, 従来の金属の靱性を超える FSM や TRIP 鋼, 超塑性材料, 超磁歪材料, ハイエントロピー合金などが近年開発され, 新しいダンパーや橋脚の素材への活用が期待されている. また, 自己治癒コンクリート, IoT ネジなどの興味深い技術も提案されている.

新デバイスについては, シリコーンゴムの活用, ゴム支承の引張実験, 浮上式免震, 水平力分担構造, 落橋防止装置, 3次元免震の実験などが研究されている.

また, 今後の実用化について, 重要度の高い施設へのダメージフリー構造の適用が必要と意識しつつ, 今後の課題としては, 新しい構造や技術の適用における費用問題, 新技術特有の問題発生リスクなどに対する管理者・技術者・メーカーなどの一層も役割分担・協力体制の重要性, そして, ダメージフリー技術を有効かつ積極的に適用可能な設計体系の構築 (例えば, レベル3地震動とそれに対する要求性能の設定など) に関する議論が必要と考えられる.

(3) WG3: モニタリングや地震後の診断技術に関する WG

ダメージフリー構造が保持できているかなど, 各種部材や構造物の状態把握を可能とする診断技術について調査を行った. 多くの診断・モニタリング技術の研究や適用事例について整理するとともに, 今後,

ダメージフリー構造物の展開と、それを支えるモニタリング技術、診断技術に必要とされる技術要素、研究課題について検討し、以下のように整理した。

- 1) 耐荷性能（構造安全性）や耐久性能，あるいは走行性の検知・診断などの目的に応じて，必要な物理指標を必要な精度で取得可能なセンサやデータの分析，診断アルゴリズム
- 2) 迅速な緊急対応に資するための検知・診断のためのリアルタイム性を有するセンサーシステム，そして，被災診断と復旧優先順位の設定などを含む意思決定支援システムとの融合
- 3) 膨大なデータ量の迅速かつ効率的な分析と自動化のための機械学習や人工知能を活用した分析アルゴリズム
- 4) 常時（長期的な耐久性と安全性）の予防保全とメンテナンス，災害時を含め広範囲に有効なシステム戦略
- 5) 異なるシステム間でのデータの容易な共有と活用のためのシステム間の相互運用性とデータフォーマットの標準化
- 6) IoT システムの運用のためのコスト（電源，通信）の最小化と長期運用のためのセンサの耐久性向上

【終わりに】

本報告書は，本小委員会において，何等かの問題点に対して解決を図る，解を求めるというよりも，将来に向けて，現状の技術レベルを認識するとともにより安全な社会を実現する上でさらに研究開発を行うべき方向性についての自由な議論に基づき整理をしたものである。

本報告書の内容，考え方，事例などが，真に地震災害に強い構造コンセプトの今後の展開に少しでも役立つことを願うものである。

(小委員会委員一同)