

博士学位論文

超過作用に対する危機耐性能を備えた  
新たな橋システムに関する研究

Study on new bridge system for damage control  
that is crisis resistant to unexpected actions

2022年1月

徳 橋 亮 治

名古屋工業大学 大学院工学研究科 社会工学専攻





# 超過作用に対する危機耐性能を備えた新たな橋システムに関する研究

## 目 次

第1章 序 論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究目的と論文構成	3
(第1章 参考文献)	5
第2章 道路橋の地震被害と耐震設計に関する既往の研究と課題	6
2.1 はじめに	6
2.2 道路橋の地震被害	7
2.2.1 既存の地震被害の調査対象	7
2.2.2 レベル1地震動に対する道路橋の被害	9
2.2.3 レベル2地震動に対する道路橋の被害	10
2.2.4 損傷が生じた橋脚の耐力の階層	12
2.2.5 損傷部位のマクロ的傾向分析	14
2.2.6 超過外力に対する損傷誘導	18
2.3 危機耐性に関する既往の研究	21
2.3.1 危機耐性という概念	21
2.3.2 設計体系としての危機耐性	22
2.3.3 危機耐性に関する検討事例	26
2.4 現状の耐震設計における課題	30
2.5 まとめ	33
(第2章 参考文献)	34
第3章 上部構造及び上下部接続構造の危機耐性能に関する研究	36
3.1 はじめに	36
3.2 既往の研究と耐震設計上の課題	37
3.3 対象橋梁及び上部構造設計の概要	38
3.3.1 対象橋梁の概要	38
3.3.2 設計概要	38
3.4 モデル化及び解析手法	40
3.4.1 対象橋梁のモデル化	40
3.4.2 解析手法	42
3.4.3 入力地震動	43
3.5 橋全体の動的解析結果と設計結果の比較	46
3.6 鉛直地震動が上部構造の応答に及ぼす影響	49

3.7	橋全体の動的応答が床板に及ぼす影響	52
3.8	橋全体の耐荷性能の確認	54
3.9	立体的機能の確保に関する検討	60
3.9.1	検討概要	60
3.9.2	検討ケース	60
3.9.3	動的解析結果及び支点上部材の影響	62
3.9.4	荷重漸増解析結果及び支点上補強リブの影響	68
3.10	耐荷力に着目した上下部接続構造の既往事例	71
3.11	まとめ	76
	(第3章 参考文献)	79
第4章	下部構造の危機耐性能に関する研究	82
4.1	はじめに	82
4.2	設計概要	84
4.2.1	対象橋梁と設計結果	84
4.2.2	設計の想定を超える状況に対する鋼製橋脚の課題	85
4.2.3	考案した円形断面鋼製橋脚の性能向上策	88
4.2.4	損傷制御部材(杖材)の設計	90
4.3	実験計画	95
4.3.1	実験供試体	95
4.3.2	実験方法	102
4.4	実験結果	104
4.4.1	概要	104
4.4.2	計測結果の整理	108
4.4.3	損傷制御部材の有無によるエネルギー吸収量	112
4.5	FE解析による実験の再現	113
4.5.1	数値解析モデル(損傷制御モデル)	113
4.5.2	解析結果と実験との対比	115
4.5.3	損傷制御部材による耐荷力の上昇効果の検討	118
4.6	設計上の配慮と今後の課題	120
4.7	まとめ	121
	(第4章 参考文献)	122
第5章	損傷シナリオと新たな橋システムに関する研究	123
5.1	はじめに	123
5.2	損傷シナリオの整理	124
5.3	設計シナリオの作成	127
5.4	実大構造の数値解析による損傷制御シミュレーション	132

5.4.1	検討概要	132
5.4.2	損傷制御を考慮した解析モデル	133
5.4.3	時刻歴応答解析の結果	134
5.5	まとめ	138
	(第5章 参考文献)	139
第6章	結論	140
6.1	得られた結論の要約	140
6.2	今後の課題	143
付録	ファイバー要素及びシェル要素の理論	144
1.	ファイバー要素の定式化	144
2.	幾何非線形性を考慮した接線剛性マトリクス	147
3.	ファイバー要素の接線剛性マトリクス	149
4.	シェル要素の定式化	153
	発表論文・口頭発表	158
	謝辞	160



## 図、表及び写真の一覧

### 第1章 序 論

図-1.1 本論文の構成	4
写真-1.1 2011年東日本大震災にて津波により桁と橋脚が流失した事例	2
写真-1.2 2016年熊本地震にて斜面崩壊により落橋した事例	2
写真-1.3 2018年台風21号にてタンカー船衝突により損傷を受けた事例	2
写真-1.4 2020年7月豪雨にて河川の氾濫により桁と橋脚が流失した事例	2

### 第2章 道路橋の地震被害と耐震設計に関する既往の研究と課題

図-2.1 1995年以降の主要地震	7
図-2.2 道路橋の設計震度採択の現況（水平震度）	8
図-2.3 道路橋の主な損傷状況	9
図-2.4 被災橋梁の設計震度と地震動の強さ	10
図-2.5 被災橋脚の損傷部位と設計年次及び地震動の強さ	11
図-2.6 橋脚の損傷度と各部の損傷の関係（2011年東北地方太平洋沖地震）	12
図-2.7 A橋のP3橋脚の被災状況と耐力の階層	12
図-2.8 B橋の損傷が生じた橋脚の耐力の階層（橋軸直角方向）	13
図-2.9 1995年兵庫県南部地震における橋の損傷のイベントツリー	15
図-2.10 2011年東北地方太平洋沖地震における橋脚位置の損傷のイベントツリー	17
図-2.11 階層化設計で望ましい橋脚の耐荷力特性	19
図-2.12 橋脚実験供試体の最大耐力と降伏耐力の比	19
図-2.13 耐震設計と危機耐性の関係	22
図-2.14 危機耐性と耐震設計カテゴリーの関係性	23
図-2.15 狭義の耐震設計と危機耐性の関係	24
図-2.16 危機耐性を向上させる技術	24
図-2.17 繰返し荷重を受ける鋼製橋脚の水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線と残留変位	25
図-2.18 崩壊制御設計と耐震設計	26
図-2.19 崩壊制御設計の領域	26
図-2.20 橋脚と支承の耐力の関係	27
図-2.21 橋脚と支承の骨格曲線の対比	27
図-2.22 提案された耐震設計フロー案	28
図-2.23 崩壊シナリオデザイン設計法の概念図	29

図-2.24	高架橋における構成部材の直列システム	30
図-2.25	支承と橋脚の水平抵抗と水平変位の関係	30
図-2.26	高架橋の損傷形態（支承と橋脚）	31
図-2.27	レベル2地震動を超える外力が生じた場合の課題	32
表-2.1	調査対象とした地震被害	8
表-2.2	レベル2地震動における橋梁被害のパターン	11
表-2.3	橋脚の損傷度ごとの支承・桁取付部の損傷度の集計結果（橋脚数）	16
表-2.4	橋脚の損傷度ごとの支承・桁取付部の損傷有無の集計結果	16
表-2.5	橋脚の損傷度ごとの支承・桁取付部の損傷有無の集計結果（2011年東北地方太平洋沖地震）	18
表-2.6	既往地震による橋全体の主な損傷状況	19
表-2.7	地震動の大きさに応じて構造物に要求される性能	22
表-2.8	耐荷性能マトリクス	27
表-2.9	耐荷性能を満足するための限界状態の設定	28
写真-2.1	支承下部に損傷が生じた事例（2016年熊本地震）	18

### 第3章 上部構造及び上下部接続構造の危機耐性能に関する研究

図-3.1	対象とした橋梁の概要	38
図-3.2	解析モデルの概要	40
図-3.3	骨組み表示と質点配置	41
図-3.4	接合部のモデル化	41
図-3.5	解析に用いた材料構成則	41
図-3.6	JR西日本鷹取駅構内地盤上観測波（上段NS，中段EW，下段UD）	43
図-3.7	地震動の加速度応答スペクトル（5%減衰）	44
図-3.8	代表的な振動モード，固有周期，有効質量比	45
図-3.9	上部構造の変形とミーゼス応力分布	46
図-3.10	橋軸直角方向の地震動に対する主桁の応答特性	47
図-3.11	橋軸直角方向の地震動に対する横荷重抵抗部材の応答分布	47
図-3.12	JRT-XZ地震波における解析結果	49
図-3.13	JRT-XYZ地震波における解析結果	50
図-3.14	鉛直変位のフーリエスペクトル	50
図-3.15	床板の橋軸方向の応力分布	52
図-3.16	一本棒モデルの応答図と上部構造のZ軸回りの曲げモーメント分布	52
図-3.17	連続梁モデルによるZ軸回りの曲げモーメント分布	53
図-3.18	プッシュオーバー解析による荷重-変位関係	54

図-3.19	解析結果（部材変更前，レベル2地震動による変形）	55
図-3.20	解析結果（部材変更前，解析終了時）	56
図-3.21	解析結果（部材変更後，レベル2地震動による変形）	58
図-3.22	解析結果（部材変更後，解析終了時）	59
図-3.23	動的解析における検討ケース	61
図-3.24	ケース1のミーゼス応力分布と上部構造の変形状態	63
図-3.25	ケース2のミーゼス応力分布と上部構造の変形状態	63
図-3.26	ケース1の着目部材の最大応答ひずみ	64
図-3.27	ケース2の着目部材の最大応答ひずみ	64
図-3.28	着目箇所の整理	65
図-3.29	床版中心線又は1本棒軸線位置の水平方向の絶対応答変位	65-66
図-3.30	着目箇所の時刻歴応答変位	66
図-3.31	支承線あたりの時刻歴水平反力	67
図-3.32	ケース2-1の解析結果，荷重－変位関係及びミーゼス応力分布と変形	69
図-3.33	ケース2-2の解析結果，荷重－変位関係及びミーゼス応力分布と変形	69
図-3.34	ケース2の解析結果，荷重－変位関係及びミーゼス応力分布と変形	70
図-3.35	ケース2-3の解析結果，荷重－変位関係及びミーゼス応力分布と変形	70
図-3.36	ローラー支承の橋軸直角方向載荷実験結果	71
図-3.37	高減衰ゴム支承の履歴例	71
図-3.38	鉛プラグ入り積層ゴム支承の設計モデル	72
図-3.39	サブストラクチャーハイブリッド実験における支承部の応答	73
図-3.40	ロックオフ機能付き支承構造	74
図-3.41	要求性能の概念	74
図-3.42	軸部にスリットを設けた高力ボルトのせん断破断実験	74
表-3.1	各部材に対する設計結果	39
表-3.2	鉛プラグ入り免震支承	42
表-3.3	基礎のバネ定数	42
表-3.4	レーリー型粘性減衰	42
表-3.5	レベル2地震動（タイプII）の強震記録	43
表-3.6	入力した加速度波形の組合せ	43
表-3.7	検討ケース一覧	60

#### 第4章 下部構造の危機耐性能に関する研究

図-4.1	耐力階層化を目的とした損傷制御構造	82
図-4.2	橋梁概要（単位：mm）	84
図-4.3	橋脚の水平荷重－水平変位関係（プッシュオーバー解析結果）	86

図-4.4	考案した円形断面鋼製橋脚の性能向上策	88
図-4.5	鋼製橋脚の水平荷重－水平変位関係	88
図-4.6	忠らと本構造のコンセプトの違い	89
図-4.7	損傷制御部材の概要（単位：mm）	90
図-4.8	提案構造の設計全体の流れ	91
図-4.9	接触ばね要素の設定方法	92
図-4.10	損傷制御部材のモデル化	92
図-4.11	損傷制御部材の抵抗メカニズム	93
図-4.12	損傷制御部材の設計の流れ	93
図-4.13	橋脚基部，損傷制御部材の取付部，コンクリート充填直上の耐力の大小関係	94
図-4.14	橋脚の水平荷重－水平変位関係（プッシュオーバー解析，損傷制御モデル）	94
図-4.15	実験供試体の概要	95
図-4.16	実験供試体の製作図面	97
図-4.17	1軸圧縮強度試験における応力－ひずみ関係（全ケース）	100
図-4.18	鋼材の1軸引張試験の応力－ひずみ関係	101
図-4.19	充填コンクリートの圧縮試験の応力－ひずみ関係	101
図-4.20	損傷制御部材の接触タイミングの調整方法	102
図-4.21	繰り返し载荷パターン	103
図-4.22	実験供試体の計測位置	103
図-4.23	水平荷重－水平変位の履歴（実験）	105
図-4.24	上ベースプレートの変位計測結果	109
図-4.25	損傷制御部材の相対変位計測結果	109
図-4.26	損傷制御部材取付部のひずみ計測結果	110
図-4.27	損傷制御部材（杖材）のひずみ計測結果	110
図-4.28	鋼管のひずみ計測結果	111
図-4.29	累積エネルギー吸収量の推移	112
図-4.30	本構造の抵抗メカニズム	113
図-4.31	解析モデルの概要	114
図-4.32	解析結果の鋼製橋脚の変形状態（変形表示倍率：1）	116
図-4.33	鋼製橋脚の変形状態（損傷制御）	116
図-4.34	実験（損傷制御）と解析の比較	117
図-4.35	実験（CFT）と解析の比較	118
図-4.36	損傷制御部材の高さを変更した橋脚の水平荷重－水平変位の履歴（解析）	119
表-4.1	橋梁諸元	84



表-4.2	解析条件	85
表-4.3	免震支承諸元	85
表-4.4	減衰モデル諸元	85
表-4.5	設計結果（レベル2地震動，P2橋脚）	85
表-4.6	損傷制御部材の設計結果	94
表-4.7	実験供試体の板厚・寸法計測結果	98
表-4.8	鋼製橋脚の諸元	99
表-4.9	充填コンクリートの配合及び採取試験結果	99
表-4.10	コンクリートの1軸圧縮試験から算出した材料特性	100
表-4.11	実験供試体の間隙量（調整前）の計測結果	101
表-4.12	荷重ステップと荷重-変位の計測値	104

写真-4.1	1995年兵庫県南部地震における高架橋の損傷事例	87
写真-4.2	実験供試体の外観	95
写真-4.3	実験供試体鋼管の内部構造	96
写真-4.4	損傷制御部材（取付部）	96
写真-4.5	損傷制御部材（杖材）の接触部	96
写真-4.6	スランプ試験及び塩分量測定の状態	100
写真-4.7	実験装置及び実験供試体の設置状況	103
写真-4.8	実験供試体の荷重サイクルごとの外観	106-107
写真-4.9	実験供試体の荷重サイクルごとの基部状況	107-108

## 第5章 損傷シナリオと新たな橋システムに関する研究

図-5.1	耐震性能と想定される地震被害の関係	124
図-5.2	落橋に対するフォルトツリー	125
図-5.3	支承部に対するフォルトツリー	126
図-5.4	基礎構造に対するフォルトツリー	126
図-5.5	レジリエンスを構成する要素“4R”	128
図-5.6	危機耐性と耐震設計カテゴリーの関係性	129
図-5.7	超過作用に対する危機耐性能を付与した橋システムの設計シナリオ	131
図-5.8	解析に用いた加速度波形	132
図-5.9	支承トリリニアモデルのスケルトンと応答せん断ひずみの決定方法	133
図-5.10	橋全体の時刻歴応答解析の結果（ケース1～3）	135
図-5.11	橋全体の時刻歴応答解析の結果（ケース4,5）	137
表-5.1	損傷誘導のための耐力の階層化に関する設計シナリオの比較	130
表-5.2	損傷シミュレーション解析ケース	132

付録 ファイバー要素及びシェル要素の理論

付図-1.1 要素座標系 .....	145
付図-1.2 断面のセル分割 .....	145
付図-4.1 シェル要素 .....	153

## 第1章 序論

### 1.1 研究の背景

1995年に発生した兵庫県南部地震では高い耐震性を持つと信じられていた橋梁に甚大な被害が生じた。これをうけて、道路橋示方書<sup>1)</sup>をはじめとする設計基準類では設計地震動が大幅に引き上げられ、部材の塑性化によるエネルギー吸収を期待する考え方が導入された。また、塑性化を許容した耐震性能を的確に評価する必要性から性能照査型の設計体系もいち早く耐震設計に導入された。

耐震照査の枠組みが現在の性能照査型設計に大きく移行して以来、2011年東北地方太平洋沖地震<sup>2)</sup>や2016年熊本地震<sup>3)</sup>などの巨大地震が発生したが、これらの地震により、耐震性向上に対する取り組みに対して一定の成果を挙げている<sup>4)</sup>ことが確認された一方、設計地震動を超えるスペクトルも確認されていること、また地震に随伴する事象として津波、斜面崩壊、断層変位などにより、依然として「想定外」の被害が生じ、耐震設計にはいまだ多くの課題があることも明らかとなっている。加えて、近年の自然災害の激甚化に伴い、写真-1.1～1.4に示すように、集中豪雨、津波や高潮によっても橋梁の流出被害が生じている。インフラ施設の「想定外」の被害の発生はもはや社会的に許容されにくい状況にあり、現在の耐震設計の枠内で設計地震動をさらに引き上げるなどの対処療法的なやり方は、現在の我が国がおかれている状況からも実現性に乏しい。耐震設計の枠組みそのものを再考する時期に来ているのではないかと思われる。

このような背景から、平成29年11月に改定された道路橋示方書<sup>5)</sup>では、想定に限界がある事象に対しても、ソフトとハードの両面から対策を講じることの必要性が義務付けられた。しかし、設計地震動を超える作用（超過作用と称する）が生じた場合に対して、被害をどのように軽減すればよいか、早期復旧、機能回復の観点からどのように致命的な損傷を回避すればよいかなどの具体策はほとんど示されていない。「超過作用に対して耐震設計法はどうあるべきか」という問題の重要性が強く認識される。

# 第1章 序論



写真-1.1 2011年東日本大震災にて津波により桁と橋脚が流失した事例 <sup>2)</sup>に加筆



写真-1.2 2016年熊本地震にて斜面崩壊により落橋した事例



写真-1.3 2018年台風21号にてタンカー船衝突により損傷を受けた事例 <sup>6)</sup>に加筆



写真-1.4 2020年7月豪雨にて河川の氾濫により桁と橋脚が流失した事例

## 1.2 研究目的と論文構成

本研究は、過去に経験した大規模地震動により生じた被害を教訓に、設計地震動を超える場合の耐震設計の課題を抽出し、ハード面での解決手段として、ねばり強く抵抗できる橋、多段的に抵抗できる橋に関する研究を行い、新しい橋システムとしての耐震設計法を考案し、その実効性を実験と数値解析により検証することを目的とした。

本論文は、上記を目的とした研究成果を「超過作用に対する危機耐性能を備えた新たな橋システムに関する研究」と題し、以下の6章による構成でまとめたものである(図-1.1)。

第1章「序 論」では、超過作用に対する危機耐性能を備えた橋システムに関する研究の背景を述べ、想定を超える作用を受けた際に、被災後の使用性や修復性の観点で望ましい設計のあり方とその設計法を提案するという本研究の取り組みを述べている。

第2章「道路橋の地震被害と耐震設計に関する既往の研究と課題」では、これまでに日本で発生した橋の地震被害の傾向を概観するとともに、設計を超える外力が作用した場合の危機耐性について既往の研究動向も踏まえ、橋の各部の耐力の階層と橋の損傷部位の関係を整理している。さらに、超過外力に対して望ましい部位に損傷を誘導するための耐力階層化設計の可能性に言及している。

第3章「上部構造及び上下部構造の危機耐性能に関する研究」では、地震被害との関連性に着目し、上部構造に対する耐震設計上の課題を確認するとともに、部材が全体の耐荷力にどのような影響を及ぼすかを橋梁全体を対象とした詳細モデルの動的解析を行うことで明らかにし、レベル2地震のみならず、設計を超える作用に対する挙動も確認したうえで、部材の耐力の大小関係にも配慮して構造を決定することが、今後の設計における新たなアプローチとして有効であることを提案している。

第4章「下部構造の危機耐性能に関する研究」では、想定を超える状態に対しては、影響を低減する観点や機能回復のための復旧性に配慮した減災の観点を取り入れることが重要であり、橋脚が倒壊すると復旧に膨大な時間を要することから、支承を適切なタイミングで破壊させ、下部構造を確実に守ることを目的とし、鋼製橋脚の基部に損傷を制御する部材を設置する対策方法を考案し、1/8縮小模型供試体を用いた実験により、その実効性を検証している。鋼管の局部座屈、内部充填コンクリートのひび割れ、アンカー部と制御部材の接触現象等に対して、設計に適用しやすいFEモデルを開発している。

第5章「損傷シナリオと新たな橋システムに関する研究」では、第3章と第4章で検討した構造部材を、実橋を模した橋全体モデルに取り入れ、時刻歴応答解析による損傷制御シミュレーションを実施した。一連の橋梁全体としての地震動の動的挙動に対して、意図した通りの損傷制御手法が数値解析で再現され、想像するシナリオが成立することを確認している。

第6章「結 論」では、超過作用に対する危機耐性能を備えた新たな橋システムについて、本研究で得られた成果を総括している。

# 第1章 序論

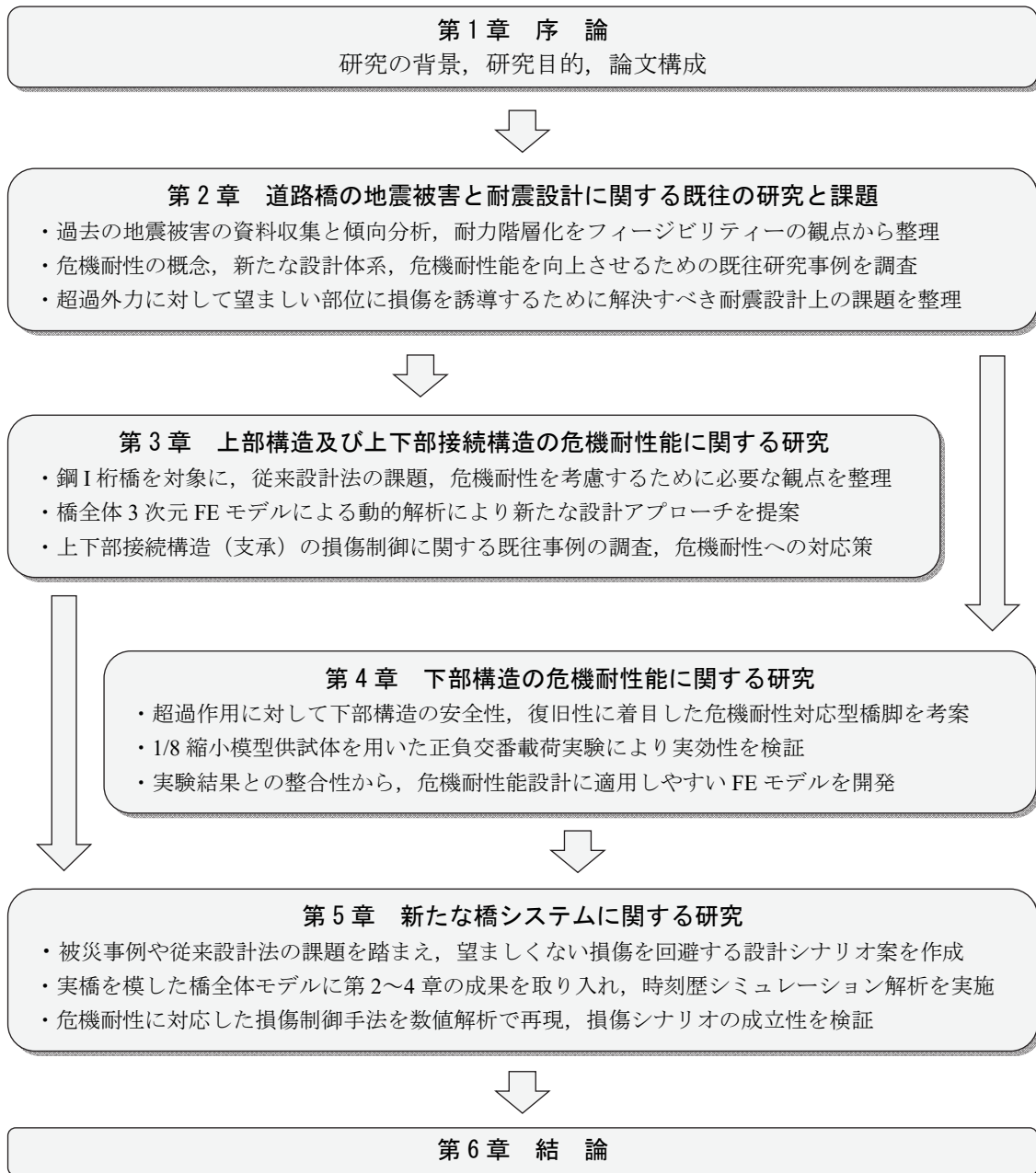


図-1.1 本論文の構成

(第1章 参考文献)

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，pp.75-80, 1996.
- 2) 土木学会地震工学委員会：土木学会東日本大震災調査団（地震工学委員会）緊急地震地震被害調査報告書 第9章 橋梁の被害調査，2011.
- 3) 国土技術政策総合研究所資料第967号，土木研究所資料第4359号：平成28年（2016年）熊本地震土木施設被害被害調査報告，2016.
- 4) 星隈順一，張広鋒，堺淳一：橋梁の耐震性の向上に向けて－東北地方太平洋沖地震における耐震補強された橋の挙動－，土木技術資料54-1，pp.8-11, 2012.
- 5) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，pp.4-5, 2017.
- 6) 一般社団法人日本支承協会：かなめ 技術編[4] タンカー船衝突により損傷した橋桁の災害復旧，No.21, pp.10-11, 2020.





## 第2章 道路橋の地震被害と耐震設計に関する既往の研究と課題

### 2.1 はじめに

道路橋の耐震設計では、設計地震動を想定し、その作用に対して損傷しない、又は安全性・供用性・修復性が許容できるレベルの損傷に留まるように検討を行う。しかし、地震は自然現象であり、その上限をあらかじめ予見することは困難である。したがって、橋が設計地震動を上回る地震に被災するリスクが存在することを認識したうえで、そのような超過外力に対しては、橋の損傷部位や損傷レベルを制御し、できる限り安全性・供用性・修復性を確保することが重要である。

本章では、これまでに日本で発生した橋の地震被害の傾向を調査するとともに、設計を超える外力が作用した場合の危機耐性について既往の研究動向も踏まえ、橋の各部の耐力の階層と損傷部位の関係を整理する。さらに、超過外力に対して望ましい部位に損傷を誘導するために解決すべき現在の耐震設計の課題を整理した。

## 2.2 道路橋の地震被害

### 2.2.1 既存の地震被害の調査対象

地震被害として、気象庁<sup>1)</sup>が地震観測を開始して以降、発生した大規模地震（例えば、図-2.1 示す1995年以降の主要地震等）を対象に、道路橋の被害に関する情報を調査した。対象は、調査結果が整理された報告書、記録誌、論文の収集を行った。このうち、橋梁の調査

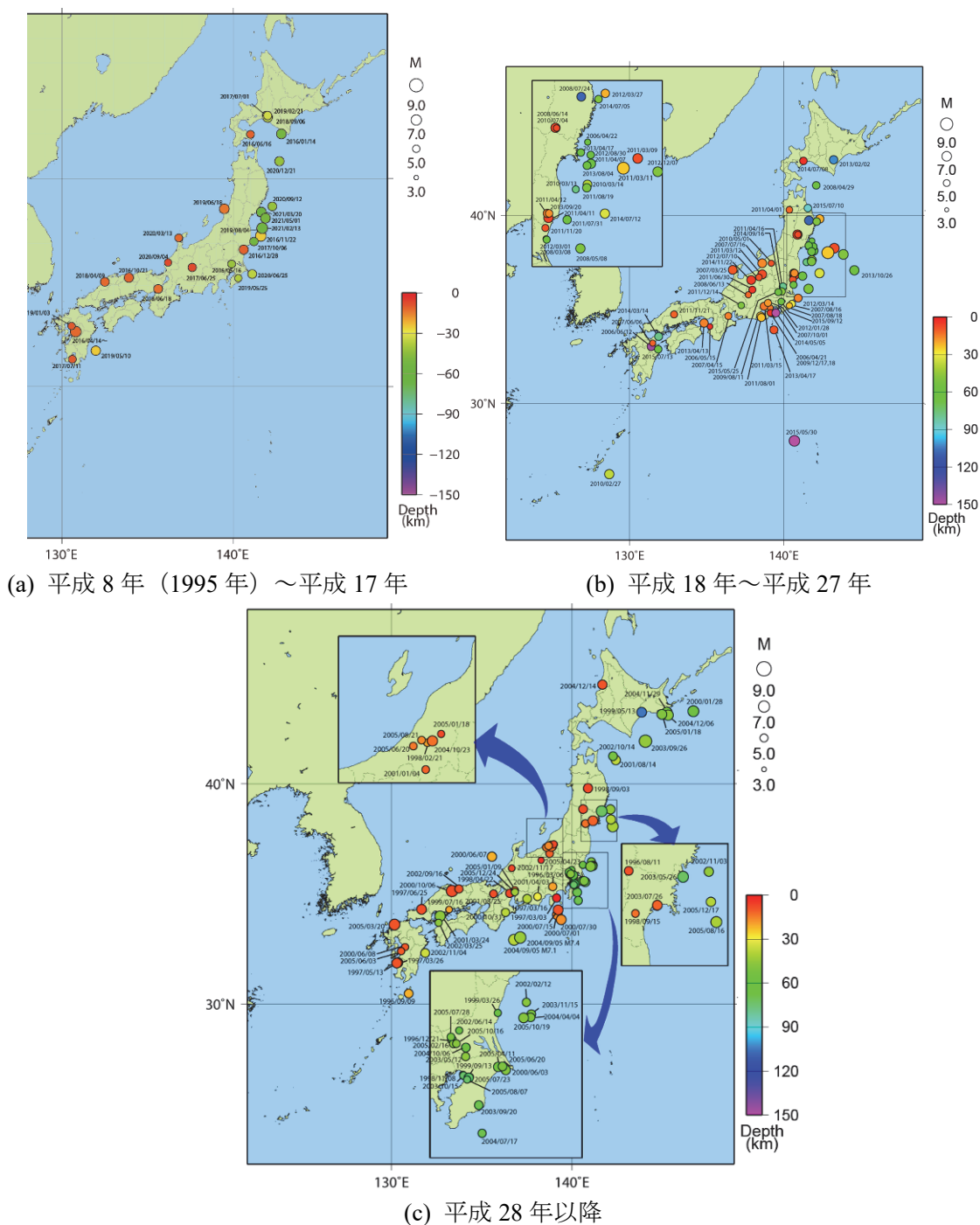


図-2.1 1995年以降の主要地震<sup>1)</sup>

対象は、通行止や交通規制を伴う比較的大きな損傷を受けた橋梁を対象とする他、支承と橋脚、支承・桁取付部等の損傷状況の比較から、耐力の階層化に関する考察ができる事例を抽出した。また、架橋位置の地震動の推定に用いた距離減衰式は、道路橋示方書<sup>2)</sup>に示された式を用いるものとした。同式は気象庁マグニチュード  $M_j$  と震央距離から地表面の最大加速度（Peak Ground Acceleration : PGA）を算出するもので、断層モデルを詳細に入力する必要がなく、断層情報が詳細に分からない古い地震にも適用できる。1995年兵庫県南部地震よ

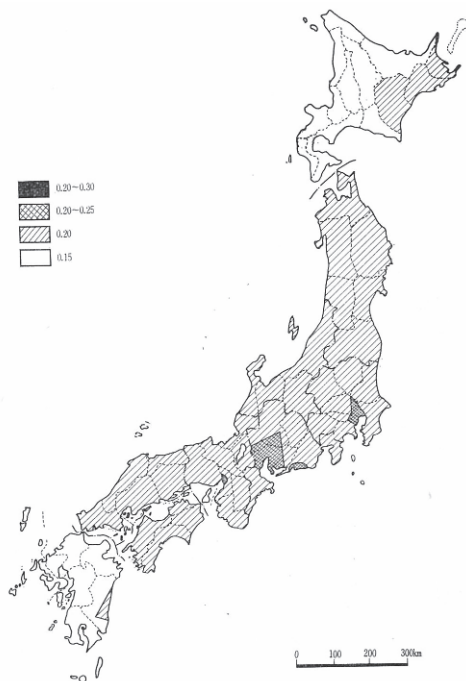


図-2.2 道路橋の設計震度採択の現況（水平震度）<sup>3)</sup>

表-2.1 調査対象とした地震被害

発生年	場所	規模 ( $M_j$ )	調査橋数
1964	新潟地震	7.5	6
1968	十勝沖地震	7.9	3
1978	宮城県沖地震	7.4	14
1982	浦河沖地震	7.1	1
1983	日本海中部地震	7.7	3
1993	釧路沖地震	7.8	5
1993	北海道南西沖地震	7.8	3
1994	三陸はるか沖地震	7.6	5
1994	北海道東方沖地震	8.1	1
1995	兵庫県南部地震	7.3	13
2003	十勝沖地震	8.0	3
2004	新潟県中越地震	6.8	3
2011	東北地方太平洋沖地震	9.0	14

$M_j$  : 気象庁マグニチュードを示す。

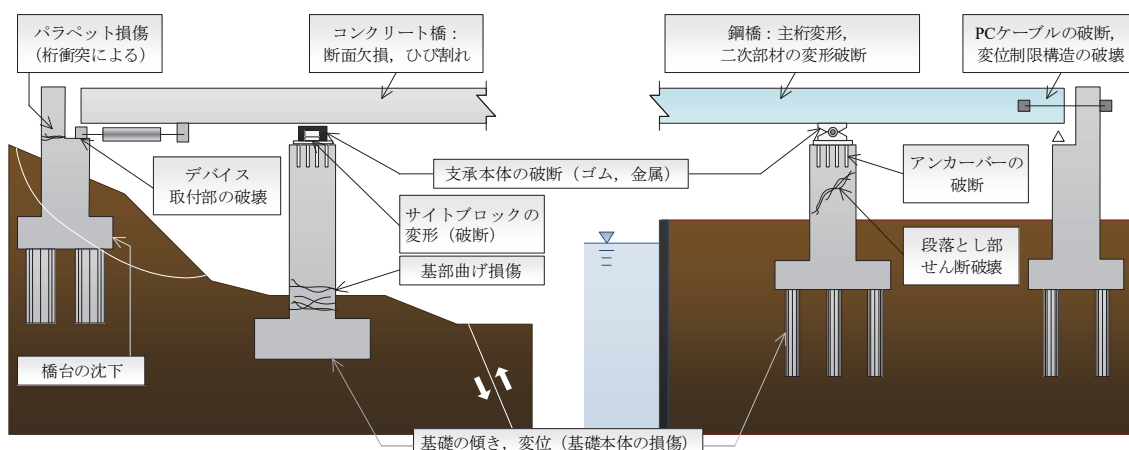


図-2.3 道路橋の主な損傷状況

り後の地震は、K-NET・KiK-net から近傍観測点の地震動も参照した。一方、設計震度は、設計図書に記載がない橋梁については、新潟地震の調査資料<sup>3)</sup>に掲載されている1963年(昭和38年)調査による道路橋の設計震度の地域分布図(図-2.2)を参考とし、昭和46年より前の基準による橋で設計震度が不明な場合はこの地図から推定した。

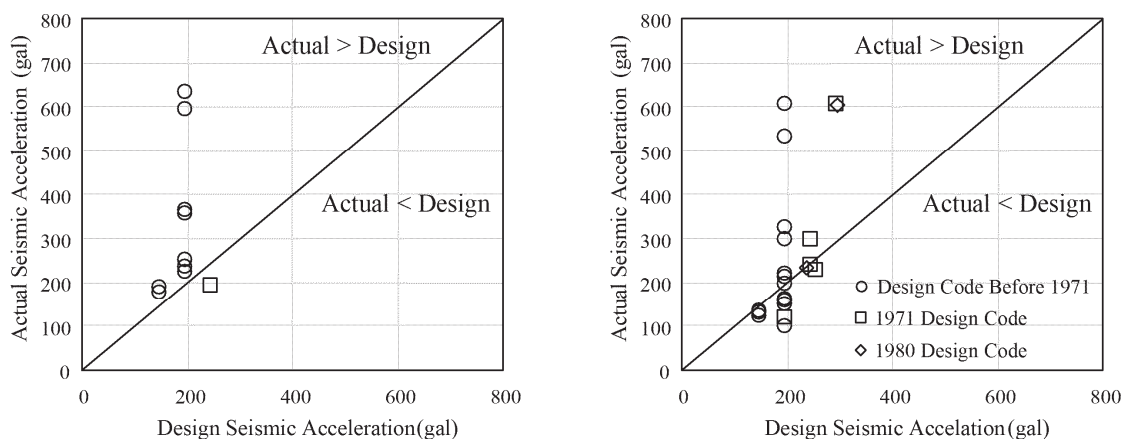
以上の調査・収集の結果、表-2.1に示す道路橋に被害が生じた1964年新潟地震から2011年東北地方太平洋沖地震までの13件の地震に対して橋の被害の状況を調査した。分析対象とした被災橋梁は合計76橋である。なお、被害の調査は、文献<sup>4)~18)</sup>に示す既往の被害報告を参考にし、橋梁毎に損傷箇所とその状態を確認した。図-2.3に道路橋の主な損傷状況を示す。

### 2.2.2 レベル1地震動に対する道路橋の被害

1995年兵庫県南部地震を経験する前の道路橋の耐震設計は、設計水平震度を0.15~0.3とする震度法により行われていた。これらの橋は、今日のレベル1地震動<sup>19)</sup>に相当する地震でも被害が生じたものがある。そこで、1964年新潟地震から1994年北海道東方沖地震までの9件の地震について、被害が生じた橋の設計震度と、実際の作用震度との関係を調査した。調査の対象とした橋は、震度法による耐震設計が行われる前の非常に古い5橋を除いた36橋である。橋に作用した地震動は、橋の近くに観測点がある場合は観測値を、そうでない場合は距離減衰式<sup>2)</sup>を用いて、PGAを算出した。距離減衰式によるPGAの平均値は観測値を下回る傾向が見られたため、平均値に標準偏差を加算することに相当する1.7倍の補正係数を適用した。

図-2.4に被害橋梁の設計震度と地震動の強さを示す。(a)被害が橋脚躯体のみに生じた橋(10橋)、(b)橋脚の他に支承・桁取付部に損傷が生じた橋(26橋)、これらのうち5橋のみ橋脚が損傷している。同図では、横軸に設計地震動、縦軸に橋に作用した地震動の加速度をプロットしている。対角線より上は地震動の想定外で壊れた橋、下は設計で想定していた地震動より小さい作用により損傷した橋である。

調査対象とした橋の損傷部位と適用した規準の年次を図-2.5に示す。図-2.4(a)と図-2.5は、



(a) 橋脚のみに被害が生じた橋 (b) 支承・桁取付部にも被害が生じた橋

図-2.4 被災橋梁の設計震度と地震動の強さ

10 橋のうち9橋が設計震度より大きい地震動で損傷している。一方, 図-2.4(b)と図-2.5では, 36 橋の約半数の 14 橋が設計震度より小さい地震動で損傷が生じている。この傾向は設計基準の年次による違いがほとんど見られない。

橋脚が設計震度より小さい地震動でほとんど損傷しなかった理由は, 橋脚は鉄筋コンクリート構造であり強度の計算にある程度の余裕を見込んでいることと, 構造が単純であり設計で想定していない荷重を受けていなかったためと考えられる。

支承・桁取付部に設計震度より小さい地震動で損傷が生じた理由としては, 例えば, 主桁の面外変形等により, 支承の設計では考慮されていないなど, 支承部に設計で意図しない荷重が複雑に作用した可能性が考えられる。

図-2.5 からは, 支承部が損傷しなかった橋では橋脚に損傷が生じていること, 支承・桁取付部に損傷が生じた橋は, その半数は設計震度を上回る地震でも橋脚に損傷が生じなかったことが分かる。このことから, 設計地震動より大きい地震が生じて, 支承部に損傷を誘導した場合に橋脚に過大な荷重が作用せず, 橋脚の損傷が進展しないような設計ができる可能性が示唆される。

### 2.2.3 レベル2地震動に対する道路橋の被害

橋梁の設計年次(昭和55年より前/以降)と地震動のタイプ(タイプI地震動/タイプII地震動)による損傷状況の特徴について表-2.2に橋梁被害のパターンを示す。1995年兵庫県南部地震では, 阪神地区で多くの橋梁の被害が生じた。この地震はPGAが最大848gal(0.86G)であり, 当時の橋の設計震度0.2~0.3を大きく上回っていた。このため, 橋の損傷は支承・桁取付部と橋脚の双方が損傷したケースが多く, 鋼桁や支承の台座モルタル等の取付部なども被災しており, 耐力の階層の観点から傾向を論じることが難しい。

この地震以後は, 橋の耐震設計にレベル2地震動<sup>19)</sup>が設定され, 稀に生じる大規模地震に対して橋が十分な耐震性能を有するように新設橋の設計及び既設橋の耐震補強が行われてきた。2011年東北地方太平洋沖地震が発生した際には, レベル2地震動に対して耐震補

表-2.2 レベル2地震動における橋梁被害のパターン

地震動のタイプ	タイプ I 地震動	タイプ II 地震動
代表的な地震動	2011年東北地方太平洋沖地震 2003年十勝沖地震	1995年兵庫県南部地震 2004年新潟県中越地震
昭和55年道路橋示方書より前	・橋脚段落し位置の損傷 ・支承本体、沓座モルタルの損傷 ・支承・桁取付部の主桁の損傷	・橋脚段落し位置の損傷 ・支承本体、沓座モルタルの損傷 ・支承・桁取付部の主桁の損傷
昭和55年道路橋示方書以降	・支承本体、沓座モルタルの損傷 ・上部構造の損傷(成瀬奥松島橋)	・橋脚段落し位置の損傷(新組跨線橋) ・支承本体、沓座モルタルの損傷 ・支承・桁取付部の主桁の損傷
平成8年道路橋示方書以降又は補強済	・積層ゴム支承、免震支承のゴム破断 ・変位制限構造・取付部の損傷(錦桜橋・亀田大橋) ・トラス下弦材の損傷(大仏橋)	・積層ゴム支承の破断等(熊本地震, 地盤変位の影響あり)

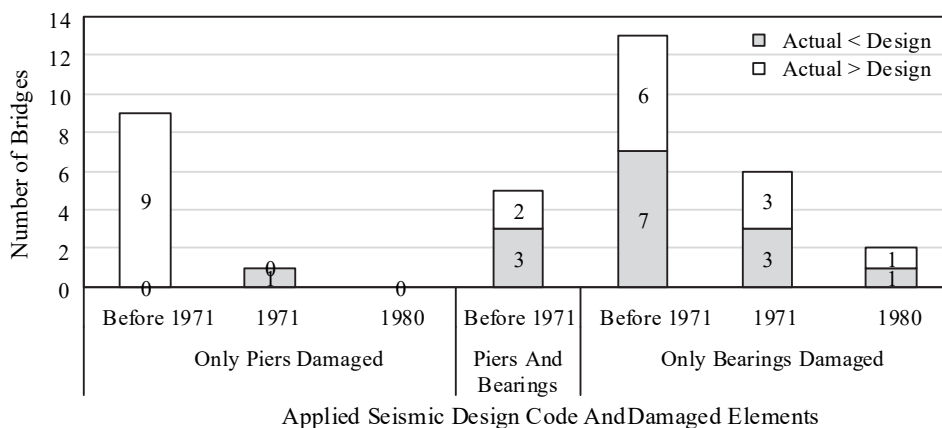


図-2.5 被災橋脚の損傷部位と設計年次及び地震動の強さ

強対策が施された橋と未対策の橋が混在しており、未対策の橋に対しては、この地震は設計を上回る超過外力であったといえる。この地震で被害が生じた橋のうち、耐震補強が実施されていない既設橋を対象に、地震被害が生じた橋脚の損傷度と支承・桁取付部の損傷の有無の関係を図-2.6に示す。橋脚の損傷度はDが損傷なし、Cが小規模な損傷、Bが中規模な損傷、Aが大規模な損傷である。なお、損傷度の記号は、橋脚については、既設橋梁の耐震補強工法事例集<sup>20)</sup>に示される損傷度As~Dを、支承及び主桁、支承・桁取付部の損傷度は、道路震災対策便覧<sup>21)</sup>から判定するものとした。

調査対象とした橋は、被災状況の詳細が確認できる10橋とした。10橋の中で損傷が生じた橋脚は合計54基である。支承・桁取付部に損傷が生じた橋脚は41基であるが、そのうち31基は橋脚に損傷が生じていない。一方、橋脚に損傷が生じた23基では、その半数を下回る10基のみに支承部の損傷が生じている。ここから、設計地震動を上回る地震に対しては、橋脚の損傷部位は支承・桁取付部か橋脚のかのいずれかとなる傾向があることが分かる。なお、レベル2地震動に対して設計又は耐震補強が行われた橋では橋脚の損傷は見られない。

支承・桁取付部についても、損傷が生じた橋はごく少数である。この事例からも、設計地震動より大きい地震に対して、支承に損傷を誘導することで橋脚の損傷を進展させない設計ができる可能性が示唆される。

### 2.2.4 損傷が生じた橋脚の耐力の階層

地震により被害が生じた橋梁のうち、設計図書が入手できた6橋に対して耐力の階層を確認した。その結果、6橋の全てが損傷が生じた部位は耐力の階層が最も低い部位と一致していた。ここでは、1982年の浦川地震で損傷したA橋<sup>22)</sup>と、2011年東北地方太平洋沖地震で被災したB橋<sup>23)</sup>の結果を示す。

A橋は3径間連続鋼I桁3連からなる河川橋であり、橋脚形式は円柱断面の柱式橋橋脚である。地盤種別はⅢ種地盤で、橋脚の基礎は8基がケーソン基礎、1基が直接基礎である。

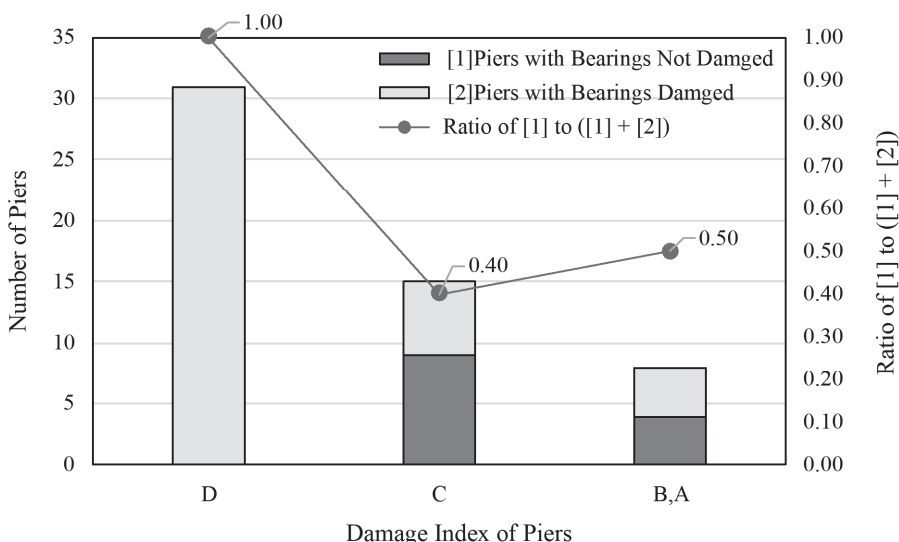


図-2.6 橋脚の損傷度と各部の損傷の関係 (2011年東北地方太平洋沖地震)

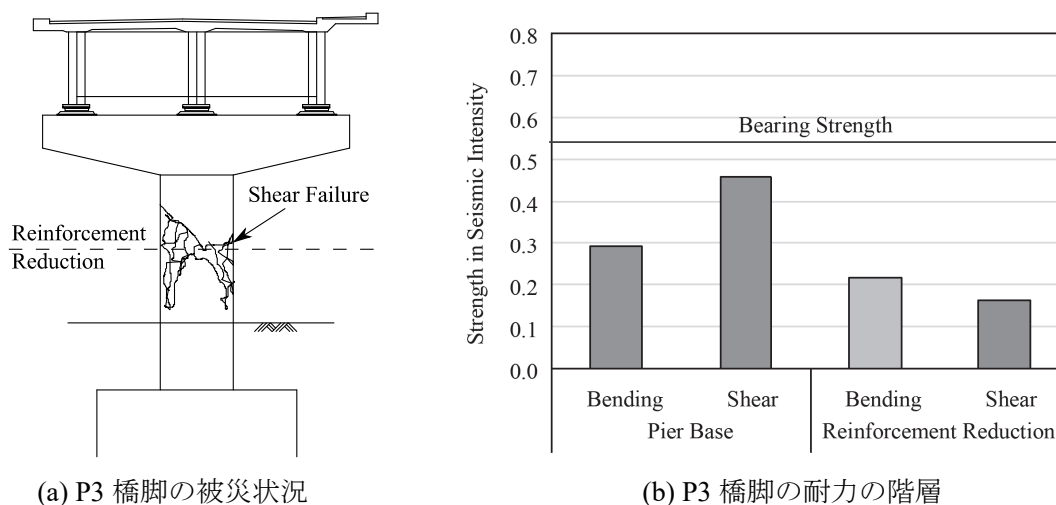


図-2.7 A橋のP3橋脚の被災状況と耐力の階層



設計震度 0.2 に対して、地震の PGA は 324gal(0.33G)と推測される。P2～P7 橋脚に損傷が生じ、このうち P3 橋脚は段落し部でせん断破壊が生じている（損傷度 A）。図-2.7 に P3 橋脚の被災状況と、橋軸直角方向に対する橋脚基部、段落し部、支承部の耐力の階層を示す。各部の耐力は水平震度に換算している。耐力の階層は橋脚の鉄筋段落し位置のせん断耐力が最も低く、被災した部位及び損傷形態と一致していた。

B 橋は 3 径間及び 4 径間連続鋼 I 桁 4 連からなる河川橋で計 13 径間である。橋脚は固定支承を有する橋脚が小判型断面、可動支承を有する橋脚が円形断面である。地盤種別は II 種地盤で、橋脚の基礎は直接基礎、ケーソン基礎、杭基礎の 3 通りである。設計震度 0.2 に対して、地震の PGA は 379gal(0.39G)と推測される。12 基の橋脚のうち 10 基に損傷が生じた。9 基では支承・桁取付部に損傷が生じ、損傷度は C 又は B である。橋脚の損傷は 2 基の段落し位置で生じ、損傷度はそれぞれ A 及び B である。これらの橋脚では支承部の損傷度は各々 C 及び損傷なし D である。

図-2.8 に損傷度 B 以上の被害が生じた 6 基の橋脚の耐力の階層を示す。橋脚の耐力は橋の設計図書を元に算出したが、支承は設計図書が入手できなかったため、設計震度に相当する 0.2～0.3 の震度で損傷が生じるとみなして、この範囲を図に示している。また、耐力を算出する方向は、被災状況を考慮して橋軸直角方向としている。

P2, P3, P6, P7 の円形断面の橋脚では、段落し部の曲げ耐力が震度換算値 0.20～0.24 で最も小さい。支承の耐力がこの値を超える橋脚は橋脚躯体に損傷が生じ、この値を下回る橋では支承が損傷したと考えられる。P8, P11 の小判型断面の橋脚は断面寸法が大きく、橋軸直角方向に高い耐力を有している。このため、耐力が相対的に低い支承に損傷が生じたと考えられる。

設計地震動を上回る超過外力が作用した橋の耐力の階層の確認から、事例のサンプル数は少ないものの、いずれも階層が最も低い部位が損傷部位となる傾向がみてとれた。このことから、レベル 2 地震動を超えるような超過外力に対して、部材間に耐力の階層化を図ることができれば、望ましい部位に損傷を誘導できる可能性があると考えられる。

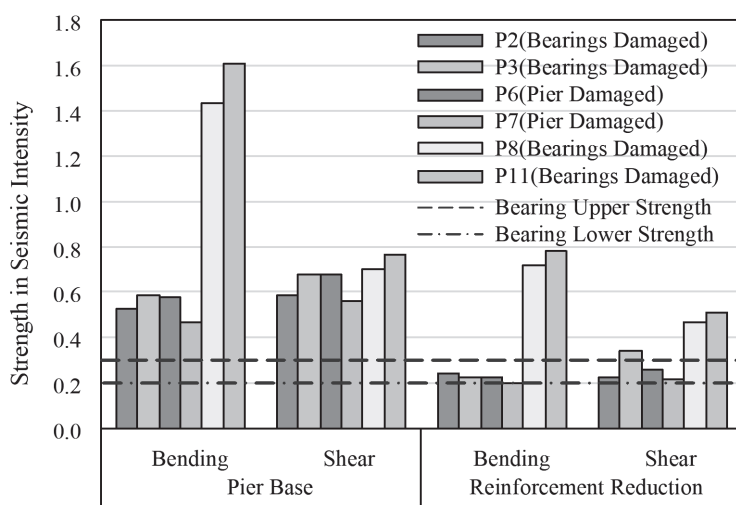


図-2.8 B 橋の損傷が生じた橋脚の耐力の階層（橋軸直角方向）



## 2.2.5 損傷部位のマクロ的傾向分析

## (1) 1995年兵庫県南部地震（橋脚と支承・桁取付部の双方が損傷する橋脚が少なくない）

レベル2地震動に相当する大規模地震動である1995年兵庫県南部地震では、従来の震度法で設計された橋梁が多数被災し、多様な被害が生じた。笛木ら<sup>22)</sup>は被災橋梁のうち、阪神高速3号神戸線の橋脚の被災状況に着目し、イベントツリー(ET)解析を行っている。文献に示されるET図(図-2.9)から、橋脚位置の被災状況について、橋脚と支承・主桁の被災状況を個別に集計可能であるため、損傷が橋脚のみであったケース、損傷が支承又は主桁のみであったケース、両者が損傷したケースについて橋脚基数を集計することで、耐力階層化の観点から、超過外力に対する損傷誘導部位について考察することができると考えられる。笛木らのET図から、橋脚の損傷度ごとに、支承・桁取付部に損傷がないケース(支承、桁のいずれも損傷度D)と、支承・桁取付部に損傷があるケース(支承・桁の一方、又は両者が損傷度C, B, A, As)のケースの橋脚基数を集計した結果を表-2.3に示す。

橋脚の損傷度がD(無損傷)の場合、支承・桁取付部に損傷がない基数は82であり、いずれかに損傷がある基数は224である。支承、主桁の損傷率を求めると $224/(82+224)=0.73$ となる。同様に橋脚の損傷度ごとに損傷率を算出すると、橋脚の損傷度C, B, A, Asの値は0.66~0.61であり、橋脚の損傷度に対して弱い負の相関が見られる。1995年兵庫県南部地震は橋の設計震度に対して著しく大きい地震動であったことから、1基の橋脚で橋脚柱部と支承部の両者が損傷するケースが過半数を占める。しかし、橋脚の損傷度が著しく大きいケース(A, As)の場合に、支承・桁取付部が損傷する割合が相対的に低く、逆に橋脚が健全な場合に支承・桁取付部が損傷する割合が高いという傾向を読み取ることができる。

橋脚の損傷度ごとに支承・桁取付部の損傷度ごとの橋脚数を分けてカウントした場合、支承・桁取付部の損傷度はD, C, B, A, Asに分かれており傾向の把握が難しい。橋脚の損傷度ごとの支承・桁取付部の損傷度を、橋脚数に対する割合で示したものを表-2.4に示す。支承・桁取付部の損傷度A, Asのケースでは通行止めとなる可能性が高く、このような橋脚の割合は兵庫県南部地震の整理結果からは、橋脚の損傷度が大きくなると増加する傾向(脚D:18%→脚A, As:31%)を示している。これは、橋の設計がレベル2地震動を想定していないため、橋脚の耐震性が全体的に不足している橋が多かったことを示していると考えられる。このような傾向となった理由として、以下のようなケースの存在が考えられる。

- ① 損傷部位が主桁のため慣性力が支承で縁切りされなかったケース
- ② 支承が損傷した後も部材が噛み込む等により慣性力が縁切りされなかったケース
- ③ 橋脚の倒壊に伴い支承・桁取付部が損傷したケース

支承・桁取付部の損傷度Bのケースでは、橋脚の損傷度によらず、割合は20%前後であり特に傾向は見られない。支承・桁取付部の損傷度Cのケースは、橋脚の損傷度Dのケースで33%と比較的多い割合となっている。これは、損傷度A, Asのケースと逆で、橋脚の損傷が生じない条件(損傷度D)では、支承部の損傷も軽微であったケースが比較的多かったものと考えられる。

(2) 2011年東北地方太平洋沖地震（損傷は橋脚か支承）

基礎	橋脚	支承	桁	合計
D	D	D	D	82
			C	9
			B	4
			As,A	0
		C	D	80
			C	13
			B	1
			As,A	0
		B	D	40
			C	15
			B	7
			As,A	0
		A	D	4
			C	8
			B	40
			As,A	3
	C	D	D	84
			C	6
			B	4
			As,A	0
		C	D	32
			C	5
			B	3
			As,A	1
		B	D	25
			C	15
			B	9
			As,A	1
		A	D	4
			C	1
			B	46
			As,A	8
	B	D	D	28
			C	2
			B	0
			As,A	0
		C	D	9
			C	4
			B	2
			As,A	0
		B	D	6
			C	10
			B	3
			As,A	1
		A	D	1
			C	4
			B	10
			As,A	5
	As,A	D	D	41
			C	1
			B	2
			As,A	0
		C	D	11
			C	2
			B	1
			As,A	1
		B	D	1
			C	8
			B	5
			As,A	4
		A	D	5
			C	2
			B	14
			As,A	6
			全体	739

図-2.9 1995年兵庫県南部地震における橋の損傷のイベントツリー<sup>22)</sup>  
 (ETによる各構造要素の被害形態の分類)

表-2.3 橋脚の損傷度ごとの支承・桁取付部の損傷度の集計結果（橋脚数）

橋脚	支承・桁取付部			
	D	C	B	A <sub>s</sub> , A
D	82	102	67	55
C	84	43	56	61
B	28	15	21	21
A, A <sub>s</sub>	41	14	17	32

表-2.4 橋脚の損傷度ごとの支承・桁取付部の損傷有無の集計結果

橋脚の損傷度	支承・桁取付部		
	D	C, B, A <sub>s</sub> , A	損傷率
D	82	224	0.73
C	84	160	0.66
B	28	57	0.67
A, A <sub>s</sub>	41	63	0.61

2011年東北地方太平洋沖地震では、1995年兵庫県南部地震以後の復旧仕様<sup>24)</sup>及び平成8年道路橋示方書により設計された橋が増え、既設橋脚の耐震補強も進められた後に生じたことから地震の揺れによる落橋は限定的なものに留まった。新設橋及び耐震補強済の橋脚では、柱部に損傷が生じた事例は報告されていない。一方で、支承・桁取付部に損傷が生じた事例は見られた。また、無補強の状態で被災した橋でも、被害は橋脚柱部か、支承・桁取付部のいずれか一方であるものが多く見られた。

ここで、1995年兵庫県南部地震に対して笛木らが行ったように、2011年東北地方太平洋沖地震で地震の慣性作用により被災した橋脚を対象に筆者が作成したイベントツリーを図-2.10(a)に示す。橋脚毎の被災状況は、土木学会地震工学委員会における東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会が入手した資料で確認できる17橋を対象に整理した。なお、「桁取付部」は支承の桁側の取付部の損傷の他、アンカー近傍の橋脚天端の損傷もカウントしている。笛木らのイベントツリーと同様に、東北地方太平洋沖地震のイベントツリーを集計すると、表-2.5(a)のようになる。ここで、損傷度Bの橋脚は1基だけであるため、損傷度Aの橋脚と合算して整理している。この結果によると、支承・桁取付部に損傷が生じた橋脚のほとんどは橋脚の損傷度Dであり、橋脚に損傷が生じていない。橋脚の損傷度Cの橋脚15基のうち支承、主桁に損傷が生じたものは6基で損傷率0.4、橋脚の損傷度B又はAの橋脚8基のうち支承、主桁に損傷が生じたものは4基で損傷率0.5であり、両者を合わせると過半数は橋脚だけに損傷が生じている。この結果から、笛木らのイベントツリーで整理した結果より明確に、橋脚の損傷と支承・桁取付部の損傷の間に負の相関があることが分かる。

次に、橋梁を新設橋又は耐震補強済の橋を除外して再度整理を行う。ここでは、超過作用による橋脚の被災状況を把握するため、2011年東北地方太平洋沖地震による被災時に無補強であった10橋について整理し直したイベントツリーを図-2.10(b)に示す。新設橋及び補強済の橋を除外したのは、これらの橋にとって2011年東北地方太平洋沖地震が設計で想定しているレベル2地震に相当する地震であった可能性が高いためである。

第2章 道路橋の地震被害と耐震設計に関する既往の研究と課題

橋脚の損傷度と支承，主桁の損傷度の関係が無補強の橋脚を対象に集計すると，表-2.5(b)のようになる．新設橋又は補強済の橋の被害は支承・桁取付部や上部構造であるため，これらを除いても橋脚の損傷度 D の橋脚基数が減るだけであった．このため，無補強橋脚だけを対象としても橋脚の損傷度と支承・桁取付部の損傷の間には，負の相関が見られることに変わりはない．無補強の橋に対して東北地方太平洋沖地震は設計地震動を上回る超過作用であると考えられる．

以上の傾向分析の結果，超過外力時に支承に損傷を誘導すれば，橋脚の損傷を抑制できる

橋の各部の被災度					合計	橋の各部の被災度					合計
基礎	橋脚	支承	支承取付部			基礎	橋脚	支承	支承取付部		
D	D	D	D		1	D	D	D	D		0
			C		2				C		0
			B		1				B		1
			As, A		2				As, A		1
		C	D		17		C	D	D		4
			C		1				C		1
			B		3				B		3
			As, A		0				As, A		0
		B	D		22		B	D	D		12
			C		3				C		3
			B		0				B		0
			As, A		0				As, A		0
		A	D		11		A	D	D		4
			C		2				C		1
			B		0				B		0
			As, A		1				As, A		1
	C	D	D		9		C	D	D		9
			C		0				C		0
			B		0				B		0
			As, A		0				As, A		0
		C	D		1		C	D	D		1
			C		1				C		1
			B		0				B		0
			As, A		0				As, A		0
		B	D		3		B	D	D		3
			C		1				C		1
			B		0				B		0
			As, A		0				As, A		0
		A	D, C, B, A, As		0		A	D, C, B, A, As	D, C, B, A, As		0
	B	D	D		0		B	D	D		0
			C		0				C		0
			B		1				B		1
			As, A		0				As, A		0
		C	D, C, B, A, As		0		C	D, C, B, A, As	D, C, B, A, As		0
		B	D, C, B, A, As		0		B	D, C, B, A, As	D, C, B, A, As		0
		A	D, C, B, A, As		0		A	D, C, B, A, As	D, C, B, A, As		0
	As, A	D	D		4		As, A	D	D		4
			C		0				C		0
			B		1				B		1
			As, A		0				As, A		0
		C	D		1		C	D	D		1
			C		0				C		0
			B		1				B		1
			As, A		0				As, A		0
		B	D, C, B, A, As		0		B	D, C, B, A, As	D, C, B, A, As		0
		A	D, C, B, A, As		0		A	D, C, B, A, As	D, C, B, A, As		0
					89						54

図-2.10 2011年東北地方太平洋沖地震における橋脚位置の損傷のイベントツリー

表-2.5 橋脚の損傷度ごとの支承・桁取付部の損傷有無の集計結果  
(2011年東北地方太平洋沖地震)

(a) 調査対象全て

橋脚の損傷度	支承・桁取付部		
	D	C, B, A <sub>S</sub> , A	損傷率
D	1	65	0.98
C	9	6	0.40
B, A	4	4	0.50

(b) 無補強のみ

橋脚の損傷度	支承・桁取付部		
	D	C, B, A <sub>S</sub> , A	損傷率
D	0	31	1.00
C	9	6	0.40
B, A	4	4	0.50

可能性が明らかとなった。

### 2.2.6 超過外力に対する損傷誘導

前項の検討において、地震時に橋に損傷が生じる部位と、その後の供用性や修復性の関係を調査した結果、以下の3つの観点から損傷を誘導する部位は支承の下側取付部を損傷部位とすることが望ましいと考えられる。写真-2.1に損傷例を示す。

- ① 上部構造の水平荷重が増加しなくなるため、橋脚の損傷の進展を防止できる。
- ② 地震後に路面の段差を防止でき、交通解放を速やかに行うことができる。
- ③ 支承部にジャッキを挟む空間が残され、恒久復旧を容易に行うことができる。

レベル2地震動を超える超過外力に対して支承に損傷誘導を行う場合は、図-2.11に示す



写真-2.1 支承下部に損傷が生じた事例 (2016年熊本地震)

ように、橋脚の降伏耐力  $P_y$  に対し最大耐力が大きくなるような耐荷力特性を橋脚が有していることが望ましい。このような橋脚では、超過外力時に橋脚が最大耐力に達する前に支承部に損傷を誘導するために、支承の耐力制御を行う範囲を大きくとることができる。

既往の文献を調査した結果、RC 橋脚では図-2.12(a)に示すように降伏耐力に対し最大耐力は 1.0 倍～1.2 倍であり、設計条件との相関はほとんど見られなかった。一方、SRC 橋脚実

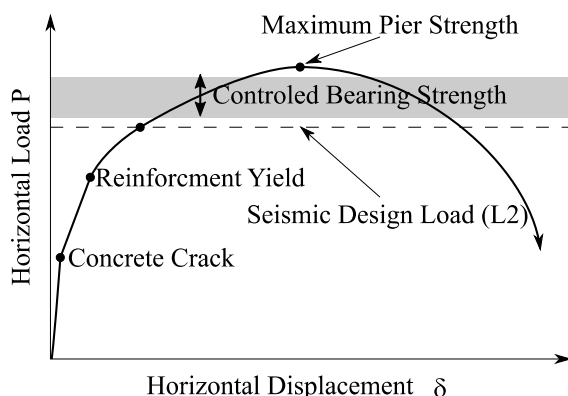
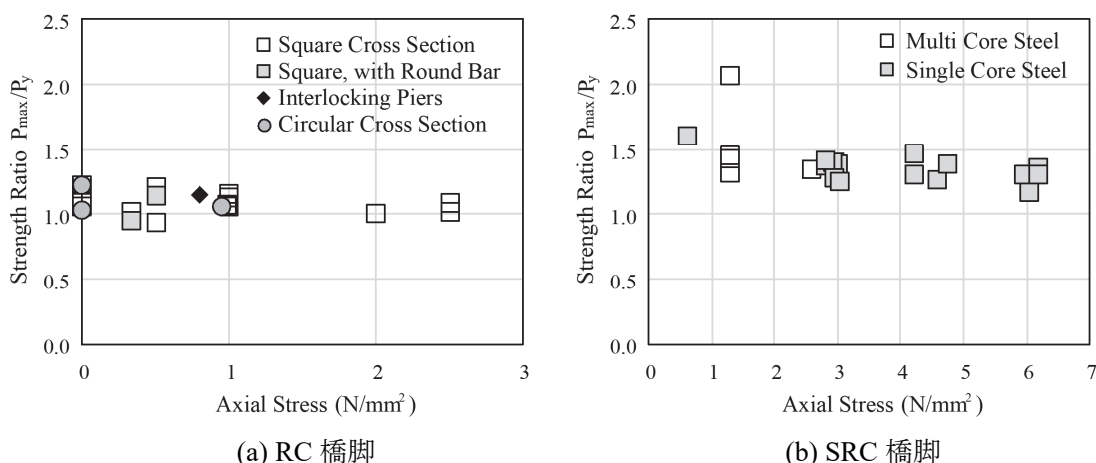


図-2.11 階層化設計で望ましい橋脚の耐荷力特性



(a) RC 橋脚

(b) SRC 橋脚

図-2.12 橋脚実験供試体の最大耐力と降伏耐力の比

表-2.6 既往地震による橋全体の主な損傷状況

構造部位	損傷状況
上部構造	鋼橋-主桁変形，二次部材の変形破断，コンクリート橋-桁端部の断面欠損，横桁のひび割れ
下部構造	橋脚-段落し部のせん断破壊，基部の曲げ損傷，橋台-沈下，パラペットの損傷（桁衝突による）
基礎構造	基礎の傾き，変位（基礎本体の損傷）
支承周辺	支承本体の破断（金属，ゴム），アンカーバーの破断，サイドブロックの変形（破断），制震ダンパー等の耐震デバイスの取付部の破断
落橋防止システム	PC ケーブルの破断，変位制限構造の破断（取付部含む）

験供試体の試験結果は図-2.12(b)に示すように、降伏耐力に対し最大耐力が大きく、供試体の条件により1.2倍～2倍という差異が見られた。これは、SRCの場合断面中心に配置された鉄骨が引張縁の鉄筋降伏後にもまだ弾性であり、これが降伏するまでの間に最大耐力が大きくなったと考えられる。このように降伏耐力と最大耐力に明確な差を設けることができれば、損傷を支承に誘導し、橋脚を限定的な損傷に留めることができる可能性がある。

既往地震による橋全体の主な損傷状況を表-2.6示す。上部構造や下部構造、支承周辺は従前より多くみられる損傷が生じており、支承周辺では支承単独でレベル2地震動に耐えられない支承に何らかの被害が生じている。加えて、2011年東北地方太平洋沖地震や2016年熊本地震では、レベル2地震動に耐えるとして設計されたゴム支承の破断や、耐震補強として設置された制震ダンパーを取付けた既設構造物側の取付箇所に被害が生じていることも特徴的である。

1995年兵庫県南部地震以降、精力的に進められている耐震補強が施された橋梁では、補強した箇所の被害は比較的少なく、2016年熊本地震を除けば橋の機能を喪失した事例が無いことから、これまで実施されてきた耐震補強に一定の効果が確認できる。一方で、2011年東北地方太平洋沖地震で発生した津波や、1999年集集地震以降にみられる断層変位やそれに伴う地盤変状、さらには想定する地震規模を超過する地震が発生した場合など、設計では想定していなかった事象が発生した場合に、橋梁の流出・落橋などの橋の機能を喪失する被害が発生してきたことがわかる。

## 2.3 危機耐性に関する既往の研究

### 2.3.1 危機耐性という概念

2010年代前半から、想定外へのリスク対応として「危機耐性」の概念が提唱されてきた。これは、2011年東北地方太平洋沖地震における津波被害や福島第一原発の事故が機運を高めたともいえ、各機関から提案や提言が公表され始めた時期と一致する。鉄道耐震設計標準<sup>25,26)</sup>では、想定外の事象に対して壊滅的な状況に至らないように設計するために「危機耐性」と耐震設計との関係性が示され、危機耐性は耐震設計の安全性、復旧性と並ぶ要素でありながら、危機耐性のための設計が既存の耐震設計との矛盾や、実効性が退化することがないような配慮が必要<sup>27)</sup>とされている。また、土木学会鋼・合成構造標準示方書<sup>28)</sup>では「想定外」の地震被害を低減する一つの対策として、耐震設計とは別の観点から制御することで致命的な大規模崩壊を回避する崩壊制御設計法の概念が示されている。

小林<sup>29)</sup>は、想定外へのリスク対応に対して、土木計画学における実践上の問題点を指摘し、土木計画論の課題について考察している。従来の設計では、事象を「想定」しないと実施できないことから、「想定外」の事象は思考から排除する傾向があり、リスクマネジメントも「想定内」のみで実施されてきたことから、「事前の想定」の壁を克服するための基本的な考え方を整理している。このなかでは、2011年東日本大震災における福島原発事故の当時、東京電力社長の発言に対して柳田邦男が問いかけたA～Cの想定外のケース<sup>30)</sup>を挙げ、これに小林らがDを加えている。このような想定外のケースに対して、土木工学の専門的知識（フレーム）の相対化が必要であることを示し、技術者はフレームを超えた問題に対しても技術者の判断が求められ、フレーム自体の調整が必要であるとしている。

- A) 本当に想定できなかったケース
- B) ある程度想定できたが、データが不確かだったり、確率が低いと見られたりしたために除外されたケース
- C) 発生が予想されたが、その事態に対する対策に本気で取り組むと、設計が大がかりになり投資額が巨大になるので、そんなことは当面起こらないだろうと楽観論を掲げて、想定の上限を線引きしてしまったケース
- D) 生が予想されることもあったが、社会通念上、非現実的とみなされて、その発生が顧みられなかったケース

土木学会原子力安全土木技術特定テーマ委員会は、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<sup>31)</sup>として、自然外部事象が設計で基準とするレベルを超えた場合にも、危機的な状況に至らせないことを目的に、設計・リスク管理のための新たな性能として「危機耐性」を考慮することを提案している。この性能は、施設の損傷がどのような波及効果を及ぼすのかを考え、危機的な状況を回避するための対策を講じることにより達成されるとしている。一方で、極めて低頻度の事象に対する合理的な扱いに関して検討が必要であること、また危機的な状況を避けるための修復・復旧という考え方を前提とした社会制度の枠組



表-2.7 地震動の大きさに応じて構造物に要求される性能<sup>27)</sup>より転記

性能	設計地震動	内容	適用
安全性	レベル2地震動	崩壊防止	全て
	レベル1地震動	走行安全性に係る変位	全て
復旧性	復旧性照査地震動	修復性	重要度の高い構造物

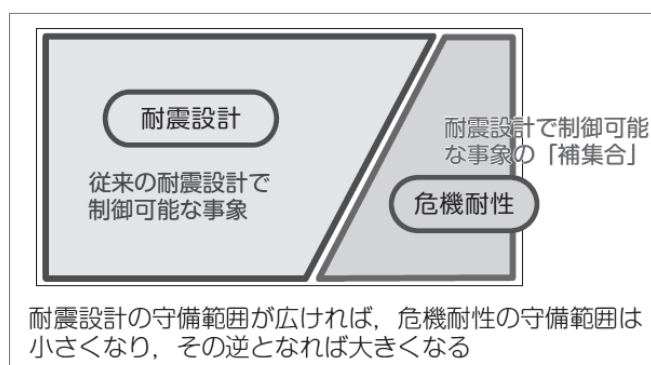


図-2.13 耐震設計と危機耐性の関係<sup>27)</sup>

みを検討することの必要性を述べている。

室野<sup>32)</sup>は、平成24年度の鉄道耐震設計標準<sup>25)</sup>における耐震設計について、安全性についてはレベル1,2地震動の2段階の設計地震動を設定し、新たに復旧性を照査するための地震動を設定し、想定される地震動に対して構造物の修復の観点か定まる損傷等と一定の範囲に留めることで、短期期間で機能回復できる状態に保つための性能を規定していることを挙げている(表-2.7)。また、津波や断層変位を「地震随伴事象」として定義するものの、随伴事象が構造物に与える影響については、まだ解明されていない部分も多く、設計手法も確立されていないことから、性能を定めて照査する対象とはせず、構造計画の段落で事象の影響を受けにくくする配慮が必要であり、この概念を危機耐性と呼び、新たな概念としての分かりづらさから、図-2.13が示されている。また、今後は危機耐性を定量的に評価できる手法や危機耐性に優れた構造物の開発が大きな課題であるとしている。

### 2.3.2 設計体系としての危機耐性

本田ら<sup>33)</sup>は、被災時にインフラは「壊れない」という受動的な立場から「レジリエンスを駆動する」という能動的な立場に変わることが求められているとし、危機耐性とは、「狭義(従来)の設計段階で想定していなかった事象においても、構造物が単体又はシステムとして、破滅的な状況に陥らない」性能であり、耐震性能の「安全性、使用性、復旧性」と並ぶ要素であると述べている。また、危機耐性のための設計体系の変わるべき点として次の3点を挙げている。

- ① 危機耐性は社会のレジリエンスに資するべきものである。危機耐性の「性能」は個別の事例ごとに定められる必要があるため、指針などに記載されるのではなく、設

計手順の中で根拠とともに設定されるべきである。

- ② 設計外力を想定するのではなく、被災した場合のシナリオを想定する。シナリオでの事象は危機耐性の検討を行うためのものと位置づけ、損傷を防ぐことは管理責任の範囲には含めるべきではない。
- ③ 定量的な評価にこだわらず、力学的根拠に基づく定性的な評価により導入することも認められるべきである。

このように設計体系を見直すには、危機耐性のための設計は、単にレベル1や2を厳しくしたレベル3というものではなく、まったく異なる考え方にもとづく設計であることから、違いを明確にするため、本田らは設計にカテゴリー1、2という区分を設け、図-2.14のように区別することを提案している。ただし、これは「設計」における区分であり、「性能」では対応する境界は曖昧になっており、カテゴリー1と2の境界を、性能のどこに位置づけるかは、地域や構造物ごとに異なるものであるとの見解が述べられている。また、危機耐性のための設計が既存の耐震設計と矛盾したり、実効性を退化させたりすることがないように配慮する必要があるとしている。

また、危機耐性を考慮した設計では、発災後のレジリエンスを考えるうえで、はじめから「壊れたときのシナリオ」を考える必要があり、これは構造物単体の挙動ではなく、社会環境を含む複数のスケールでのシステムの挙動を考慮し、これに対処するためには、構造計画及び構造設計の段階でそれぞれ可能な対策を実施する<sup>33)</sup>としている。具体的には、想定を超えた不測の事態に対して、被害規模をある程度で飽和させたいということであり、構造的な対応だけでは不可能な場合に「ソフト対策とハード対策を組合わせて対処」<sup>25)</sup>しなければならないとしている。これらについては図-2.15及び図-2.16に関係性が示されている。危機耐性を考慮した設計では社会環境を含むシステムの挙動を理解し、分野横断的な取り組みが必要であり、異なる事業主体間での情報共有なども必要となるとしている。

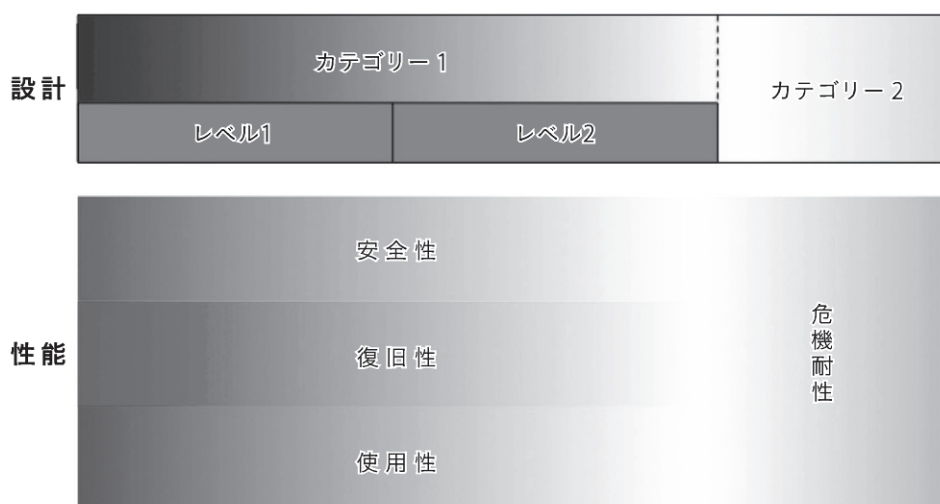


図-2.14 危機耐性と耐震設計カテゴリーの関係性<sup>33)</sup>

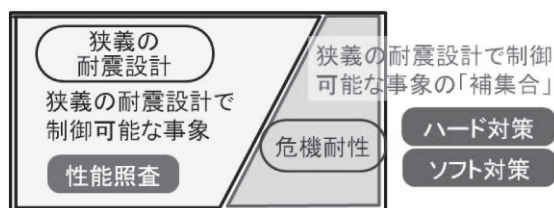


図-2.15 狭義の耐震設計と危機耐性の関係<sup>26)</sup>

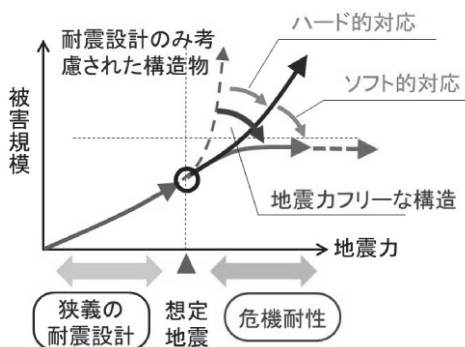


図-2.16 危機耐性を向上させる技術<sup>26)</sup>

高橋ら<sup>34)</sup>は、国内外の設計指針にみられる「危機耐性」を分析し、部分係数法では不確からしさを確率・統計的に表現して部分係数を定めることを試みているものの、この手法でも100%の安全性は確保できないとし、構造物の破壊の可能性(probability)の見直しと、構造物を含めたネットワークの冗長性(redundancy)を持たせることを検討している。耐震設計では4Rの視点(Robustness-ロバスト性, Redundancy-冗長性, Resourcefulness-機略性, Rapidity-迅速性)を持ち、構造形式比較では経済性の他、危機耐性も考慮して選定されることが望ましいとされ、構造物に危機耐性を実装するには、多様化した性能マトリクスが必要であるとされている。

2017年11月に改訂された道路橋示方書では、生じ得る事象に対してその影響が避けられない場合には、ソフトとハードの両面から対策を講じることの必要性が示されている。また、地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発プログラムとして、土木研究所において研究<sup>35)</sup>が進められている。そのなかでは、東日本大震災における教訓を踏まえ、道路橋の設計においても、想定を超える事象に対する備えを考慮し、機能回復力を高める対策技術を開発しておくことが社会的な要請であるとされ、構造特性に応じた損傷・応急復旧のシナリオの構築、耐震安全余裕度の評価技術の開発等を目的とし、橋脚と支承における耐力の階層化を考慮した場合の損傷過程、構造条件の違いによる損傷過程への影響や望ましい損傷について検討されている。桁橋においては、超過外力に対して、橋の供用性・修復性を保持するという観点からは、損傷部位を支承に誘導し、橋脚の損傷を軽微な程度にとどめることは望ましいシナリオの一つとされ、その有効性が確認されている。また、超過作用が生じた橋の終局挙動を把握するためには、部材としての限界状態を超えた以降の、部材やシステムとしての挙

動についての把握が必要であるとしている。

2018年に制定された土木学会鋼・合成構造標準示方書<sup>28)</sup>では、「想定外」の地震被害を低減する一つの対策として、安全限界を超えた構造物の挙動を制御することで、致命的な大規模崩壊を回避する崩壊制御法の先駆的な概念や具体例なども示されている。また、地震後の使用性・修復性については、図-2.17に示される荷重-変位の履歴曲線の包絡線を例に次のような見解が示され、構造特性を総合的に勘案して、よりバランスの取れた耐震構造になるように設計するのが望ましいとされている。

- ・①のように変形性能が大きいほど安全限界までに構造物が吸収できる地震エネルギーが大きく、構造安全性の観点からは合理的な耐震構造であるが、塑性変形が大きいと残留変位が大きくなる可能性があるため、地震後の使用性・修復性から損傷限界が設定される場合は、必ずしも望ましい構造ではない。
- ・②のように構造物の最大耐力を高め、残留変位を低減する方法では、安全限界に対して余裕を持たせることになり、耐震安全性の観点からは過剰な構造となる。
- ・残留変位を低減するには、構造安全性が確保される範囲で、③のように最大耐力点での変形性能の小さな構造物を設計して、地震動下で生じる塑性変形を抑えることで残留変位を低減することができる。

また、同標準示方書では、構造物の応答が安全限界を超えることを想定して、その挙動を制御することで、致命的な被害を回避する減災的な「崩壊制御設計」の概念(図-2.18)が導入されている。このなかでは、安全限界までを対象とする耐震設計とは基本的には独立であり、既設構造に対して崩壊制御設計を施すことを可能とするには、崩壊制御設計が耐震設計に悪影響を与えないことが重要とされている。また、単一橋脚が安全限界を経て崩壊に至る挙動を、水平変位と復元力の関係(図-2.19)にて示しており、安全限界を超え、橋脚剛性が負となる領域では構造系が不安定となり、さらに復元力も負になる段階で死荷重のみで崩壊することから、この復元力のゼロ時点を静的崩壊点としている。崩壊制御設計は、この致命的な崩壊を回避することが目的とされ、その具体的な手法も示されている。

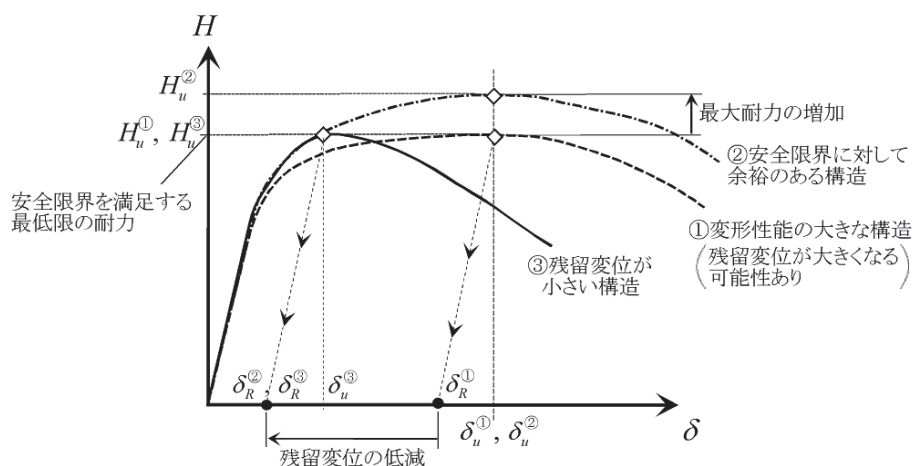


図-2.17 繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚の水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線と残留変位<sup>28)</sup>

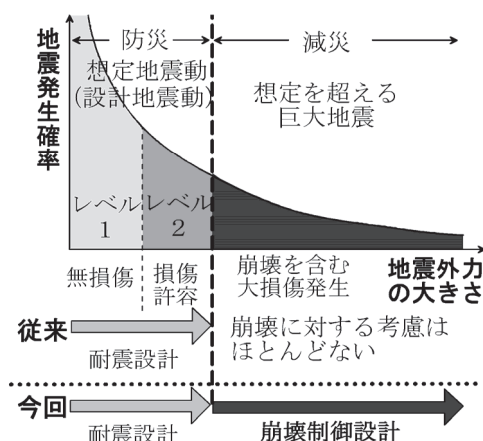


図-2.18 崩壊制御設計と耐震設計<sup>28)</sup>

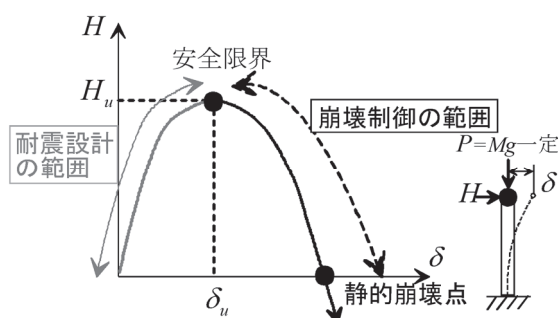


図-2.19 崩壊制御設計の領域<sup>28)</sup>

### 2.3.3 危機耐性に関する検討事例

前項のような考え方が提唱されて以降「危機耐性」に対する具体的な取り組みが、進められてきた。

例えば、秋元ら<sup>36)</sup>は、桁橋でかつ免震橋を対象に、ロックオフ機構を有する支承部に損傷を誘導し、その後の橋脚の損傷を進展させない対策が、早期復旧の観点から望ましい損傷シナリオの1つであるとし、橋全体の損傷進展のシミュレーション解析が実施されている。橋全体系から1基の橋脚とそれが支持する上部構造という単純な構造単位を抽出した場合、地震時の上部構造の慣性力は支承→橋脚→基礎の直列の構造系の損傷シナリオは、支承、橋脚、基礎の力の大小関係により異なったものとなり、図-2.20 及び図-2.21 に示される水平荷重-水平変位曲線の関係から、3 ケースの損傷シナリオが示され、実際の設計では、支承の耐力が橋脚の耐力を上回るケース A と耐力関係が逆のケース B が存在するが、超過外力が作用した場合に、ケース B では支承が先行して損傷することで、以降外力が大きくなって橋脚の損傷が進展しないことを、より具体的な部材耐力の関係にて示している。

- ・ケース A：基本モデルに該当し、支承耐力 > 橋脚耐力
- ・ケース B：基本モデルの橋脚耐力を 30% 増加させ、支承耐力 < 橋脚耐力に制御
- ・ケース C：基本モデルの橋脚耐力のまま、支承をロックオフ構造にすることで、  
支承耐力 < 橋脚耐力に制御



第2章 道路橋の地震被害と耐震設計に関する既往の研究と課題

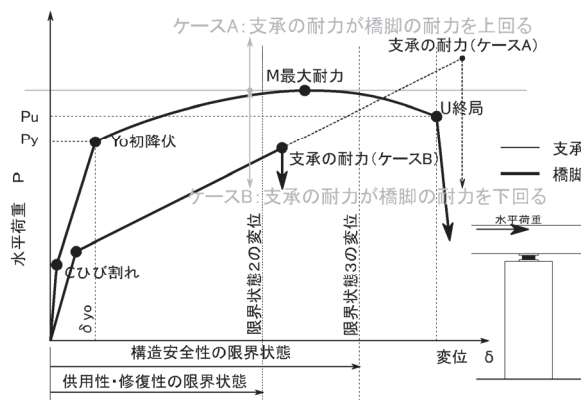


図-2.20 橋脚と支承の耐力の関係<sup>36)</sup>

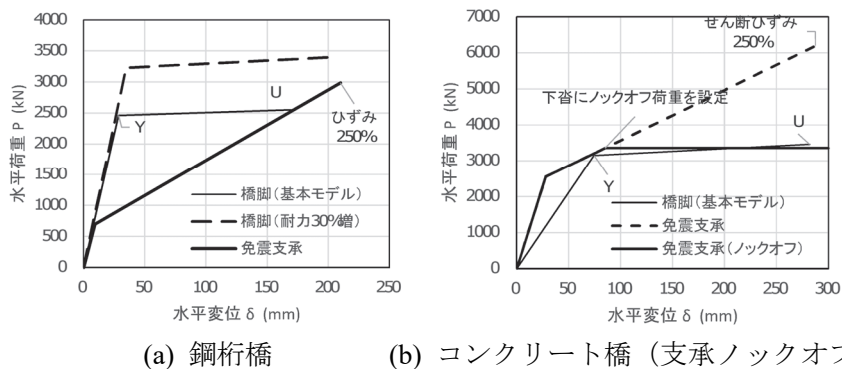


図-2.21 橋脚と支承の骨格曲線の対比<sup>36)</sup>

篠原ら<sup>37)</sup>は、設計者が超過作用に対する破壊プロセスを想像しながら設計できる設計体系の構築を目的に、超過作用と位置づけられる最大級シナリオ地震動に対する限界状態の照査を加えた耐荷性能マトリックスの拡張(表-2.8及び表-2.9)と、破壊プロセスの確認のためのプッシュオーバー解析の導入を提案している。図-2.22に示される耐震設計フローでは、最大級シナリオ地震動に対して限界状態3を超えないことを照査した後、一連の破壊プロセスの確認、並びに設計で想定しているような耐力の階層化が実現できているかを確認するため、設計の最終プロセスとしてプッシュオーバー解析を行うとしている。

表-2.8 耐荷性能マトリックス<sup>37)</sup>

状態	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの橋の状態
	橋としての荷重を支持する機能が損なわれていない状態	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋として予め想定する荷重を支持する能力の範囲である状態	落橋等の致命的な状態に至らないだけの十分な終局強さを有している状態
状況			
永続作用や変動作用が支配的な状況	状態を所要の信頼性で実現する。	-	所要の安全性を確保する。
偶発作用が支配的な状況(L2地震動)	-	状態を所要の信頼性で実現する。	所要の安全性を確保する。
超過作用が支配的な状況(最大級シナリオ地震動)	-	-	所要の安全性を確保する。

↑ 橋の限界状態1
 ↑ 橋の限界状態2
 ↑ 橋の限界状態3

表-2.9 耐荷性能を満足するための限界状態の設定<sup>37)</sup>

作用の区分	地震動	目標とする橋の限界状態	各構造における限界状態			
			上部構造	上下部接続部	下部構造	基礎
永続作用や変動作用が支配的な状況	レベル1地震動	橋の限界状態1： 橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない限界の状態	限界状態1	限界状態1	限界状態1	限界状態1
偶発作用が支配的な状況	レベル2地震動	橋の限界状態2： 部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋としての荷重を支持する能力に及ぼす影響は限定的であり、荷重を支持する能力があらかじめ想定する範囲にある限界の状態	限界状態1	限界状態1	限界状態2	限界状態1 (副次的)
			限界状態1 (副次的)	—	限界状態2	限界状態1 (副次的)
偶発作用を超える状況	最大級シナリオ地震動	橋の限界状態3： これを超えると構造安全性が失われる限界の状態	限界状態1	限界状態1	限界状態3	限界状態1 (副次的)
			限界状態1	—	限界状態3	限界状態1 (副次的)

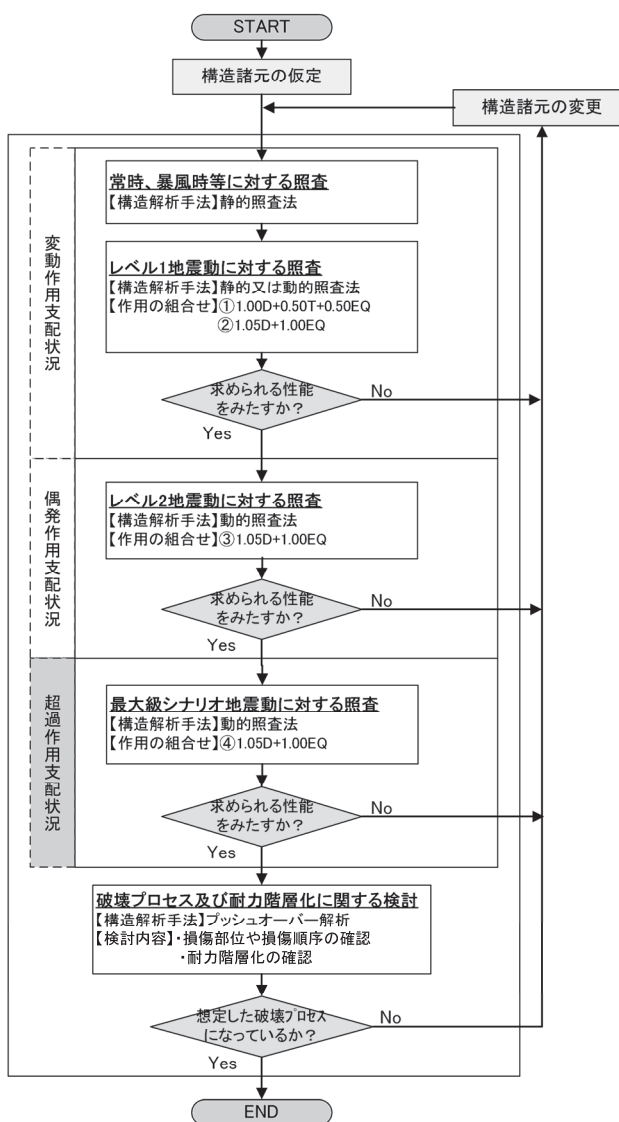


図-2.22 提案された耐震設計フロー案<sup>37)</sup>

大住ら<sup>38,39)</sup>は崩壊シナリオデザイン設計法として、上限を定めない地震動に対して橋の崩壊までの過程における破壊尤度を制御した設計法の実現方法を示している。上限を定めない地震動への構造的な対応を体系的に行うためには、現在の設計体系に新たな考え方を導入する設計体系のエンパワーメントが必要であると、どこまでの地震強度があればどの水準までの機能が残存しているかを示すことに加えて、橋全体系としてどのような破壊モードとなり、それが橋の周辺環境や橋の復旧性に及ぼす影響までを示すことにより、その橋のより広い意味での性能を示すことができるとしている。

図-2.23 に崩壊シナリオデザイン設計法の概念図が示され、従来の設計を行った上で、その後、どこまでの超過作用ではどのような橋の損傷モードになるのかを確認していき、橋の崩壊までの過程を追うなかで、その際に崩壊シナリオが相対的に望ましいものになるように構造的な工夫を行い、満足いく結果が得られなければ必要に応じて設計の前段階に戻って検討を行うものとしている。また、この構造的な工夫は無制限に費用をかけて強度を上げるのではなく、少しの工夫で対処するものとし、橋の損傷シミュレーションに当たっては、検証可能かつ妥当性が担保されたモデル及び解析方法、実験方法によらなければならないとしている。

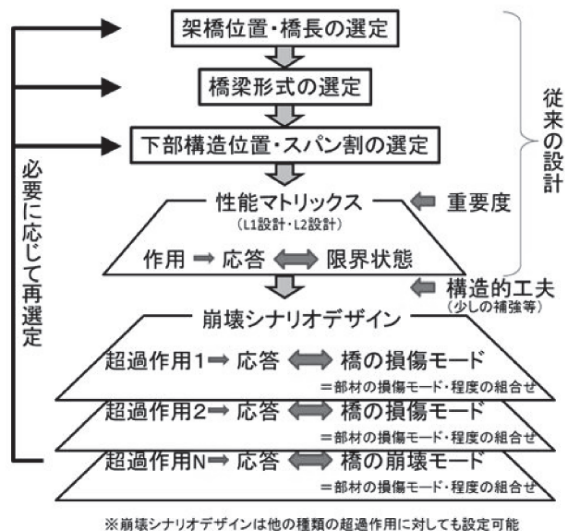


図-2.23 崩壊シナリオデザイン設計法の概念図<sup>38)</sup>



2.4 現状の耐震設計における課題

現状の高架橋の耐震設計は、図-2.24 に示すように、上部構造—支承—橋脚—基礎の構成が直列のシステムであることから、レベル2地震時に対しては、限界状態2に対する部材の塑性化を期待する場合は、橋脚の基部に主たる塑性化、又は副次的な塑性化させることにより、合理的にエネルギー吸収を図るのが望ましい場合が多い。この場合は橋脚の損傷を、基部の曲げ損傷に誘導させることを意図して、基礎構造が先行して損傷しないように橋脚との耐力に明確な差を設けている。基礎構造は、壁式橋脚の橋軸直角方向など著しく構造が不合理とならない限りは、一般には限界状態1に留めるのが望ましく、橋脚に対して1.1倍の耐力の余裕が確保される。すなわち、これにより橋脚と基礎には耐力の階層化が図られているといえる。このような設計手法を論文では、耐力階層化設計と呼ぶ。この手法により、設計地震動を超える場合においても、橋脚が先行して塑性化することで、基礎が損傷することはないと考えられる。一方、支承と橋脚の耐震設計は、図-2.25 に示すように水平変位をベースとした解析モデルと照査方法により成り立っており、耐力（荷重）に対して基礎のような階層化は行われていない。

また、耐震設計を行ううえで、橋梁を構成する部材は、設計の簡便化のため簡単な力学モ

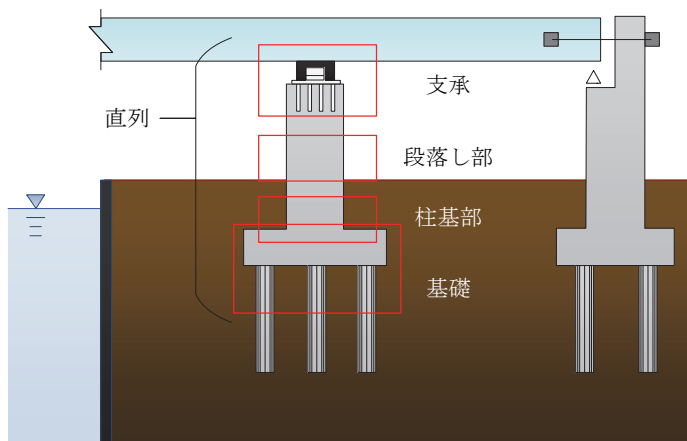


図-2.24 高架橋における構成部材の直列システム

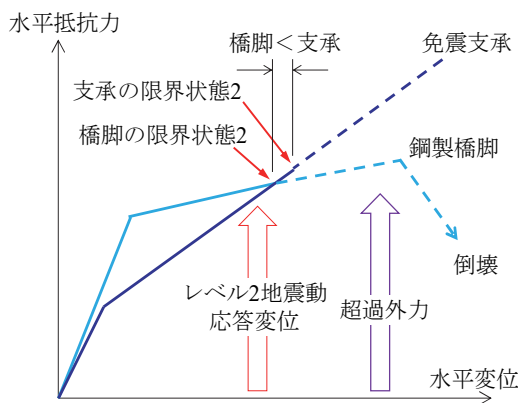


図-2.25 支承と橋脚の水平抵抗力と水平変位の関係

デルに置き換えていることから、設計と実際の耐荷力とは異なることが予想される。これは、図-2.12 に示した橋脚実験供試体の最大耐力と降伏耐力に差異を生じていることや、図-2.20 にみられる検討事例とも一致する。橋脚と支承の応答水平変位を、それぞれ水平変位の限界値に留めるといふ、レベル2地震動に対する耐震設計の枠内では、この手法になんら問題はないといえる。しかし、レベル2地震動を超えるような地震動が生じた場合、また評価方法が工学的に未だ確立されていない津波、断層変位、斜面崩壊の影響が生じた場合は、どこにどのような損傷が生じるかを予想することはできない。現在の耐震設計では、図-2.26 に示すように、支承の損傷が先行する場合と橋脚の損傷が先行する場合の2つのシナリオが考えられるものの、そのどちらかに損傷を制御するには設計していないのが現状である。

一方、このように設計された橋梁が、実際の地震被害でどのような損傷を受けたかについて、2.2の道路橋の地震被害の調査結果を踏まえ、レベル2地震動を超える外力が発生した場合の問題と、被害を軽減するための課題を図-2.27 に整理した。一部の事例を除き、損傷は支承周辺が特に多く、2016年熊本地震における大切畑大橋のように、支承が破断した橋脚と破断しなかった橋脚に損傷程度の違いがみられることもあり、超過外力に対しては落橋防止システムの設置を前提にすれば支承破壊後の上部構造の大変形は抑止できることから、支承を壊して橋脚の損傷の進展を制御するという考え方は否定すべきものではないと考える。レベル2地震動を超える外力が発生した場合に、意図した部位に確実に損傷を誘導するための設計手法、すなわち設計を超える状況を想定した損傷誘導設計の実現が望まれる。しかし、その設計を行うためには、設計の想定範囲では、橋脚が先に塑性化するように支承の耐力を高めておくにもかかわらず、想定範囲を超える際には、支承が破壊して橋脚の塑性化が限定的な範囲に留まるという、一見矛盾した抵抗メカニズムを実現する必要がある。構造的な工夫等により、どのように実現することができるか、また確実に損傷を誘導するため

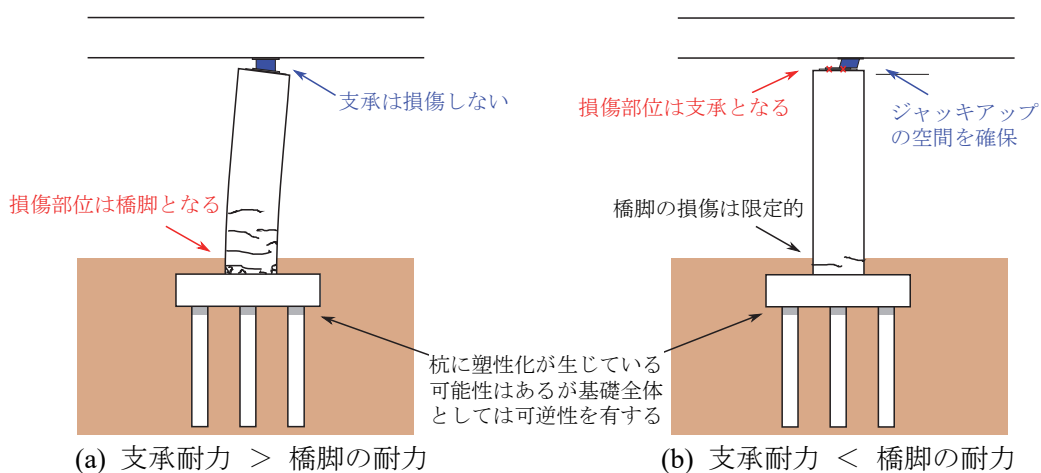


図-2.26 高架橋の損傷形態（支承と橋脚）

の耐荷力の制御の方法とその信頼性の確保も課題である。

第2章 道路橋の地震被害と耐震設計に関する既往の研究と課題

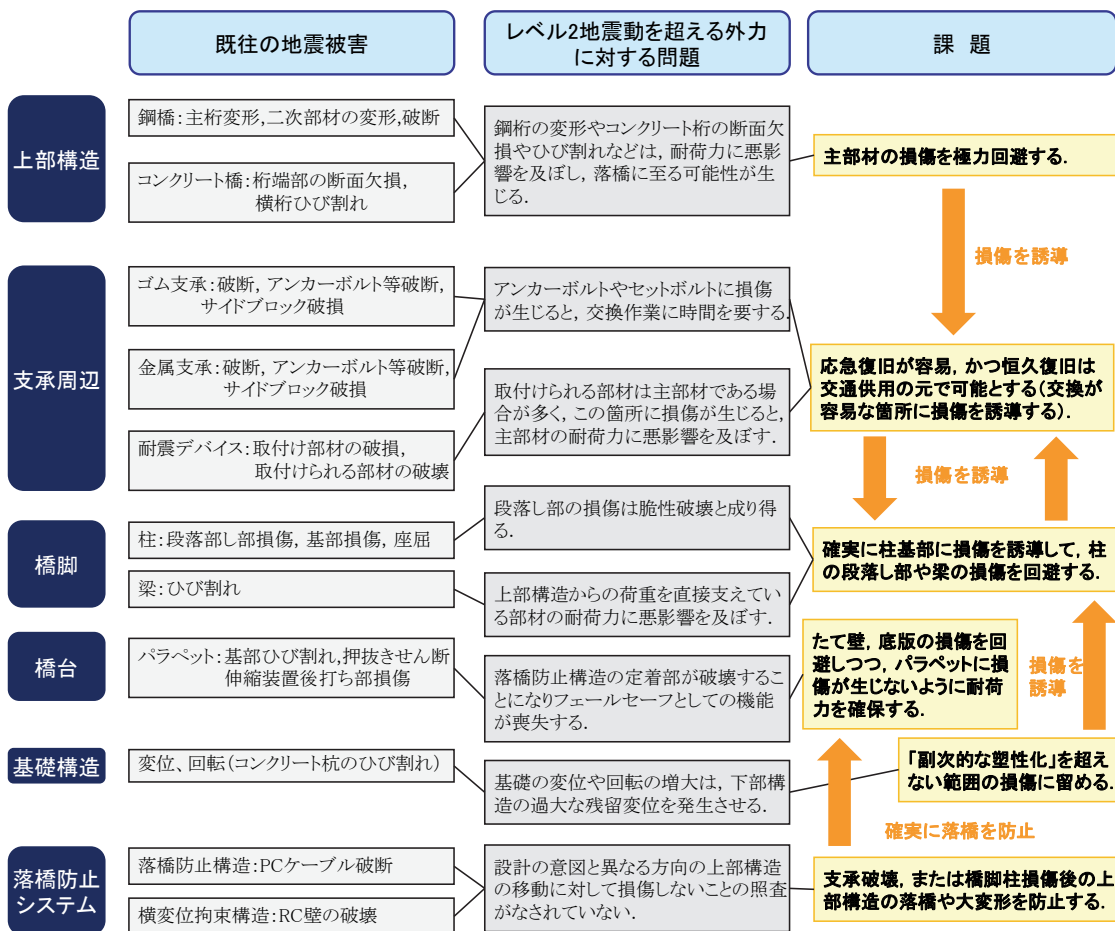


図-2.27 レベル2地震動を超える外力が生じた場合の課題

## 2.5 まとめ

本章では、これまでに日本で発生した橋の地震被害の傾向を概観するとともに、設計を超える外力が作用した場合の危機耐性について既往の研究動向も踏まえ、橋を構成する各部材耐力の階層と損傷部位の関係を整理した。得られた知見を、以下に述べる。

- 1) 過去の地震による被害において、支承部が損傷しなかった橋では橋脚に損傷が生じていること、支承・桁取付部に損傷が生じた橋は、その半数は設計震度を上回る地震でも橋脚に損傷が生じなかったことが確認された。このことから、設計地震動より大きい地震が生じて、支承部に損傷を誘導した場合には、橋脚に過大な荷重が作用せず、橋脚の損傷が進展しないような設計を行うことが有意であることが示唆される。
- 2) 橋の耐力階層の検討を行った結果、過去の地震被害でも階層が最も低い部位が損傷部位となっていた場合がほとんどであることが確認された。このことから、レベル2地震動を超えるような超過外力に対して、各部の耐力の階層化を図ることができれば、供用性や修復性の観点から影響が小さく、望ましい部位に損傷を誘導できる可能性がある。
- 3) 地震時に橋に損傷が生じる部位と、その後の供用性や修復性の関係を調査した結果、次の3つの観点から損傷部位を支承の下側取付部を損傷部位とすることが最も望ましいと考えられる。①支承から水平荷重が作用しなくなるため、橋脚の損傷の進展を防止できる。②地震後に路面の段差を防止でき、交通解放を速やかに行うことができる。③支承部にジャッキを挟む空間が残され、恒久復旧を容易に行うことができる。
- 4) 1995年兵庫県南部地震以降、精力的に進められている耐震補強が施された橋梁では、補強した箇所の被害は比較的少なく、2016年熊本地震を除けば橋の機能を喪失した事例が無いことから、これまで実施されてきた耐震補強に一定の効果が確認できる。一方で、2011年東北地方太平洋沖地震で発生した津波や、1999年集集地震以降にみられる断層変位やそれに伴う地盤変状、さらには想定する地震規模を超過する地震が発生した場合など、設計では想定していなかった事象が発生した場合に、橋梁の流出・落橋などの橋の機能を喪失する被害が発生することが確認されることから、超過外力に対しての危機耐性を向上させる必要性が改めて浮き彫りとなった。
- 5) レベル2地震動を超える超過外力に対して支承に損傷誘導を行う場合は、橋脚は降伏耐力に対して、最大耐力が大きくなるような耐荷力特性を橋脚が有していることが望ましい。このような橋脚では、超過外力が作用した際に橋脚が最大耐力に達する前に、支承部に損傷を誘導し、支承を破壊させることで、橋脚の損傷を限定的な範囲に留め、復旧性を向上できる可能性が考えられる。

(第2章 参考文献)

- 1) 気象庁：日本付近で発生した主な地震被害（平成8年以降），2021.
- 2) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，pp.135-147, 1990.
- 3) 土木学会新潟地震調査委員会：昭和39年新潟地震調査報告，1966.
- 4) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告書，1996.
- 5) 渡邊英一，前川義男，杉浦邦征，北根安雄：阪神・淡路大震災特集－第4回－鋼橋の被害と耐震性，土木学会誌，Vol.80, No.7, pp.54-62, 1995.
- 6) 鋼橋技術研究会：阪神・淡路大震災被害調査研究部会報告書，1999.
- 7) 土木学会鋼構造委員会鋼構造震災調査特別小委員会：阪神・淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析，土木学会論文集，No.647, I-51, pp.17-30, 2000.
- 8) 国土技術政策総合研究所資料第115号：平成15年5月26日宮城県沖地震被害に係わる現地調査報告書，2003.
- 9) 国土技術政策総合研究所資料第133号：平成15年7月26日宮城県北部地震被害に係わる現地調査報告書，2003.
- 10) 国土技術政策総合研究所資料第233号：平成15年（2003年）十勝沖地震被害に係わる現地調査報告書，2005.
- 11) 国土技術政策総合研究所資料第248号：平成16年（2004年）新潟県中越地震被害に係わる現地調査報告書，2005.
- 12) 国土技術政策総合研究所資料第439号，土木研究所資料第4086号，建築研究所第112号：平成19年（2007年）新潟県中越沖地震被害調査報告，2008.
- 13) 星隈順一，玉越隆史，七澤利明，堺淳一，片岡正次郎，西田秀明：東北地方太平洋沖地震をはじめとする大地震による被害を踏まえた調査研究と道路橋示方書の改訂，土木技術資料，54-8, pp.13-15, 2012.
- 14) 星隈順一，張広鋒，堺淳一：橋梁の耐震性の向上に向けて－東北地方太平洋沖地震における耐震補強された橋の挙動－，土木技術資料，54-1, pp.8-11, 2012.
- 15) 土木学会鋼構造委員会：東日本大震災鋼構造物調査特別委員会報告書，2012.
- 16) 東日本大震災合同調査報告書編集委員会：東日本大震災合同調査報告 共通編，2014.
- 17) 国土技術政策総合研究所資料第814号，土木研究所資料第4295号：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，2014.
- 18) 東日本大震災合同調査報告書編集委員会：東日本大震災合同調査報告 土木編，2016.
- 19) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，pp.75-80, 1996.
- 20) 海洋架橋橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，pp.I\_10-18, 2007.
- 21) 社団法人日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編）平成18年度改訂版，pp.114-122, 2007.
- 22) 笛木孝哲・庄司学：高架道路橋の地震時機能損失評価，土木学会論文集，Vol.55A, pp.449-459, 2009.
- 23) 建設省道路局，建設省土木研究所，北海道開発局：静内橋地震災害調査報告書（1982

- 年浦河沖地震) , 1982.
- 24) 社団法人日本道路協会：「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」の準用に関する参考資料(案) , 1995.
  - 25) 公益財団法人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](平成24年版) , No.956, 2017.
  - 26) 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 (構造・地震工学) , Vol.72, No.4, I\_448-458, 2016.
  - 27) 室野剛隆：新しい耐震設計標準, RRR, 第70巻, pp.16-19, 2013.
  - 28) 公益社団法人土木学会：2018年制定 鋼・合成構造標準示方書耐震設計編, 2018.
  - 29) 小林潔司：想定外リスクと計画理念, 土木学会論文集 D3 (土木計画学) , Vol.69, No.5, I\_1-14, 2013.
  - 30) 柳田邦男：「想定外か？」—問われる日本人の想像力, 文藝春秋, 5月号, pp.126-133, 2011.
  - 31) 土木学会原子力安全土木技術特定テーマ委員会：原子力発電所の耐震・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.
  - 32) 室野剛隆：鉄道地震工学研究センターの役割と地震関連技術の研究動向, 鉄道総研報告, Vol.29, No.3, 2015.
  - 33) 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 (構造・地震工学) , Vol.72, No.4, I\_459-472, 2016.
  - 34) 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 (構造・地震工学) , Vol.72, No.4, I\_821-830, 2016.
  - 35) 日下部毅明：特集1 防災減災・国土強靱化 インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術開発～土木研究所研究開発プログラム～, 特集—防災減災・国土強靱化道路の安全安心, 積算資料公表価格版, 192号, pp 特集1-6, 2019.
  - 36) 秋本光雄, 西弘明, 佐藤京：超過作用に対する桁橋の損傷シナリオに関する検討, 第21回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.225-228, 2018.
  - 37) 篠原聖二, 鬼木浩二, 田崎賢治：超過作用に対する破壊プロセスに基づく耐震設計法の高度化の検討, 第22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, pp.99-104, 2019.
  - 38) 大住道生, 中尾尚史, 石崎覚史, 庄司学：破壊尤度の制御による道路橋の崩壊シナリオデザイン設計法の提案, 第40回土木学会地震工学研究発表会, 2020.
  - 39) 大住道生, 中尾尚史, 西弘明：橋の損傷シナリオデザインによる超過作用への対応策の一提案, 日本地震工学会論文集, Vol.19, No.5, pp.1-10, 2019.

## 第3章 上部構造及び上下部接続構造の危機耐性能に関する研究

### 3.1 はじめに

平成29年に道路橋示方書<sup>1)</sup>が改定され、許容応力度設計法から限界状態設計法（部分係数設計法）に、設計体系が変更された。今回の改定では全ての設計状況に対して、耐荷性能を確保する必要性が示されたことから、これまでに必ずしも設計では考慮してこなかった部材に対しても定量的な評価が求められることとなった。上部構造は、大規模地震において津波や断層変位に起因する被害事例を除くと、致命的な損傷が生じた事例は少なく、損傷は支点付近の荷重集中箇所に限られている。これは、上部構造は交通荷重を直接支持する構造であり、原則として塑性化を考慮しない設計としてきたことや、構造を構成する各部材が地震による作用に対して断面等が決定されておらず、地震に対しては耐荷性能に余裕があること等が理由と考えられる。

鋼I桁の設計は、電算機の性能不足や設計の簡便化から、立体構造である鋼I桁橋を面や線の低次元の力学モデルに置き換え、外力を静的な荷重として作用させる場合が多い。この方法は、これまでの様々な検証により、レベル1地震動までの設計範囲内においては適用性に問題はないことは確認されている。しかし、レベル2地震動を受けた場合や、設計を超えるような作用が生じた場合の壊れ方を確認している事例は少ない。実務上、耐震設計として行われる動的解析に対しては、鋼I桁は1本の梁要素としてモデル化され、材料非線形性や幾何学的非線形性は考慮されない場合が多いことから、降伏や座屈後に各部材が立体的にどのような挙動を示すかを、現状では捉えきれていない。

以上から、本研究では地震被害との関連性に着目し、橋梁全体を対象とした詳細モデルの動的解析を行うことで、上部構造に対する耐震設計上の課題を確認するとともに、今後の設計の対応について新たなアプローチを提案した。

また支承をはじめとして上下部接続構造については、設計上の耐力と実際の耐力の違いや、支承の破断を目的とした損傷制御の取り組み事例について調査を行った。

### 3.2 既往の研究と耐震設計上の課題

鋼I桁橋の地震動に対する耐荷性能に着目した研究としては、主に桁端部の耐荷力特性に着目した研究<sup>2)~5)</sup>がある。これらの研究では、桁端部の破壊モードや変形挙動をFE解析や実験等で明らかにし、耐荷力の評価や設計手法の提案がなされている。しかしそのほとんどは、桁の一部分あるいは桁端部付近のみを対象としており、橋全体の立体挙動に着目した取り組みは少ない。上部構造の耐震設計上の課題としては次の点が挙げられる。

橋梁の地震応答は一般に水平方向の振動モードが卓越することから、水平方向に比べて小さいとされる鉛直方向の地震動に対しては、重要視されてこなかった。支承部の上揚力への対応を除き、上部構造は基本的に鉛直方向の地震動に対しては設計上は考慮していない。一方、近年の強震記録によると、2008年岩手・宮城内陸地震<sup>6)</sup>や2016年熊本地震<sup>7)</sup>など、断層近傍で発生した地震では、水平方向成分の最大加速度と同等かそれを上回る短周期成分が卓越した鉛直方向の加速度が観測されており、実際には無視し得ない地震応答が発生する可能性も考えられる。鉛直地震動に着目した研究としては、松崎ら<sup>8)</sup>の短周期鉛直地震動が橋脚に与える影響についての検討、本橋ら<sup>9)</sup>の熊本地震での橋梁被害が鉛直地震動により損傷した可能性が示された事例等がある。これらは実際の観測記録により検討されたものであるが、設計の実務においては鉛直地震動は橋全体の挙動として考慮されない場合が多く、この影響が確認されてないことは課題と考える。

床版の地震に対する耐荷性能はこれまで大きくは着目されてこなかった。床版に対する地震被害は少なく、桁端部等の局所的な損傷はみられるものの、地震の耐荷性能そのものが原因で生じた損傷は確認されていないようである。このことから、床版は版作用と桁作用の両者に対して設計を行えば、地震に対しては十分な耐荷性能が確保されているという想定の上で、これまでは照査が行われない場合が多かったと考えられる。道路橋示方書が性能規定化に改定されたことを受け、設計計算例<sup>10)</sup>では、床版と主桁が一体となって抵抗する機構を仮定したうえで、地震による影響を床版に作用する曲げモーメントにより照査することが示されているが、主桁との分担効果など未解明な点も多く、実際の床版の挙動に対する具体的なモデル化の方法等には検討の余地があると考えられる。



### 3.3 対象橋梁及び上部構造設計の概要

#### 3.3.1 対象橋梁の概要

図-3.1に橋梁の概要を示す。都市内高架橋として、比較的事例が多いと考えられる鋼I桁橋を対象とした。橋長 98.3 m (桁橋 97.6 m, 支間長 30 m+37 m+30 m), 総幅員 9.7 m の鋼 3 径間連続非合成鈹桁の連続高架橋であり, 平成 14 年の道路橋示方書<sup>1)</sup>を適用して設計されている。上部構造は, 4 主桁 (桁高 1.8 m) が 2.55 m 間隔で配置され, 鉄筋コンクリート床版 (床版厚 210 mm) が採用されている。主桁と鉄筋コンクリート床版を結合するずれ止めは, スラブアンカーが 1 m 間隔で配置されている。下部構造は, 4 基とも鋼製橋脚 (張出し式, 橋脚高さ 9.2 m) であり, 基礎構造は, 全て場所打ち杭 (杭径 1200 mm, 杭長 15 m) である。支承は, 免震支承を用いており, 全支点とも橋軸方向は弾性支持, 橋軸直角方向は固定支持されている。地盤種別はII種地盤であり, 地域別補正係数は1.0となる地域である。

#### 3.3.2 設計概要

表-3.1に上部構造を構成する部材のうち, 鉄筋コンクリート床版と鋼上部構造に着目した各部材の設計結果を示す。部材の代表部位を抽出し, 部材形状, 部材厚, 材質, 応答値, 許容値の他, 断面決定要因となった荷重組合せを示している。許容応力度の割増係数は, 応答値側に考慮して, 発生応力を係数で除した値である。

上部構造の設計は, 主として交通車両等の活荷重に代表される鉛直方向に対して, 変位法による格子解析を行い, 離散モデルにより部材計算を行っている。風荷重又は地震荷重等の横荷重に対しては, 作用力を上部構造に均一に作用する分布荷重と仮定したうえで, 影響線載荷等により算出される応答値を用いた部材計算を行っている。横荷重に対する応答値の算出は, 橋全体を部分的に切り出した設計モデルや, 各部材に作用する分担率を用いる等, 簡便的な手法である。

床版, 主桁及び分配横桁は, 死活荷重により断面寸法や厚さが決定されている。支点上対傾構は, レベル1地震動を考慮しているが断面決定ケースとはなっていない。中間対傾構及び下横構は, レベル1地震動により断面が決定されている。設計でレベル2地震動を考慮している部材は, 支点上垂直補剛材及び支承補強リブのみである。なお, スラブアンカーは橋

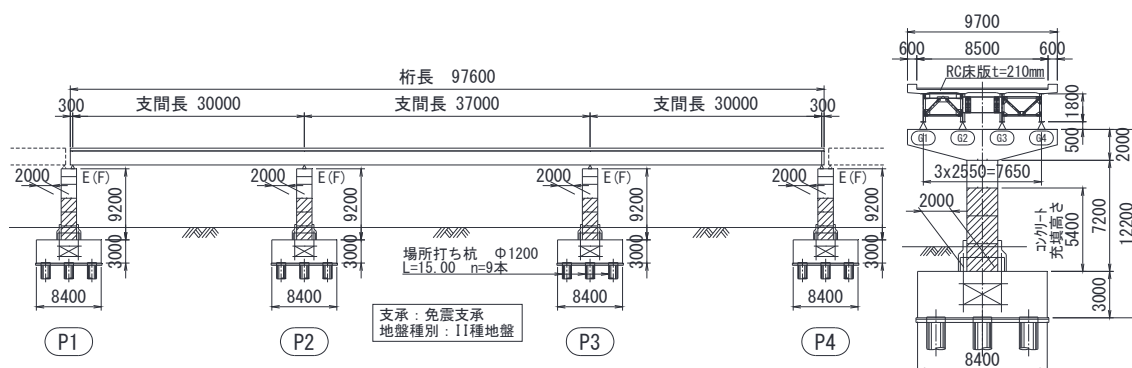


図-3.1 対象とした橋梁の概要

表-3.1 各部材に対する設計結果

(a) 鉄筋コンクリート床版

		主鉄筋	配力筋
片持部	床版厚 (mm)	280	210
	強度 (---)	$\sigma_{ck} = 24$	$\sigma_{ck} = 24$
	配筋 (---)	D22 ctc 100	D16 ctc 200
	鉄筋材質 (---)	SD345	SD345
	コンクリート応力 (N/mm <sup>2</sup> )	5.6 < 8.0 D+L	4.5 < 8.0 D+L
	鉄筋応力 (N/mm <sup>2</sup> )	120.0 < 140 D+L	119.0 < 140 D+L
支間部	床版厚 (mm)	210	210
	コンクリート強度 (---)	$\sigma_{ck} = 24$	$\sigma_{ck} = 24$
	配筋 (---)	D19 ctc 125	D16 ctc 125
	鉄筋材質 (---)	SD345	SD345
	コンクリート応力 (N/mm <sup>2</sup> )	6.0 < 8.0 D+L	5.8 < 8.0 D+L
	鉄筋応力 (N/mm <sup>2</sup> )	116.7 < 140 D+L	121.3 < 140 D+L

(b) 鋼上部構造

部位		材質	断面構成	応答値 (N/mm <sup>2</sup> )	許容値 (N/mm <sup>2</sup> ) †
主桁* (支点部)	上フランジ	SM490Y	420 x27	207 < 210	D+L
	ウェブ	SM490Y	1800 x9	58.3 < 120	
	下フランジ	SM490Y	620 x28	-159 < 189	
主桁* (支間部)	上フランジ	SM490Y	420 x19	-199 < 210	D+L
	ウェブ	SM490Y	1800 x9	13.3 < 120	
	下フランジ	SM490Y	400 x25	173 < 210	
端対傾構	上弦材	SS400	CH300 x90 x9 x13	116 < 140	D+L
	下弦材	SS400	CT95 x152 x8 x8	24.0 < 47.8	
	斜材	SS400	L130 x130 x12	47.3 < 63.3	
中間支点 上対傾構	上弦材	SS400	CT95 x152 x8 x8	73.2 < 140	EQ(L1)
	下弦材	SS400	CT95 x152 x8 x8	73.2 < 140	
	斜材	SS400	L90 x90 x10	36.3 < 55.0	
中間 対傾構	上弦材	SS400	CT95 x152 x8 x8	6.0 < 71.9	EQ(L1)
	下弦材	SS400	CT95 x152 x8 x8	6.0 < 71.9	
	斜材	SS400	L90 x90 x10	4.8 < 55.2	
分配 横桁*	上フランジ	SS400	250 x10	89.6 < 124	D+L
	ウェブ	SS400	1300 x10	19.1 < 80.0	
	下フランジ	SS400	250 x10	102 < 140	
下横構	中間支点部	SS400	CT144x204x12x10	39.5 < 46.8	EQ(L1)
	端支点部	SS400	CT118x178x10x8	31.6 < 38.6	
	一般部	SS400	CT95 x152 x8 x8	9.1 < 35.6	

\* 主桁・横桁は、フランジに曲げ応力、ウェブにせん断応力を記載

† 断面決定ケース D:死荷重, L:活荷重, EQ(L1,2): レベル1,2地震

軸方向に慣例的に1 m 間隔で設置され、設計計算はなされていない。設計で用いるレベル1地震動の水平震度の基準値は、 $k_{hc} = 0.25$  となる。

なお、一部の部材では、設計荷重が許容応力度に対して明らかな余裕がみられる。これは形鋼等を採用する部材は、細長比又は市場性等の理由により断面を決定しているためである。このようにして設計された鋼I桁は、レベル2地震動に対しては、1本の棒要素としてモデル化され、橋全体の中で地震応答が算出されるが、得られた値に対して照査がなされる場合は少ない。

### 3.4 モデル化及び解析手法

#### 3.4.1 対象橋梁のモデル化

本研究では、橋の立体挙動を詳細に把握することを目的とし、参考文献<sup>12)~14)</sup>に示すような最新の研究成果を参考にモデル化を行った。図-3.2に解析モデルの概要を示す。床板及び主桁についてはシェル要素[1]，その他の部材についてはファイバー要素[2]又は剛部材[3]を用いた。図-3.3に解析モデルの骨組み要素と質点配置，合わせて解析モデルの節点数，要素数及び積分点等，解析規模を示す。

床版は、鉄筋層とコンクリート層からなる積層シェル要素（5層）を用いた。鉄筋層は、鉄筋の断面積と鉛直方向の曲げ剛度が等価となるように諸元を設定した。スラブアンカーは、非線形バネ要素としてモデル化した結果、橋全体の挙動に明確な違いが表れなかったことから、今回は線形バネ要素としてモデル化した。支承は、鉛プラグ入り積層ゴム支承を採用しており、表-3.2に示す設計諸元を非線形ばね要素（パイリニア移動硬化則）でモデル化した。支承上の節点は、図-3.4に示す主桁下フランジのソールプレート区間のシェル節点から、放射状に剛な仮想部材で支承部材と結合した。

鋼製橋脚はファイバー要素でモデル化し、梁及びフーチングは剛部材とした。全ての橋脚は基部からコンクリートが5.4mの高さまで充填されており、鋼断面と同様にファイバー要素でモデル化した。基礎-地盤系は動的線形バネとしてS-Rモデルとした（表-3.3）。各要素に使用した材料構成則を図-3.5に示す。橋全体を精密にモデル化して座屈挙動等を確認するには、全てシェル要素を用いることも考えられたが、計算容量等の都合から本モデル構成とした。

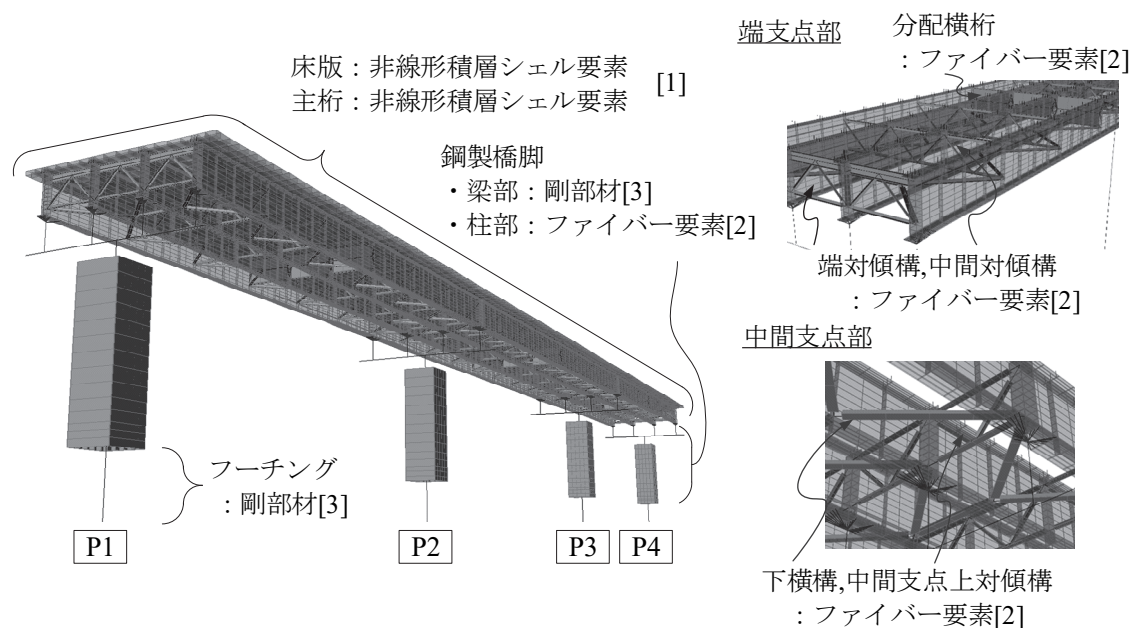


図-3.2 解析モデルの概要

節点数	17,036
ファイバー要素数	2,587
ファイバー全積分点数	25,736
シェル要素数	14,592
シェル全積分点数	10,506,240

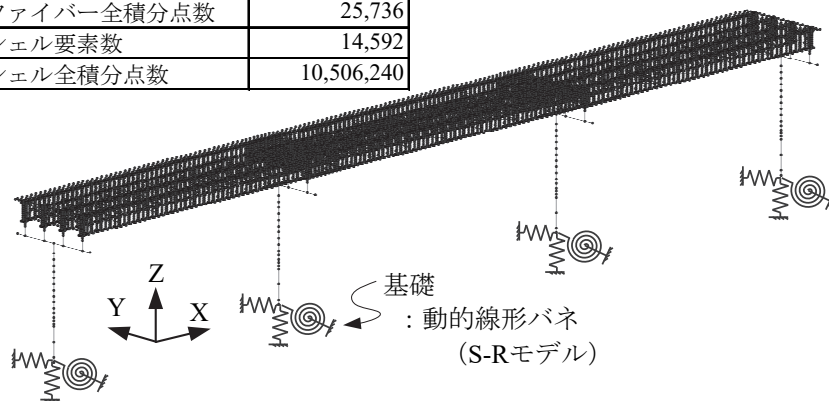


図-3.3 骨組み表示と質点配置

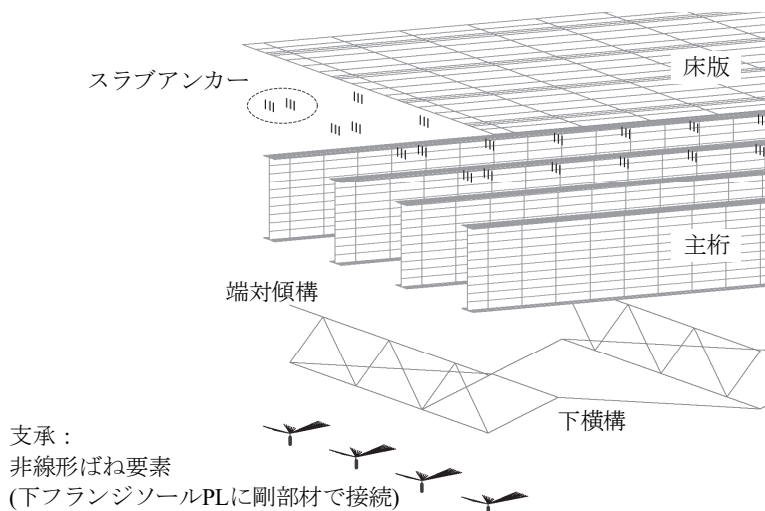
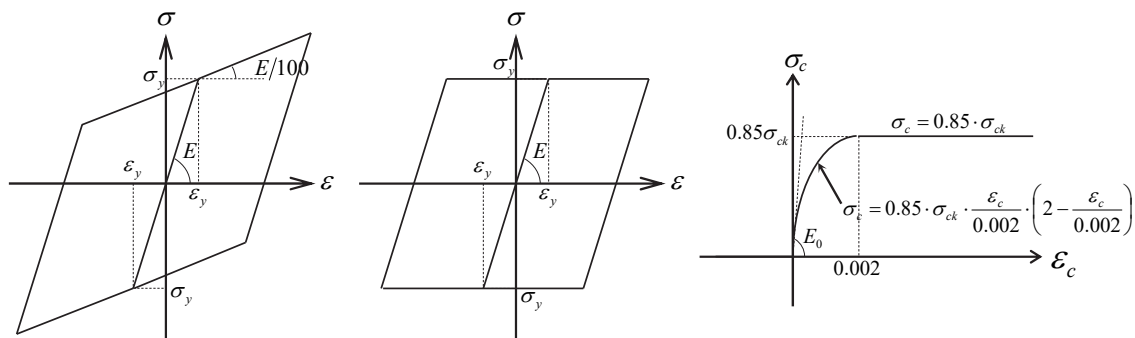


図-3.4 接合部のモデル化



- ・硬化則 : 移動硬化則
- ・降伏条件 : Mises降伏条件
- ・塑性流れ則 : 関連流れ則

降伏応力  $\sigma_{sy} = 345 \text{ N/mm}^2$   
 ヤング係数  $E_s = 200,000 \text{ N/mm}^2$   
 ポアソン比  $\nu = 0.30$   
 二次勾配  $K_2 = 0$  (完全弾塑性)

※シェル要素は Drucker Prager の降伏関数を使用

(a) 鋼材

(b) 鉄筋

(c) コンクリート

図-3.5 解析に用いた材料構成則

表-3.2 鉛プラグ入り免震支承

(a) 設計諸元		(b) バイリニアモデル		
平面寸法 (mm)	600 x 600	橋脚名称	P1,P4	P2,P3
せん断弾性係数 $G$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.0	1支承線当りの支承个数	4	4
ゴム層厚 (mm)	138	一次剛性 (kN/m)	53,477	58,610
有効面積 (mm <sup>2</sup> )	360,000	二次剛性 (kN/m)	8,227	9,017
鉛プラグ面積 (mm <sup>2</sup> )	17,671	降伏点 (kN)	696	697
面積比 (%)	5.2	等価剛性 (kN/m)	11,728	12,784
1次形状係数 $S_1$	6.2	等価減衰定数	0.167	0.167
2次形状係数 $S_2$	4.3			

表-3.3 基礎のバネ定数

並進成分	鉛直方向	$K_x$	(kN/m)	$4.012 \times 10^6$
	橋軸方向	$K_y$	(kN/m)	$2.763 \times 10^6$
	直角方向	$K_z$	(kN/m)	$2.763 \times 10^6$
回転成分	鉛直軸回り	$K_{Rx}$	(kN.m/rad)	$\infty$
	橋軸回り	$K_{Ry}$	(kN.m/rad)	$3.835 \times 10^7$
	直角軸回り	$K_{Rz}$	(kN.m/rad)	$3.835 \times 10^7$
連成成分	橋軸方向	$K_{yz}$	(kN/rad)	$4.446 \times 10^6$
	直角方向	$K_{zy}$	(kN/rad)	$4.446 \times 10^6$

表-3.4 レーリー型粘性減衰

		橋軸方向	直角方向
固有周期	$T_1$ (sec)	0.94	0.51
	$T_2$ (sec)	0.22	0.24
減衰定数	$h_1$	0.02	0.08
	$h_2$	0.03	0.07
比例係数	$\alpha$	0.1278	1.5185
	$\beta$	0.0017	0.0033

### 3.4.2 解析手法

解析は、SeanFEM ver1.2.2<sup>15)</sup>を用いて、材料非線形性、幾何学的非線形性を考慮した時刻歴応答解析とした。幾何学的非線形性は、有限変位、有限ひずみ及び有限回転を考慮し、その計算方法は Update Lagrange 法を用いた。時間積分法は Newmark $\beta$ 法を採用し、積分時間間隔は、初期値として 0.01 sec とした。収束判定は、Newton-Raphson 法により、エネルギーの釣合い、又は不均衡力のどちらかの誤差が、設定された許容値以下であるかどうかで行った。もし収束しない場合には、積分時間間隔を自動で再分割して再計算及び同様な収束判定を行い、収束するまで、又は設定した回数までその処理を繰り返した。

減衰力のモデル化は、固有値解析の結果に基づき、橋軸方向と橋軸直直角方向のそれぞれの方向に対して、選択した2つの固有振動数とモード別減衰から、時刻歴応答解析に用いるレーリー型粘性減衰を表-3.4のように設定した。

### 3.4.3 入力地震動

地震波は、道路橋示方書<sup>1)</sup>の設計に用いられる標準波（表-3.5に示すII-II-1及びII-II-2）と観測されたそのままの地震動を対象とした。表-3.6に地震波の入力方向を示す。ケース名称の冒頭のX, Yは、それぞれ橋軸方向、橋軸直角方向の入力である。この標準波に加えて、地震動の多方向入力による影響を検討することを目的として、標準波の元となるJR鷹取駅構内地盤上(JRT)の観測波EW, NS, UDの3成分とした。図-3.6に観測波の加速度時刻歴波形を示す。

表-3.5 レベル2地震動（タイプII）の強震記録<sup>1)</sup>

地盤種別	地震名	記録場所及び成分	呼び名	
II種地盤	平成7年兵庫県南部地震	JR西日本鷹取駅構内地盤上(JRT)	NS成分	II-II-1
			EW成分	II-II-2

表-3.6 入力した加速度波形の組合せ

	ケース名称	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向
設計地震動	X222地震波	II-II-2		
	Y221地震波		II-II-1	
観測地震動	JRT-X地震波	JRT EW		
	JRT-XZ地震波	JRT EW		JRT UD
	JRT-XYZ地震波	JRT EW	JRT NS	JRT UD

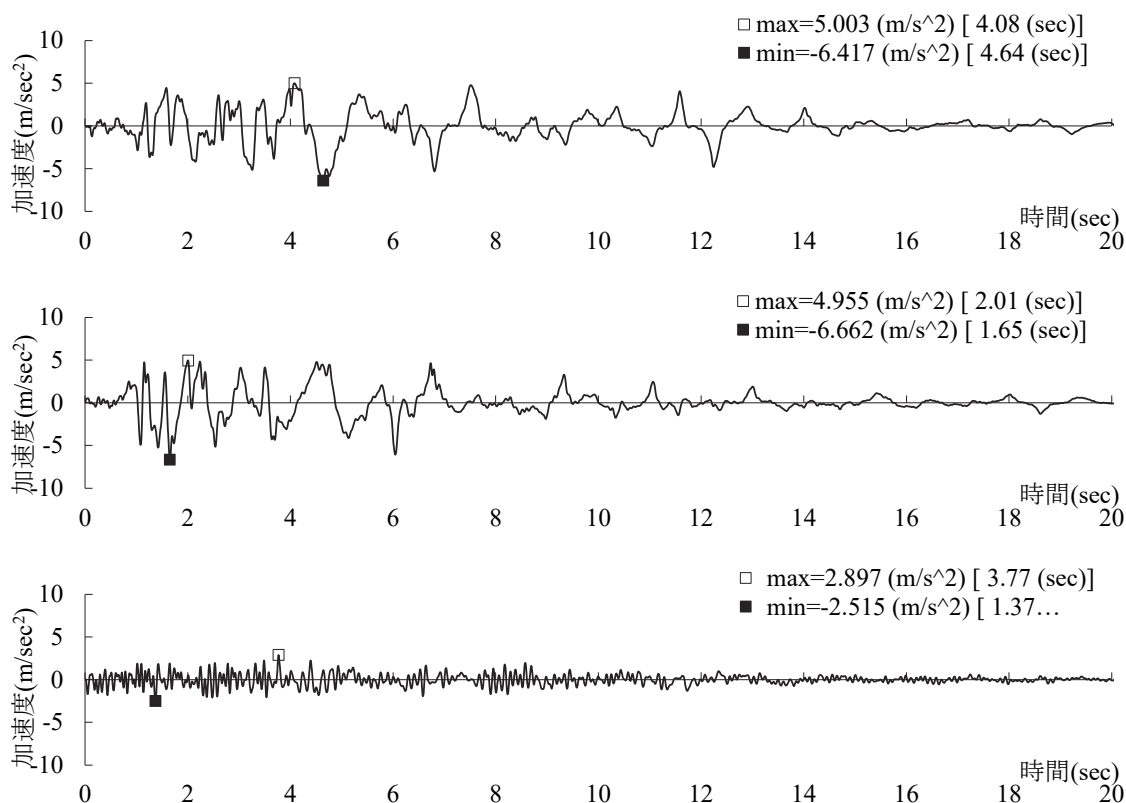
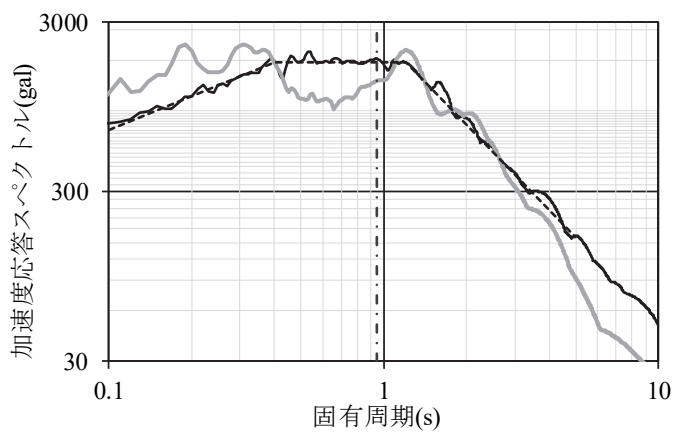
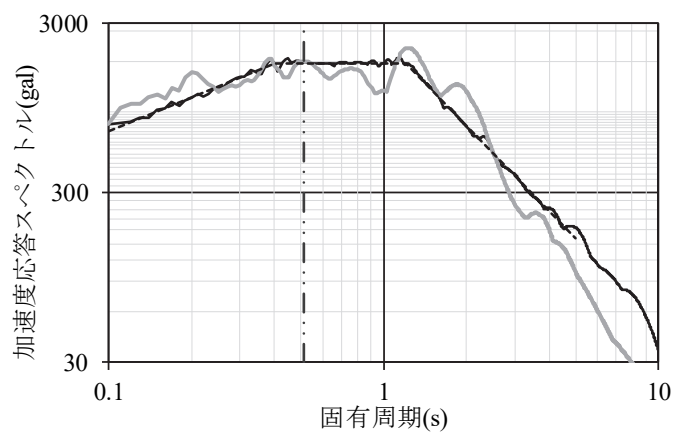


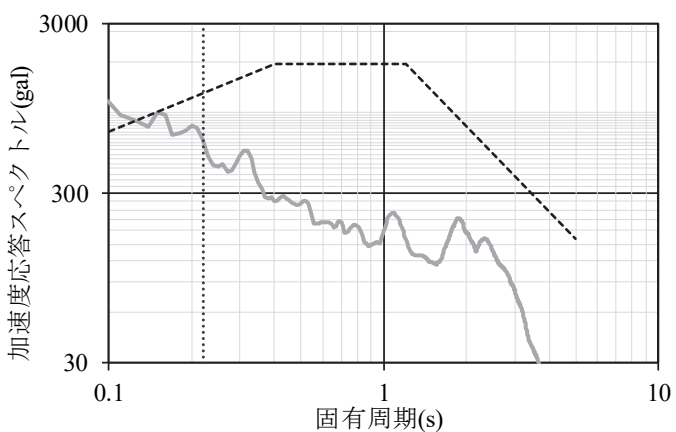
図-3.6 JR西日本鷹取駅構内地盤上観測波（上段NS，中段EW，下段UD）



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向



(c) 鉛直方向

— : 標準波 — : 観測波 ---- : 標準スペクトル  
 固有周期(1次) - · - : 橋軸方向(T=0.94s) — · — : 直角方向(T=0.51s) ····· : 鉛直方向(T=0.22s)

図-3.7 地震動の加速度応答スペクトル (5%減衰)

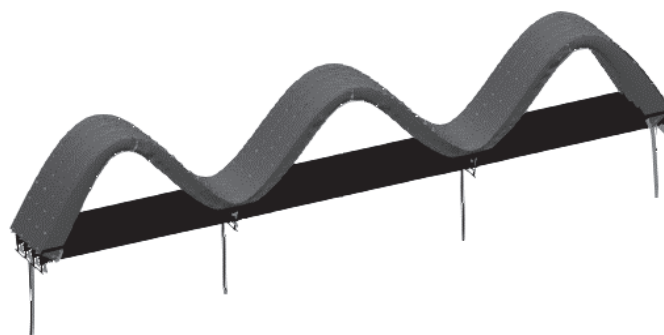
表-3.5, 表-3.6 に示すとおり, EW=X (橋軸方向), NS=Y (橋軸直角方向), UD=Z (鉛直方向) として, 地震波を記号化している. 道路橋示方書に示される標準波は, 振幅調整により設計加速度応答スペクトルに適合された加速度時刻歴波形であるが, 観測波は, 当該地盤で観測されたサンプリング波そのものを用いるものとした. 鉛直方向の影響は, 表-3.6 に示すように 1 方向から 3 方向を組合せることで考慮した. 地震動の加速度応答スペクトルを図-3.7 に, 代表的な固有周期と振動モードを図-3.8 に示す. 本橋の卓越周期は, 固有値解析の結果から, 橋軸方向で 0.94 sec, 直角方向で 0.51 sec である. 橋軸方向, 直角方向ともに, 卓越周期の範囲では, 標準波の加速度応答スペクトル (5%減衰) が観測波よりもやや大きい. 鉛直方向の卓越周期は 0.22 sec であり, 加速度応答スペクトルで 600 gal 程度である.



(a) 橋軸方向 1 次モード (T=0.94 s, 有効質量比 : 32%)



(b) 橋軸直角方向 1 次モード (T=0.51 s, 有効質量比 : 39%)



(c) 鉛直方向 1 次モード (T=0.22 s, 有効質量比 : 28%)

図-3.8 代表的な振動モード, 固有周期, 有効質量比



### 3.5 橋全体の動的解析結果と設計結果との比較

図-3.9 に、道路橋示方書に示される標準波（X222 地震波，Y221 地震波）を用いた解析結果を示す。結果は、橋全体の変形状態に応力コンターを重ねて示した。部材の降伏を視覚的に確認しやすいように、ミーゼス応力による最大応力の分布を示している。また、コンターは、構成部材のうち最も大きな強度を有する材料(SM490Y)の降伏強度を最大値として表示している。上部構造に着目した場合、橋軸方向の地震動に対しては、図-3.9(a)に示すように、主桁の中間支点部で降伏強度の40%程度の応力となっており、地震応答に対してかなりの余裕があることが確認できる。一方、橋軸直角方向の地震動に対しては、図-3.9(b)に示すように、対傾構や横構等では降伏強度（SS400 材，235 N/mm<sup>2</sup>）に達する高い応力が生じており、支点部の主桁についても、部分的ではあるものの、降伏強度の95%程度の高い応力が確認できることから、レベル2地震時には、主桁も降伏する可能性が考えられる。なお、FE モデルに対する照査は確立された手法はなく、本論文では降伏強度は許容応力度を 1.7 倍とした値としている一方、発生応力はミーゼス応力としている。局所的な評価

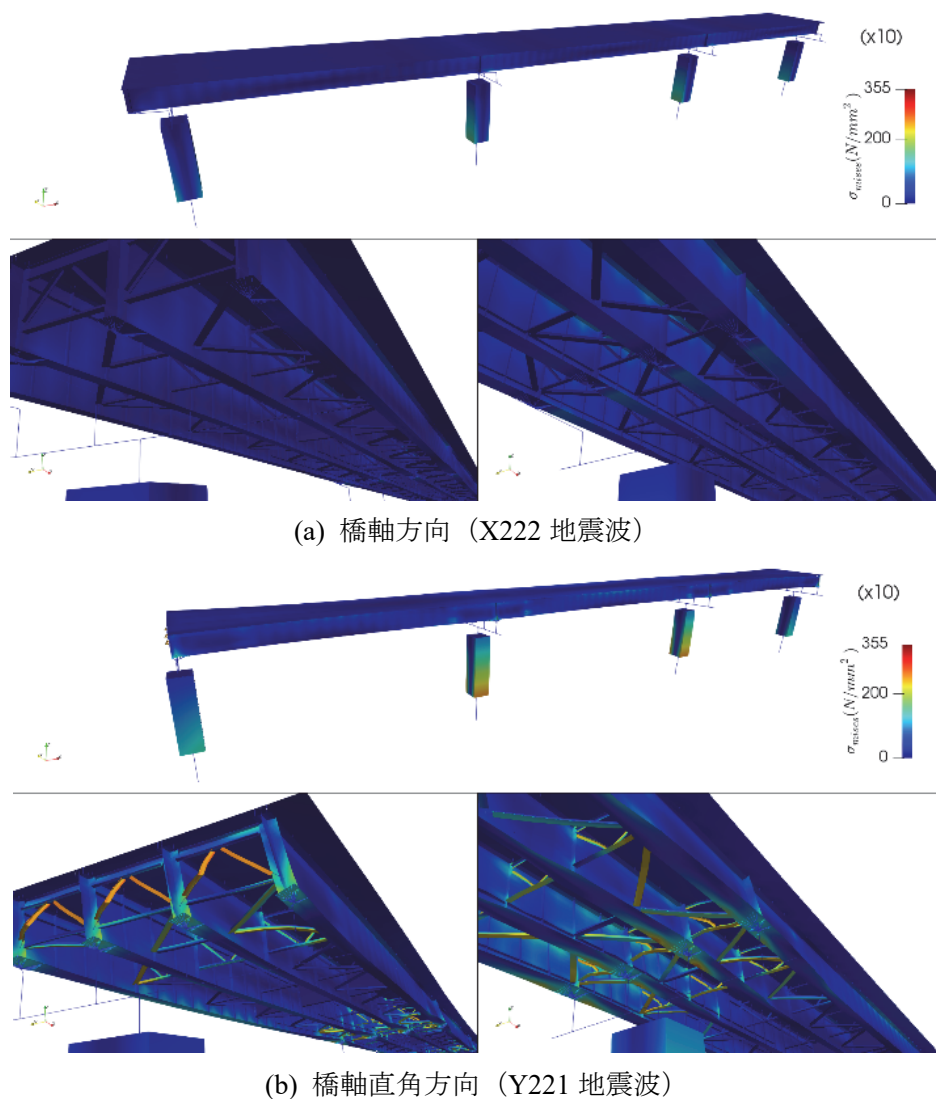


図-3.9 上部構造の変形とミーゼス応力分布

を含め、応力のみに着目して鋼I桁がどのような状態であるかを判断することは難しいが、状態を考察する上では、3.8 で後述する荷重と変位の関係等により、剛性が線形的な挙動の範囲であるか否かを確認することも一つの方法と考える。

橋軸直角方向について主桁の応答をさらに詳細に分析した。上部構造が橋軸直角方向に地震作用を受けた際には、図-3.10 に示すような支点部と支間部の異なる水平挙動が確認できる。主桁は支点付近に応力集中がみられた。これは、上部構造は鋼製橋脚にいわば弾性支持された梁として、全体

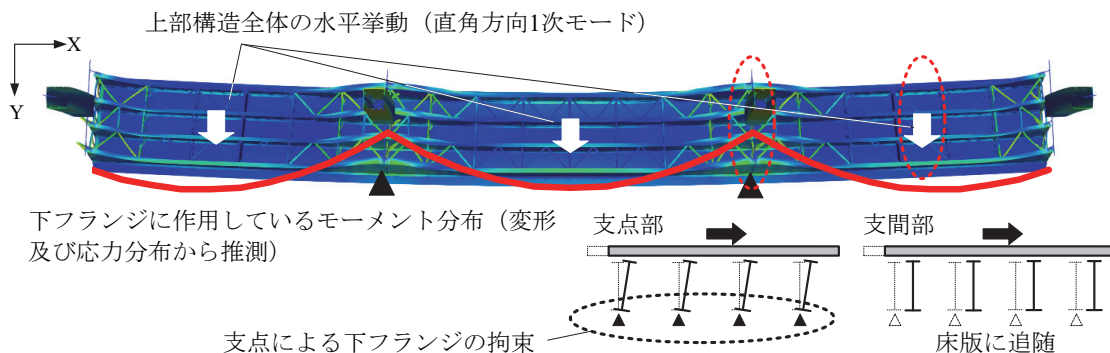
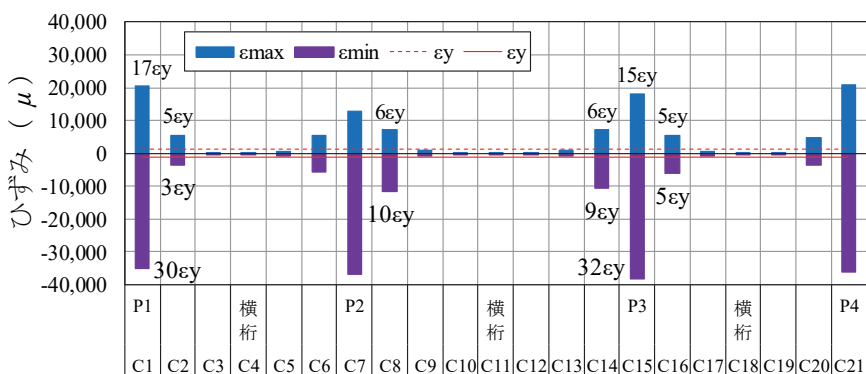
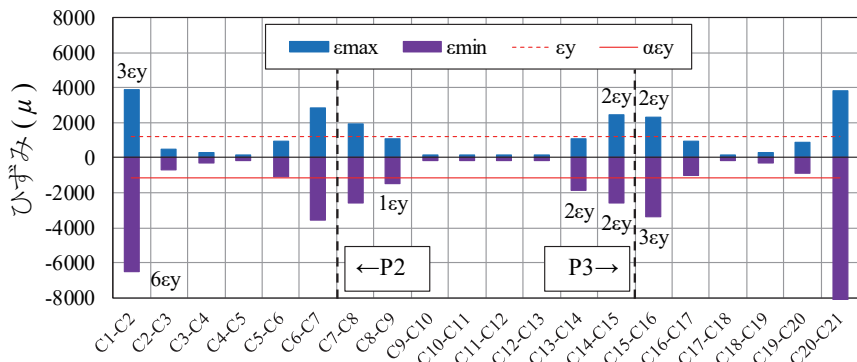


図-3.10 橋軸直角方向の地震動に対する主桁の応答特性



(a) 横桁・対傾構の最大ひずみ分布



(b) 下横構の最大ひずみ分布

図-3.11 橋軸直角方向の地震動に対する横荷重抵抗部材の応答分布

的に水平方向に1次のモードで変位が生じている一方で、主桁の下フランジは支承が橋軸直角方向に固定されるため、支点部での鋼製橋脚との相対変位はゼロとなることから、支点付近で、水平方向への負曲げ作用による応力が発生したことが原因と考えられる。このような応答特性は、橋全体の立体挙動を捉えることではじめて把握できるものである。

図-3.11に、横荷重に抵抗する部材である対傾構、横桁、下横構の最大ひずみ分布を示す。ひずみはレベル2地震動に対して一般的には設計されていない場合が多かった横荷重に抵抗する部材に顕著（端対傾構の斜材が最大で $32\varepsilon_y$ 程度ものひずみが発生）であり、支点付近の対傾構や下横構には部材座屈が確認された。これらは過去の地震被害においても確認されている損傷であり、最小寸法が採用された形鋼等の余剰耐力をはるかに上回る地震応答が作用していることが本橋のFE解析でも確認された。ただし、損傷は支点上及びこれに隣接する2パネル範囲に限定され、支間中間部の応力レベルは相対的にかなり低い応答であった。このように支点付近の対傾構や下横構が抵抗を失うことで、主桁の面外変形が増長すると、支承の機能不全を招く可能性があることから、上部構造の支点付近は少なくとも支承の耐力以上の耐荷力を有していることが望ましい。

上部構造以外の挙動については、橋軸方向に対する免震支承の応答せん断ひずみは240%程度（橋軸直角方向は固定）、鋼製橋脚は橋軸直角方向で降伏に対して90%程度の応答であり、本橋で実施された耐震設計の結果（上部構造を1本棒としてモデル化）とほぼ同じであった。このことから、上部構造の各鋼製部材の応答を除けば、橋全体の応答は上部構造のモデル化の影響はそれほど大きくないことがわかる。

### 3.6 鉛直地震動が上部構造の応答に及ぼす影響

観測波（3.4.3 で述べた入力地震動）を用いた動的解析を実施した。図-3.12 は JRT-XZ 地震波における橋全体の変形状態に応力コンターを重ねた結果である。上部構造の変形状態とミーゼス応力の分布を図-3.12(a)に、主桁のミーゼス応力の分布を図-3.12(b)に示す。なお、図-3.12(b)は主桁断面のうち最大応力が発生している下フランジに着目し、全ての時刻歴の結果から、最大値を包絡して図示している。また、橋軸方向については、外桁と内桁で応力の違いがほとんどみられないことから、外桁の応力分布を代表して図示している。JRT-XZ 地震波の結果は、橋全体としては標準波(X222 地震波)と比較して、同様の応答性状がみられた。一方で、図-3.12(b)の主桁のミーゼス応力では、各地震波を比較すると、中間支間と中間支点上で最大 8 割程度の応力増加がみられ、鉛直地震動を考慮した影響が顕著に現れている。なお、標準波である X222 地震波と観測波である JRT-X 地震波の応力分布は大差がない。これは橋軸方向の振動が卓越する水平 1 次固有モードの周期 0.94 s 付近の加速度応答スペクトル（図-3.7）が、標準波と観測波で同程度であることが理由と考えられる。

橋軸直角方向地震の上部構造の変形とミーゼス応力分布を図-3.13(a)に、主桁のミーゼス応力分布を図-3.13(b)に示す。最大応力が発生している箇所は橋軸方向地震と同じく、下フランジ側となっている。橋軸方向と同様の理由から、Y221 地震波と JRT-Y 地震波の応力分布には大きな差がみられなかったため、図-3.13(b)には Y221 地震波のみを示している。橋軸直角方向では、水平 2 方向に鉛直方向を考慮した 3 方向を同時に加振した JRT-XYZ 地震波では応力増加がみられ、中間支点上の下フランジが降伏を超過した。Y221 地震波と比較しても応答が大きくなっていることが確認できる。

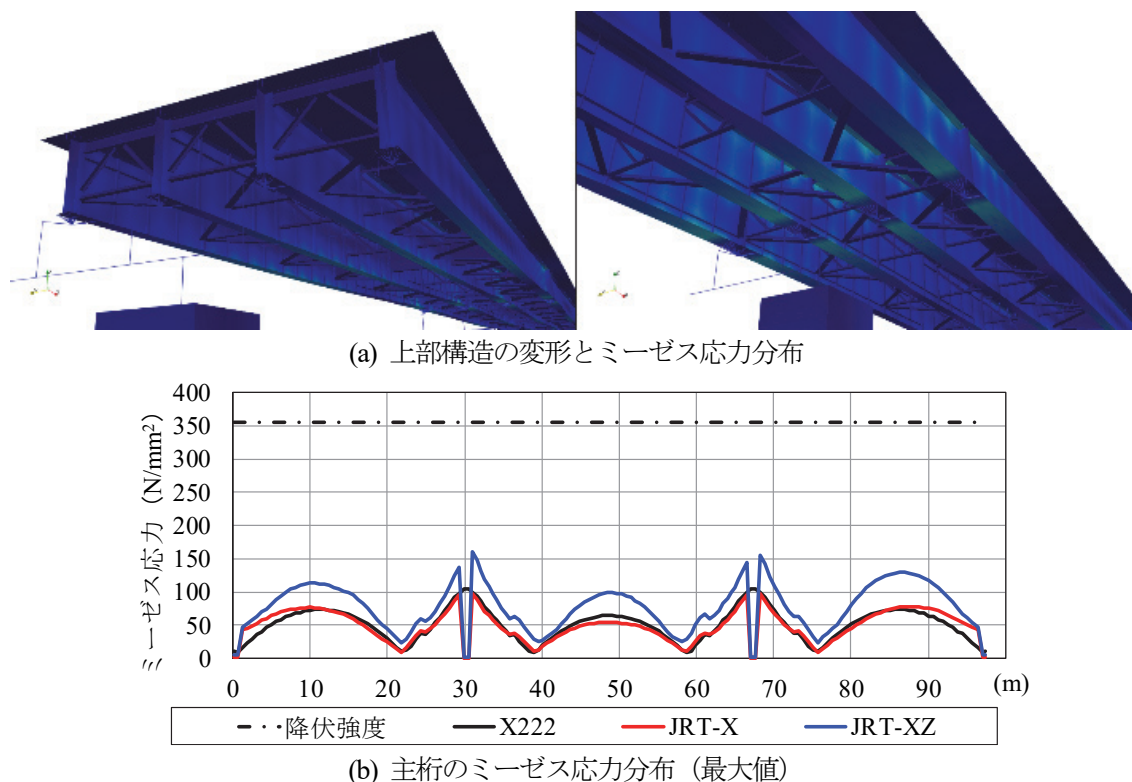
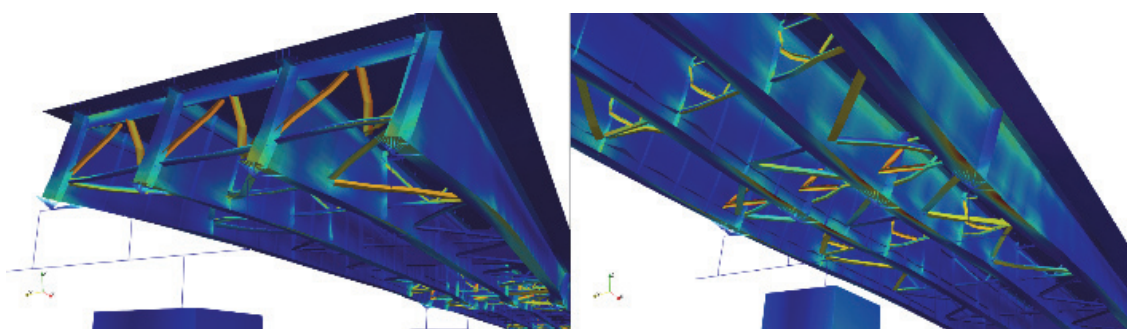
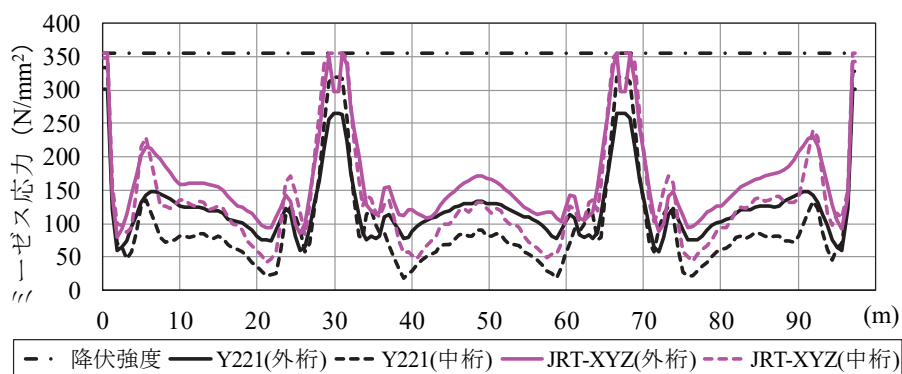


図-3.12 JRT-XZ 地震波における解析結果



(a) 上部構造の変形とミーゼス応力分布



(b) 主桁のミーゼス応力分布（最大値）

図-3.13 JRT-XYZ地震波における解析結果

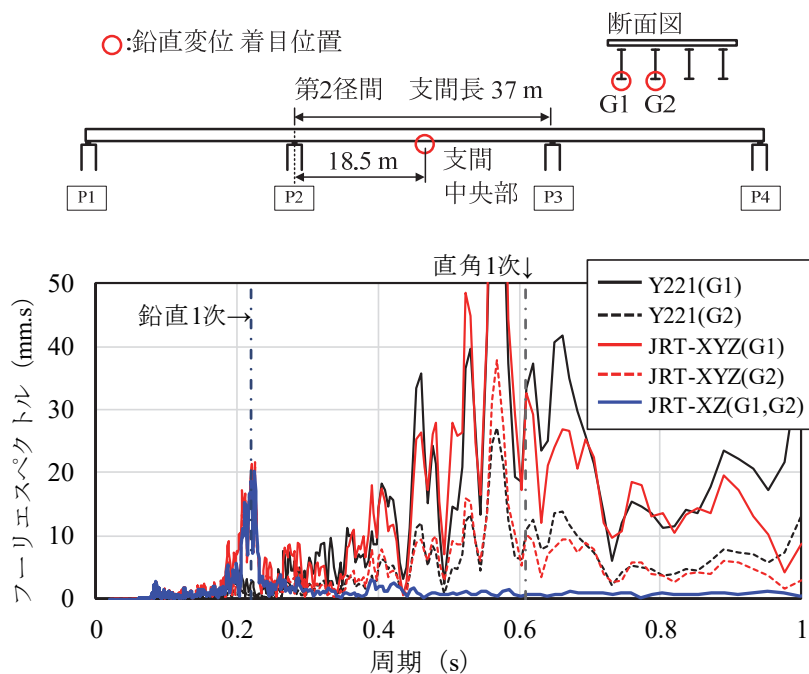


図-3.14 鉛直変位のフーリエスペクトル

図-3.14に、鉛直変位のフーリエスペクトルを示す。フーリエスペクトルは、着目位置の鉛直方向の時刻歴応答変位をフーリエ変換して算出した。着目位置は、橋全体の挙動のうち、鉛直たわみに

よる影響分析を目的としているため、支間中央部とした。着目した支間は、第1径間から第3径間までほぼ同じ傾向であったため、鉛直変位量が最も大きく、支間長が最も大きい第2径間とした。主桁位置はG1桁及びG2桁である。JRT-XZ地震波では、鉛直1次モードである固有周期0.22 sec付近で、鉛直変位が卓越していることが確認できる。JRT-XYZ地震波では、鉛直1次モードである固有周期0.22 sec付近の鉛直変位の卓越に加え、直角1次モードにより桁のねじれに伴う卓越した鉛直変位も生じている。一方で、Y221地震波では固有周期0.22 sec付近のピークが確認されないことから、橋軸方向と同様に、この鉛直変位は鉛直地震動による影響と考えられる。

以上より、鉛直成分が設計に影響を及ぼす可能性のある応力増加がみられた。断層近傍で観測された鉛直方向の短周期が卓越する地震動ではさらに大きな影響が懸念され、設計において新たな課題を提起するものである。



### 3.7 橋全体の動的応答が床版に及ぼす影響

橋全体の動的解析での床版の挙動に着目し、応力レベルを確認する。図-3.15に、橋全体の解析における床版コンクリート及び鉄筋の応力分布（橋軸方向）を示す。鉄筋応力が  $60 \text{ N/mm}^2$  程度、コンクリート応力が  $6 \text{ N/mm}^2$  程度となっている。どちらも、許容範囲（鉄筋の降伏応力やコンクリートの圧縮応力）に収まっていることから、床版の損傷は生じていないと考えられる。

次に、設計で用いられる場合の多い、床版と主桁の剛性を一つの等価な剛性に集約した、いわゆる一本棒とした簡易的なモデルによる動的解析を実施した。図-3.16に、橋軸直角方向の最大水平変位時の応答と鉛直軸回りの曲げモーメント分布を示す。表示した曲げモーメント分布は、各部材の最大応答を包絡したものであり、応答の時間断面ではない。曲げモーメントは、第2径間の支間中

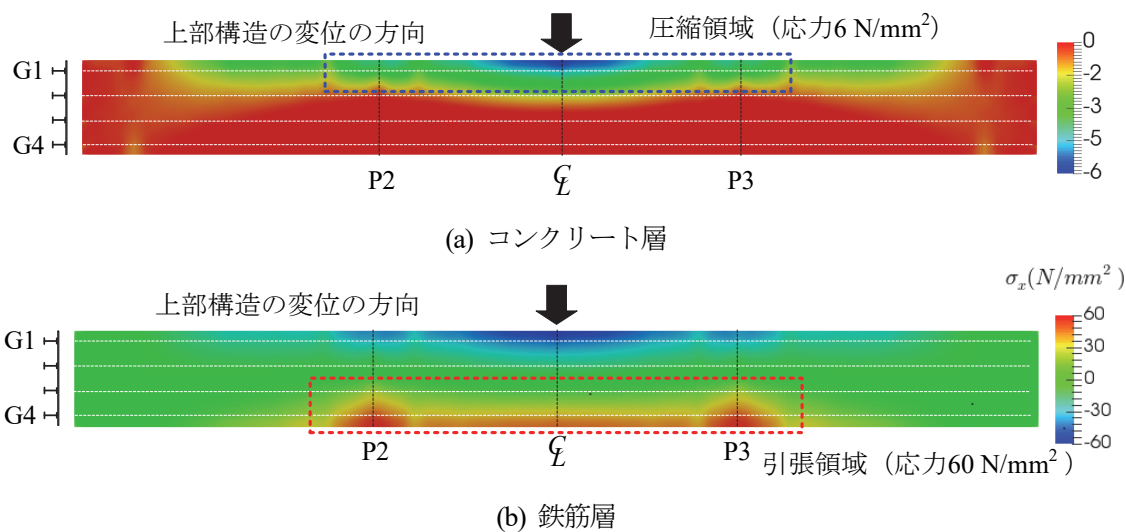


図-3.15 床版の橋軸方向の応力分布

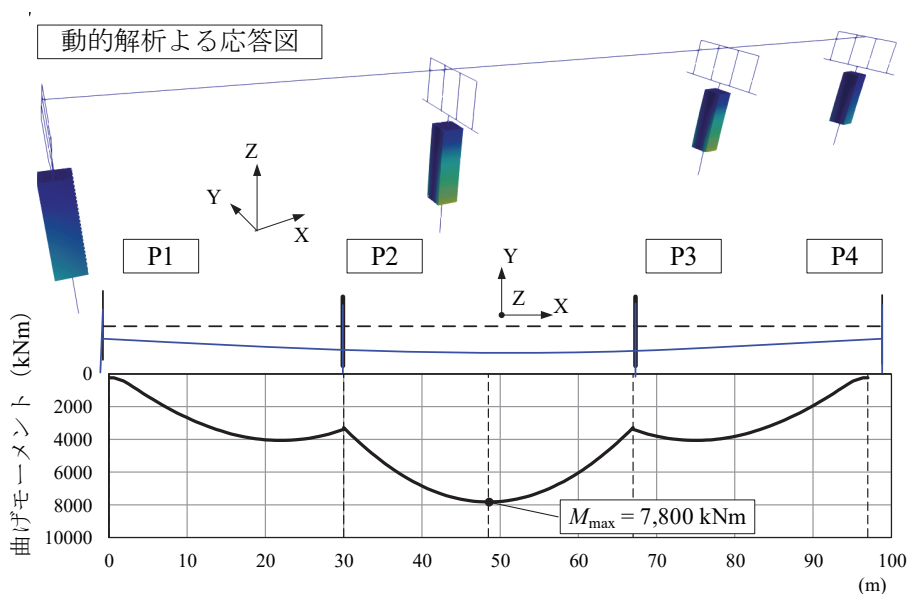


図-3.16 一本棒モデルの応答図と上部構造のZ軸回りの曲げモーメント分布

央で最大値を示したことから、この値を用いて床版のRC断面計算を行った。その結果、鉄筋応力が  $110 \text{ N/mm}^2$  程度、コンクリート応力も  $5 \text{ N/mm}^2$  程度となった。床版等にシェル要素を用いた結果と比較すると、応力にやや違いがみられた。これは、シェル要素を用いたモデルでは鋼部材に生じた降伏や座屈による剛性軟化による影響と考えられる。両モデルとも、床版の応力は制限値の範囲に留まっている。

以上は、橋全体の動的解析による設計であり、次に設計での慣用化を目的として、図-3.17 に示すような、鋼I桁を連続梁として、静的に地震荷重を載荷した場合の結果と対比した。連続梁の支点条件は、支承の橋軸直角方向を固定した場合と、全体モデルの下部構造（基礎構造を含む）と荷重-変位関係が等価となる線形バネにより弾性支持した場合を計算した。計算の結果、支点条件により曲げモーメントの分布は大きく異なり、固定支持とした場合は、支点上に負曲げを有する曲げモーメント分布となる。固定支持の場合は鉄筋応力が  $35 \text{ N/mm}^2$  程度、コンクリート応力も  $1 \text{ N/mm}^2$  程度と過小に評価された。一方、弾性支持の条件では、図-3.16 の一本棒モデルと概ね同等の曲げモーメント分布となった。以上の対比結果から、連続梁を仮定した力学モデルにより床版を設計する際に、本橋のような、中間橋脚と比べて端橋脚の上部構造の分担重量が小さい橋梁、又は上部構造の剛性に対して、下部構造の剛性が相対的に小さい橋梁など仮定と異なる挙動を示す場合には、床版への影響を適切に評価するためには、支点条件に留意が必要であることが判明した。

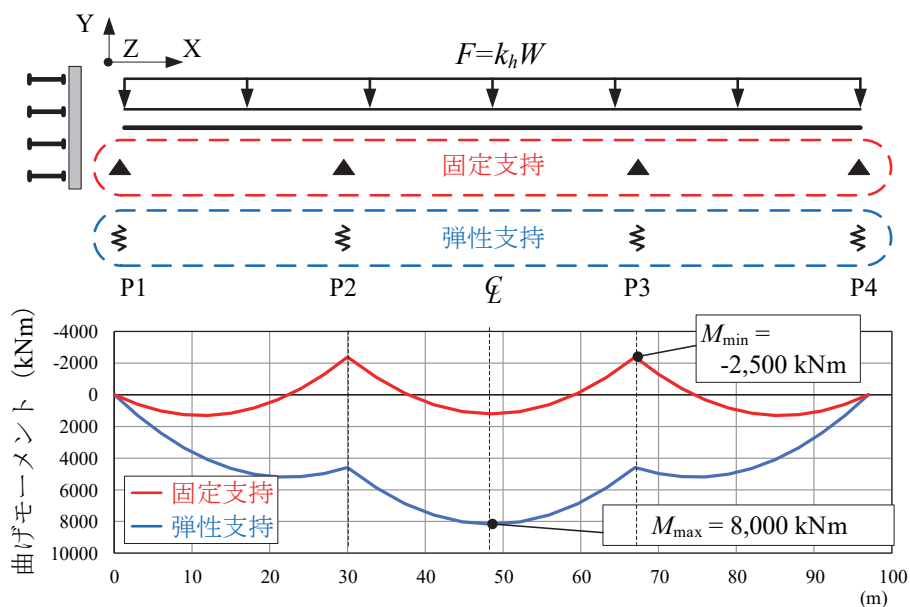


図-3.17 連続梁モデルによるZ軸回りの曲げモーメント分布



### 3.8 橋全体の耐荷性能の確認

上部構造の変形挙動や耐荷性能に着目したプッシュオーバー解析（材料非線形と幾何学的非線形を同時に考慮）を実施した。解析は、まず死荷重に相当する鉛直荷重（シェル要素に等分布荷重、はり要素には線荷重）を載荷し、その後、橋軸直角方向の1次固有振動モードを慣性力分布とみなし、床版シェル要素に弧長増分法により漸増載荷した。

図-3.18に、端支点上の床版の変位（絶対変位）と橋脚基部の水平反力（1支承線上4基の合計）の関係を示す。破線は設計で決定された部材断面・寸法を用いた解析結果である。図-3.19に動的解析にてレベル2地震時の最大変位が生じた時点、図-3.20に部材が広範囲に塑性化し解析が終了した時点の橋全体の変形とミーゼス応力コンターを示す。上部構造に生じる損傷としては、<1>端対傾構の斜材及び中間対傾構の斜材がほぼ同じタイミングにて降伏、<2>同位置の降伏の進展に伴い、ウェブギャップ部（端対傾構の付け根から主桁下フランジまでの範囲）の主桁ウェブと支点上補剛材の降伏が進展、<3>対傾構の斜材の座屈、下支材の降伏・座屈に伴い、桁全体の面外剛性が急激に低下、桁全体が大きく変形、<4>ウェブギャップ部の全て主桁の塑性化の進展に伴い、最終的に水平力に抵抗できなくなり解析が終了した。Y221地震波の動的解析での最大変位は、上述の<3>の発生時点に相当しており、対傾構の斜材の降伏や主桁ウェブギャップ部の降伏は、レベル2地震

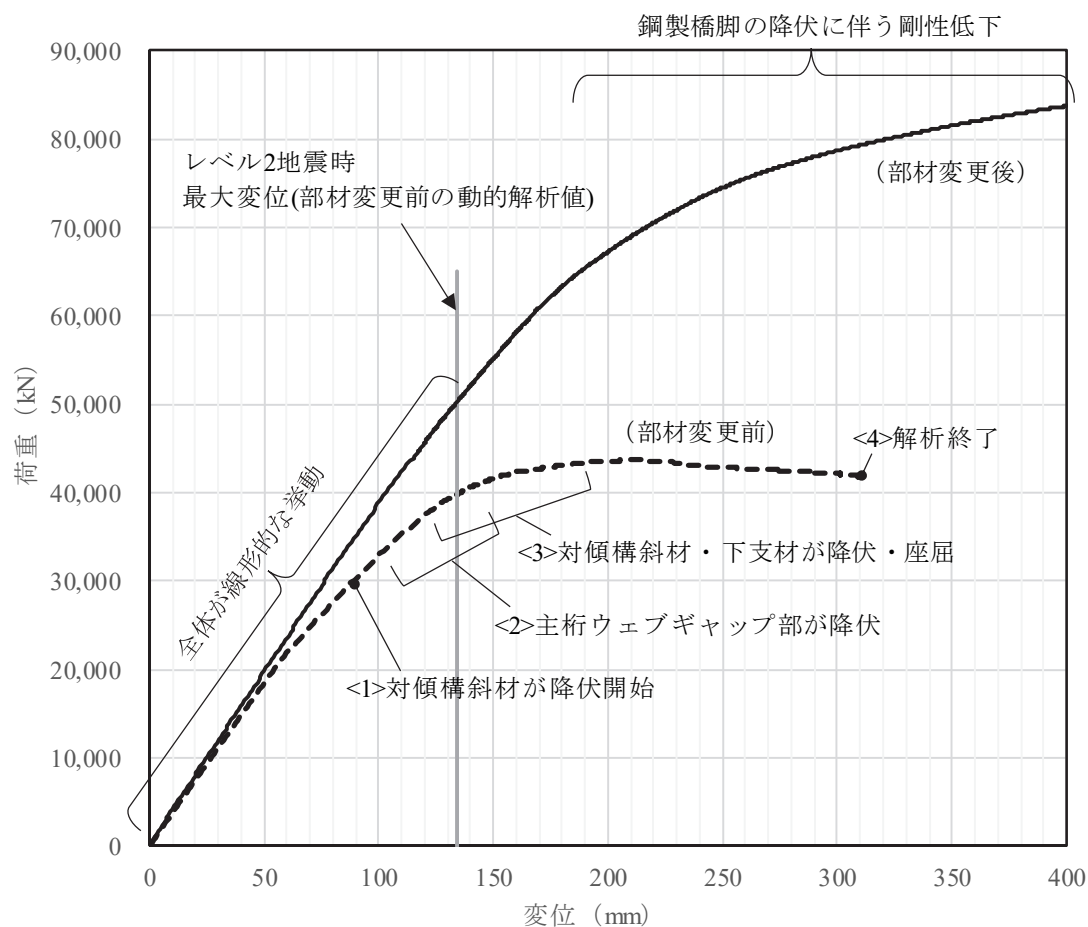
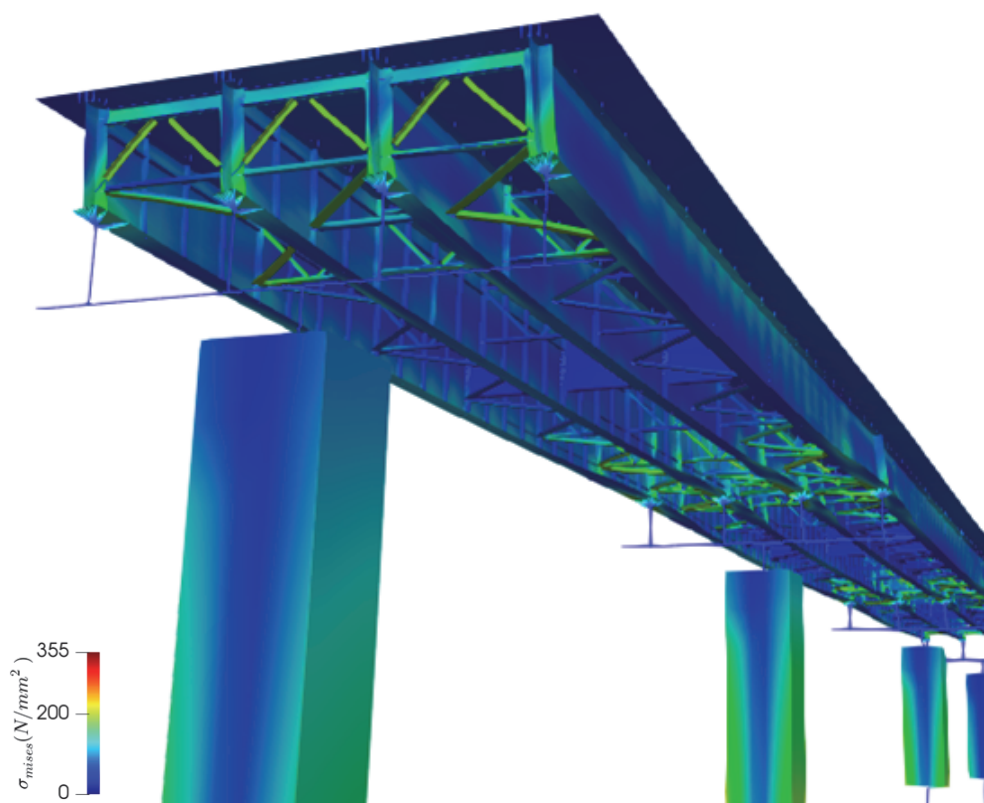
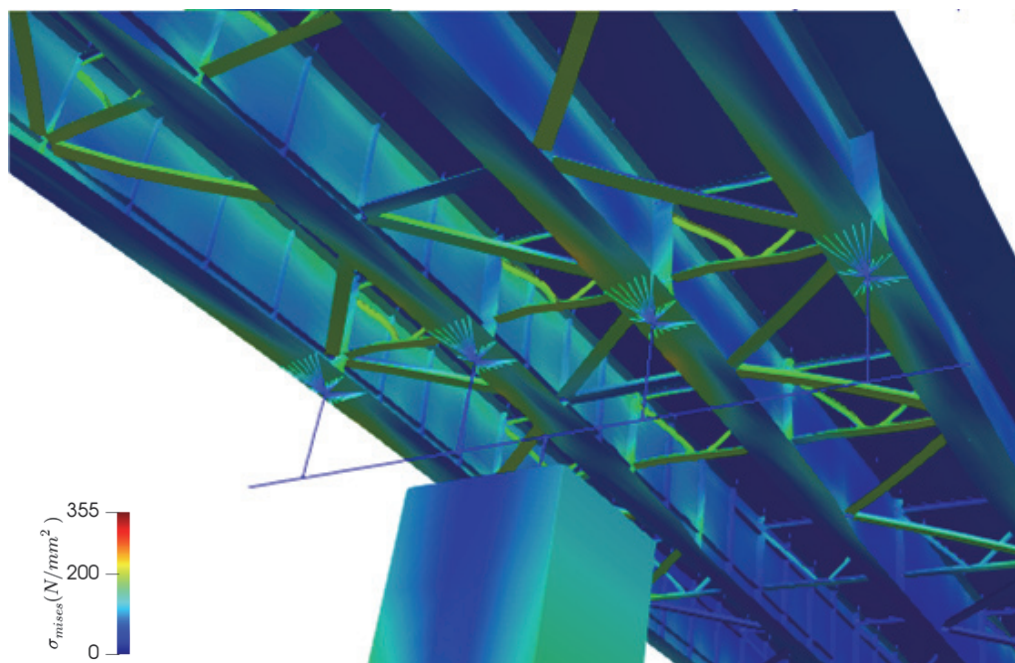


図-3.18 プッシュオーバー解析による荷重-変位関係



(a) 端支点



(b) 中間支点

図-3.19 解析結果（部材変更前，レベル2地震動による変形）

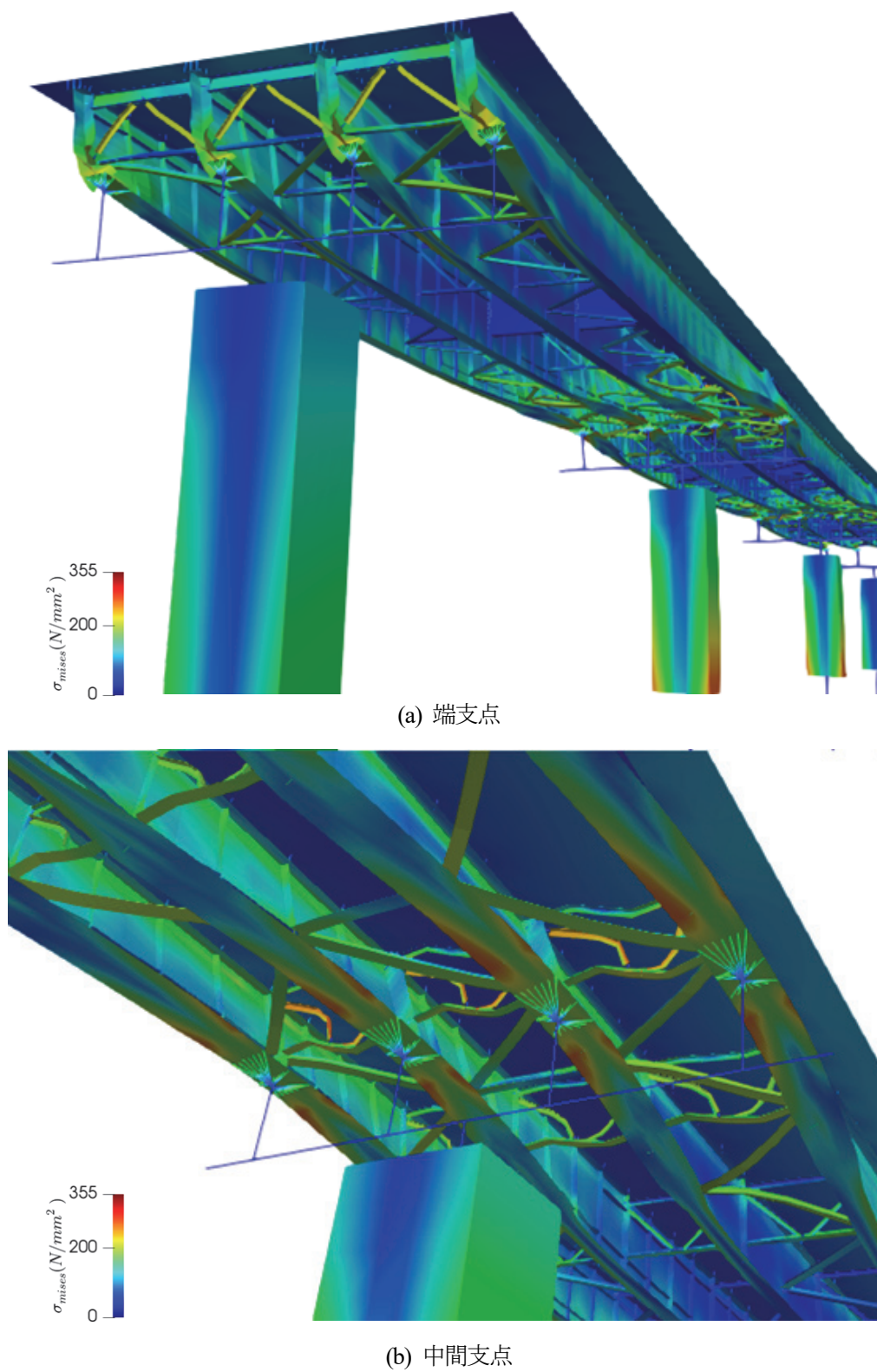


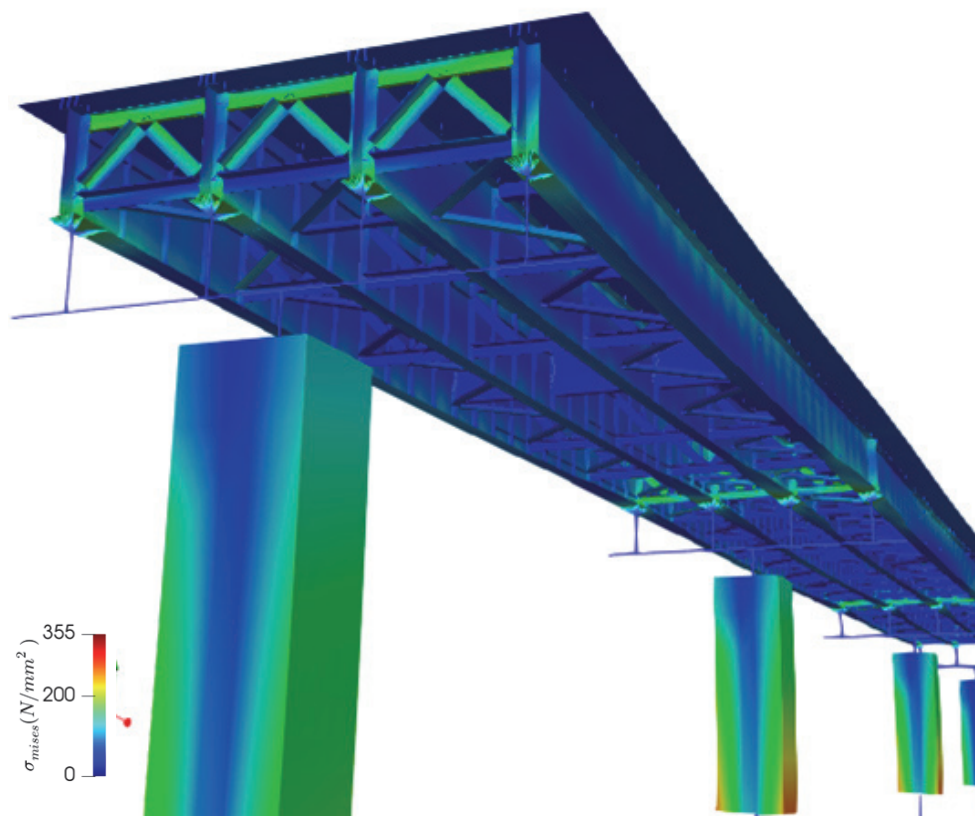
図-3.20 解析結果（部材変更前，解析終了時）

の最大応答に対して早い段階から発生していることが確認できる。橋脚は変位 200 mm 程度で中間橋脚の基部が降伏に達している。なお、この時点の支承の応答を、部材計算で確認したところ、支承の最も厳しい箇所であった下査取り付けボルトにおいても、降伏強度に対して余裕がみられたことから支承は健全な状態と判断できる。したがって、この結果から、支承や橋脚が損傷するかなり前の段階から上部構造が水平支持機能を失いはじめており、改めて横力に抵抗する部材のレベル 2 地震動に対する設計の必要性が示唆される。

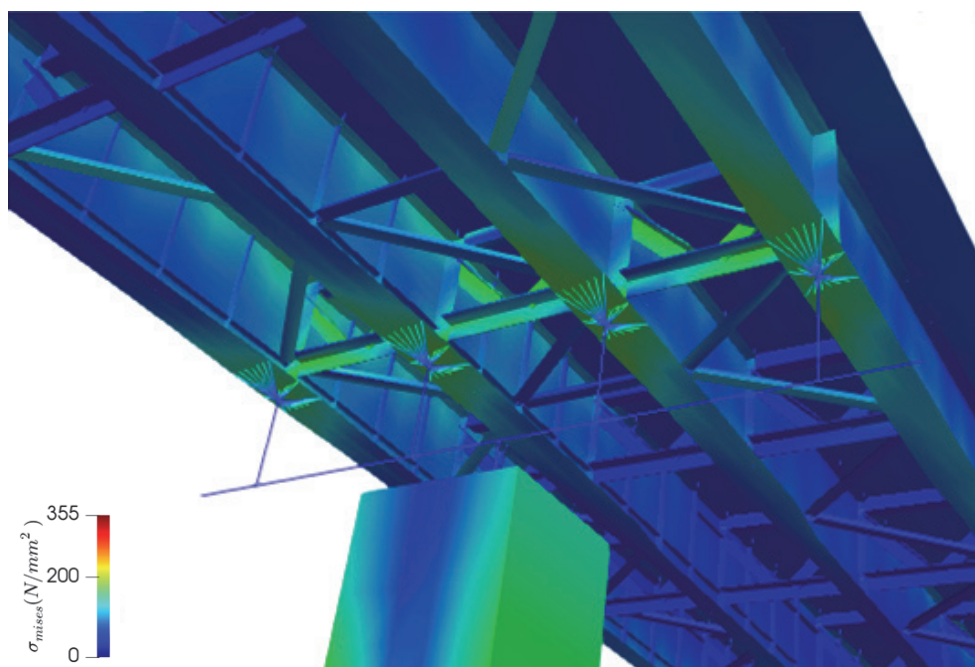
部材を変更する前のプッシュオーバー解析では、主桁のウェブギャップ部の降伏により上部構造全体の耐荷力が低下しはじめていた。そこで、主桁のウェブギャップ部が降伏しないように剛性を高めた上で、対傾構の斜材と下支材の断面をプッシュオーバー解析のトライアルにて決定した。部材断面・寸法を変更した場合の解析結果を図-3.18 に実線で示す。主桁のウェブギャップ部が降伏しないように再設計し、端対傾構と中間対傾構の斜材と下支材の断面剛性を 2 倍程度にアップさせた結果である。具体的には、表-3.1 に示す斜材と下支材を、両者とも CT 形鋼(CT144x204x12x10)に変更した。図-3.21 に動的解析にてレベル 2 地震時の最大変位が生じた時点、図-3.22 に部材が広範囲に塑性化し、解析が終了した時点の橋全体の変形とミーゼス応力コンターを示す。変更前と比べて耐荷力が大きく向上し、レベル 2 地震動を超える領域まで上部構造が全体として線形的な挙動を示していることがわかる。このように、シェル要素により橋全体を詳細にモデル化し、部材が降伏した先まで解くことで、耐力が低下する主な要因となる部材と損傷順序を定量的に評価すれば、少しの部材の強度アップで、上部構造の耐荷力を大幅に改善できる可能性がある。ただし、本研究では、1 ケースの慣性力分布のみに着目した考察であり、慣性力分布は地震波や挙動の複雑さによって異なる可能性が考えられる。これらを包括的に検討した上で、合理的な改善策になり得るかは、今後の課題としたい。

実際に弱点となる部材を変更して、耐荷性能が向上することを確認することは、橋全体としてのレベル 2 地震に対する設計の最適化だけでなく、設計を超える作用に対する冗長性や復旧性に対して、定量的な結果を示したうえで議論することが可能になると考える。



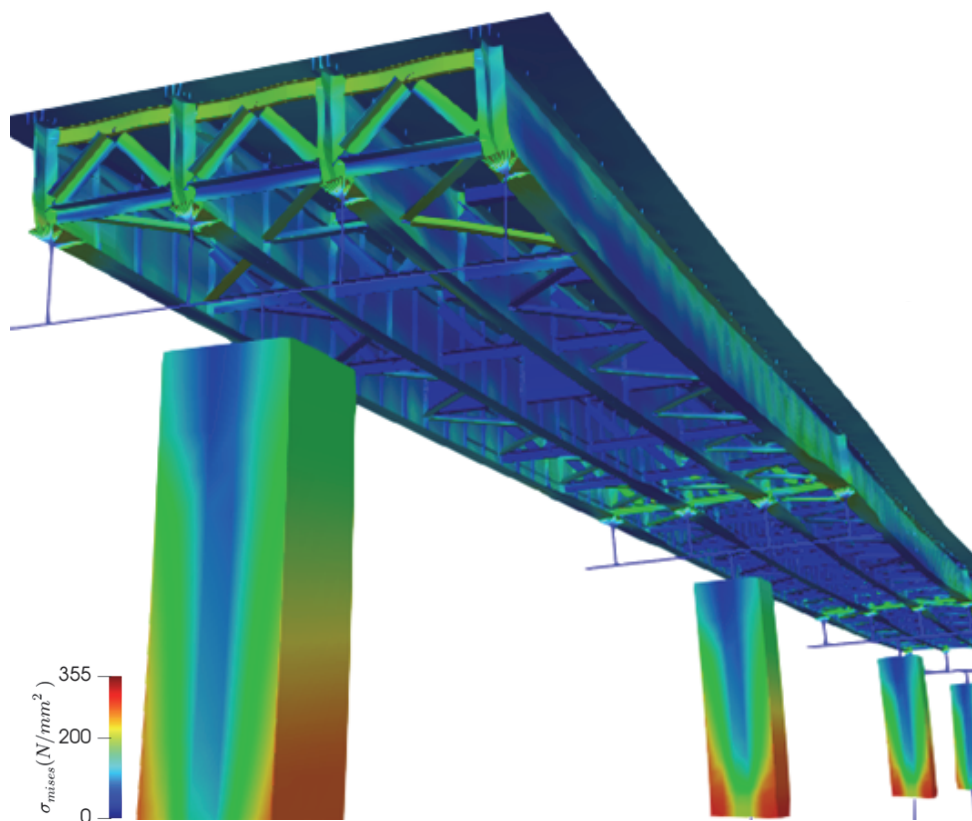


(a) 端支点

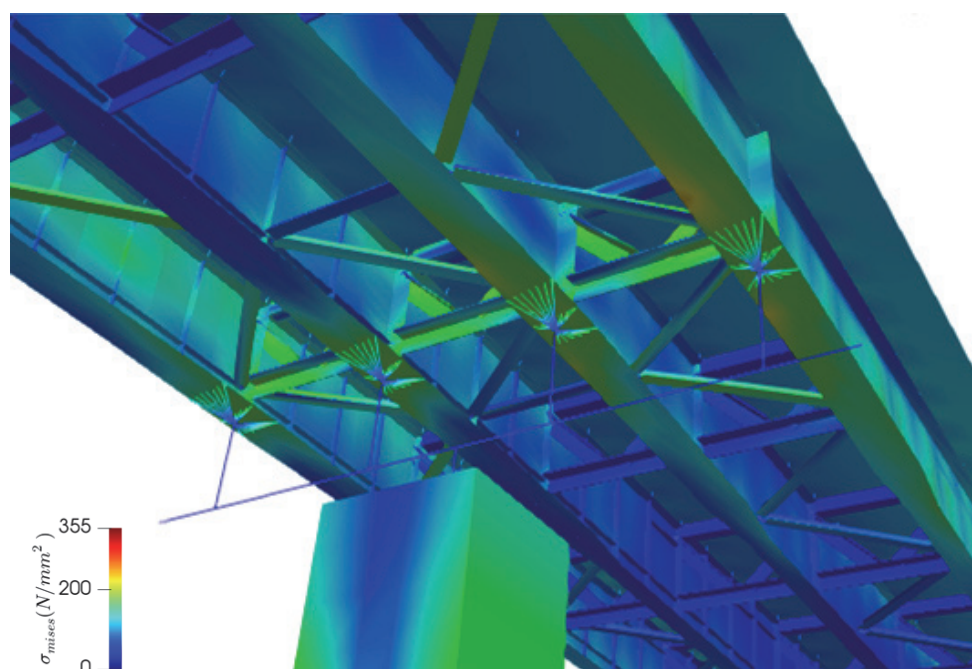


(b) 中間支点

図-3.21 解析結果（部材変更後，レベル2地震時による変形）



(a) 端支点



(b) 中間支点

図-3.22 解析結果（部材変更後，解析終了時）

### 3.9 立体的機能の確保に関する検討

#### 3.9.1 検討概要

平成29年の道路橋示方書II鋼橋・鋼部材編<sup>16)</sup>では、地震の影響及び風荷重等の横荷重に対して部材の安全性を確保するとともに、橋全体の立体的な機能が確保できるように設計することが規定されている。橋の立体的機能を確保するためには、[1]橋の断面形の保持、橋の剛性の確保及び横荷重の支承部への円滑な伝達を図ることができること、[2]上部構造が全体として必要な剛性を有していること、[3]上下部構造及び接続部のそれぞれが、橋に影響を及ぼす作用の効果を相互に伝達し、それぞれが所要の機能を発揮すること、の3つの事項を満足することが規定されている。

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

一方、過去の地震被害における経験から、支点上対傾構及び横構の損傷分析に基づく部材耐力と地震応答の試算<sup>17)</sup>や、支点上対傾構を含む支点上補剛材及び補強リブの構造特性の違いによる耐荷力に着目した解析的検討<sup>18)~21)</sup>が行われている。これら既往の研究では、着目部材に焦点を絞り、その部材を詳細にモデル化した解析的な検討であり、構造特性の違いが橋全体の挙動に与える影響に着目した研究は少ない。

以上より、本検討は、レベル2地震の影響により横荷重を受ける鋼I桁橋を対象に、橋の立体的機能の確保に必要な事項又はその留意点を確認することを目的として、シェル要素及びファイバー要素を用いた立体解析を行った。3.4で構築した解析モデルを元に、本項では支点上横桁又は対傾構と異なる形式を対象とした動的応答の違い、支点上補強リブの設置有無又は設置高さの違いによる耐荷力への影響を荷重漸増解析により確認した。

#### 3.9.2 検討ケース

表-3.7及び図-3.23に本検討で実施した検討ケースを、解析の種別とモデル毎に整理した。動的解析では、支点上の横つなぎ部材を対傾構としたケース1、横桁としたケース2、上部構造にシェル要素及びファイバー要素は用いず1本棒モデルとしたケース3を行い、それぞれの挙動を相対的に比較分析した。基本ケースをケース2とし、ケース1の支点上補強リブの設置高さは、ケース2と同じく桁高の1/2とした。

表-3.7 検討ケース一覧

検討ケース	動的解析	荷重漸増解析
ケース1	対傾構モデル [図-3.24(c)]	---
ケース2	横桁モデル [図-3.24(a)]	設置, 桁高の1/2 [図-3.24(b)]
ケース3	1本棒モデル [図-3.24(d)]	---
ケース2-1	---	補強リブ無し
ケース2-2	---	設置, 桁高の1/4
ケース2-3	---	設置, 全高

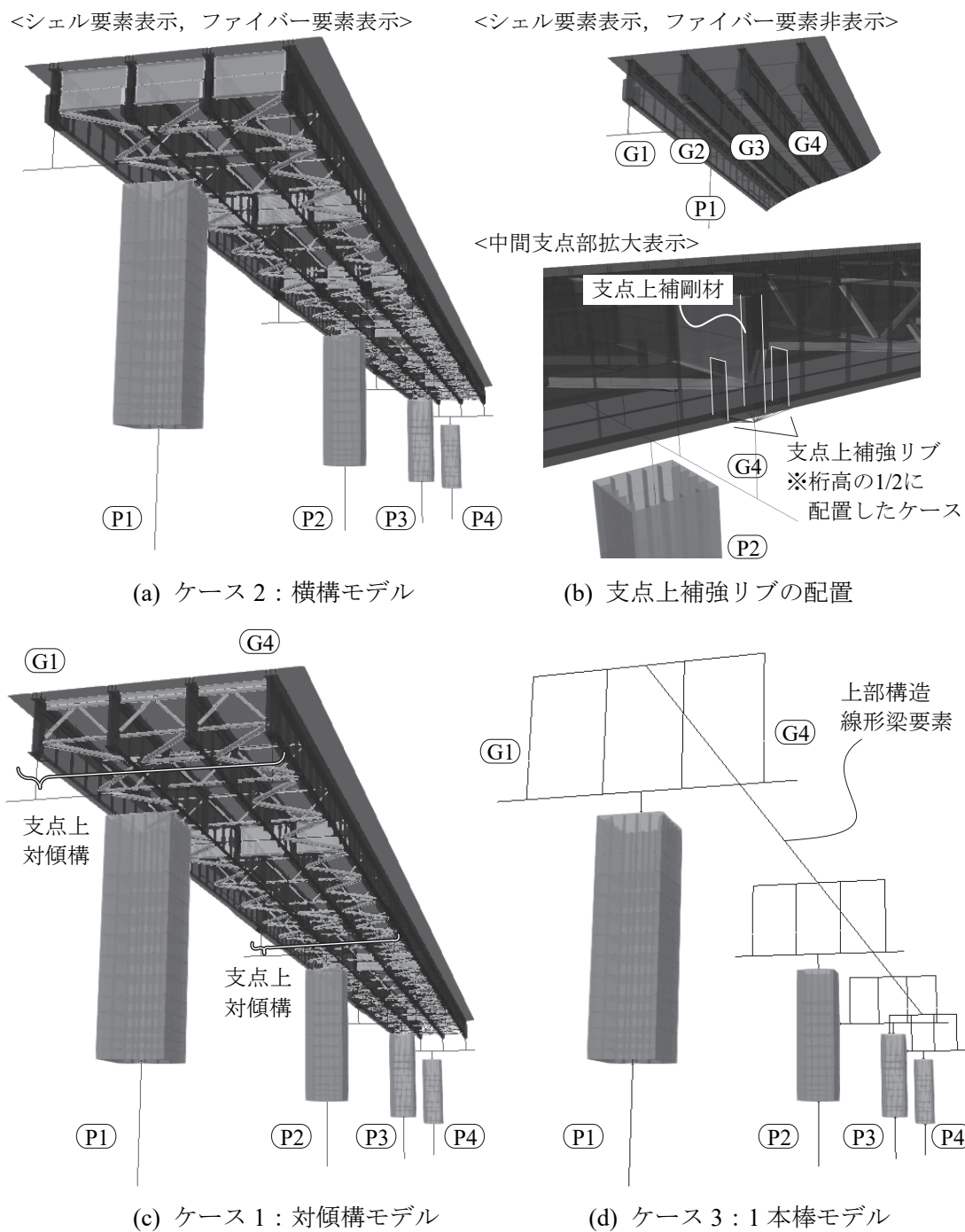


図-3.23 動的解析における検討ケース

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



### 3.9.3 動的解析結果及び支点上部材の影響

#### (1) 橋の断面形の保持

図-3.24 及び図-3.25 に、ケース 1 及びケース 2 のシェル要素を用いた解析結果を示す。解析結果は、ミーゼス応力分布と上部構造の変形状態を重ねて、端支点部と中間支点部を拡大している。変形倍率は 10 倍で表示しており、応力コンターのレンジは SM490Y 材に合わせて  $355 \text{ N/mm}^2$  とした。横桁及び対傾構等は、SS400 材を用いているため、図中の灰色から黒色に切り替わる範囲が降伏強度( $235 \text{ N/mm}^2$ )付近となる。

図-3.24 から、ケース 1 では支点上対傾構の斜材に、部材座屈が生じていることが確認できる。これにより、上部構造は平行四辺形状の変形が生じており、橋の断面形が保持できなくなっている。図-3.26 にケース 1 の着目部材の最大応答ひずみを示す。同図より、支点付近の中間対傾構や横構においても、降伏ひずみを超える応答が発生していることが確認できる。図-3.25 から、ケース 2 では支点上横桁は塑性化が生じていないことが確認できる。橋の断面形については、横桁位置と比較して相対的に橋軸直角方向の剛性が低い、主桁下フランジと横桁下フランジ間のウェブギャップ部にて若干の変形が生じているが、部材の塑性化は生じてはおらず、弾性応答に留まっている。この支点上補強リブ近傍の挙動は 3.9.4 にて考察する。図-3.27 にはケース 2 の着目部材の最大応答ひずみを示す。ケース 1 とは異なり、中間対傾構及び下横構の塑性化は生じておらず、弾性応答に留まっている。

支点上対傾構の斜材部材への座屈挙動や、対傾構が損傷することで、隣接する横構に損傷が広がることは、地震被害から支点上対傾構及び横構の部材耐力と地震応答の試算結果<sup>17)</sup>と一致した。また、橋の断面形の挙動は、対傾構又は横桁をファイバー要素によりモデル化した本検討と、支点部を詳細にモデル化した解析的検討<sup>18)</sup>の結果と定性的に一致し、モデル化の妥当性を確認できた。

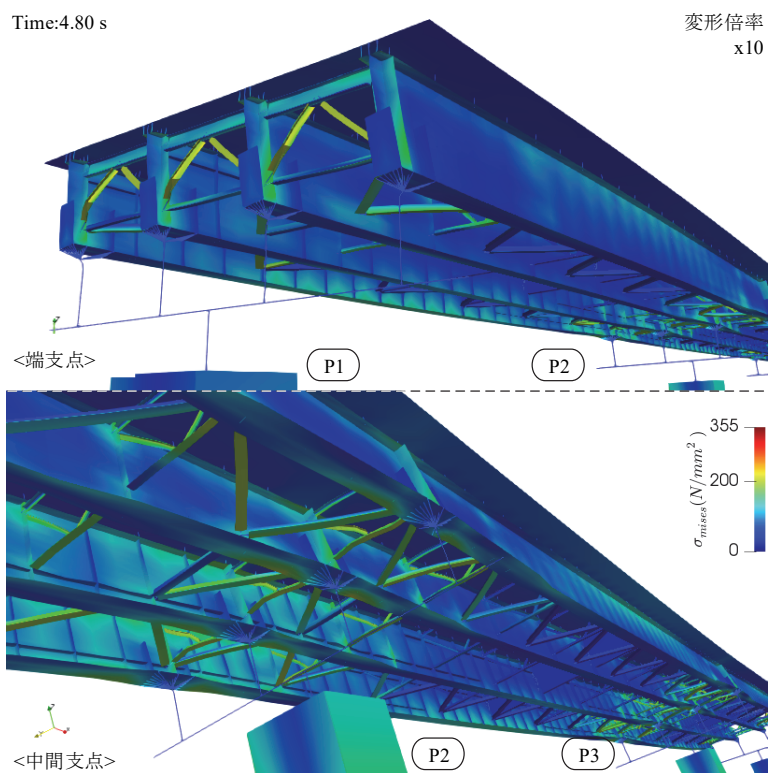


図-3.24 ケース1のミーゼス応力分布と上部構造の変形状態

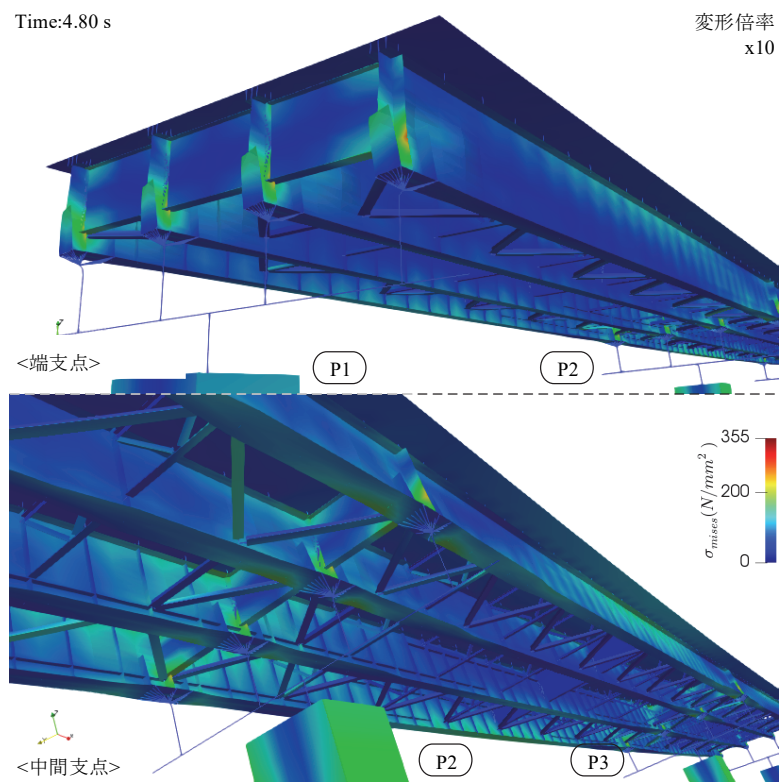
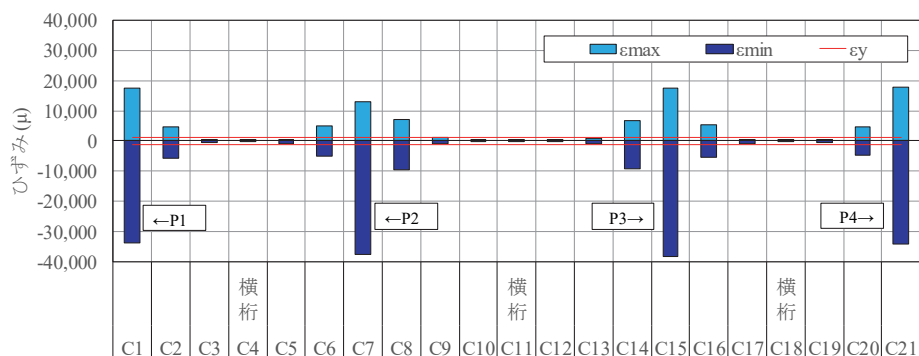
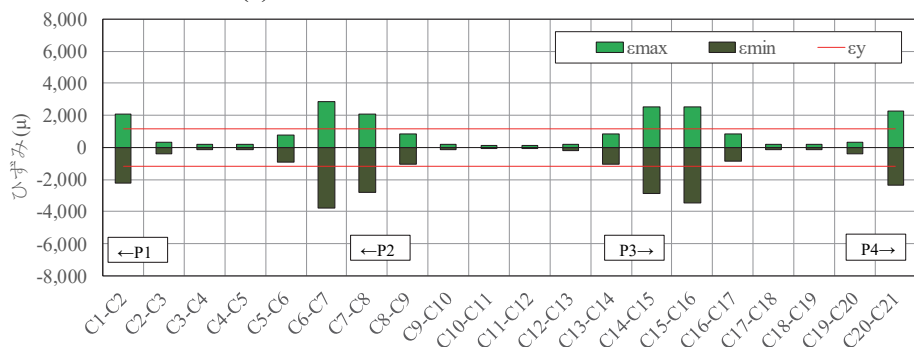


図-3.25 ケース2のミーゼス応力分布と上部構造の変形状態

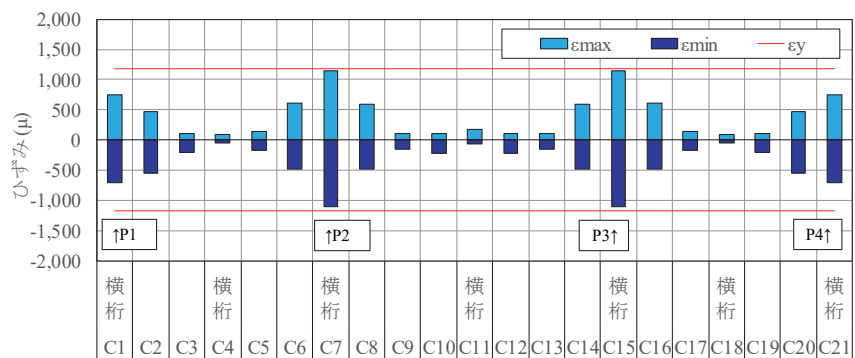


(a) 横桁・対傾構の最大応答ひずみ

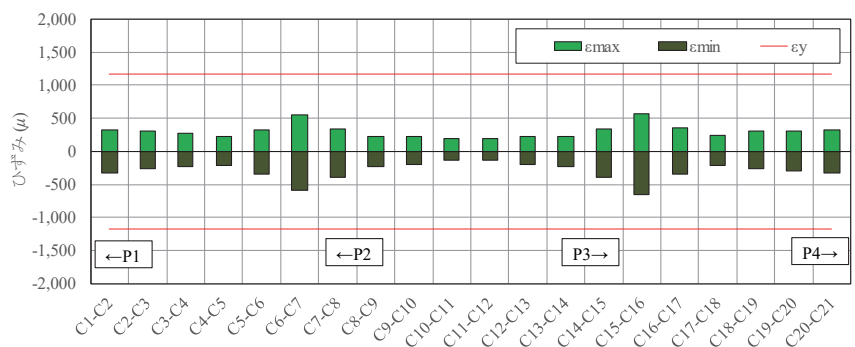


(b) 下横構の最大応答ひずみ

図-3.26 ケース1の着目部材の最大応答ひずみ



(a) 横桁・対傾構の最大応答ひずみ



(b) 下横構の最大応答ひずみ

図-3.27 ケース2の着目部材の最大応答ひずみ

(2) 上部構造全体の剛性

図-3.28 に本検討における数値比較の着目箇所を示す。結果の整理に際して、A線を床版中心線、A点を同線上の第2径間支間中央部、B点を同線上の端支点部と定義した。支承部の変位は、橋脚及び基礎の変位の影響はあるものの、1支承線上で概ね同等の値となることから、G1桁を代表にC点とした。

図-3.29 に床版中心線（A線）又は1本棒軸線位置の水平方向の絶対応答変位を示す。図中には、各橋脚のG1支点（C点）の変位もあわせて示す。

ケース2及びケース3は、B点変位に不一致が見られるが、双方、凸型のモードが確認でき、定性的に一致した。これらと比較してケース1は、並進モードに近づいている。ケース1では、支点上対傾構の部材座屈に伴い、支承位置と床版位置の相対変位が他ケースよりも大きくなっている。これは上部構造全体として必要な面外方向の剛性が確保できていないためと考えられる。

図-3.30 に各ケースにおける時刻歴応答変位を、第2径間支間中央部（A点）、端支点部変位（B点）、P1橋脚のG1支承位置（C点）にて示す。振動特性は、各ケースで大きな差は生じていないため、時刻歴応答変位の周期特性は概ね一致している。一方、ケース2の応答変位の絶対値は、最大応答変位以降も差が生じている。

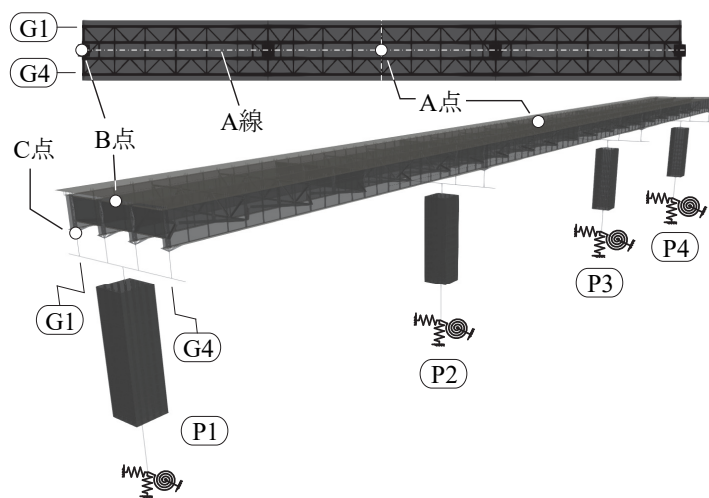


図-3.28 着目箇所の整理

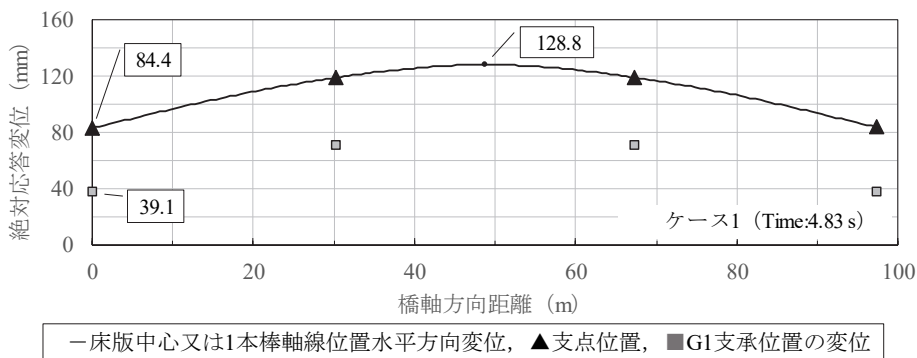


図-3.29<sup>1</sup> 床版中心線又は1本棒軸線位置の水平方向の絶対応答変位

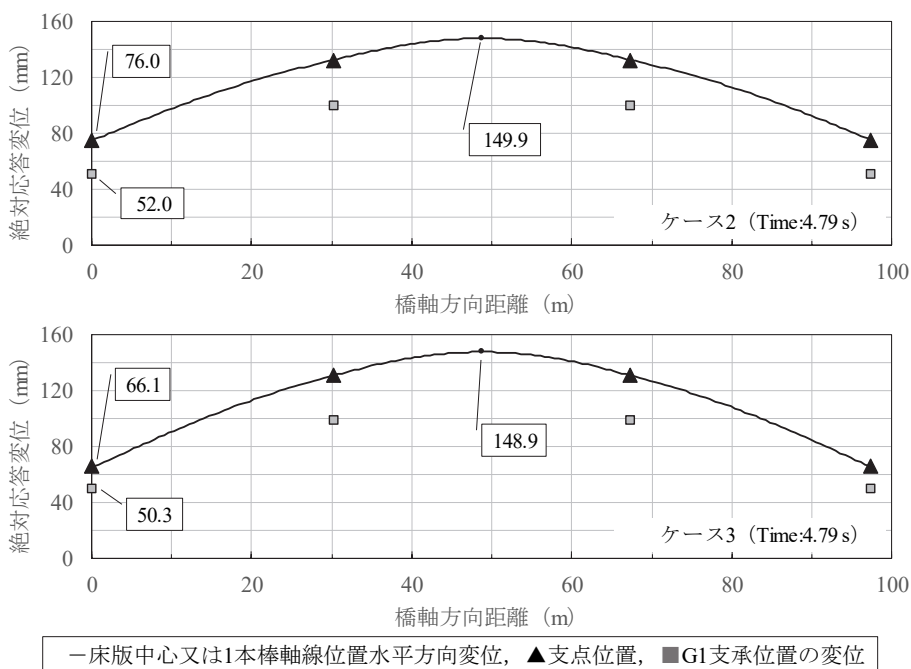


図-3.29<sup>2</sup> 床版中心線又は1本棒軸線位置の水平方向の絶対応答変位

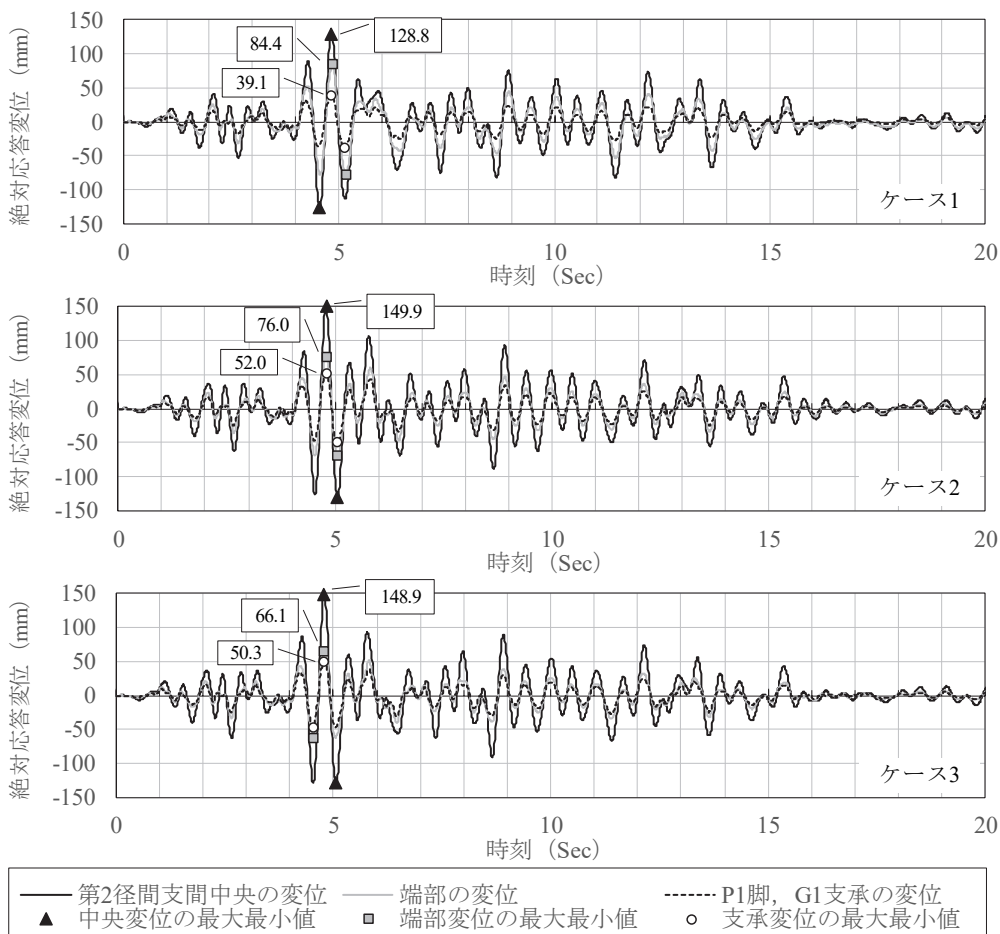


図-3.30 着目箇所の時刻歴応答変位

(3) 横荷重の支承部への円滑な伝達

図-3.31 に、中間支点及び端支点における支承線上の時刻歴水平反力の集計結果を示す。図中には、最大応答時刻（約 4.8 sec）付近での正負反力の平均値を表に示す。応答値は、時刻歴応答変位と同様の傾向となっている。ケース1では、第2径間支間中央部（A点）の応答変位が小さいことから、水平反力も小さくなっている。このことから、橋の断面形が保持できない場合は、横荷重を支承部に円滑に伝達できないことが確認できる。ケース2及びケース3は、定性的にも定量的にも一致している。

ケース2の地震時の水平反力の総和は、平均値にて約 16,600 kN となる。死荷重状態の支点反力の総和は、約 9,400 kN であり、地震時の慣性力は約 1.77 倍となっている。道路橋示方書の標準波(II-II-1)の加速度応答スペクトルにおける、対象橋梁の卓越周期に該当する設計水平震度の標準値は 5.0%減衰値で 1.75 であり、この値にも近い結果を得た。ケース1の地震時の水平反力の総和は、平均値にて約 13,200 kN で、地震時慣性力は約 1.40 倍となり、応答が小さくなっている。このことから、上部構造の塑性化に伴い、横荷重を円滑に伝達できていないことがわかる。

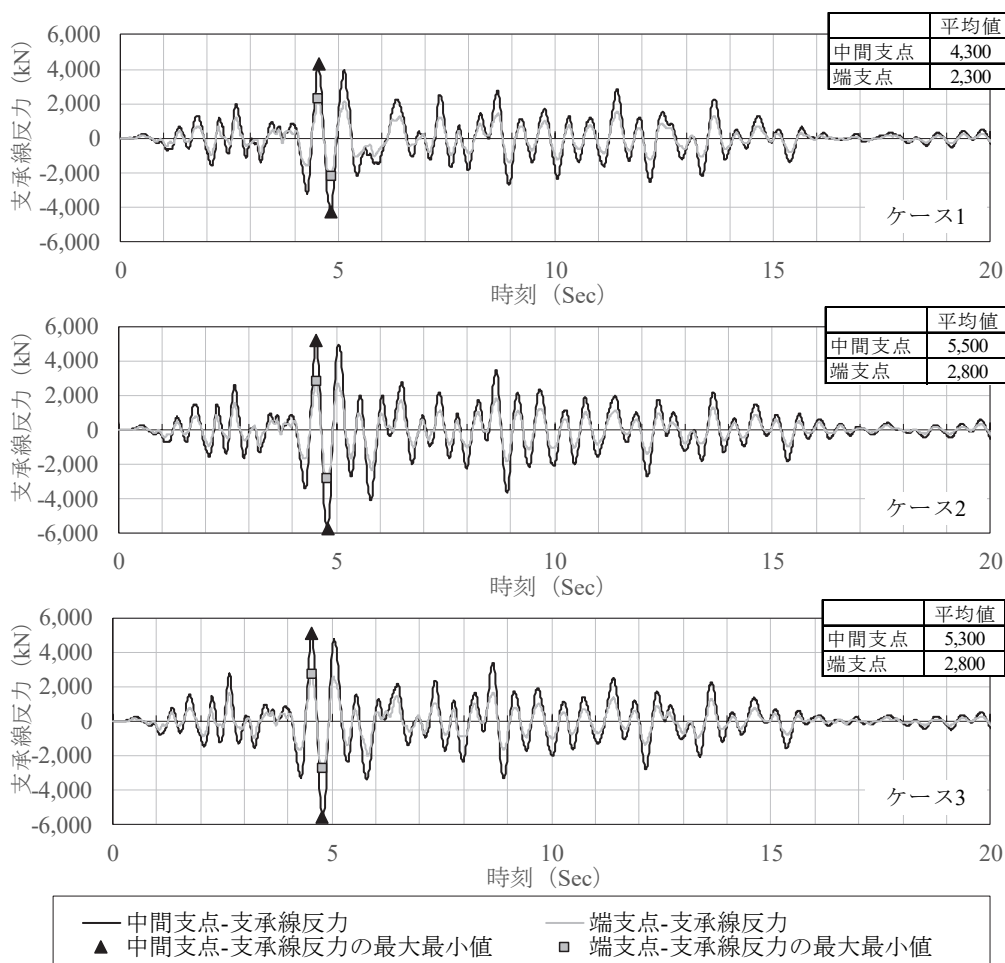


図-3.31 支承線あたりの時刻歴水平反力

### 3.9.4 荷重漸増解析結果及び支点上補強リブの影響

図-3.32～3.35 に各ケースの荷重漸増解析結果として、荷重変位関係、ミーゼス応力分布及び変形状態を示す。レベル2地震相当の変位 (150 mm)を図示しており、横軸は図-3.28に示す第2径間支間中央部のA点変位に着目し、縦軸は鋼製橋脚柱部の水平反力に着目している。なお、着目荷重は、4基の鋼製橋脚の全反力と、端橋脚、中間橋脚の各2基を個別に分けた場合の反力値を示す。応力分布等の図示は、各ケースの変形状態に差異が生じたタイミングとして、レベル2地震相当の2倍の変位(300 mm)が生じた点を代表点とする。なお、変形倍率は3倍で表示しており、応力コンターのレンジは主桁及び支点上補剛材等の使用材質であるSM490Y材に合わせ355 N/mm<sup>2</sup>とした。

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

ケース2-1及びケース2-2は、図-3.32(a)及び図-3.33(a)に示す端支点反力が水平変位250 mmの手前で一定となっている。鋼製橋脚の断面鋼製はP1からP4橋脚まで全て同一としており、端橋脚2基の降伏耐力も20,000 kN程度である。図-3.32(b)及び図-3.33(b)に示す両ケースの端支点の変形状態は、横桁下フランジから横荷重が伝達した際に支点上補剛材の抵抗断面が同断面となり、ケース2-2の補強リブは有効に機能せずに同様の曲げ挙動となっている。このことから、両ケースでは、端橋脚が降伏するよりも前に支点部近傍が損傷して横荷重が伝わらなくなったと考える。

ケース2及びケース2-3は、図-3.34(a)及び図-3.35(a)に示す端支点反力が降伏耐力付近まで上がっている。図-3.34(b)に示すケース2の端支点の変形状態は、補強リブ設置位置までは、補強リブの剛性が確保され、横荷重に抵抗している。応力状態は、補強リブの不連続位置となる主桁ウェブ面や、支点上補剛材のウェブギャップ部に高い応力がでている。これらの傾向は文献<sup>5),6)</sup>の結果とも類似しており、支点上横桁より伝達された横荷重を補強リブによる荷重分散させる効果が発揮されたものと考えられる。さらにケース2-3では、補強リブが有効に機能しており、図-3.35(b)に示すように、横荷重に対する変形も少なく、補強箇所近傍の主桁ウェブ面の応力も小さい値となっている。

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



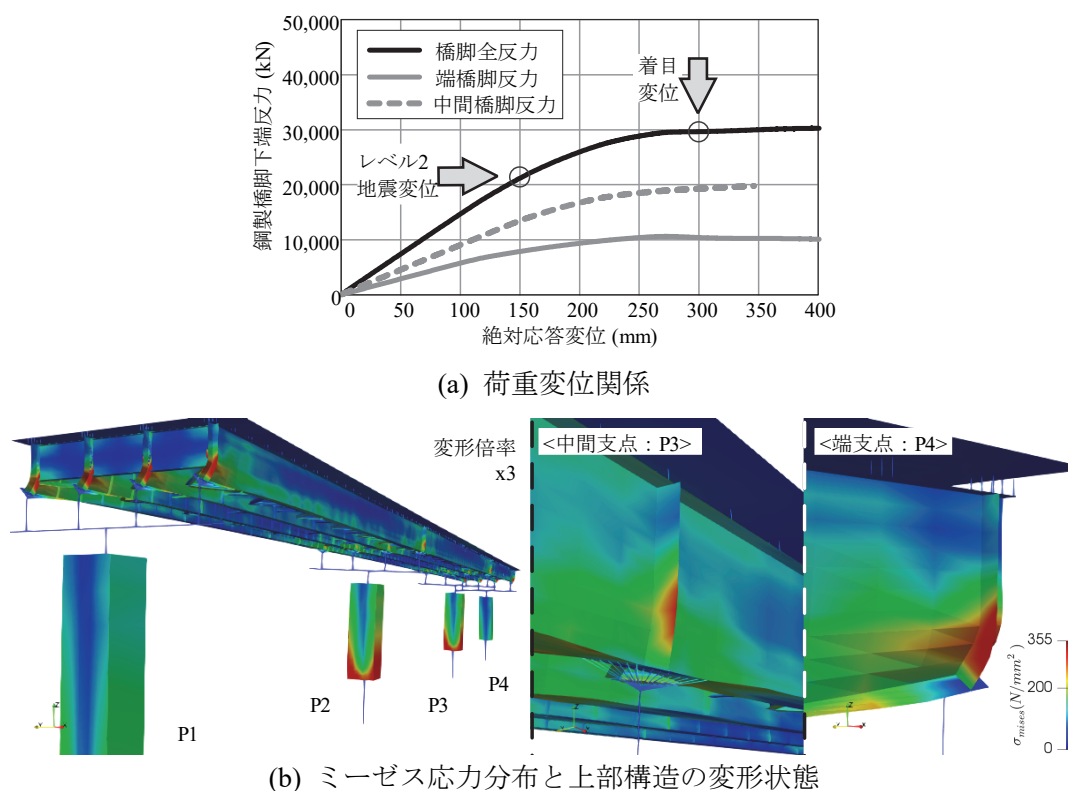


図-3.32 ケース 2-1 の解析結果，荷重－変位関係及びミーゼス応力分布と変形

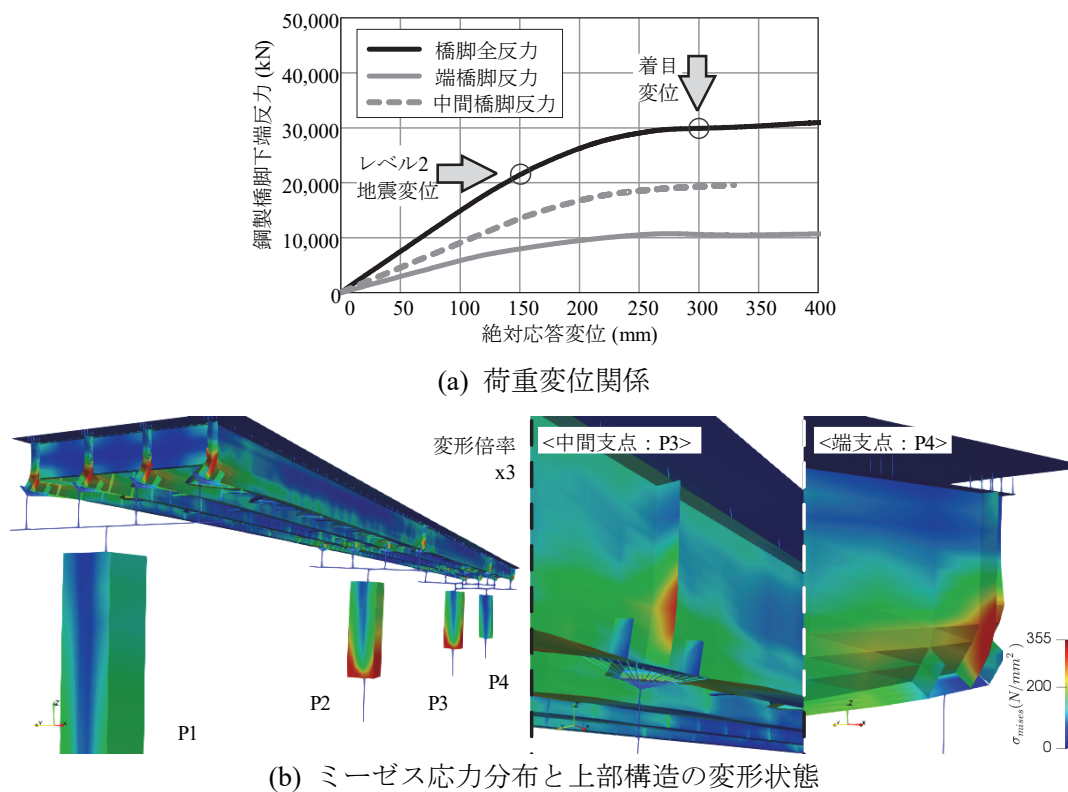
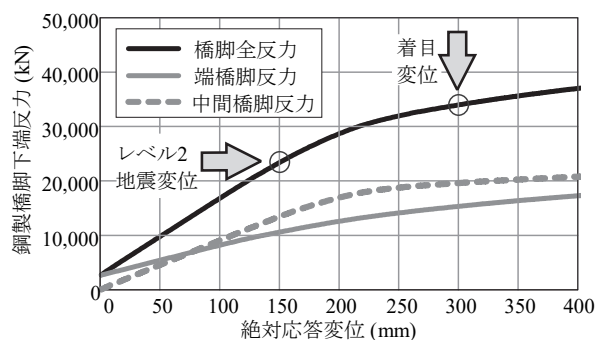
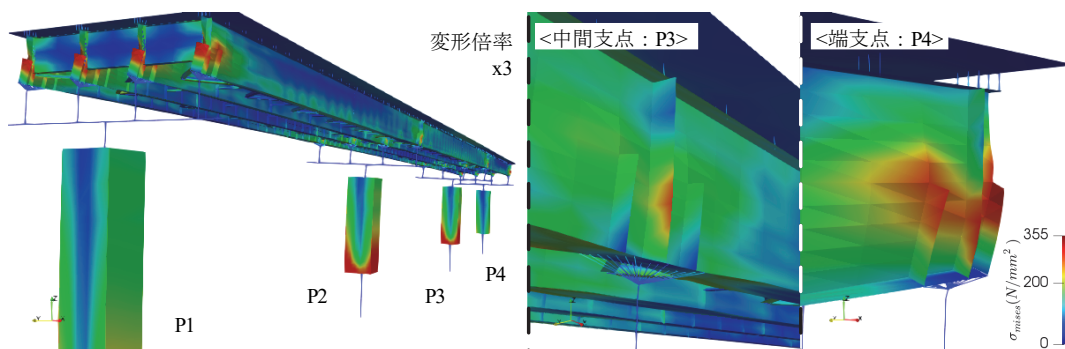


図-3.33 ケース 2-2 の解析結果，荷重－変位関係及びミーゼス応力分布と変形



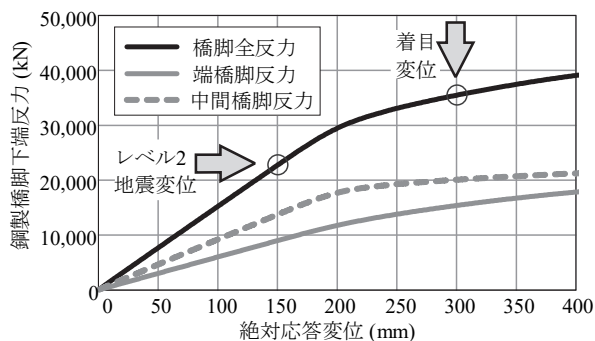


(a) 荷重変位関係

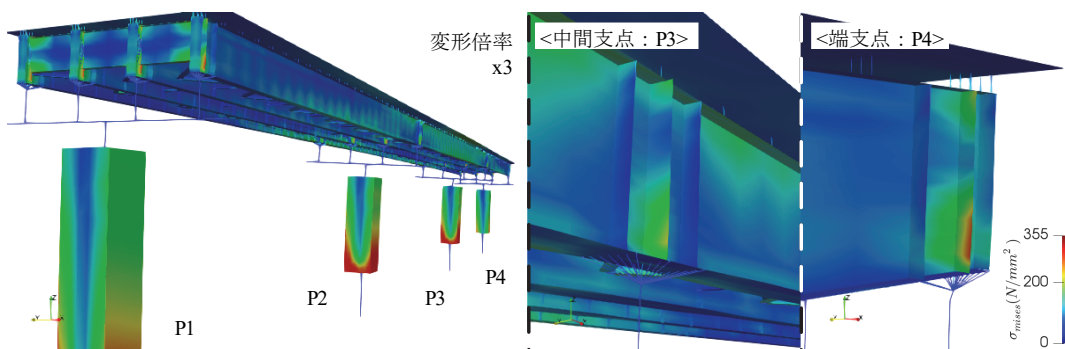


(b) ミーゼス応力分布と上部構造の変形状態

図-3.34 ケース 2 の解析結果，荷重－変位関係及びミーゼス応力分布と変形



(a) 荷重変位関係



(b) ミーゼス応力分布と上部構造の変形状態

図-3.35 ケース 2-3 の解析結果，荷重－変位関係及びミーゼス応力分布と変形

### 3.10 耐荷力に着目した上下部接続構造の既往事例

超過外力に対して支承に損傷を誘導するには、第2章の図-2.11に示すように、支承の耐力はレベル2地震時の作用荷重と橋脚の最大耐力の中間に制御する必要がある。支承を構成する金物や積層ゴムはレベル2地震時の作用荷重で設計を行った場合、実際の耐力が作用荷重よりかなり大きい値となること、既往の研究事例で確認できる。例えば、宇佐美ら<sup>22)</sup>は、金属支承（ピン支承、BP-B支承、ローラー支承）を対象として、水平力作用時の挙動（支承本体の耐力と変形性能）を明らかにすることを目的に、水平方向載荷実験を行っている。ここでは、支承本体の耐力に着目していることから、セットボルトには破断が生じないように補強して実験が行われている。図-3.36に示すように、計算最大耐力と実験から得られた最大荷重点の耐力には大きな差が確認されている。積層ゴム支承<sup>23)</sup>においても、水平

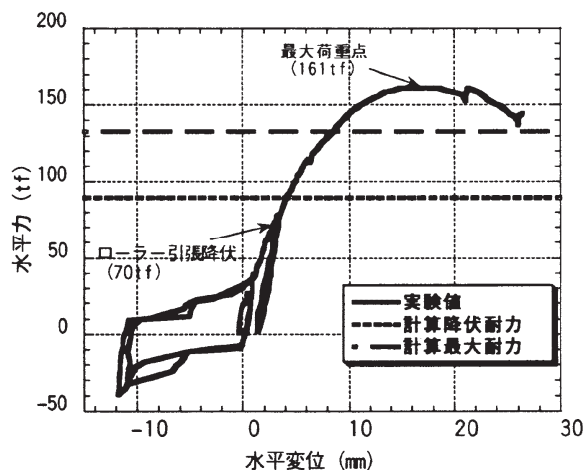


図-3.36 ローラー支承の橋軸直角方向載荷実験結果<sup>22)</sup>

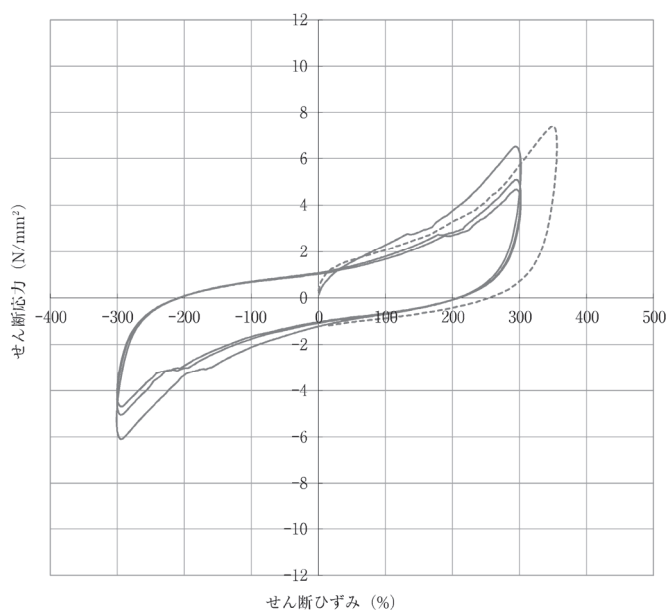


図-3.37 高減衰ゴム支承の履歴例<sup>23)</sup>

せん断特性試験（図-3.37）によるせん断応力-せん断ひずみ履歴から確認できるように、ゴム体のハードニング現象により、レベル2地震時の設計制限値とされるせん断ひずみ250%のせん断応力度に対して、せん断ひずみ300%のせん断応力度には、大きな上昇がみられる。なお、図-3.38に示すように、ゴム支承の設計モデル<sup>24)</sup>は、設計の範囲内で用いることを前提として、せん断ひずみ250%までの力学特性を踏まえて設定されており、これを超えるせん断ひずみが生じた場合については、せん断応力-せん断ひずみ（言い換えると、水平抵抗力-水平変位）の関係は、実際とは異なることが考えられることから、耐力を正確に評価することはできない。

また、支承単独ではなく橋全体の挙動として、また静的载荷ではなく動的な振動台実験が行われた事例<sup>25~28)</sup>では、ゴム支承本体のせん断ひずみが250%に近くなる領域では、静的な载荷実験同様にハードニング現象が確認されたものや、Mullis効果と称されるゴムの最大経験ひずみ依存性の影響が示唆されている。

例えば、道路橋への免震構造の適用を目的とした研究の一環<sup>25)</sup>として実施された試験では、土木研究所にて支承部を含む橋全体系の振動台実験が実施され、その実験結果を踏まえた動的解析による再現解析等<sup>26)</sup>を行っている。振動台実験と免震支承にバイリニア型非線形モデルを適用した動的解析が行われ、免震支承による減衰効果が再現されている。

家村ら<sup>27)</sup>は、静的荷重载荷試験に対して、免震支承のハイブリッド実験（支承を供試体による試験、それ以外は数値計算の応答をハイブリットした試験）により、橋脚の応答（弾性、非線形）を考慮した免震効果の検証試験<sup>25)</sup>においても、支承の水平変位がせん断ひずみで200~250%となるように加振した結果では、ハードニング現象が確認（図-3.39）されている。

足立ら<sup>28,29)</sup>は、免震構造は支承部にて減衰効果及び長周期化が確実に生じることを期待するため、地震時に橋脚の塑性挙動が進行する状態に至らないよう設計を行うことが望ましいとされる。しかし、大規模地震時には免震支承とともに橋脚も塑性化が進行するので、橋梁システムとして複数箇所で塑性化が進行する可能性も想定されることから、このような橋梁システムの地震応答について、その特性を把握し地震応答評価法の構築のための課題を明ら

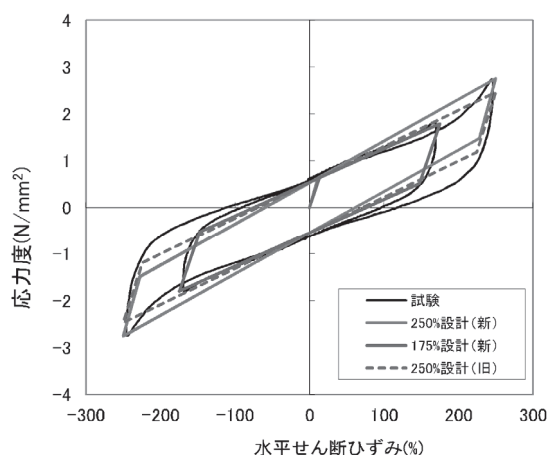


図-3.38 鉛プラグ入り積層ゴム支承の設計モデル<sup>24)</sup>

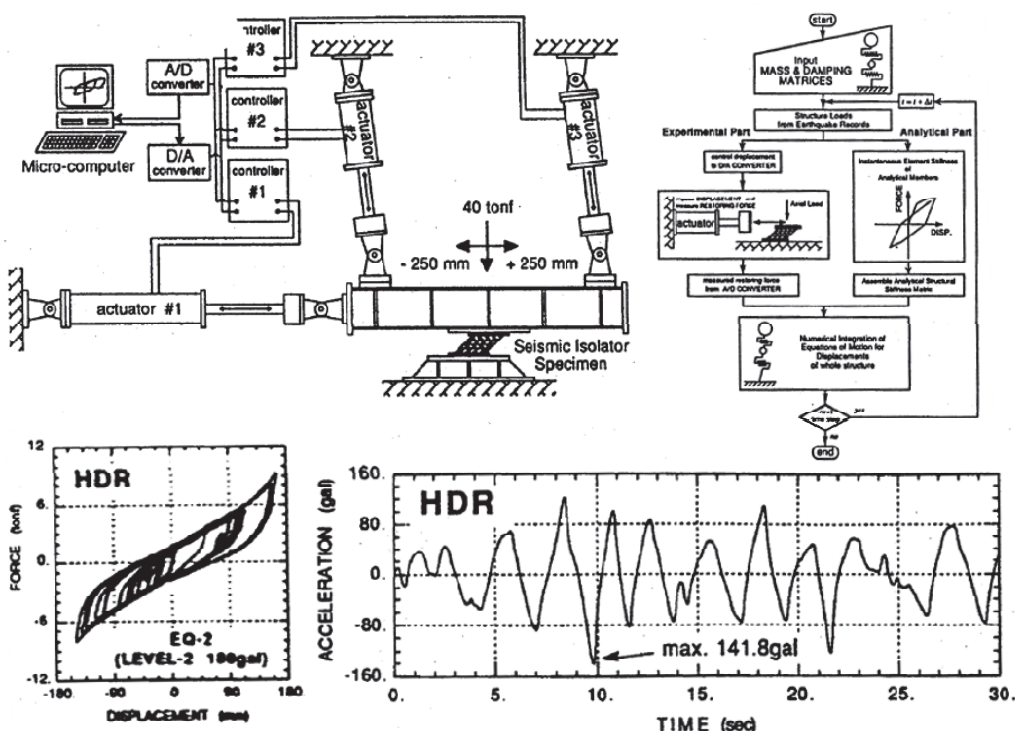


図-3.39 サブストラクチャーハイブリッド実験における支承部の応答<sup>25)</sup>

かにしている。

E-ディフェンスを用いた次世代型 RC 橋脚の震動実験に先立っては、RC 橋脚の免震支承を HDR-S に置き換えた実験が行われている。予備解析の結果と実験結果に差が生じたことから、事後分析として免震支承のモデル化の違いによる影響を検討している。その原因として、支承に生じる変位量や過去に経験した最大ひずみによりその復元力特性が変化する Mullins 効果の影響が考えられたことから、各種モデルの違いを解析的に検討して、実験結果との比較<sup>30~32)</sup>を行っている。

これらの取り組み事例から、一般に設計された支承に耐力の上限を想定して、その設計と実挙動との違いに何らかの補正を行い、橋脚との耐力の階層化を図ることは困難と考えられる。このような状況に対して近年、支承本体ではなく、その取り付け部材で支承耐力を制御する事例が増えつつある。本荘ら<sup>33)</sup>は、耐震補強対策として、既設橋の立地条件や制約条件から、橋脚の補強対策が困難な連続桁橋を対象に、巻立て補強の代わりに支承構造を変更する橋全体系の対策方法として、レベル1地震動とレベル2地震動に対してそれぞれ支承条件が異なるロックオフ機能を有する支承を考案し、性能確認試験を行っている。耐力の変動幅が図-3.40 に示すロックオフ機能付き支承構造は、ボルトに引張ではなく、せん断が卓越するような構造的配慮として、せん断破壊面にノッチ（切り込み）を施し、性能検証実験を行った結果から、図-3.41 に示す要求性能を満足することを実証し、ノッチ付きボルトの破断特性と破断耐力に関する有用な知見を示している。

鉄道においては、常時・小規模地震においては固定、大規模地震には損傷する移動制限装置（ボルト破断型緩衝ストッパー）が開発<sup>34,35)</sup>され、免震構造と組合せた場合の性能を振動

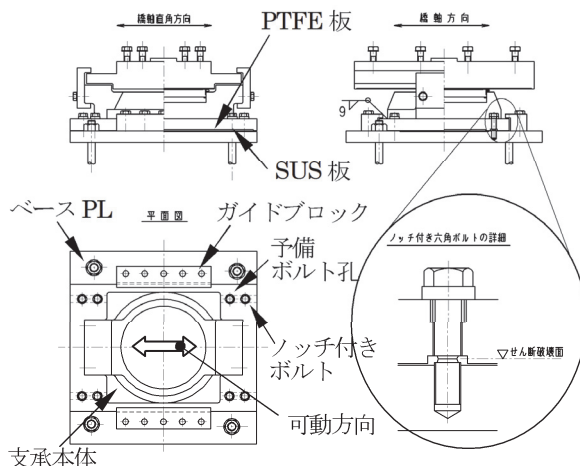


図-3.40 ノックオフ機能付き支承構造<sup>33)</sup>

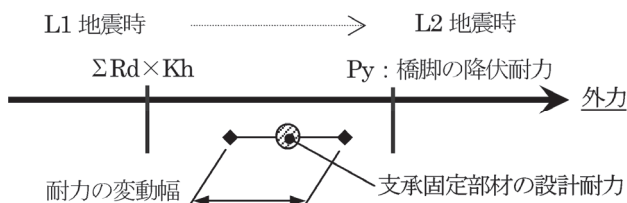


図-3.41 要求性能の概念<sup>33)</sup>

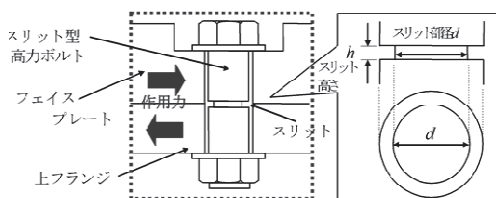


図-1 スリット型高力ボルトの設置例<sup>3)</sup>

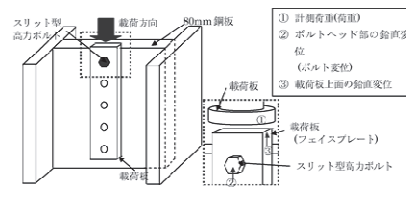


図-5 実験供試体の載荷状況図

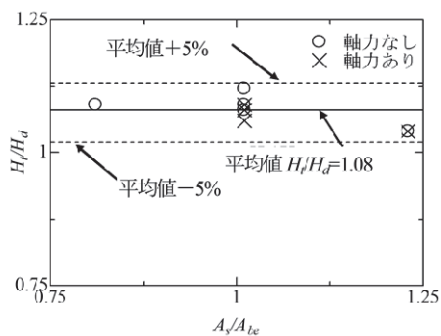


図-7  $H_t/H_d$ と $A_t/A_{te}$ の関係( $h=1.2$  mm)

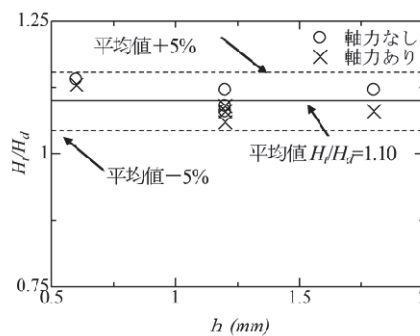


図-8  $H_t/H_d$ と $h$ の関係( $d=10.4$  mm)

図-3.42 軸部にスリットを設けた高力ボルトのせん断破断実験<sup>36)</sup>

台実験や、ボルトを段階的に破断させるストッパーの静的載荷実験が行われている。  
これらに使用されるボルトに着目した研究としては、荷重や変位を良好に制御できるノッ

クオフ構造を成立させるため、軸部にスリット加工した高力ボルトを対象として、その破断荷重や破断時の変位の制御性を実験により検討<sup>36,37)</sup>されている。スリット型高力ボルトのせん断破断実験は、スリットの形状、ボルト軸力の導入有無、ボルト列数などが破断荷重に及ぼす影響に着目し、スリット型ボルトをノックオフ部位として用いる際の破断特性が明らかにされ、せん断破断荷重の算出方法が提案されている。引張強さを $\sqrt{3}$ で除した値に有効断面積を乗じた設計せん断破断荷重と、実験で得られた破断荷重（最大荷重）の比は10%程度（図-3.42）であり、ボルトのスリット高さが小さく、かつ、ボルトに軸力を導入させる場合、破断変位が小さくなる傾向にあること、ボルトへの導入軸力がせん断破断荷重にほとんど影響を及ぼさないことが示されている。その他の事例として、円周切欠き付きボルトとして内孔を有する中空断面ボルトを対象とした静的載荷試験<sup>38)</sup>を行い、せん断破断耐力は切欠き部の断面積に依存することが確認されている。また、3次元弾塑性FEM解析<sup>39)</sup>を実施し、最大荷重までの荷重-変位曲線は、実験値と近似することが確認されている。

### 3.11 まとめ

本章では、これまで数多くの設計事例がある鋼I桁橋を対象として、橋全体の立体的な地震時挙動に着目した動的解析を行い、これまでの上部構造の設計の課題を確認するとともに、今後の設計の対応について考察した。得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 設計結果と橋全体動的解析の結果を比較した結果、レベル1地震を対象として設計された部材にレベル2地震時に許容レベルを超える応答が生じ得ることが確認された。これらは過去の大規模地震による鋼I桁橋の被災箇所（荷重が集中する支承周辺部）とも合致した。上部構造は線形的な挙動の範囲にあり、支承の耐力以上を有していることが望ましく、レベル2地震動に対する設計及び既設橋の補強対策検討の必要性が示唆された。
- 2) 熊本地震では鉛直地震動が損傷の一因である可能性から、鉛直地震動を考慮した時刻歴応答解析を実施した結果、本橋においても水平地震動だけを考慮した解析ではみられない応答が確認された。これは、桁の鉛直たわみに起因するものであり、鉛直地震動が卓越する断層近傍に位置する橋などについては設計上の新たな課題と考える。
- 3) 床版に対するレベル2地震動の影響を、動的解析の中で直接的に評価した。上部構造を連続梁とみなし、地震動を静的な当分布荷重として載荷した結果と比べたところ、床版の応力に大きな違いがみられた。連続梁の支点を固定から、下部構造の剛性にてバネ支持すると、応力レベルはほぼ整合した。連続梁を仮定した力学モデルにより床版を設計する際に、このように仮定と異なる挙動を示す場合には、支点条件や下部構造の剛性等を適切に考慮するのがよいと考える。
- 4) レベル1地震で設計された部材断面・寸法にてプッシュオーバー解析を行った結果、地震被害例のある上部構造部材が、レベル2地震動に相当する水平変位に至る手前から降伏が進行し、水平支持機能を失う可能性が高いことを確認した。主桁のウェブギャップ部が降伏せず、対傾構の斜材や下支材の断面剛性を2倍程度にアップさせた結果、耐荷力が大きく向上し、レベル2地震までは、上部構造が全体として線形的な挙動を示す可能性が示唆された。このように、部材が全体の耐荷力にどのような影響を及ぼすかを確認し、レベル2地震のみならず、設計を超える作用に対する挙動も確認した上で、部材の耐力の大小関係にも配慮しつつ断面を決定することは、今後の設計における新たなアプローチと考えられる。

また、支点上部材の違いによる影響を動的解析にて、支点上補強リブの構造特性の違いによる耐荷力への影響を、荷重漸増解析により各構造特性の違いによる影響を比較分析した結果、限られた条件ではあるものの、得られた知見は次のとおりである。

- 1) 橋の断面形保持の観点で、支点上対傾構又は横桁と構造特性を変えた検討をした。支点上対傾構の斜材が座屈した場合は、橋の断面形が保持されず、中間対傾構及び下横構に損傷が広がった。一方、支点上横桁で橋の断面形が保持されている場合は、部材の損傷を抑えることができた。



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

さらに、上下部接続構造（支承）について既往事例の調査を行った結果、超過作用に対する危機耐性を検討するうえで、次の有意な知見が得られた。

- 1) 支承を設計の延長で想像した耐力は、実際とは異なる。特にゴム支承はハードニング現象により設計モデル以上の抵抗力を有し、その破壊点も明確ではない。このハードニング現象は、静的な載荷実験だけでなく、動的な振動大実験や、支承と橋脚の応答を考慮したハイブリッド実験でも確認されている。
- 2) 一般に設計された支承に耐力の上限を想定して、その設計と実挙動との違いから、橋脚との耐力の階層化を図ることは困難と考えられることから、支承の破壊を制御するには、取り付け構造等で、支承耐力を制御する必要がある。
- 3) 支承の取り付けボルトで破断耐力を制御した事例では、ボルトにノッチやスリット等の断面減少部を設け、この部分で意図的にせん断破壊をさせる機構とすることで、材料や製作精度に起因する破壊耐力のばらつきを一定の範囲に抑えることが確認されている。

最後に、上部構造の課題について述べる。本検討は、限られた仮定条件と構造形式を対象とした試算であり、橋全体の地震挙動を再現する上では、支承部や部材の取付部（ガセット等）の剛性や境界条件が結果に与える影響、地震動の特性による影響など、現時点で未だ不明な点が多く、検証が十分でない中で実施したものであり、得られた知見の普遍性には課題が残る。また、解析の高度化に伴う照査方法の対応についても、設計という行為の中でどのように適切に用い得るかの難しい課題もある。しかし、本検討のように橋全体をモデル化して地震応答を捉え、その結果を設計にフィードバックする試みは、上部構造の応答が単純ではないという認識の上で、有意なアプローチではないかと考える。

平成29年道路橋示方書では、想定に限界がある事象に対しても、できる限りの対策を講



じる必要性が明示された。今後は、想定を超える地震動に対して橋がどのような状態に陥るのかを想像しながら設計することが必要と考える。支承や橋脚など各部材の耐力の階層化の中で、鋼I桁を階層化における弱部とすることは、許容しにくい。鋼I桁に変形・座屈が生じると支承部に3次元的な複雑な力が生じ、予期せぬ損傷が生じることは、2016年熊本地震の被災事例にも現れている。これからの設計は、各部材が制限値の範囲内にあるという観点だけでなく、例えば支承より高い耐力を上部構造が有しているか等、橋全体の関係性の観点も重要と考える。

現在、FE解析を日常的な設計に取り込むことは、解析者の自由裁量にも依るところも多く、結果のばらつきに対する明確な対処法がないことや、作用と抵抗をセットで評価できる手法が確立されていない等、多くの課題がある。しかし、今日の急速な発展と活用範囲が拡大されつつあるCIMやi-Construction等の取り組みにより、解析モデルとの連携も容易になる時代が到来すると思われる。詳細な解析検討を行い、橋全体の耐荷性能や耐力の階層化との関係性、崩壊挙動等を想像しながら設計する時代の到来に期待したい。

(第3章 参考文献)

- 1) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2017.
- 2) 松村政秀，有山大地，山口隆司：水平荷重を受ける鋼I桁橋桁端部の耐荷性能に関する解析的研究，構造工学論文集，No.63A，pp.763-773，2017.
- 3) 谷中聡久，齊藤一成，椎名陽一，岩崎雅紀：鋼Iけた端部の橋軸直角方向の耐荷性能に関する実験的研究，構造工学論文集，No.46A，pp.1153-1162，2000.
- 4) 玉越隆史，青木康素，原田英明，藤本圭太郎：地震時のダメージコントロールを目的とした鋼橋桁端部の挙動の評価，土木技術資料，Vol.59，No.11，pp.28-31，2017.
- 5) 澤田守，岡田太賀雄，玉越隆史，星隈順一：熊本地震による鋼I桁橋の損傷に基づく鋼桁支点部の構造特性の評価，土木技術資料，Vol.61，No.2，pp.28-31，2019.
- 6) 国土技術政策総合研究所資料第486号，土木研究所資料第4120号，建築研究資料第115号：平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震被害調査報告，2008.
- 7) 国土技術政策総合研究所資料第967号，土木研究所資料第4359号：平成28年(2016年)熊本地震土木施設被害調査，2017.
- 8) 松崎祐，川島一彦：短周期成分が卓越した上下方向地震が橋梁の地震応答に及ぼす影響，土木学会論文集(構造・地震工学)A1，No.65，No.1(地震工学論文集第30巻)，pp.499-506，2009.
- 9) 本橋英樹，野中哲也，馬越一也，中村真貴，原田隆典：熊本地震の断層近傍における地震動と橋梁被害の再現解析，構造工学論文集，土木学会，Vol.63A，pp.339-352，2017.
- 10) 公益社団法人日本道路協会：平成29年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例，2018.
- 11) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II鋼橋編，V耐震設計編，2002.
- 12) 村越潤，高橋実，吉岡勉，野中哲也，加藤修：FEM解析を用いた鋼多主桁橋の設計合理化の検討，鋼構造論文集，第11巻，第43号，pp.131-145，2004.
- 13) 独立行政法人土木研究所：鋼桁橋の設計へのFEM解析の適用に関する研究，土木研究所資料，第4047号，2007.
- 14) 3次元FEM解析の鋼橋設計への適用に冠する研究小委員会：3次元FEM解析の鋼橋設計への適用に関する研究小委員会報告書，土木学会鋼構造委員会，2007.
- 15) (株)耐震解析研究所：SeanFEM User's Manual，2009.
- 16) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説II鋼橋・鋼部材編，2017.
- 17) 小森暢行，運上茂樹，堺惇一，星隈順一：地震による鋼上部構造横げたの損傷分析と部材補強に関する試算，第13回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.291-296，2010.
- 18) 松村政秀，有山大地，山口隆司：水平荷重を受ける鋼I桁橋桁端部の耐荷性能に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol.63A，pp.763-773，2017.
- 19) 玉越隆史，青木康素，原田英明，藤本圭太郎：地震時のダメージコントロールを目的とした鋼橋桁端部の挙動の評価，土木技術資料，Vol.59，No.11，pp.28-31，2017.
- 20) 澤田守，岡田太賀雄，玉越隆史，星隈順一：熊本地震による鋼I桁橋の損傷に基づく鋼

- 桁支点部の構造特性の評価, 土木技術資料, Vol.61, No.2, pp.28-31, 2019.
- 21) 田中謙士朗, 西田秀明, 宮原史: 橋の早期復旧を図るための鋼I桁橋支点部構造の破壊形態に関する研究, 土木学会全国大会第75回年次学術講演会, pp.I-283, 2020.
  - 22) 宇佐美哲, 阿部雅人, 藤野陽三, 森重行雄, 鶴野禎史, 柳野和也: 金属支承の終局水平挙動に関する実験的研究, 地震工学研究発表会講演論文集, Vol.25, pp.853-856, 1999.
  - 23) 公益社団法人日本道路協会: 道路橋支承便覧, pp.453, 2018.
  - 24) 公益社団法人日本道路協会: 道路橋に関する講習会—配布資料—, pp.32, 2019.
  - 25) 土木研究所他, 民間企業28社: 道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書(その3), 共同研究報告書第75号, 1992.
  - 26) 川島一彦, 長谷川金二, 長島博之: 免震支承をバイリニア型非線形モデルで表した場合の免震橋の地震応答特性, 土木技術資料34-5, pp.46-53, 1992.
  - 27) 家村浩和, 渡辺典男, 山田善一, 伊津野和行, 南莊淳, 野村武司: 強震下における免震橋のサブストラクチャーハイブリッド実験, 土木学会地震工学研究発表会講演概要, Vol.22, pp.807-810, 1993.
  - 28) 足立幸郎, 運上茂樹, 近藤益央, 加賀山泰一: 振動台実験による免震支承を有するRC橋脚の非線形地震応答特性に関する研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.879-890, 1999.
  - 29) 足立幸郎: 激震動下における免震橋梁構造の信頼性評価と限界状態設計法に関する研究, 京都大学学位論文, 2002.
  - 30) 中山学, 川島一彦, 矢部正明: E-ディフェンスを用いた免震支承の震動実験, 土木学会第65回土木学会年次講演会, I-018, pp.35-36, 2010.
  - 31) 加藤享二, 近藤誠一, 川島一彦, 中山学: 一定せん断変形状態における免震支承の鉛直引張実験, 土木学会第65回土木学会年次講演会, I-017, pp.33-34, 2010.
  - 32) 高橋雅祐, 梶原浩一, 塚本英子, 矢部正明: 初期骨格曲線と定常骨格曲線を考慮した非線形履歴モデルを用いた免震橋の地震応答解析, 第17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, pp.393-400, 2014.
  - 33) 本莊清司, 横山和昭, 前原直樹, 田崎賢治, 姫野岳彦: ノックオフ機能付き支承構造を用いた既設橋梁の耐震補強対策, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.506-514, 2009.
  - 34) 家村浩和, 出間進一, 原田孝志, 池田学, 豊岡亮洋: 鉄道免震用ボルト破断型緩衝ストッパーの振動台実験, 土木学会第59回年次学術講演会集, I-391, pp.781-782, 2004.
  - 35) 原田孝志, 山崎信宏, 池田学, 豊岡亮洋, 家村浩和: 鉄道免震構造に対するボルト破断型緩衝ストッパーの実験的研究, 土木学会第59回年次学術講演会集, I-392, pp.783-784, 2004.
  - 36) 松村政秀, 石原和之: 軸部にスリットを設けたM12高力ボルトの引張およびせん断破断実験, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.83-91, 2012.
  - 37) 石原和之, 松村政秀, 北田俊行, 山口隆司: 地震時における伸縮継手の衝突と取付け高力ボルトのノックオフに関する一検討, 土木学会第65回年次学術講演会集, I-026, pp.51-52, 2010.
  - 38) 尾寄健人, 永木勇人, 大前暢, 佐合大, 森浩基, 庄司博人, 大畑充: 円周切欠き付ボル

トのせん断延性破壊挙動の検討（その1）実験，土木学会第73回年次学術講演会集，I-215, pp.429-430, 2018.

- 39) 永木勇人，尾寄健人，大前暢，佐合大，森浩基，庄司博人，大畑充：円周切欠きボルトのせん断延性破壊挙動の検討（その2）有限要素法解析，土木学会第73回年次学術講演会集，I-216. pp.431-432, 2018.

## 第4章 下部構造の危機耐性能に関する研究

### 4.1 はじめに

第2章「道路橋の地震被害と耐震設計に関する既往の研究と課題」では、これまでに日本で発生した橋の地震被害の傾向を概観するとともに、設計を超える外力が作用した場合の危機耐性について既往の研究動向も踏まえ、橋の各部の耐力の階層と橋の損傷部位の関係を整理した。その結果、超過外力に対して望ましい部位に損傷を誘導するためには耐力階層化が必要であり、この階層化は支承と橋脚で行うのが望ましいことを述べた。

しかし、支承と橋脚は、レベル2地震動までは橋脚の塑性化が先行するように設計されており、降伏耐力は「支承>橋脚」の関係にある。また、第2章の図-2.25に示すように橋脚の塑性化した後は、塑性化が進行しても耐力の上昇は僅かであることから、その範囲で支承が破断に達する可能性は低い。この耐力の関係性にある橋システムを、レベル2地震動を超える場合にのみ、逆転（橋脚耐力<支承耐力）させ、支承に損傷を誘導することは、従来の設計の延長上で達成するのは困難である。

そこで、本章では円形鋼製橋脚を対象として、橋脚になんらかの構造的工夫を施し、レベル2地震動を超える場合のみ、機能させ、耐力の階層化を可能とする検討を行った。ここで、第2章で調査した既往の研究事例によれば、耐震設計とは別の観点で制御することが望ましいこと、またその対応は経済的な合理性を著しく損なわず、少しの工夫で性能の付与するのが望ましいとされていることから、明らかに大きな、独立した構造で対応することは対象外とした。

図-4.1に、研究の候補として考案した構造イメージを示す。(a)は、文献<sup>1)</sup>に示される中間弱層を設ける方法で、鋼製橋脚の内部に充填するコンクリートの中に、強度の弱いコンクリートを挟む構造である。層厚や高さ、材料強度を調整することで、ある領域から急激に耐力を上昇させることが可能と考えられる。(b)は、橋脚内部に、引張に抵抗する芯棒を挿入し、底版にアンカーすることで、橋脚の水平変位に伴い、断面の中立軸が移動し、引張領域に入った際に、急激に耐力を上昇させるものである。(c)は、文献<sup>2)</sup>に示される鋼製橋脚の縦リブと底版に間隙を設ける構造である。耐震補強の際に橋脚のじん性のみ向上させ、耐力の

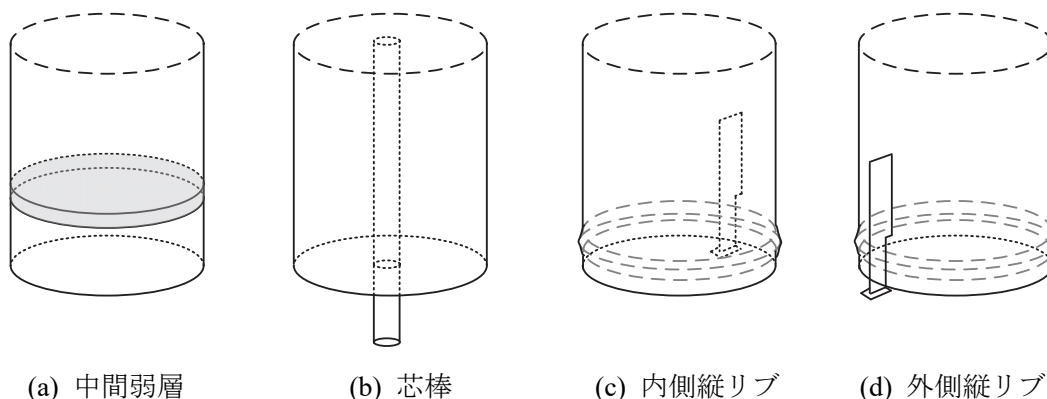


図-4.1 耐力階層化を目的とした損傷制御構造

#### 第4章 下部構造の危機耐性能に関する研究

上昇を避け、基礎構造への負担を抑えることを目的として開発されたものである。(d)は、(c)の派生型であるが、積極的に耐力を上昇させるという異なる目的として利用するために、断面の外縁に縦リブを配置し、間隙量を(c)よりも小さく配置するものである。このような工夫はこれ以外にも、様々な方法が考えられるものであるが、ここでは、耐力の上昇が期待できる(d)に着目して、研究を行うものとした。

4.2 設計概要

4.2.1 対象橋梁と設計結果

検討は、都市内高架橋として比較的事例が多いと考えられる鋼I桁橋を対象とした。図-4.2及び表-4.1に橋梁の概要を示す。免震支承により全支点とも橋軸方向は弾性支持、橋軸直角方向は固定支持されている。解析条件を表-4.2に、免震支承の諸元及び減衰モデルの設定を、それぞれ表-4.3及び表-4.4に示す。解析は3次元骨組モデルとし、橋脚はファイバー要素を用いている。支承が固定支持の場合は、支承の破壊を制御しやすいことから、検討は橋全体の抵抗メカニズムがより複雑である橋軸方向に対して行うものとした。レベル2地震動に対する時刻歴応答解析の結果を表-4.5（端橋脚より応答が大きい中間橋脚のP2橋脚に着目）に示す。解析結果の詳細については第6章に示すが、免震支承、鋼製橋脚とも、レベル2地震動に対する応答は、それぞれの制限値に対して80~95%程度である。

これに対して、プッシュオーバー解析による結果を図-4.3に示す。本橋の橋軸方向の支配的な振動は、水平方向に対する1次モードであり、プッシュオーバー解析では、このモードに対する慣性力分布を用いて静的漸増解析を実施した。損傷の進展としては、支承の応答がやや先行して制限値に達し、その後、橋脚が制限値に達する結果となっている。ただし、このような一般的な設計における解析は、水平変位に着目した大小関係であり、耐荷力の比較ではないことから、実際の構造物が有している耐荷力によっては、損傷の順番が異なる可能

表-4.1 橋梁諸元

橋梁形式	3径間連続鋼I桁橋
橋長・支間長	98.3m(30m+37m+30m)
幅員	総幅9.7m
平面線形	$R = \infty, \theta = 90^\circ$ (直線橋)
上部構造	4主桁(桁高1.8m, RC床版)
上下部接続構造	免震支承(橋軸直角方向:固定)
下部構造	張出し式鋼製橋脚(円形断面)
基礎構造	場所打ち杭基礎(杭径1.2m, 杭長15m)
地盤種別	II種地盤(地域別補正係数1.0)
適用示方書	H29道路橋示方書同解説I~V編

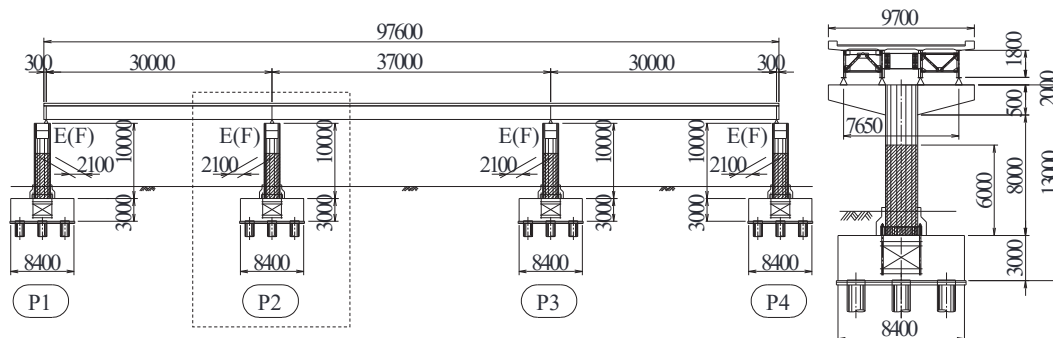


図-4.2 橋梁概要 (単位: mm)

表-4.2 解析条件

解析コード	ScanFEM ver1.2.2	
要素	鋼桁	線形はり要素
	支承	バネ要素(バイリニア)
	橋脚	ファイバー要素
	基礎	線形バネ要素
材料構成則	橋脚	H29道示V編 6.3.1式及び6.3.3式
幾何学的非線形性の種類	有限変位, 有限ひずみ, 有限回転	
幾何学的非線形の計算法	Updated Lagrange法	
時刻歴 応答解析	時間積分法	直接積分法(Newmark $\beta$ 法)
	時間増分	0.01sec以下
	反復計算	Newton-Raphson法
	減衰モデル	レーリー型粘性減衰
	等価減衰定数	H29道示V編 表-解5.2.1
プッシュオーバー解析(増分法)	弧長増分法	

表-4.3 免震支承諸元

鉛プラグ入り積層ゴム支承		
ゴム体平面寸法(mm)	$a \times b$	600×600 (G12)
ゴム体高さ(mm), 層数	$t_e \times n$	15×6
ゴム静的せん断弾性係数の呼び		G12
鉛プラグ面積比(%)		4.5
1次形状係数	$S1$	9.6
2次形状係数	$S2$	6.7
1支承線当りの支承個数		4

表-4.4 減衰モデル諸元

質量マトリックスの係数	$\alpha$	0.298338
剛性マトリックスの係数	$\beta$	0.001197
振動数(Hz)	$f_1$	1.0784
	$f_2$	3.8807
減衰定数	$h_1$	0.02607
	$h_2$	0.02071

表-4.5 設計結果 (レベル2地震動, P2橋脚)

		応答値	制限値
支承	せん断ひずみ(%)	234	250
	水平反力(kN)	4,249	4,585
橋脚	降伏変位(mm)	30	---
	水平変位(mm)	54	67
	残留変位(mm)	5	100

性があることに留意が必要である。なお、本研究では設計における支承及び橋脚のの限界状態2を便宜上、設計限界状態と呼ぶ。

#### 4.2.2 設計の想定を超える状況に対する鋼製橋脚の課題

このように設計された鋼製橋脚を有する鋼橋は、設計地震動に対する耐震性能には何ら問



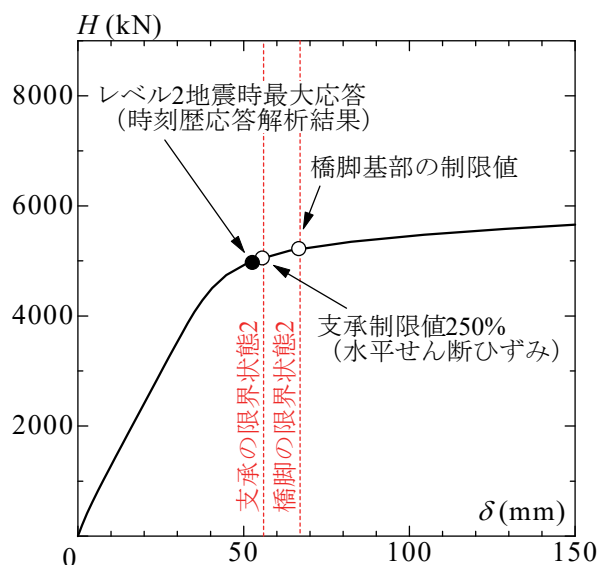


図4.3 橋脚の水平荷重－水平変位関係（プッシュオーバー解析結果）

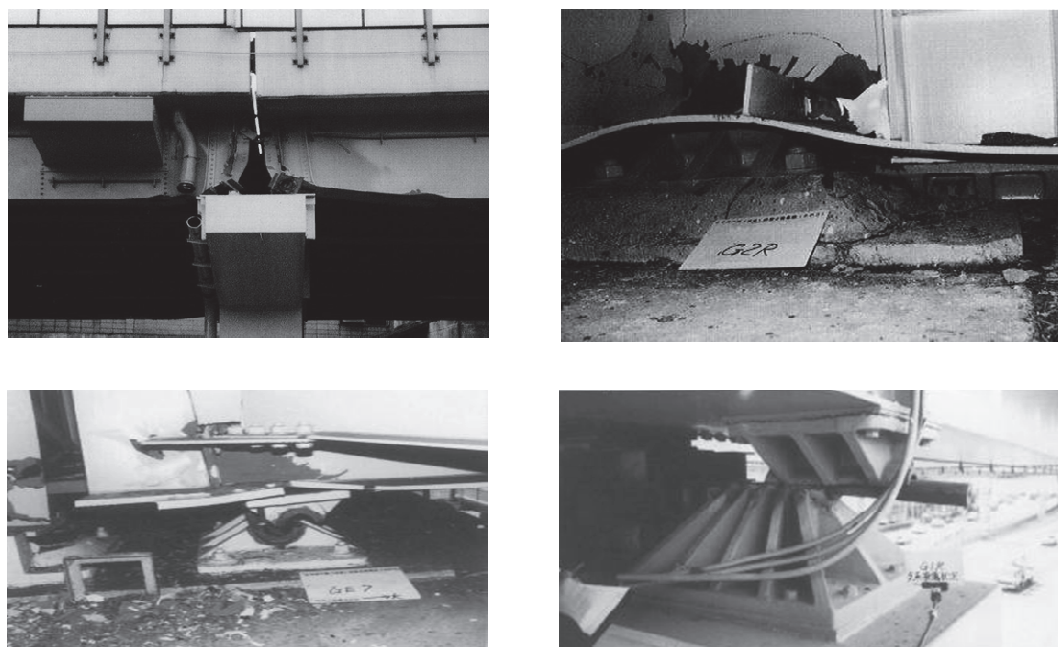
題はないが、これを超える地震動が発生した場合、また、津波や斜面崩壊、断層変位などに対しては、直接的に設計では考慮していないことから、どのような性能を有しているか、どのように破壊するかは不明確である。本研究では、このような設計を超える状況においても、橋脚を倒壊させずに構造安全性が確保でき、かつ、できる限り速やかに機能を回復できる性能の付与を目指す。この実現のためには、次の観点に留意する必要がある。

まず、耐震設計では、本橋のように免震橋の橋脚に副次的な塑性化を期待するものとして耐震設計を行った場合、設計範囲においては耐力の関係性は明確である。しかし、設計を超えるような状況では、支承が破壊するか、橋脚基部の塑性化が進展して橋脚が倒壊するか、どちらかのシナリオが考えられるものの、支承と橋脚の耐力の関係性が不明確である。設計を超える状況においては、この耐力に着目する必要がある。

また、鋼製橋脚の損傷は基部付近のどの箇所が損傷するかも不明確である。過去の地震被害では、基部（フーチング上面）が損傷した事例は確認されておらず、アンカー部のベースプレート上面（以下、上ベースプレートという）もしくは板厚変化部で損傷した事例が多い。1995年兵庫県南部地震における橋脚の事例を写真-4.1に示す。橋脚の基部が塑性化すると仮定して設計することは、橋脚基部の曲げモーメントが大きく算出され、安全側に評価されることから、設計の範囲内では問題はないと考えられる。しかし、設計を超えるような状況を考える場合、実際の被害箇所と設計で想定する損傷箇所が異なることは、耐力の関係を明確にするうえで無視できない。



(a) 橋脚の損傷



(b) 上部構造及び上下部接続構造の損傷

写真-4.1 1995年兵庫県南部地震における高架橋の損傷事例

### 4.2.3 考案した円形断面鋼製橋脚の性能向上策

性能向上策のコンセプトを図-4.4 に、橋脚の水平荷重と水平変位のイメージを図-4.5 に示す。性能向上策には種々の方法が考えられるが、設計で決定した構造に、経済性を大きく逸脱しない範囲で性能を付与できる1つのアイデアとして、本論文では橋脚の外側面に橋脚基部の損傷を抑止する部材（以下、損傷制御部材（杖材）という）を設置し、これを超過作用時のみ上ベースプレートに接触させることで、橋脚の圧縮側の抵抗力を向上させる方法を考案した。橋脚の中立軸からの距離が確保でき、耐力の上昇が有利となる引張側の抵抗力を高める方法も検討したが、アンカーボルトの引張力が増大し、ボルトの見直しが必要となる等、設計への影響が大きかったことから、検討の対象としていない。また、この性

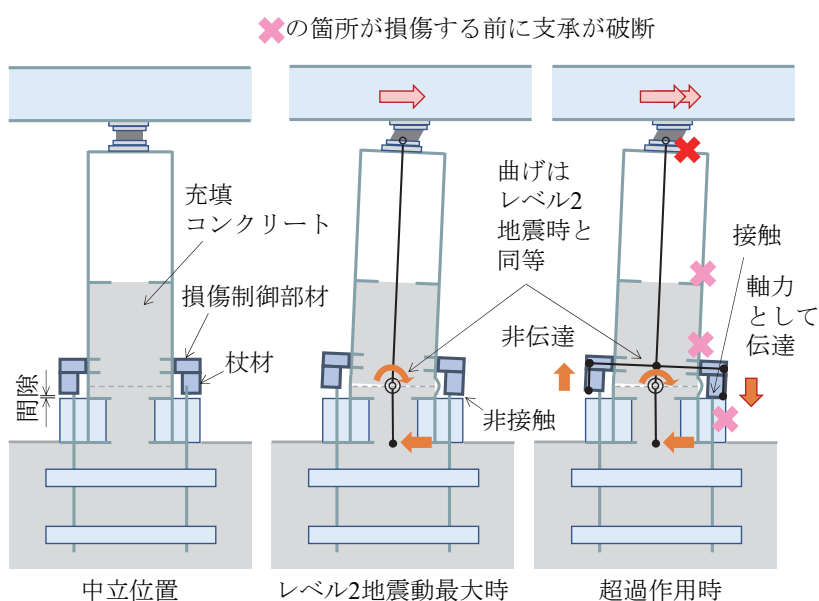


図-4.4 考案した円形断面鋼製橋脚の性能向上策

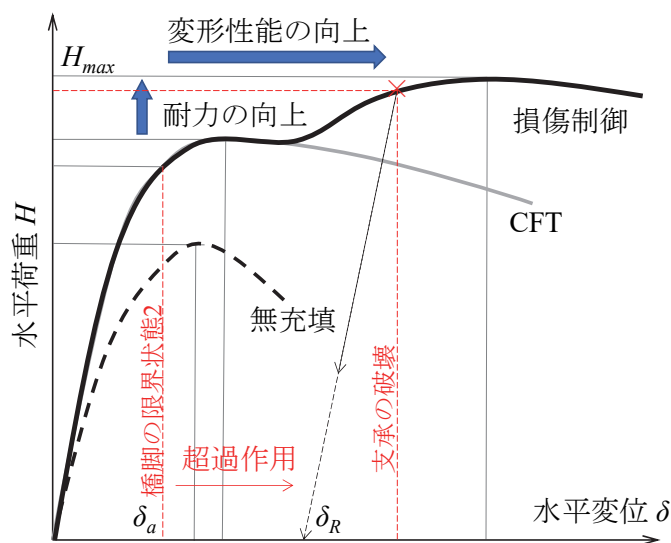


図-4.5 鋼製橋脚の水平荷重－水平変位関係

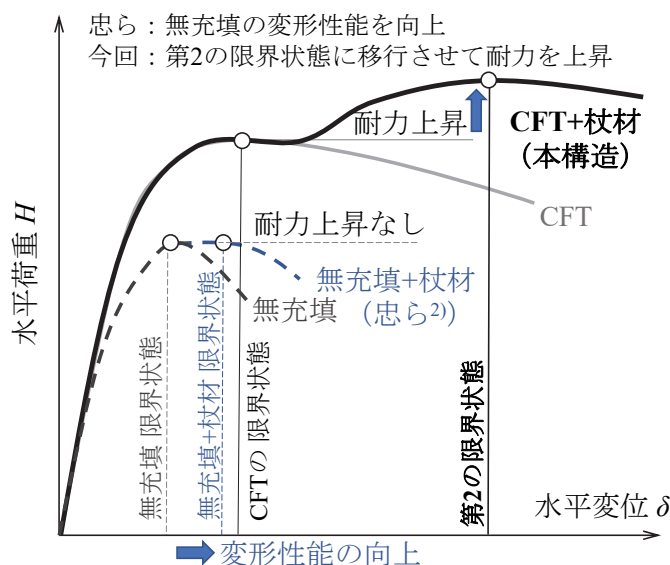


図-4.6 忠ら<sup>2)</sup>と本構造のコンセプトの違い

能向上策（損傷制御部材）は、根巻きコンクリートを損傷制御部材を覆うように配置するのが望ましく、損傷制御部材を設置しない場合と比べて根巻きコンクリートの重量が増加することに留意が必要である。

なお、忠ら<sup>2)</sup>は、同様の損傷制御部材（杖材）で既設鋼製橋脚（無充填）の耐力を上昇させずに、設計限界状態までの変形性能を向上させるように、損傷制御部材（杖材）下端と上ベースプレート間に設けたわずかな隙間（以下、間隙という）を調整する耐震補強法が提案されている。これに対して提案構造は、図-4.6のように設計限界状態を超える領域では耐力を上昇させ、第2の限界状態に移行する途中で支承を破壊させることを目的としている。コンクリート充填鋼製橋脚の設計限界状態までの挙動に影響を与えない方針は、文献 2)と同様である。

近年、橋下の街路を往来する車両の衝突対策として、また、優れたエネルギー吸収性能に期待して、鋼製橋脚の内部にコンクリートを充填した CFT(Concrete Filled Steel Tube)構造が採用されている。CFT 構造は、過去の検証事例<sup>3)-5)</sup>から、高い変形能を有していることが確認されている。本検討では、この CFT 構造の高い変形能を利用し、超過作用時には、さらにその変形能と耐力を向上させることによるレジリエントな橋の実現を目指すものとした。このレジリエントとは次の 2 つのシナリオによるものである。[1]橋脚の耐力が上昇し、支承が破壊する場合は、上部構造の慣性作用が遮断されることで橋脚の損傷が進展しない。[2] 支承が破壊しない場合でも高いじん性を発揮し、容易には倒壊しない。

CFT 構造は高い変形能を示す（最大荷重以降、荷重が急激に低下しない）が、大きな変形を許容すると橋脚の機能回復に時間を要することから、望ましいシナリオは[1]と考えられる。

したがって、設計限界状態を超える領域では、図-4.6 の本構造のコンセプトどおりになるように、超過作用に対する要求性能を設定し、それを満足する間隙を損傷制御部材（杖材）

下端と上ベースプレート間に設けることとなる。なお、損傷制御部材として用いる杖材はCFT橋脚の設計限界状態までの挙動に影響を与えないことから、既設のCFT橋脚においても、アンカー部や基礎の耐力に余裕のある場合等、制約条件を満たす場合は適用可能である。

#### 4.2.4 損傷制御部材（杖材）の設計

損傷制御部材の概要を図-4.7に示す。この性能向上策の目指すところは、次の2つの観点で踏まえて損傷制御設計を行い、望ましい損傷シナリオに導くことである。[1]橋脚の抵抗力を段階的に調整することで、支承と橋脚の耐力の階層化を図る（損傷制御の観点）、[2]被災後の使用性や復旧性を確保する（機能回復の観点）。

損傷制御設計では、耐震設計とは独立（対象橋は、副次的な塑性化を橋脚基部に許容する）して、損傷制御部材の設置方法を決定する。間隙量は、レベル2地震動に対しては耐荷性能に影響がない大きさとするが、過度に大きくすると橋脚のじん性は向上するものの残留変位は大きくなる。一方、損傷制御部材を鋼管に取り付ける高さは、高く取り付けるほど橋脚水平耐力が上昇（4.5.3にて後述）することから支承の破壊を制御しやすくなるが、損傷制御部材が大規模になる。耐力とじん性の関係は、これらの挙動特性と、支承の破壊耐力、橋脚の第2の限界状態との関係性も踏まえて配置や部材設計を行う。

図-4.8に、提案構造の設計全体の流れを示す。本研究では、まず損傷制御部材を、アンカーボルト間のスペースに、円周方向に45°間隔で合計8箇所に配置するものとし、橋脚への取り付け高さを、基部の局部座屈が生じる範囲として有効破壊長領域  $L_e^{(9)}$ （式(1a)又は式(1b)）

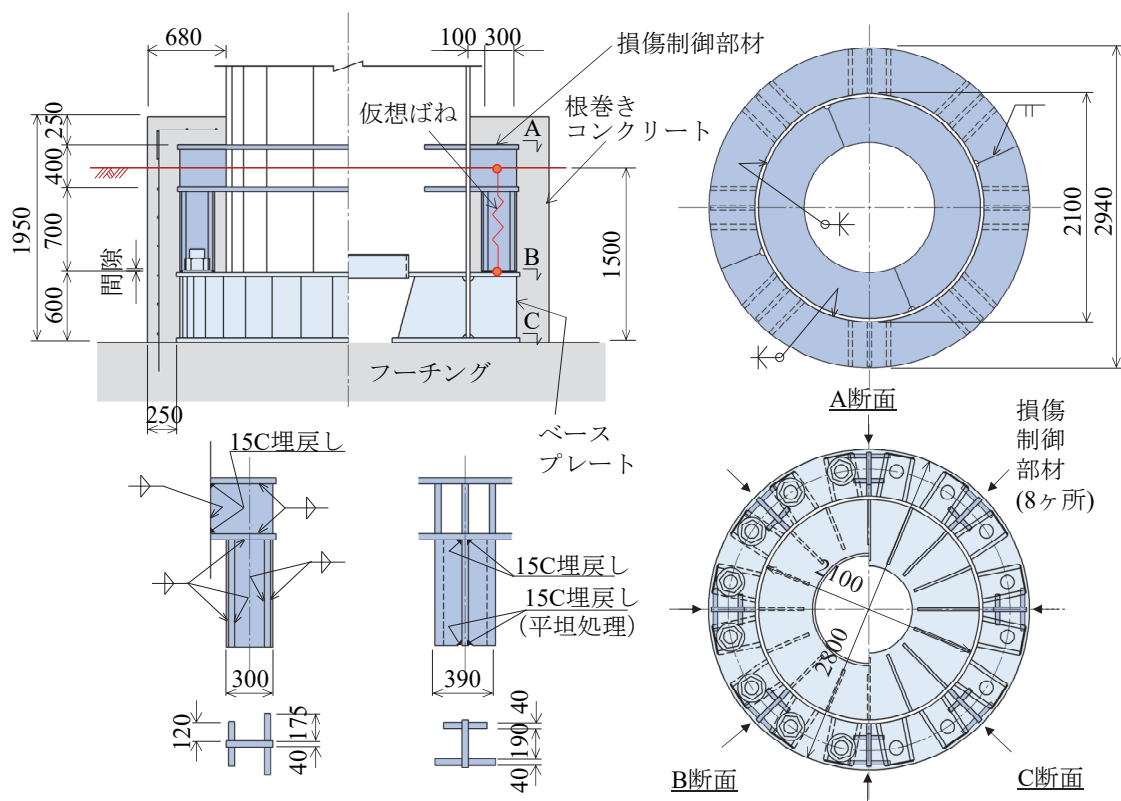


図4.7 損傷制御部材の概要（単位：mm）



の最大値) から推定し, これに余裕を考慮して 700 m( $L_e=626$  mm)に決定した.

$$L_e = 1.2 \left( \frac{1}{R_t^{0.08}} - 1 \right) D \quad (1a)$$

$$L_e = 3.0 \sqrt{\frac{Dt}{2}} \quad (1b)$$

ここに,  $R_t$ は径厚比パラメータ,  $D$ は鋼管の直径,  $t$ は鋼管の板厚である.

次に, 間隙量は次のような方法により設定した. 図-4.9 に接触ばね要素の設定方法を示す. まず 4.2.1 で用いた解析モデルに対して, 損傷制御部材の取り付け箇所と上ベースプレートに相当する格点間に, 張り出し分をオフセットした仮想ばね要素 (図-4.7, 剛性ゼロ) を設置し, 解析によりばねの短縮量を算出した. この短縮量を参考として, 望ましい接触のタイミングとなる間隙量を決定し, これをギャップ量とした. 圧縮側のみ抵抗するばね要素 (図-4.10, 損傷制御部材を剛体とみなして軸剛性  $k_i=10^{10}$  kN/m に設定) を格点間に配置し,

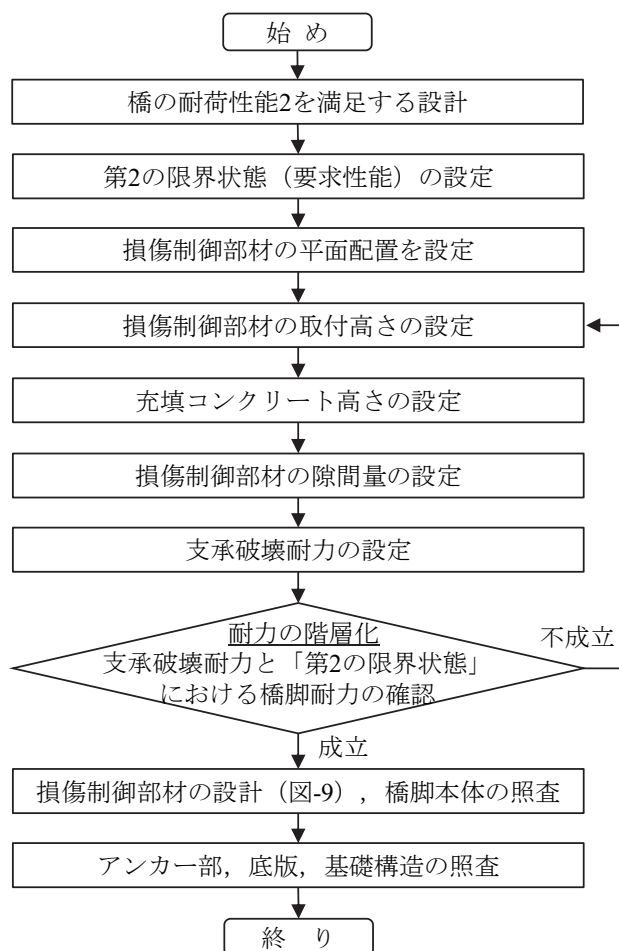


図-4.8 提案構造の設計全体の流れ

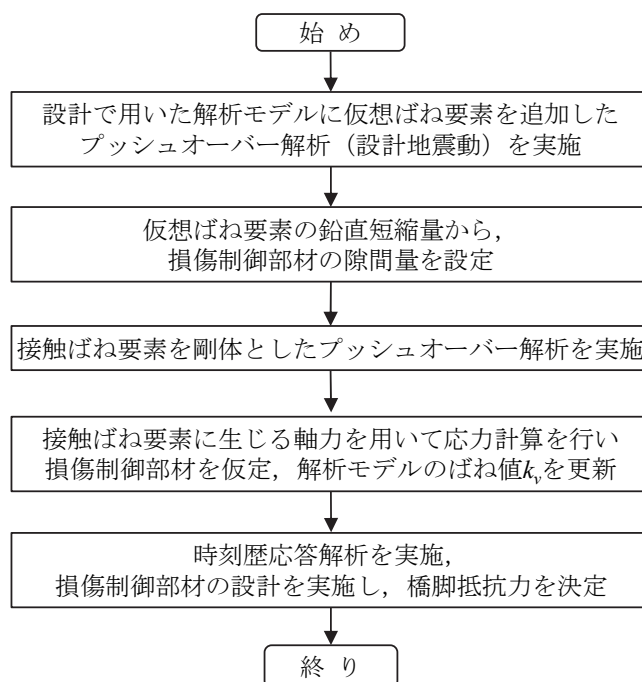


図-4.9 接触ばね要素の設定方法

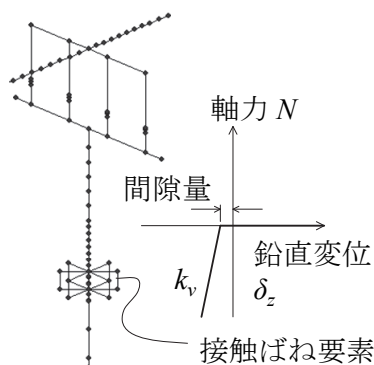


図-4.10 損傷制御部材のモデル化

プッシュオーバー解析を実施した。このばね要素の軸力（支承破壊耐力に達する時点）を用いて損傷制御部材を設計した。最終的には、設計結果から得られる剛性を解析モデルにフィードバックして再解析を行った。

損傷制御部材の抵抗メカニズムを図-4.11 に、設計の流れを図-4.12 に示す。損傷制御部材を構成する杖材、取付構造、環補剛材は、基本的には道路橋示方書に耐荷性能を照査する方法を用いて部材の断面寸法を決定した。ただし、応力度の制限値は、道路橋示方書<sup>7)</sup>に示される値を全て1.7倍とし、降伏点応力度と比べて、どちらか小さい応力度とした。各部材の設計結果を表-4.6 に示す。

橋脚基部及び損傷制御部材取付部並びにコンクリート充填直上の耐力の大小関係を、図-4.13 に橋脚の鉛直方向の曲げモーメントの分布形状として示す。横軸は橋脚基部の曲げモーメントである。同図に示すように、支承が破壊耐力に達する前に、損傷制御部材だけで

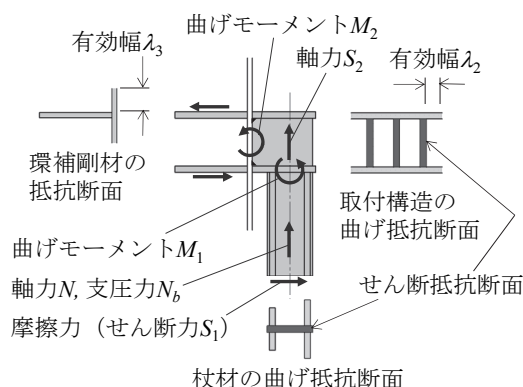


図-4.11 損傷制御部材の抵抗メカニズム  
 (1方向地震動で抵抗するのは1部材のみ)

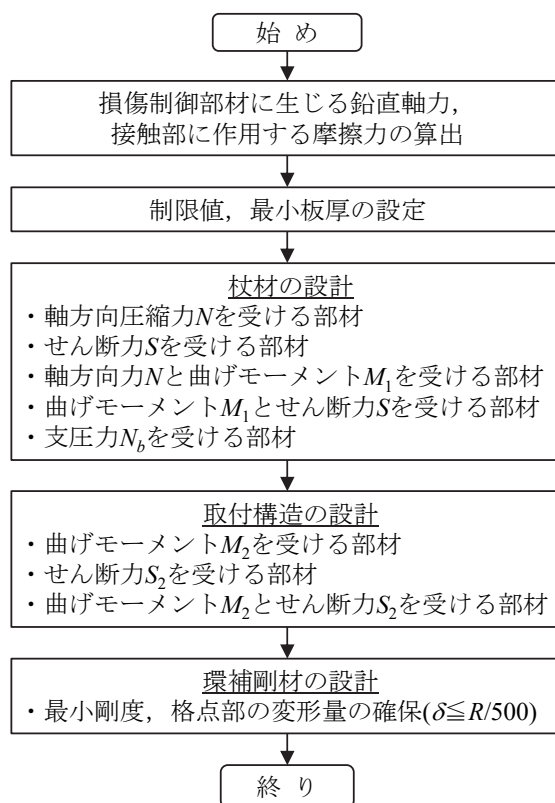


図-4.12 損傷制御部材の設計の流れ

なく、取り付けられる側が降伏に至らないようにし、また橋脚本体の鋼管に対しても、第2の限界状態として設定した要求性能を満足するように照査を行う必要がある。

なお、本橋は一つの事例に過ぎないが、耐荷性能2を満足する設計で決定した各部材のうち、設計の変更が生じた内容は、アンカー部のベースプレートの増厚、アンカーボルト及び場所打ち杭基礎の軸方向鉄筋のランクアップである。ボルト本数や杭本数の見直しまでには至らなかった。

また、本研究ではベース部のアンカープレートやアンカーボルトと損傷制御部材の取り合い関係については、検討を行っていない。実際の構造に適用する際は、アンカープレートが



支圧力に対して十分に抵抗できることや、無理がなく製作・施工できるように、適切に細部構造を決定する必要がある。

支承と橋脚の荷重-変位関係を図-4.14 に示す。このように設計した制御設計部材の実効性確認を目的として、縮小供試体による実験を行った。

表-4.6 損傷制御部材の設計結果

部位	材質	断面構成	部材決定要因	
杖材	補強リブ	SM570	4- 175×40	軸方向と曲げモーメントによる垂直応力度
	垂直材	SM570	1- 250×40	
取り付け構造	2層フランジ	SM570	2-1440×40	せん断応力度
	腹板	SM570	3- 360×40	

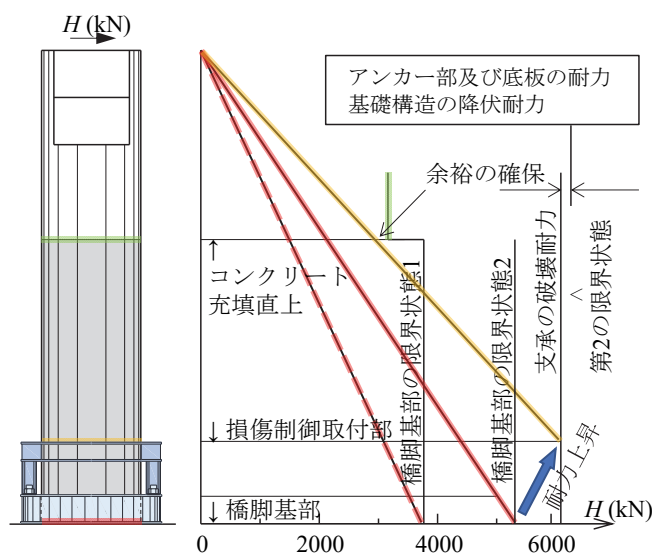


図-4.13 橋脚基部，損傷制御部材の取付部，コンクリート充填直上の耐力の大小関係

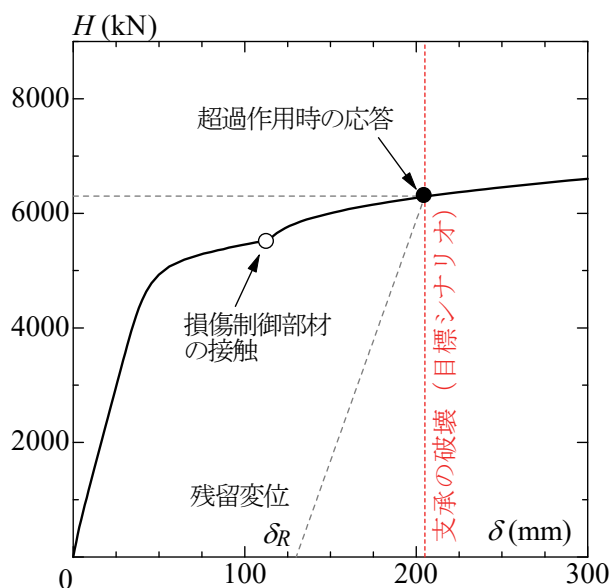


図-4.14 橋脚の水平荷重-水平変位関係 (プッシュオーバー解析, 損傷制御モデル)

### 4.3 実験計画

#### 4.3.1 実験供試体

実験は、実大構造を縮尺 1/8 の縮小供試体に模して行うものとした。実験供試体の概要を図-4.15 に、概観を写真-4.2～4.5 に、製作図面を図-4.16 に示す。橋脚本体は実大構造と基本的な寸法を相似させ、実験供試体では充填コンクリート上面位置にダイアフラム(SM400,  $t=9\text{ mm}$ )を設置した。

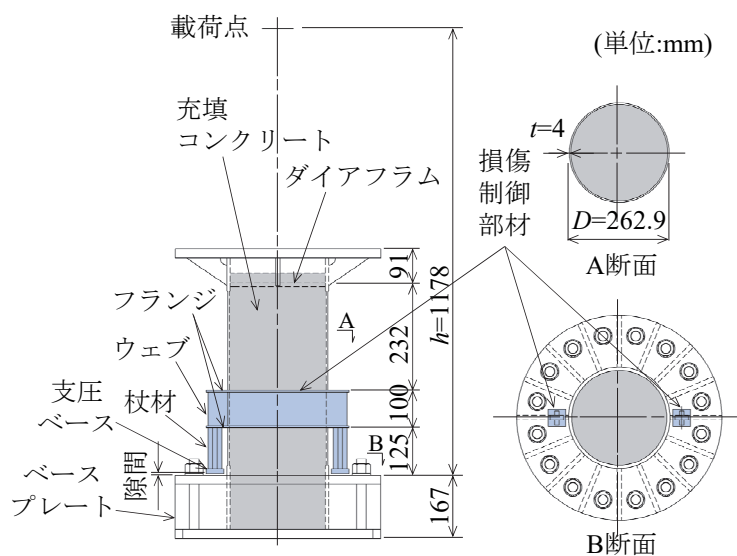


図4.15 実験供試体の概要



写真-4.2 実験供試体の外観



写真-4.3 実験供試体鋼管の内部構造

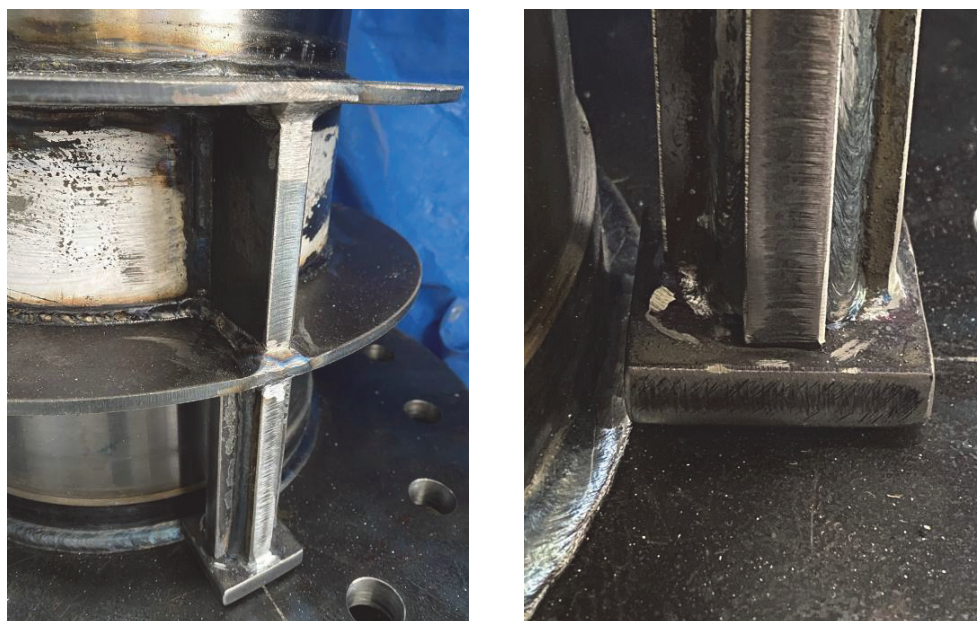


写真-4.4 損傷制御部材（取付部）



写真-4.5 損傷制御部材（杖材）の接触部



鋼管の高さは載荷治具の都合から 548 mm とし、その天端を平板とブラケットにより補強することで、コンクリートの充填直上が先行して損傷することがないように配慮した。鋼管は市販の電縫鋼管(STK400, t=8.5 mm)を、実大構造の板厚に相似する 4 mm を目標に内外面を切削した。損傷制御部材は材料の入手・製作性から、板厚を相似させることが困難であること、損傷制御部材は弾性挙動を期待することから、十分な剛性が得られる板厚(SM400, t=6, 12 mm)で構成するものとした。損傷制御部材(杖材)は、ウェブの両面に補強リブを設け、その下端に接触による支圧を受けるベースを取り付けるものとした。橋脚側の取り付け構造は、鋼管の外周及び内周に同じ幅のフランジを二層設け、その中間に杖材から作用の控えとなるウェブを配置した。表-4.7 に、実験供試体の寸法計測の結果を、表-4.8 に、計測結果を反映した供試体の諸元と、実大構造の鋼製橋脚の諸元を示す。

表-4.7 実験供試体の板厚・寸法計測結果

(a) 上板下面と上ベースプレート上面の間

計測機器：デジタルノギス(0.5mm)

周方向位置	1回目	2回目	3回目	平均
0°	572.0	572.0	572.0	572.0
90°	571.5	571.5	571.5	571.5
180°	571.5	571.5	571.5	571.5
270°	573.0	573.0	573.0	573.0
平均				572.0
設計値				573.0

(b) 傾斜 (水平偏心量)

計測機器：鉄定規(0.1mm)

基部からの高さ(mm)	中心距離(mm)	
	X	Y
40		-0.25
80		-0.25
270	0.50	-0.90
310	0.50	-1.00

(c) 鋼管直径

計測機器：デジタルノギス(0.01mm)

基部からの高さ(mm)	0°	45°	90°	135°
	40	262.34	263.74	263.63
80	262.42	263.29	263.59	263.04
270	262.72	263.19	263.42	263.01
310	262.78	263.26	263.30	263.09
平均	262.56	263.37	263.48	263.13
	263.14			
設計値	262.90			

(d) 鋼管板厚計測

計測機器：超音波探傷器(0.1mm)

周方向位置	基部からの高さ(mm)	板厚(mm)			平均	最小値
		1回目	2回目	3回目		
0°	270	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
	310	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
45°	40	4.1	4.2	4.2	4.17	4.1
	80	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
	270	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
	310	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
90°	40	4.2	4.2	4.2	4.20	4.2
	80	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
	270	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
	310	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
135°	40	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
	80	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
	270	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
180°	270	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
	310	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
225°	40	4.2	4.2	4.2	4.20	4.2
	80	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
	270	4.3	4.2	4.2	4.23	4.2
	310	4.3	4.2	4.3	4.27	4.2
270°	40	4.2	4.3	4.3	4.27	4.2
	80	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
	270	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
	310	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
315°	40	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
	80	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
	270	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
	310	4.3	4.3	4.3	4.30	4.3
平均値					4.28	
設計値					4.00	

表-4.8 鋼製橋脚の諸元

		実大構造	実験供試体	
鋼種		STK400	STK400 (実大比)	
ヤング係数	$E_s$ (GPa)	200	[221]	
初期降伏応力度	$\sigma_y$ (MPa)	235	[400]	
引張強度	$\sigma_u$ (MPa)	400	[502]	
充填 コンクリート	圧縮強度	$\sigma_c'$ (MPa)	24	[24.8]
	ヤング係数	$E_c$ (GPa)	25	[21.4]
	ポアソン比	$\rho$	0.17	[0.16]
鋼管外径	切削部 $D$ (m)	2.1	[0.263]	(7.98)
鋼管厚	切削部 $t$ (mm)	32	[4.3]	(7.44)
	非切削部 $t_p$ (mm)	---	8.5	
鋼管断面積	切削部 $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	2083.0	34.9	(59.60)
橋脚高さ	$h_p$ (m)	10.000	---	
橋脚高さ(ベース部を除く)	$h_b$ (m)	9.420	1.178	(8.00)
コンクリート充填高さ	$h_c$ (m)	6	0.715	(8.39)
鋼管径厚比パラメータ	$R_t$	0.063	0.090	(1.43)
死荷重	$P_d$ (kN)	5176.7	208.8	(24.79)
死荷重時の軸力比	$P_d/P_0$	0.106	0.149	(1.41)
鋼管細長比パラメータ	$\lambda$	0.281	0.349	(1.24)

※[ ]内は供試体の材料試験，寸法計測値を示す。

表-4.9 充填コンクリートの配合及び採取試験結果

セメントの種類		普通ポルトランドセメント
粗骨材の最大寸法(mm)		25
スランプ(cm)		19
空気量(%)		4.9
コンクリート温度(°C)		12
外気温度(°C)		8
塩化物含査量(kg/m <sup>3</sup> )		0.02
水セメント比(%)		67
細骨材率(%)		49.1
単位重量 (kg/m <sup>3</sup> )	水	180
	セメント	269
	細骨材1	691
	細骨材2	182
	粗骨材1	731
	粗骨材2	190
混和剤		2421

材料の機械的性質は、実験供試体に用いた鋼管及び鋼材から試験片を採取し、引張試験を実施した実測値である。充填コンクリートについては、配合表と採取試験（写真-4.6）の結果を表-4.9 に示す。採取試験後に速やかに供試体内部にコンクリートを打設するとともに、モールドテストピースを作成し、28日強度が発現後に1軸圧縮強度試験を実施した。表-4.10 に試験結果から算出した材料特性を、図-4.17 に応力-ひずみ関係を示す。表-4.8 は、これ



表-4.10 コンクリートの1軸圧縮試験から算出した材料特性

モールドNo.	気中試験					水中試験	
	A1	A2	A9	A11	A12	A3	A4
最大荷重時の応力(MPa)	24.11	24.80	27.50	25.54	25.49	24.28	25.39
50 $\mu$ ひずみ時の応力(MPa)	4.31	4.11	4.52	3.66	4.82	3.65	3.97
最大荷重の1/3(MPa)	8.04	8.27	9.17	8.51	8.50	8.09	8.46
最大荷重の40%(MPa)	9.64	9.92	11.00	10.22	10.20	9.71	10.15
ヤング係数(GPa)	17.63	21.42	21.53	21.84	14.61	23.14	20.85
最大荷重時の縦ひずみ	1,925	1,787	1,710	1,715	1,703	1,531	1,792
1/3載荷時 縦ひずみ	261	244	266	272	302	242	266
40%載荷時 縦ひずみ	351	324	350	353	375	316	350
50 $\mu$ ひずみ時の横ひずみ	12	9	10	8	9	9	8
40%載荷時 横ひずみ	64	52	63	59	53	55	61
ポアソン比	0.17	0.16	0.18	0.17	0.14	0.17	0.17



写真-4.6 スランプ試験及び塩分量測定の状態

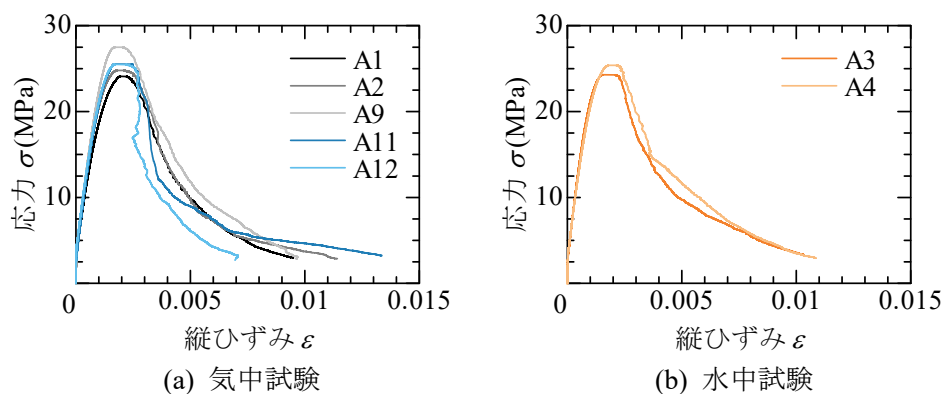


図-4.17 1軸圧縮強度試験における応力-ひずみ関係 (全ケース)

らの試験結果を反映したものである。

図-4.18 及び図-4.19 に材料試験から得られた応力-ひずみ (解析値は後述) を示す。

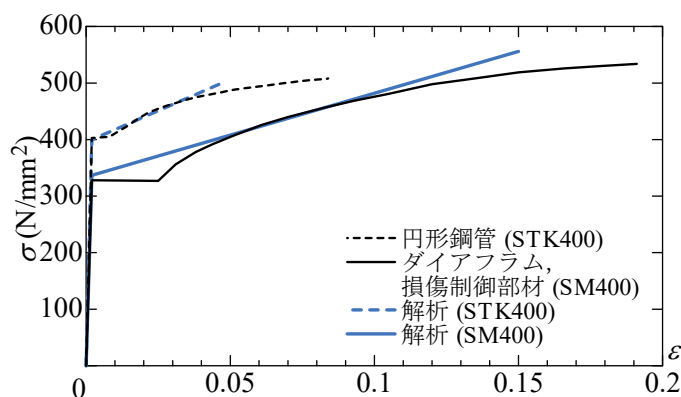


図-4.18 鋼材の1軸引張試験の応力-ひずみ関係

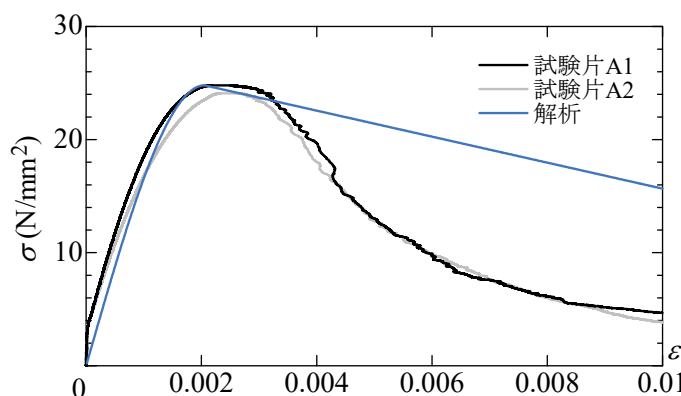


図-4.19 充填コンクリートの圧縮試験の応力-ひずみ関係

表-4.11 実験供試体の間隙量（調整前）の計測結果

	1回目	2回目	3回目	平均
0°側	5.0	4.9	5.0	5.0
180°側	5.1	5.2	5.1	5.1

損傷制御部材（杖材）下端と上ベースプレートの間隙量は、橋脚の設計限界状態までは損傷制御部材が機能せず、損傷制御部材を設置しない場合と同様の挙動を示すとともに、設計限界状態を超える領域では、図-4.5 のよう耐力が上昇してじん性が発揮できるように勘案して、決定する必要がある。しかし、実験供試体の製作段階で、間隙量を決定すると、製作誤差が生じた場合の調整が困難であることから、事前に解析で試算した隙間量より余裕をみて 5mm を目安として製作することとした。完成した供試体に対する間隙量の計測結果を表-4.11 に示す。間隙量の設定は、図-4.20 に示すように、支承が破断した後に橋脚に残る変位（残留変位）が、要求する残留変位の制限値を下回るように、損傷制御部材の接触タイミング、すなわち間隙量を決定することになる。供試体では、CFT のじん性にも期待して、CFT の最大耐力点付近で接触させることを意図して、最終的に 3.5 mm（供試体の実寸計測値としては 3.65 mm）とした。CFT の最大耐力点は、文献<sup>1)</sup>で実施された実験結果を参考とした。



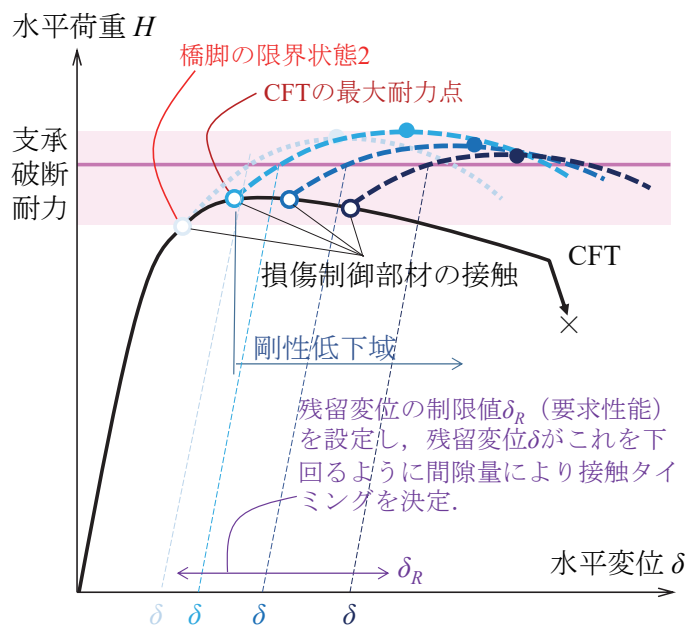


図-4.20 損傷制御部材の接触タイミングの調整方法

そのため、製作間隙量と実験間隙量には差が生じる。これを埋めるための手立てとして、今回の実験では、上ベースプレートに 0.2mm から入手可能な加工用鋼板（NSC390，日本製鉄規格，SS400 相当）を用意し、損傷制御部材の支圧板との間に挿入することで、間隙量を調整するものとした。

#### 4.3.2 実験方法

実験は名古屋工業大学が保有する 3次元荷重装置により実施した。実験供試体の基部は反力架台に塑性伸びが生じない十分なボルト諸量（S35CN, M24, 16本）で固定した。実験方向は水平1方向の正負交番繰り返し荷重とし、鋼管と損傷制御部材のひずみや変形を測定した。実験装置の概要を写真-4.7に示す。供試体を水平方向に据え付け、上部構造の死荷重に相当する一定の軸力  $P_d$ （軸力比 0.15，初期応力  $\sigma_d = 59.7 \text{ N/mm}^2$ ）を鋼管の部材軸方向に油圧ジャッキにて荷重した後、上部構造の地震時慣性作用に相当する水平荷重  $H$  を鋼管の部材軸と直交する方向に作用させるものとした。水平荷重  $H$  は、図-4.21に示すように、初期降伏変位  $\delta_0$  を基準として、 $\pm 1.0\delta_0$ ， $\pm 2.0\delta_0$ ...の倍数サイクルとして、変位制御により漸増繰り返し荷重するものとした。実験の計測項目は、荷重位置の荷重と変位の関係に加え、円周  $90^\circ$  ごとにベース部の鉛直及び水平変位を 4か所、鋼管及び損傷制御部材に 1軸ゲージ及び 3軸ゲージを接着し、設置方向の軸ひずみとした。また、損傷制御部材の軸方向短縮量のモニタリングとして、損傷制御部材の鋼管への取付部の 2層フランジにレーザー変位計をクリップし、杖材の支圧板の近傍の上ベースプレートを計測ターゲットにセットした。これらの配置を図-4.22に示す。3軸ゲージは、鋼管の水平方向（ $0^\circ$  と  $180^\circ$ ）のみとし、その他は全て 1軸ゲージとした。

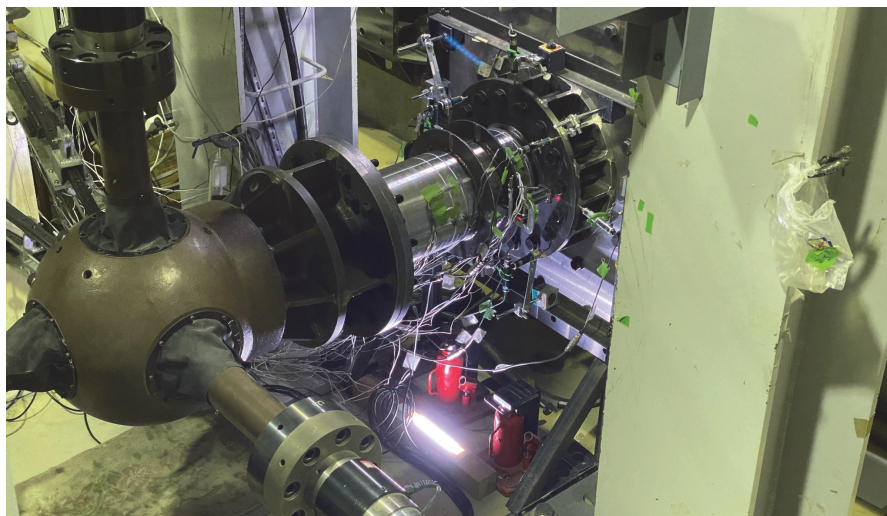


写真-4.7 実験装置及び実験供試体の設置状況

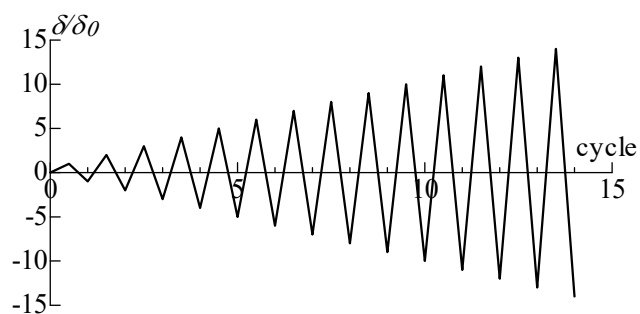
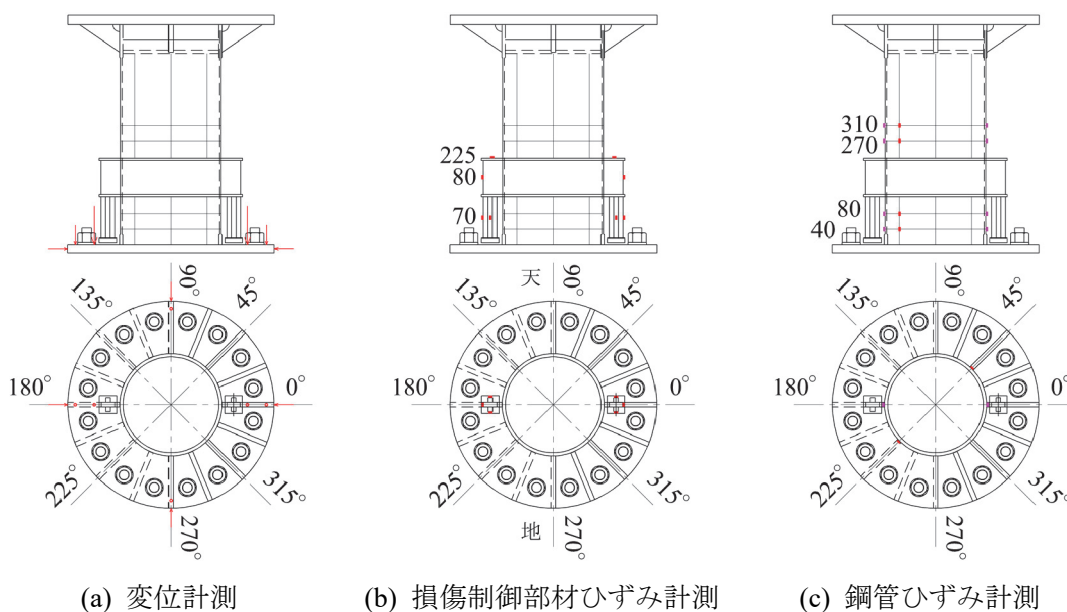


図-4.21 繰り返し載荷パターン



(a) 変位計測

(b) 損傷制御部材ひずみ計測

(c) 鋼管ひずみ計測

図-4.22 実験供試体の計測位置

## 4.4 実験結果

### 4.4.1 概要

表-4.12に、荷重ステップと荷重位置の荷重-変位の計測値を示す。図-4.23に水平荷重と水平変位の応答履歴と各荷重ステップの最大点を結んだ包絡線を示す。ここで、コンクリートを充填していない実験供試体((a):以降, 無充填)及びコンクリートを充填した実験供試体((b):以降, CFT)の荷重実験は、文献<sup>1)</sup>で実施されたものである。今回の実験供試体((c):以降, 損傷制御)は、これらと同じ製造ロットの鋼管を用いており鋼管の寸法はほぼ同じであるが、鋼管の切削厚や充填コンクリートの打設時期は異なっている。そのため、同一条件とはみなせないが、耐荷力の違いを比較する上で参考にするものとした。無充填は $4\delta_0$ の時点で耐荷のピークを迎えた後、急激に耐力が低下している。CFTは $5\delta_0$ の時点で耐力のピークを迎え、無充填とは異なりなだらかに耐力が低下していき、 $14\delta_0$ の時点で鋼管に割れが確認されている。これらに対して、損傷制御部材を設置した今回の実験供試体では、

表-4.12 荷重ステップと荷重-変位の計測値

降伏変位 $\delta_0$ 倍率	荷重 ステップ数	$\delta$ (mm)	$H$ (kN)
+14	3340	62.1	127.4
+13	2872	57.7	128.5
+12	2439	53.3	129.8
+11	2042	48.9	130.2
+10	1681	44.5	128.9
+9	1356	40.1	126.3
+8	1064	35.7	122.6
+7	807	31.3	120.9
+6	586	26.8	121.1
+5	401	22.5	119.0
+4	252	18.0	114.1
+3	136	13.7	106.0
+2	55	9.2	89.9
+1	10	4.8	56.1
0	0	0.5	0.0
-1	28	-3.9	-54.7
-2	91	-8.3	-93.9
-3	190	-12.7	-110.6
-4	322	-17.1	-120.2
-5	489	-21.5	-125.1
-6	692	-25.9	-127.4
-7	931	-30.3	-127.0
-8	1206	-34.7	-129.3
-9	1514	-39.1	-131.7
-10	1857	-43.5	-133.0
-11	2236	-47.9	-134.0
-12	2651	-52.3	-133.4
-13	3102	-56.7	-132.0
-14	3586	-61.1	-130.5

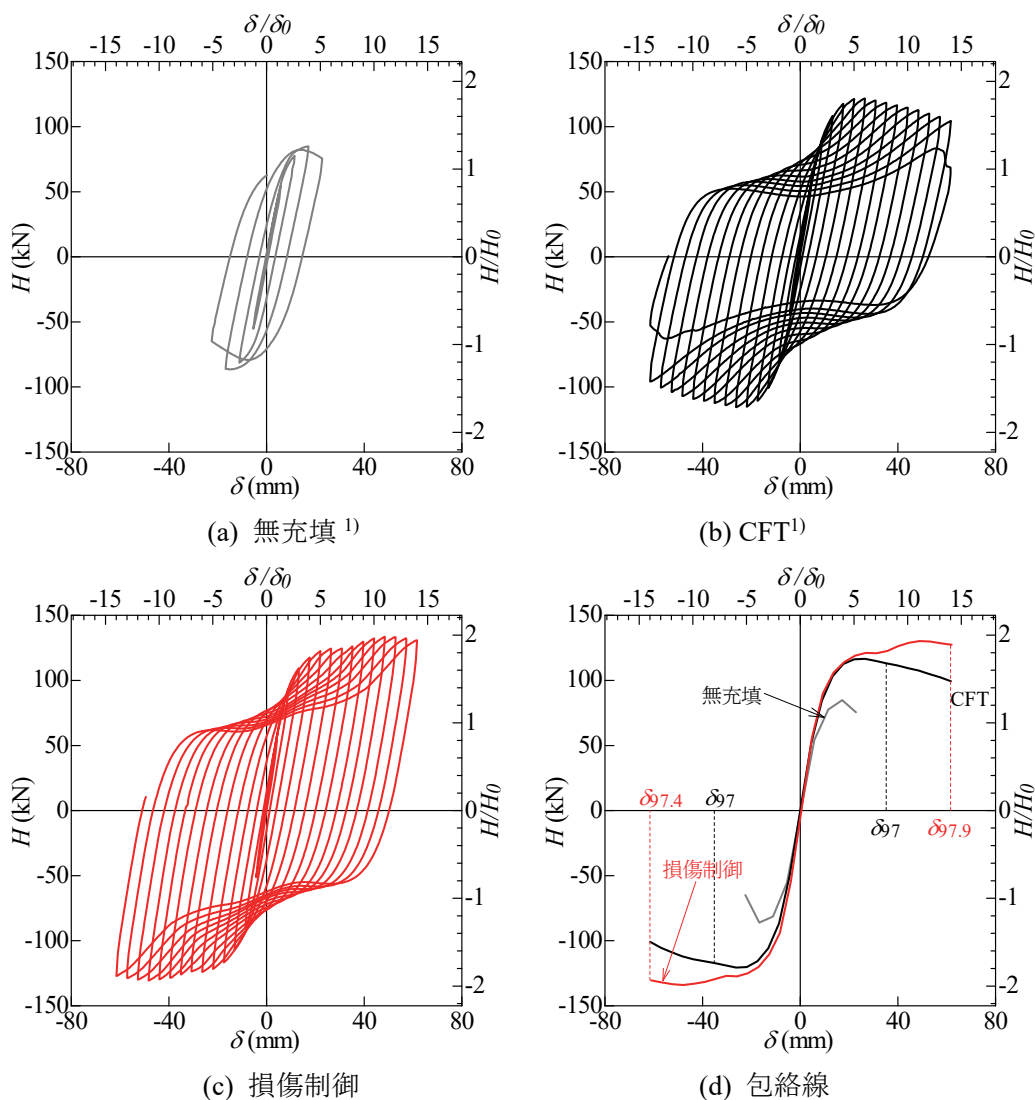


図-4.23 水平荷重—水平変位の履歴 (実験)

$5\delta_0$ までCFTとほぼ同じ挙動となり基部の座屈現象も確認された。 $6\delta_0$ はやや耐力が低下し、 $7\delta_0$ の時点で耐力が再上昇を開始したことから、この時点で損傷制御部材が上ベースプレートに接触したと考えられる。また、 $7\delta_0$ の時点で損傷制御部材の取り付け部の上側にも明確な座屈（基部の軽微な進展とは異なる）がみられ、荷重の増加とともにその進展が確認された。一方、基部は $7\delta_0$ の時点以降、圧縮が载荷されるステップごとに座屈は生じるものの、大きな座屈の進展はみられなかった。最終的には、ジャッキの限界ストロークに相当する $-14\delta_0$ まで载荷した後に、除荷して実験を終了した。最終ステップにおいても耐力の低下はCFTと比べて小さく、目視の限りでは、座屈箇所や溶接部に、き裂や割れは確認されなかった。

(d)に最大耐力点を結んだ包絡線を示す。図中の $\delta_{97}$ は、水平荷重が最大荷重の97%に低下した時点における水平変位を示している。CFTが $8\delta_0$ 付近であるのに対して損傷制御は実験終了まで97%を下回っていない。この時点で比較すると、変位塑性率は75% $(=14\delta_0 / 8\delta_0)$



増となり、大幅にじん性が向上したことがわかる。

一方、耐力は、設計の制限値に相当する  $4\delta_0$  時点の載荷荷重が 113 kN、最大耐力荷重に相当する  $11\delta_0$  時点の 134 kN であったことから、18 % (=134/111) の耐力増加となっている。支承を破壊させる観点で、さらなる耐力の上昇が必要な場合は、損傷制御部材の取り付け位置を高くすることで対応が可能であり、数値解析によりこの効果を検証した結果は後述する。写真-4.8 及び写真-4.9 に実験供試体の変形状態を示す。

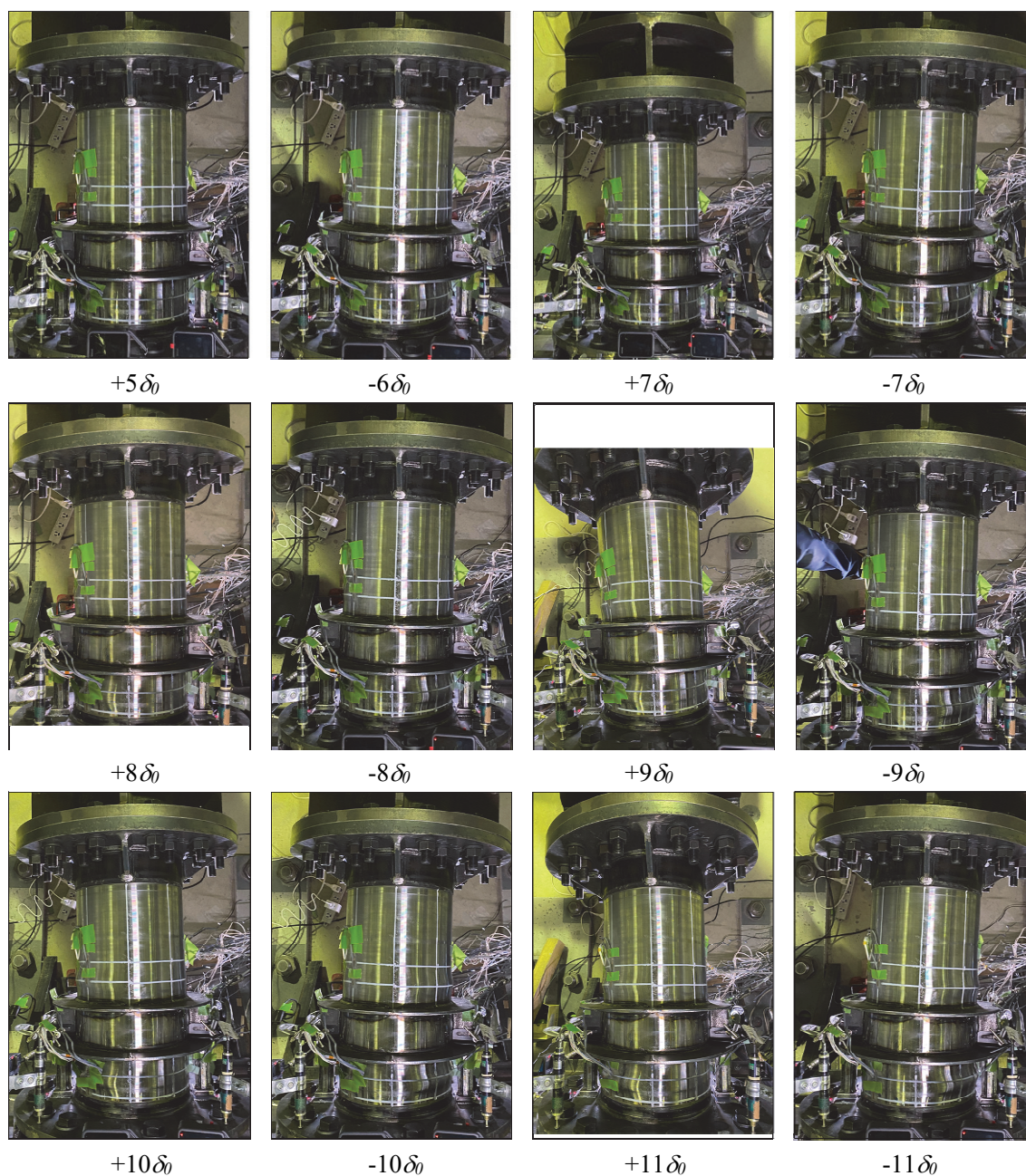


写真-4.8<sup>1</sup> 実験供試体の載荷サイクルごとの外観



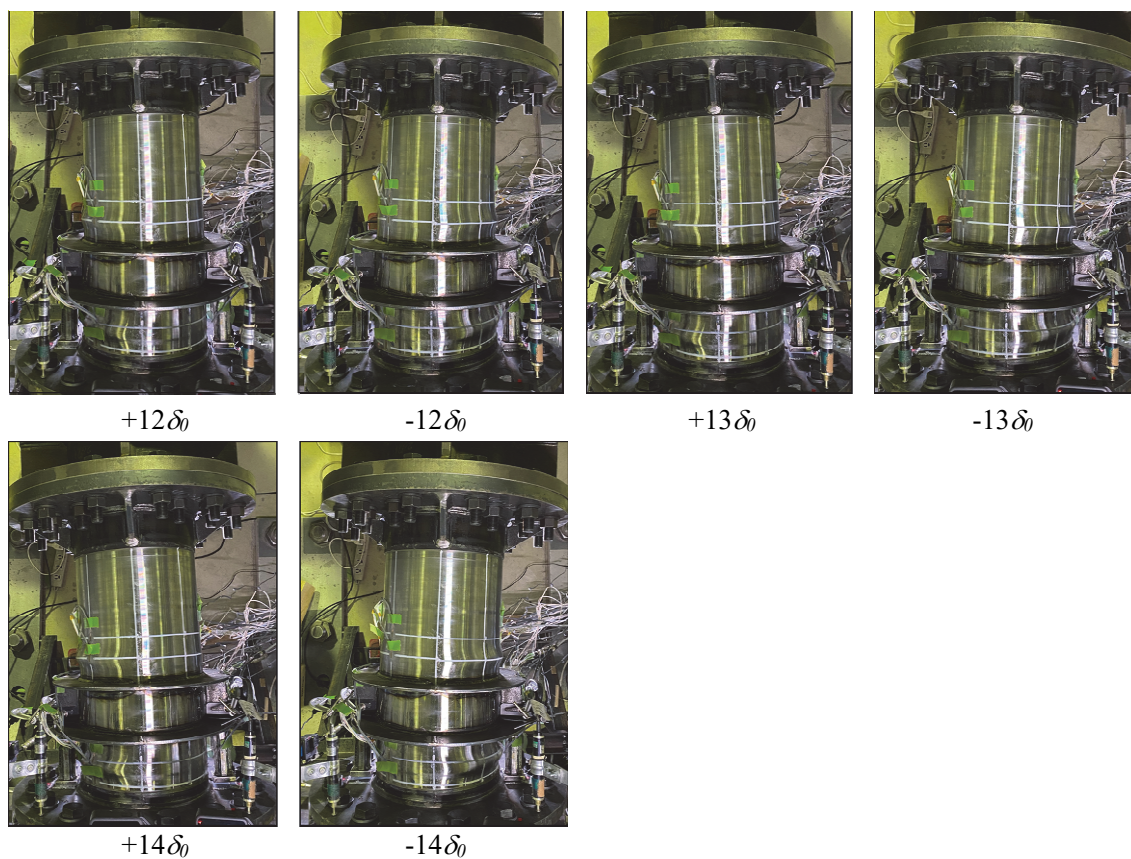


写真-4.8<sup>2</sup> 実験供試体の荷重サイクルごとの外観

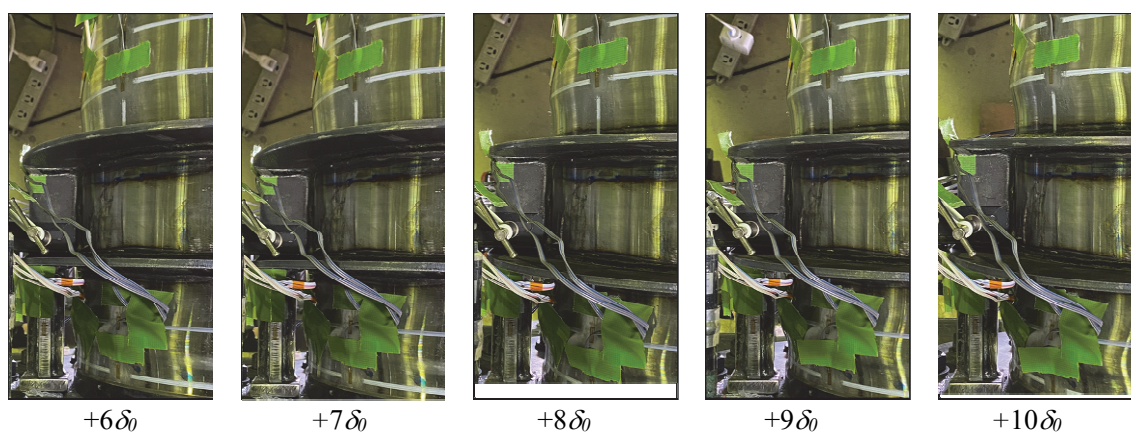


写真-4.9<sup>1</sup> 実験供試体の荷重サイクルごとの基部状況



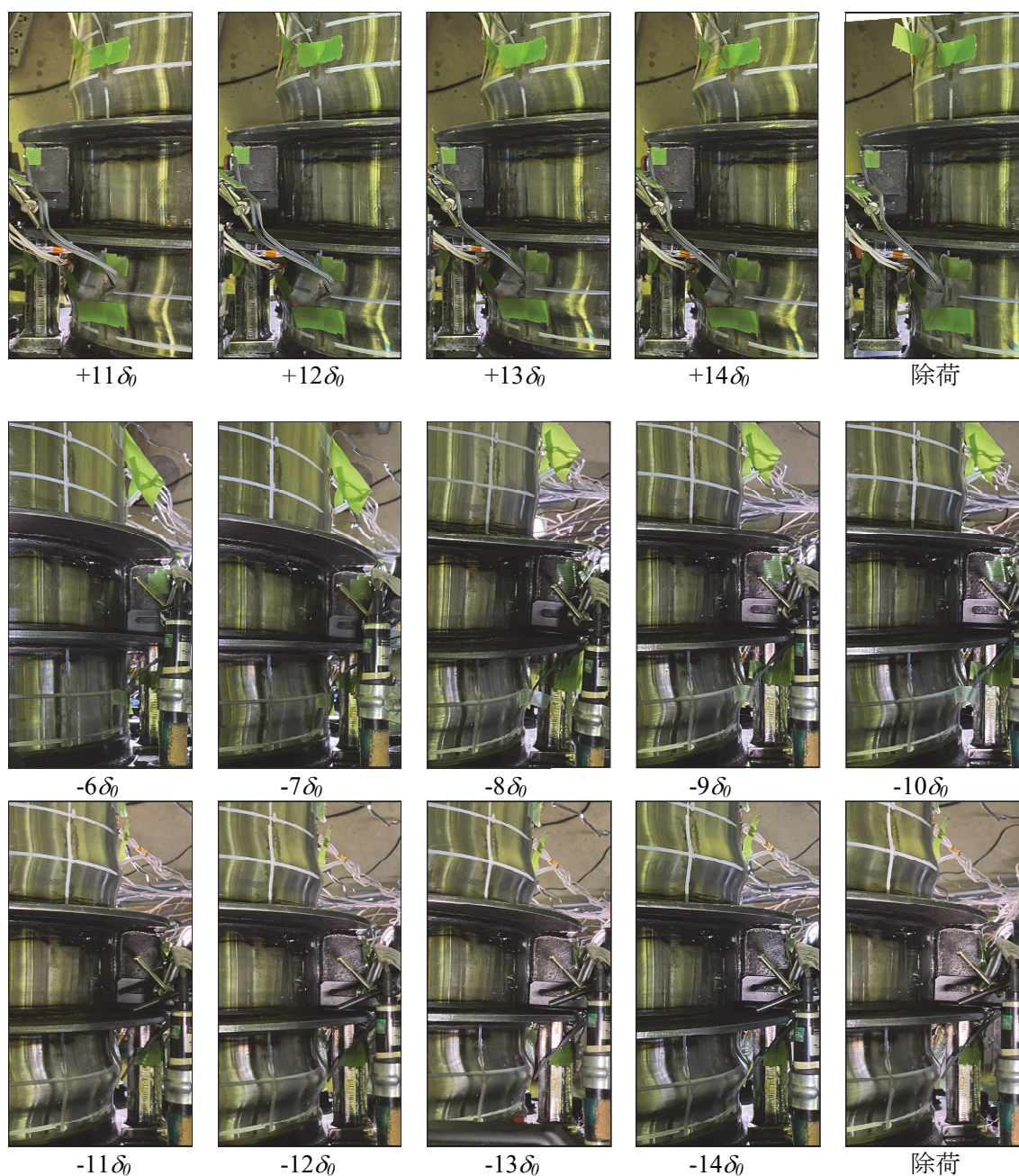


写真-4.9<sup>2</sup> 実験供試体の载荷サイクルごとの基部状況

#### 4.4.2 計測結果の整理

##### (1) 変位の計測履歴

アナログ変位計の計測結果を図-4.24 に示す。上ベースプレートの鉛直変位は最大 0.4mm 程度、水位変位は最大 0.8mm 程度と小さいことから、鋼管の計測値に対する補正等は不要と判断した。レーザー変位計の計測結果を図-4.25 に示す。損傷制御部材の部材軸方向の相対変位（軸方向短縮量）は、+側の進行が大き（間隙が広がる）。これは鋼管の引張降伏

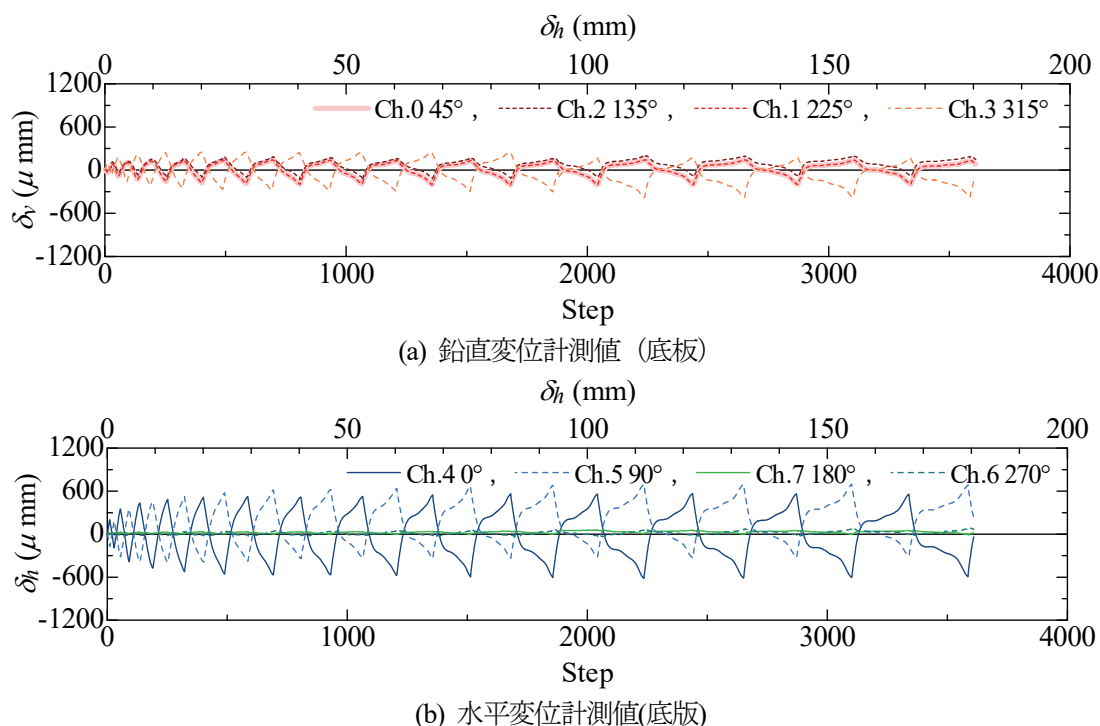


図4.24 上ベースプレートの変位計測結果

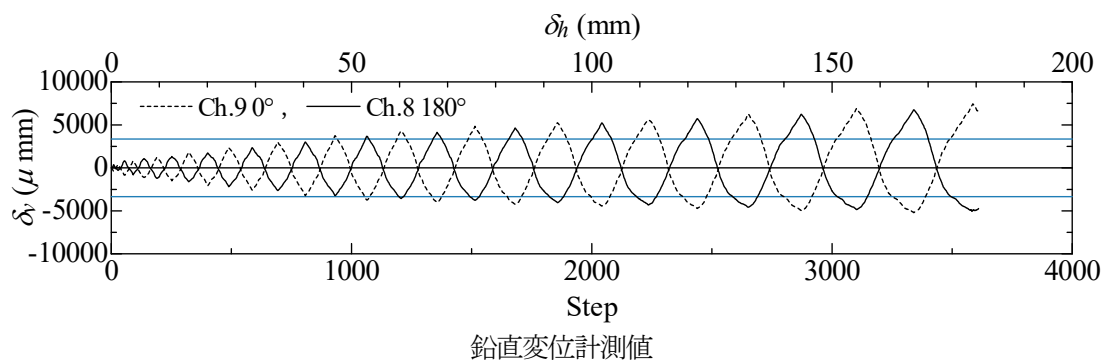


図4.25 損傷制御部材の相対変位計測結果

の進行が原因と考えられる。中立位置の間隙量は3.35mm (3350 $\mu$ m)を横軸に青線で示すが、計測変位がこれを上回り始めるのは800~900ステップのあたりであり、これは前項で示した損傷制御部材が初めて接触したステップと概ね一致している。接触後の変位は拘束され、それ以上進行することはないはずであるが、計測結果は引張側に比べれば小さいものの、変位の進行がみられる。これは、損傷制御部材からやや水平に離れた位置で計測しており、鋼管の傾きにもなう回転変位を含んでいることが理由と考えられる。

## (2) 損傷制御部材のひずみ計測履歴

損傷制御部材取付部の1軸ゲージによるひずみ計測結果を図-4.26に示す。同図の横軸に橙色にて降伏ひずみを示す。上部及び側面のひずみレベルは、载荷終了まで降伏ひずみ以下



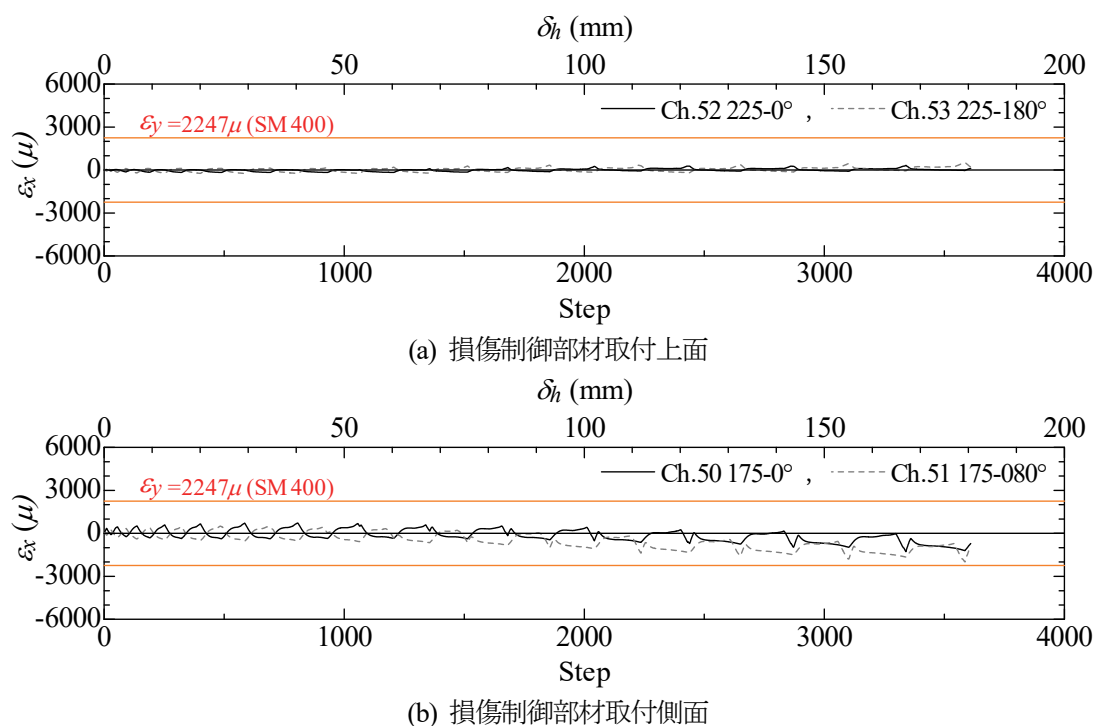


図-4.26 損傷制御部材取付部のひずみ計測結果

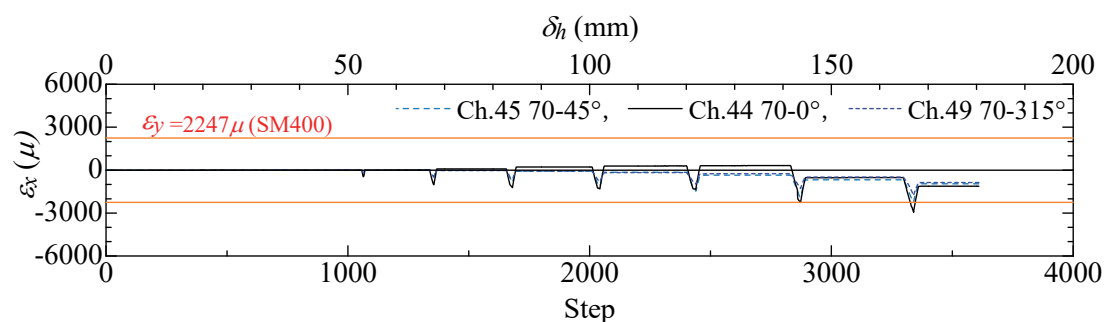


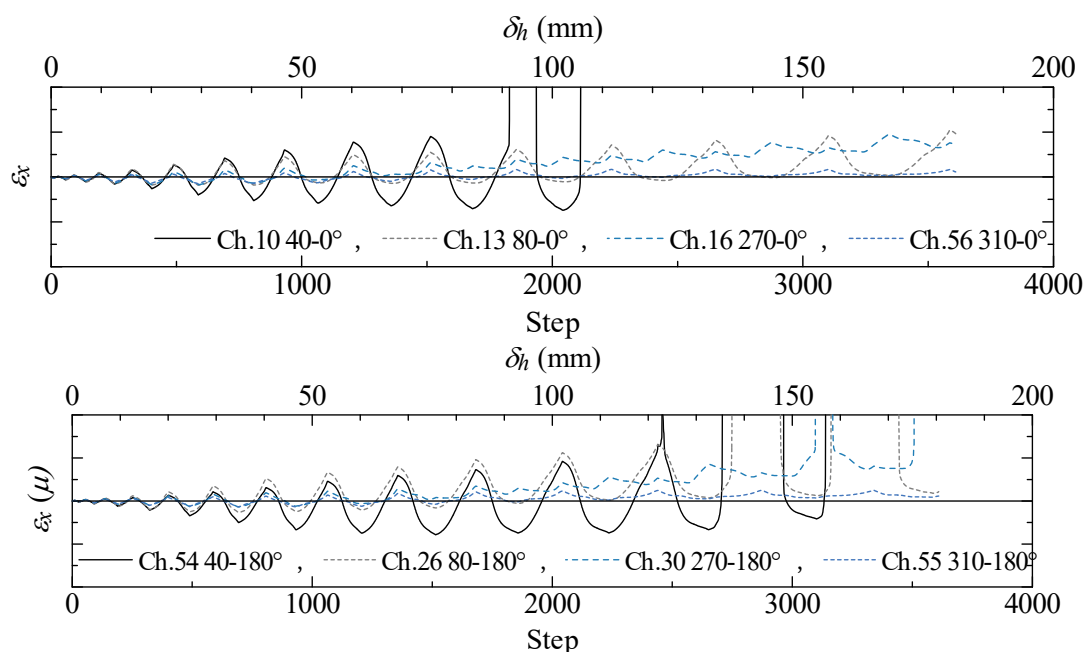
図-4.27 損傷制御部材（杖材）のひずみ計測結果

の応答であり、弾性応答であったことが確認できる。一方、図-4.27 に示す損傷制御部材（杖材）は、荷重ステップ  $13\delta_0$  以降に降伏ひずみをやや上回っていた可能性がある。ただし、ひずみゲージは圧縮が除荷された方向に荷重されるステップにおいても、圧縮ひずみがゼロに戻りきっていなかったようであり、ゲージの不具合による過度なひずみの蓄積を計測していた可能性もある。いずれにしても、ひずみレベルは問題視すべきオーダーではなく、荷重後の近接目視でも、残留変形は見られなかったことから、実験への影響はほとんどなかったとみられる。

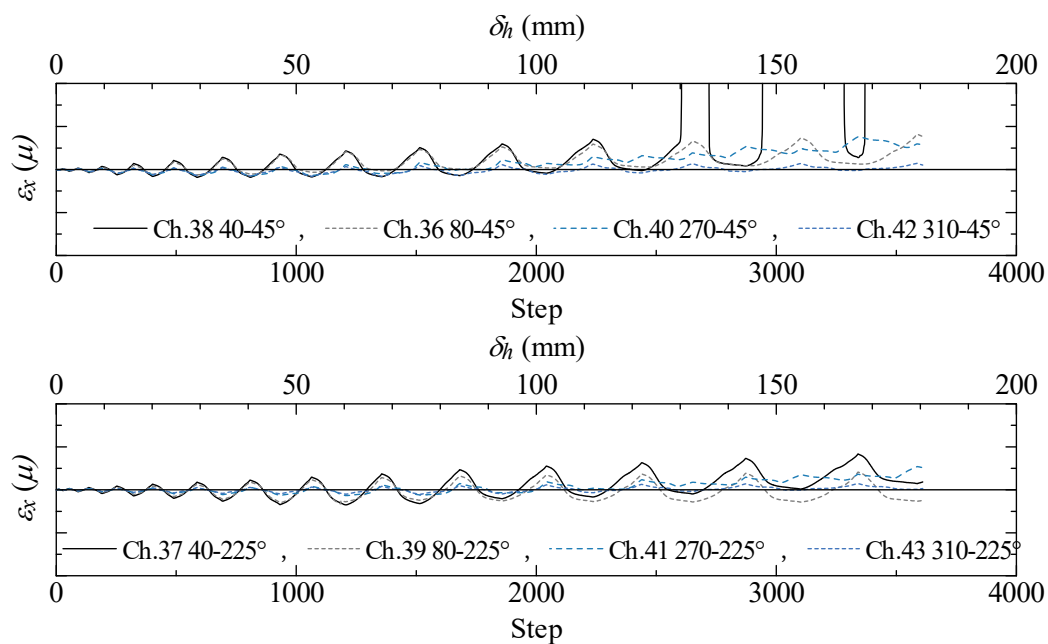
### (3) 鋼管のひずみ計測履歴

供試体に設置したひずみゲージの計測結果から、損傷制御部材の接触状態を確認する。図-4.28 に鋼管のひずみ計測結果を示す。計測値は、鋼管外縁の鉛直ひずみである。途中か

ら計測値が発散しているのは、鋼管の面外変形が大きくなり、例えば、 $0^\circ$  の計測では、 $-11\delta_0$  から $+12\delta_0$ に向かう途中で、ひずみゲージが剥離して計測不能となったためである。荷重の進行とともに正負ともひずみが増加し、損傷制御部材が接触した $-7\delta_0$ 時点からは、ややばらつきは生じているものの各サイクルで圧縮側のみ同程度のひずみ値が計測されている。このことから、損傷制御部材の接触により、圧縮側のひずみは進展が抑止され、接触位置を支点



(a) 荷重方向ゲージ



(b) 荷重  $45^\circ$  方向ゲージ

図4.28 鋼管のひずみ計測結果

とする曲げ引張により、引張側のひずみだけが増加していることが予想される。

ところで、CFT の $+14\delta_0$ の状況から鋼管の終局状態は低サイクル疲労により割れが生じ、この割れが急激に進展した時点と考えられる。終局の起点となる割れが生じる要因が、座屈に伴う圧縮ひずみと、引張ひずみの繰り返し振幅に依存する仮定に立つと、圧縮ひずみを一定のレベルに抑えることは、鋼管の基部に、通常の CFT 構造と比べて高いじん性を期待できる可能性がある。

#### 4.4.3 損傷制御部材の有無によるエネルギー吸収量

図-4.29 に、繰り返し载荷実験の履歴から算出した橋脚の累積エネルギー吸収量を示す。载荷ステップが  $i-1$  から  $i$  に移行する間に、ジャッキに生じる荷重  $P_i$  が行う仕事  $W_i$  は式(2)となる。この値を積分したものを累積エネルギー吸収量とした。

$$W_i = \int_{\delta_{i-1}}^{\delta_i} P_i d\delta \quad (2)$$

なお、最終载荷ステップの  $14\delta_0$  については、除荷 (水平変位 0 mm) までをカウントした。CFT の終局状態( $14\delta_0$ )におけるエネルギー吸収量は 84.6 kJ、この時点の損傷制御は 101.2 kJ であり累積エネルギー吸収量が約 1.2 倍に増加していることがわかる。損傷制御は  $14\delta_0$  に達しても著しい剛性低下はみられなかったことから、終局状態までのエネルギー吸収量はさらに増える可能性もある。

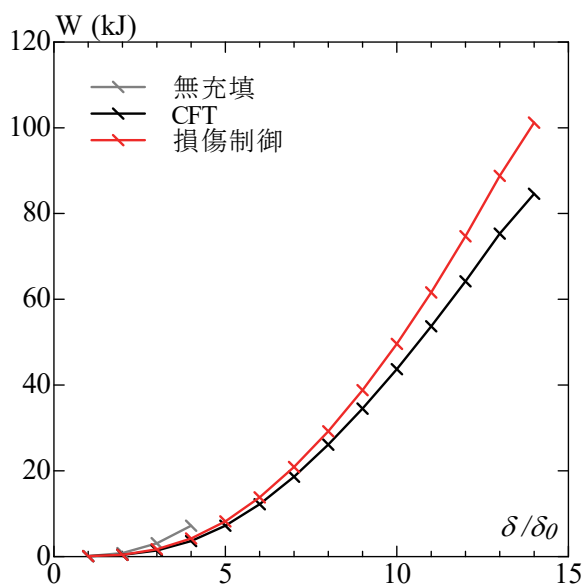


図-4.29 累積エネルギー吸収量の推移

## 4.5 FE解析による実験の再現

### 4.5.1 数値解析モデル（損傷制御モデル）

CFT構造の損傷メカニズムや数値解析については、これまでに文献<sup>8),9)</sup>のような種々の検討がなされ、終局に至るまでの再現性が確認されている。しかし、鋼管をシェル要素、充填コンクリートをソリッド要素でモデル化した上で、その境界面の摩擦や剥離、コンクリートのひび割れ等まで考慮しているため、計算時間が増大し解の収束性が悪化する傾向にあり、特に形状決定をトライアルする設計実務においては、容易に用いることが難しい。

CFT構造は、一旦生じた鋼管の局部座屈変形がその後の繰り返しで修復され、座屈変形の進展が抑止されるという挙動を示すことが、過去に実施された繰り返し載荷実験の結果から確認されている。この抵抗メカニズムは、文献<sup>9)</sup>によると次のとおりである。[1] 鋼管に局部座屈が発生すると、圧縮力の大半はダイアフラムを介して充填コンクリートに伝達され、鋼管の圧縮力が減少する。[2] 曲げモーメントで発生する引張力の大部分が鋼管に作用し、この引張力で鋼管の座屈変形が修復される。これを本構造の抵抗メカニズムとして示すと図-4.30のようになる。

4.2で用いたファイバーモデルは梁要素の平面保持の仮定に基づいており、鋼管の局部座屈を解析で直接的に解くことはできないことから、この抵抗メカニズムを表現できない。設計では橋脚の許容ひずみまでを対象とするため、梁要素を用いることに問題は生じないが、許容ひずみを超える領域に着目する場合は、これらの挙動を表現できるモデルが必要である。そこで本研究で考案した解析モデルの概要を図-4.31に示す。このモデルは設計で必要とする荷重と変位の関係を、最大荷重までの範囲で捉えることを目的とする。そこで、鋼管に局部座屈が表現できるシェル要素、充填コンクリートにファイバー要素を用い、それぞれ独立したモデル化を行う。ダイアフラム位置に、十字型に梁要素を平面配置し、ファイバー要素

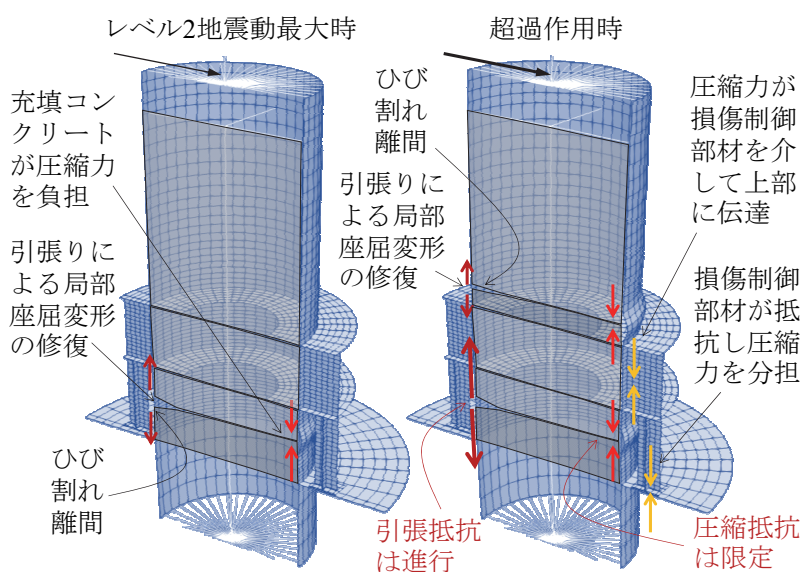


図-4.30 本構造の抵抗メカニズム

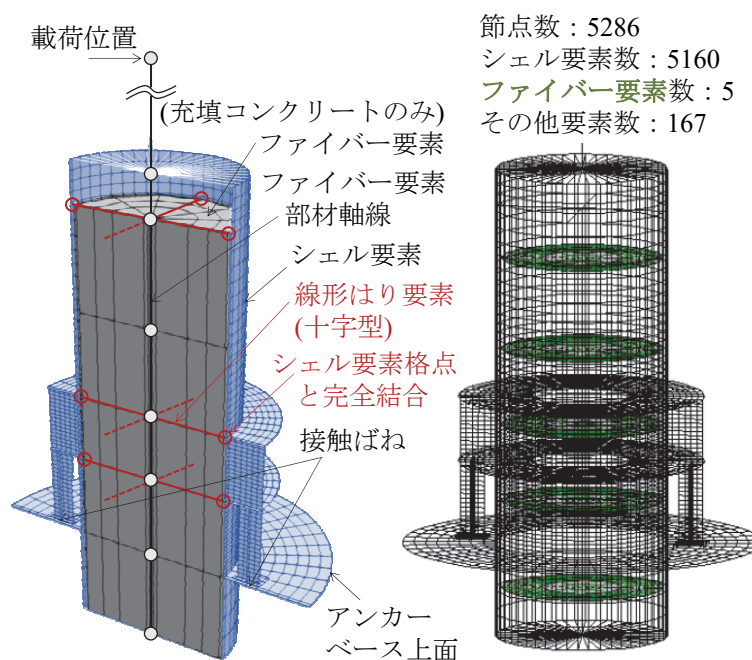


図-4.31 解析モデルの概要

の軸心と同じ高さの位置のシェル要素の格点と結合する。鉛直力はコンクリート充填直上に設置するダイアフラムを介して、鋼管と充填コンクリートがそれぞれ分担して伝達し、水平力は充填コンクリートが曲げモーメント、鋼管が軸力として伝達する。ダイアフラム間では、コンクリートと鋼管の相互の伝達（接触）は生じないが、く形断面と異なり円形断面では鋼板が内側に座屈することは通常起こらないことから、局部座屈発生による接触の影響は小さいと考えた。このように、ファイバー要素とシェル要素を組み合わせることで、ソリッド要素や接触要素を用いる場合と比べて、数値解析の計算時間の大幅な減少及び解の収束性の改善が図れる。なお、ダイアフラム位置の十字型の梁要素に設定する剛性は、鋼管及び充填コンクリートを平面保持の仮定に基づいたファイバー要素としてモデル化したプッシュオーバー解析を別途実施し、その結果と、鋼管の荷重-変位の関係（初期剛性から2次剛性の初期段階までの剛性の変化）が近似するように、 $K=30,000$  kN/m に決定した。

一方、要素に用いる材料構成則については、図-4.18 及び図-4.19 に示す材料試験で得られた応力-ひずみ関係から次のように設定した。鋼材の骨格曲線には、わが国の代表的な設計基準である道路橋示方書で用いられる降伏棚とひずみ硬化を考慮したバイリニアモデル<sup>7)</sup>を用いるものとした。図-4.18 に示す引張試験に近似するように、鋼管(STK400)には応力 400 MPa、ひずみ 0.0018 を降伏点（2次勾配は  $E/100$ ）とし、ダイアフラム及び損傷制御部材（ともに SM400）には応力 337 MPa、ひずみ 0.0015 を降伏点（2次勾配は  $E/150$ ）に設定した。履歴曲線は移動硬化則とした。なお、初期不整については考慮していない。

充填コンクリートについては、荷重が大きく低下する領域までを対象としていないこと及び解の安定性から複雑な構成則は用いず、圧縮軟化特性を線形勾配として考慮した応力-ひずみ関係を用いるものとした。骨格曲線は、コンクリートの圧縮ひずみが 0.002 に達するま



では、式(3)に示す弾完全塑性型の応力-ひずみ関係を適用し、ひずみが 0.002 を超える場合の軟化剛性  $E_{eds}$  は、解の収束安定性と材料試験の結果を参考に、圧縮ひずみ 0.002 で応力がゼロとなる  $1.38 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$  と設定した。コンクリートの軟化剛性については未だ研究段階にあり、今回の設定に対しても明確な根拠を示すことは難しい。適切な設定方法については今後の課題である。なお、引張には抵抗しないものとした。

$$\sigma_c = \sigma_{max} \frac{\epsilon_c}{0.002} \left( 2 - \frac{\epsilon_c}{0.002} \right) \quad (3)$$

ここで、 $\sigma_{max}$  は圧縮強度試験から得られた最大圧縮強度である。履歴曲線は、除荷・負荷時の剛性を  $E_c = 2\sigma_{max}/\epsilon_c$  ( $\epsilon_c = 0.002$ ) とした。

鋼材とコンクリートの境界面については、実際には接触による摩擦や剥がれの現象が生じ、充填コンクリート直上に配置するダイヤフラムも、その有無や剛性による拘束効果による影響に違いが生じることが考えられる。本検討では、終局に至るまでの現象を緻密に再現することを目指すのではなく、できるだけ簡単な方法で、荷重と変位の関係を捉えることを目的としたため、これらについては、上述の十字型の梁要素による鋼材とコンクリートの相互作用として包括するものとした。解析上は、接触や付着を考慮していないことから、実際には起こりえない鋼管と充填コンクリートがすり抜ける現象が生じる場合もある。また、実験供試体のアンカーベースは、供試体に対して十分な剛性を有していることから、解析上はベースプレートの板厚を鋼管の 100 倍とすることで剛体として扱い、損傷制御部材が接触しても面外変形しない設定とした。

#### 4.5.2 解析結果と実験との対比

解析による代表的ステップの変形図を図-4.32 に、この荷重ステップに相当する状態の実験供試体の外観を図-4.33 に示す。実験結果と数値解析により得られた水平荷重-水平変位の関係を図-4.34(a)に示す。数値解析から各サイクルの最大水平荷重と水平変位は整合しており、局部座屈変形の形状や大きさも実験結果を概ね捉えていることが確認できる。(b)に示す各サイクル最大時の実験と解析の荷重比は約 10 %の誤差の範囲で再現できていることがわかる。なお、CFT の実験結果と数値解析の精度も参考として図-4.35 に示す。

一方、解析のループ形状は実験と解析で異なっているが、これは解析モデル及び材料構成則の簡易化が原因と考えられる。CFT 構造は水平荷重を進展させると、充填コンクリートに水平ひび割れが発生し、鋼管が座屈した個所のコンクリートと鋼管が剥がれることに加え、その周辺も摩擦や付着が切れた状態になる。この状態で逆方向に荷重を行うと、圧縮域ではコンクリートも力を分担するが、水平変位がゼロに近づくと、引張域に移行する状況ではコンクリートがほとんど分担できなくなり、引張に対しては鋼管のみが分担することになる。これに対して、本解析モデルは逆方向に荷重する際も、上述の十字型の梁要素による挙動が線形であるため、実際とは異なる抵抗を示すこととなる。このような挙動を表現するには、鋼管や充填コンクリートに高度な材料構成則を設定し、鋼管とコンクリートの離間挙動を表

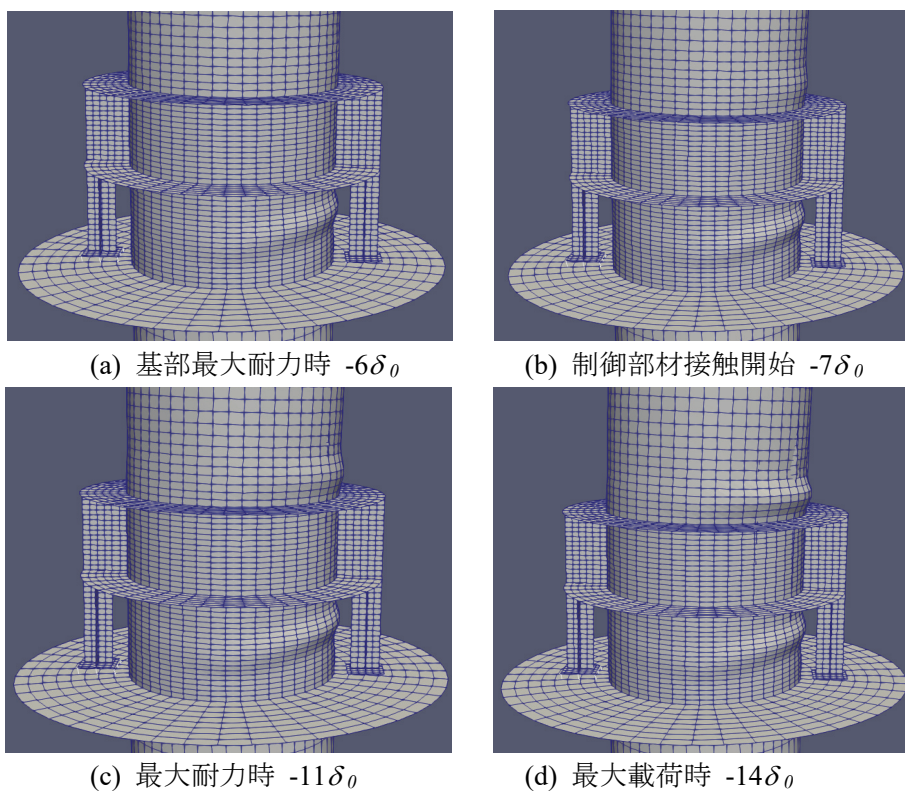


図-4.32 解析結果の鋼製橋脚の変形状態（変形表示倍率：1）

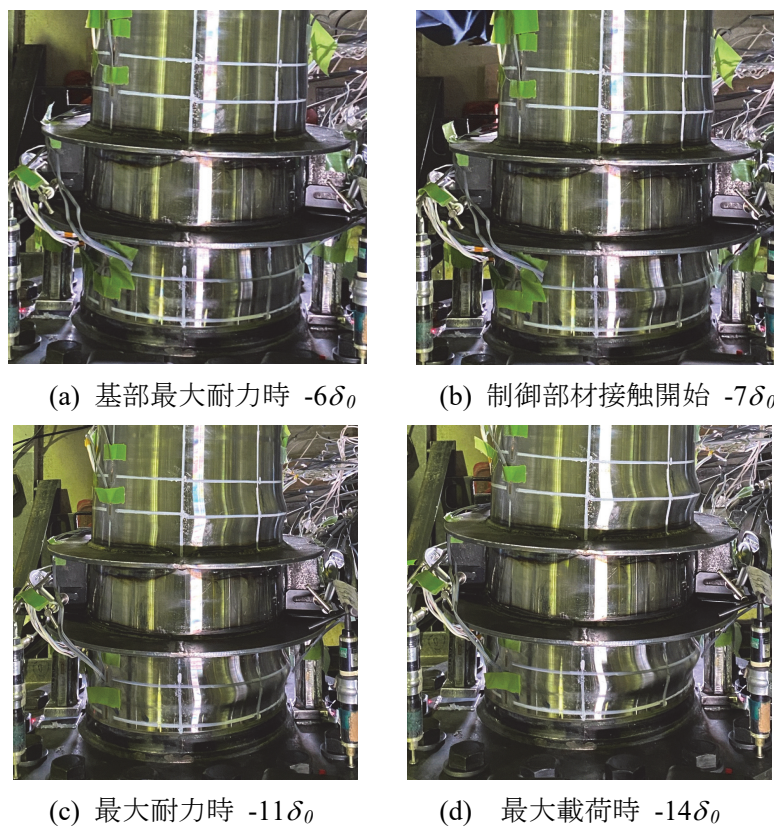
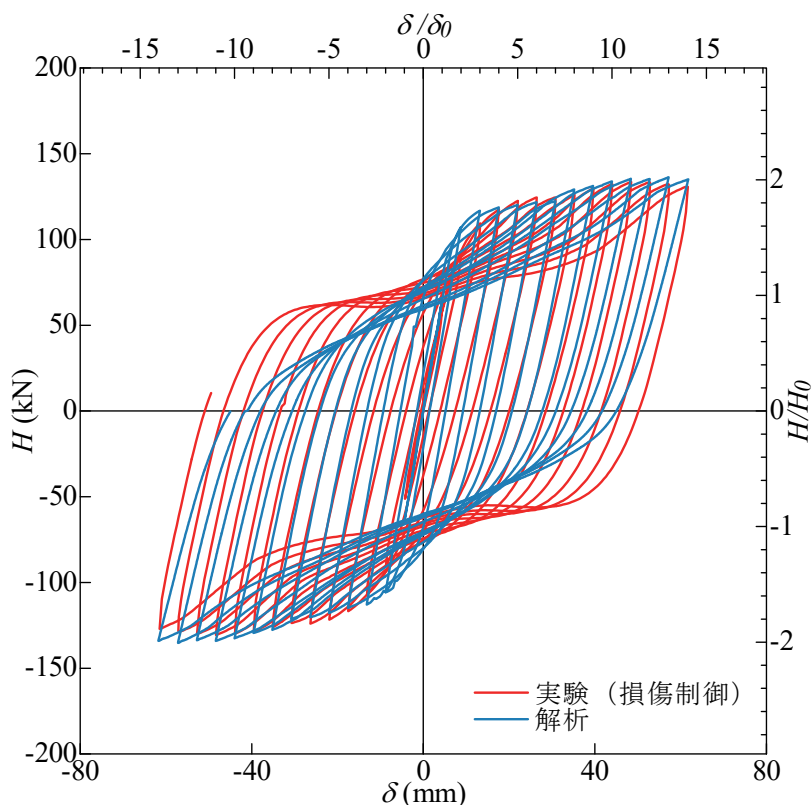
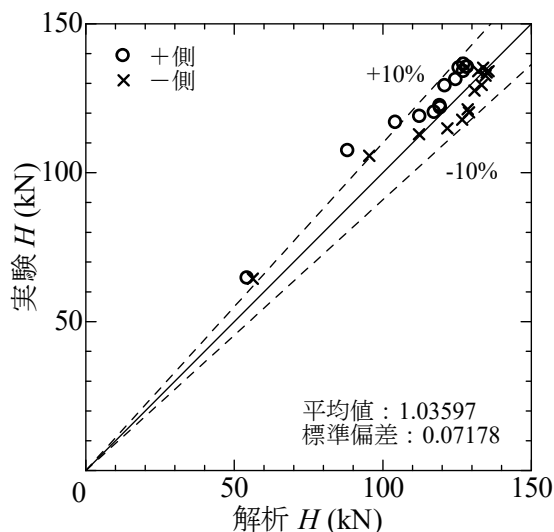


図-4.33 鋼製橋脚の変形状態（損傷制御）

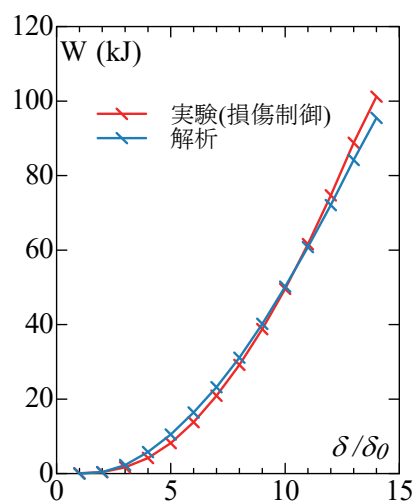
現できるモデル化<sup>例えば9)</sup>を行う必要があると考えられるが、より実験に近く、かつ簡易なモデル化の手法については今後の課題とした。なお、(c)に示す実験と解析の累積エネルギー吸収量の違いは最大差となる  $14\delta_0$  時点で 6 %程度であり、実験の方がやや大きい傾向である。



(a) 水平荷重—水平変位の履歴



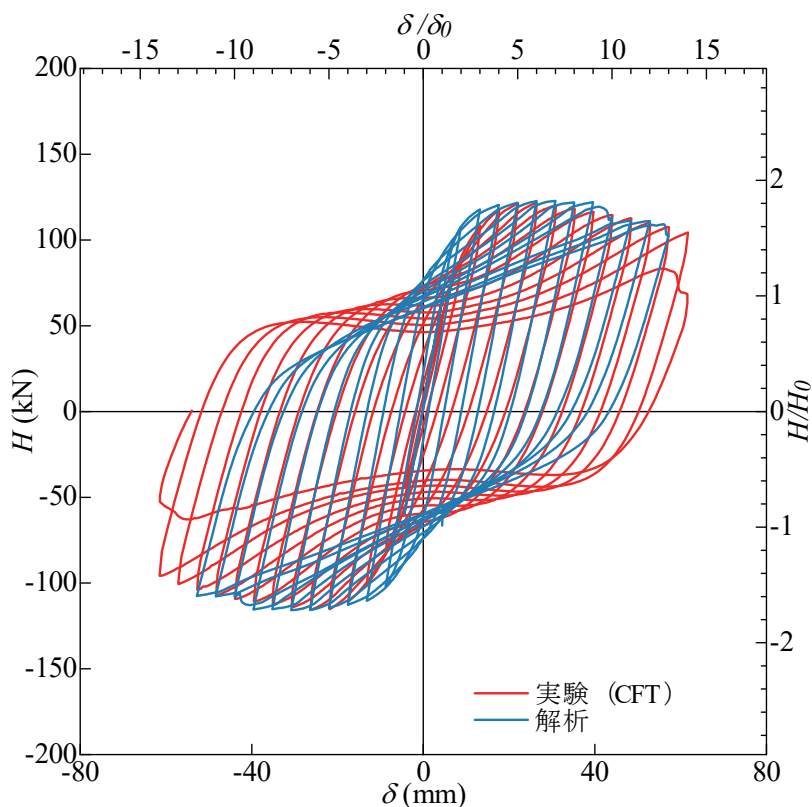
(b) 最大荷重解析値と実験値の比較



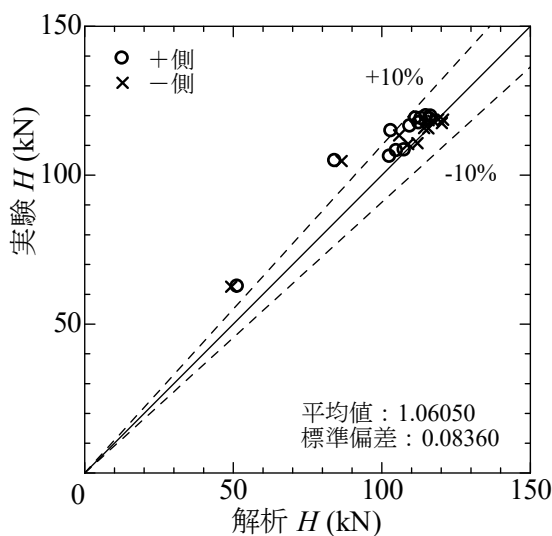
(c) エネルギー吸収量

図4.34 実験 (損傷制御) と解析の比較

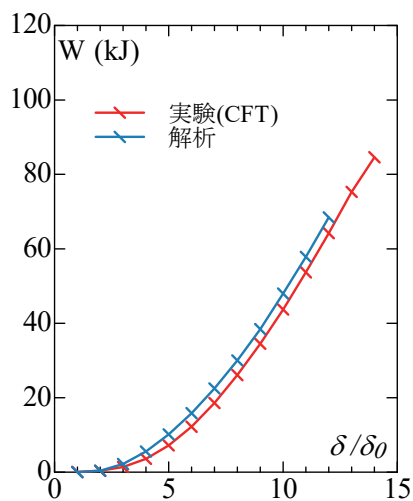




(a) 水平荷重—水平変位の履歴



(b) 最大荷重解析値と実験値の比較



(c) エネルギー吸収量

図4.35 実験 (CFT) と解析の比較

#### 4.5.3 損傷制御部材による耐荷力の上昇効果の検討

設計した橋梁の橋脚及びその縮小となる実験供試体は、損傷制御部材を橋脚に取り付ける高さを、式(1)に示す有効破壊長から決定している。実験及び解析の結果、損傷制御部材が作動してからの耐力上昇が限定的であったことから、考案モデルを用いて耐力の向上効果を

検討する。損傷制御の取り付け位置を、橋脚高さ比で約 0.1 (図-4.15 より橋脚高 1178 mm, 損傷制御取り付け高さ 125 mm,  $125/1178=0.11$ ) から 0.2 (取り付け高さ 250mm,  $250/1178=0.21$ ) に変更する。取付部の構造高 100 mm は変更しないものとする、荷重の作用点から取付部の上側までの高さは、953→828 mm の変更となる。

解析結果を図-4.36 に示す。損傷制御構造が作動する前は、両者の応答はほとんど変わらず、作動後に耐力の上昇が顕著であり、最大耐力は、高さ 953 mm の場合は 135.8 kN, 高さ 828 mm の場合は 154.2 kN であった。両者は、高さ比で 1.15, 耐力比で 0.881 (逆数 1.14) となり、水平耐力×作用高さ=曲げ耐力の関係に近い。このことから、提案する構造は支承との耐力の階層化を行う上で、比較的簡単な試算により、耐力を調整することが可能と考えられる。

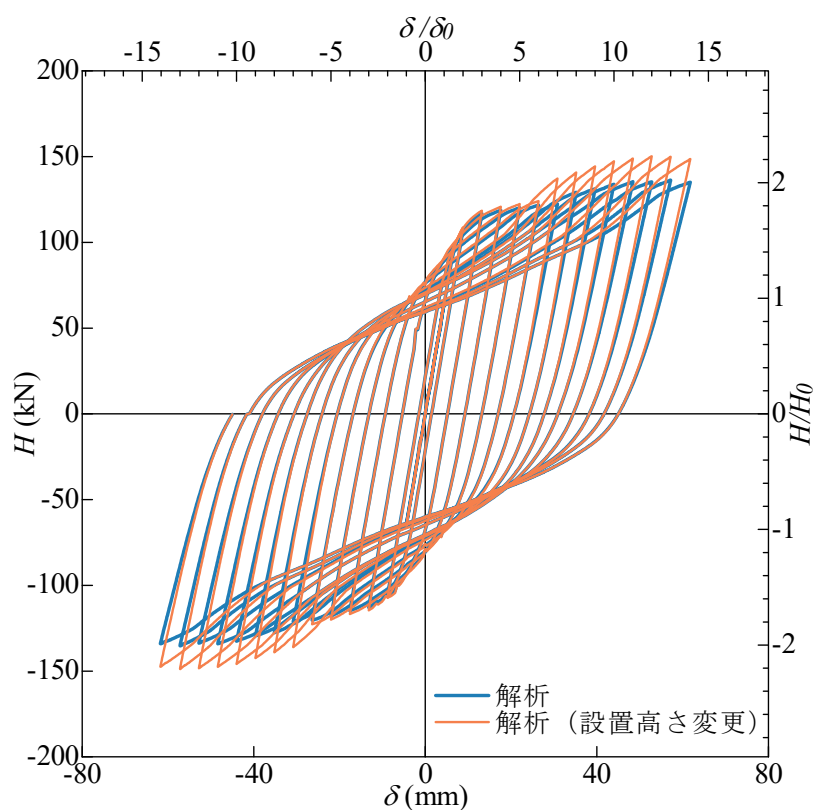


図-4.36 損傷制御部材の設置高さを変更した橋脚の水平荷重—水平変位の履歴 (解析)

#### 4.6 設計上の配慮と今後の課題

この損傷制御部材を有する橋脚は、土中部にある橋脚基部ではなく、地上部にある部材を目視することで損傷の程度を把握することができることから、維持管理や被災時の迅速な道路啓開の判断にも寄与するものとする。また、この損傷制御構造は新設を想定しているが、既設橋脚に対しては、文献<sup>9)</sup>の充填コンクリートに中間弱層を設ける方法で、損傷制御が可能と考えている。新設では本構造の取り付け高さ及び間隙で、既設では中間弱層の高さ及び厚さで、それぞれ荷重の増減程度を調整することができる。

一方、設計に用いるためには、次に対する配慮が必要である。本研究では、円形断面鋼製橋脚に対して、上ベースプレートから上方を対象とした実験及び数値解析による検討を行った。損傷制御部材を設置する場合は、接触後に耐力が増加することから、アンカー部及び基礎が先行して損傷しないように耐力の階層化を図る必要がある。

その他、本提案構造を実際の橋梁に適用するにあたっては、次のような不確定な点に対する適切な対応方法が今後の課題である。

- 1) 損傷制御設計を確立するためには、設計で想定する材料の特性や機械的性質と、実際の構造物に採用されるそれらのばらつき等による影響を踏まえ、意図した損傷に確実に誘導させる耐力の階層化が必要であり、これらの統計的な整理を含めた検討が必要である。
- 2) 支承が破壊して橋座から逸脱したとしても、上部構造が橋脚上に残るための工夫も必要と考えられる。しかし、外力が想定できないなかで、一律的に対応を決定することは困難であり、個別の橋梁に対して適切に設定すべきと考えられることから、具体的方法等は今後の課題である。
- 3) 損傷制御部材の取り付け部は、低サイクル疲労き裂の影響も懸念される。文献<sup>10)</sup>で提案されているひずみ履歴を基にした照査方法等による評価なども参考するのが望ましい。本研究で実施した供試体実験では、当該箇所にき裂の発生は確認されなかったものの、普遍的な知見の蓄積と、十分な吟味が必要である。
- 4) 橋梁規模や形式による違いなど、適用範囲やその有効性については今後の検討が必要である。

#### 4.7 まとめ

円形断面鋼製橋脚を有する連続高架橋を対象に、設計を超える状況が生じても、できる限り速やかに機能が回復できる性能を付与することを目指して、橋脚基部に損傷を制御する部材を設置する方法を考案した。また、その効果を実験と数値解析の両面により明らかにした。以下に、得られた結論を示す。

- 1) 実大構造を縮尺 1/8 の縮小供試体に模して実施した正負交番載荷実験の結果、設計限界耐力に対して、[1] 18%程度耐力が増加する、[2] 最大荷重の 97% 耐力に相当する変位が、CFT 構造と比べて 1.75 倍に高まる、[3] 実験で確認した範囲でのエネルギー吸収量は 1.2 倍であることを確認した。
- 2) 本提案構造が、これまで厳密なモデル化を必要としていた数値解析に対して、設計で用いることを目的として考案した比較的簡易な解析モデルにて、耐荷力の評価が可能であることを、実験と解析を対比することで検証した。また、制御部材の取り付け高さを調整することで耐力の向上程度を調整し、意図的に支承を破壊に誘導できる可能性を示した。

(第4章 参考文献)

- 1) 海老澤健正, 後藤芳顯, 古田高也: 既設中空鋼製橋脚のコンクリート充填による耐震補強における水平耐力上昇の抑制方法の検討, 第22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, pp.371-378, 2019.
- 2) 忠和男, 川西直樹, 櫻井孝昌: 接触効果を利用した縦リブ補強による既設円形断面鋼製橋脚の耐震性能の向上, 土木学会論文集, Vol.66, No.2, pp.239-252, 2010.
- 3) 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会: 道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)-(VIII)および(総括編), 1997~1999.
- 4) 村田清満, 安原真人, 渡邊忠朋, 木下雅敬: コンクリート充填円形鋼管柱の耐荷力と変形性能の評価, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1555-1564, 1998.
- 5) 井浦雅司, 折野明宏, 石澤俊希: コンクリートを部分充填した円形鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する研究, 土木学会論文集, No.696/I-58, pp.285-298, 2002.
- 6) 土木学会: 座屈設計ガイドライン改訂第2版, pp.410, 2005.
- 7) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2017.
- 8) 松村寿男, 水野英二: 軸圧縮下で曲げ変形を受けるコンクリート充填鋼管柱の内部性状に関する三次元FEM解析, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.1057-1068, 2007.
- 9) 後藤芳顯, 関一優, 海老澤健正, 呂西林: 地震動下のコンクリート充填円形断面鋼製橋脚における局部座屈変形の進展抑制機構と耐震性向上, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.1, pp.101-120, 2013.
- 10) 公益社団法人土木学会: 2018年制定 鋼・合成構造標準示方書耐震設計編, 2018.



## 第5章 損傷シナリオと新たな橋システムに関する研究

### 5.1 はじめに

超過外力に対する危機耐性を考慮した設計体系では、レジリエンスやロバストネスの考えを参考に、想定した限界状態を超える事象とそれが引き起こすシナリオの作成が必要となる。また、そのシナリオを回避あるいは影響を低減するためのハード・ソフト対策のメニューの充実も必要とされる。しかし、道路インフラのレジリエンスとして危機耐性の全容をとらえることは本研究の範囲を超えることから、ここでは「地震動の強さ」を指標とする超過外力に対する「橋の性能としての危機耐性」のみを対象とする。

従来の耐震設計では、作用を定量的に規定できるため、それに対する抵抗を適切に与えることで構造物の耐震性を確保する。一方、超過外力は想定外の事象であるため、事前に規模を規定できないことが特徴である。このため、構造物の性能は「危機耐性」という用語で表される。作用が定量的に規定できないため、危機耐性も定量的な抵抗として規定することは困難である。そこで、超過外力の作用による事象を損傷シナリオという形で整理する。

第2章で整理した被災事例や現行設計法の課題を踏まえ、新設橋の桁橋で考えられる損傷シナリオをまず作成する。続いて、望ましくないが、致命的な損傷を避けにくくする設計シナリオを作成する。なお、本研究では、特殊な設計条件を想定せず、被災後にベントを設置できる橋に対する損傷シナリオと設計シナリオを想定した。

次に、作成した設計シナリオを、橋全体を対象とした損傷シミュレーション解析を行い、橋全体を構成する部材の挙動を確認し、意図した設計シナリオが成立するかを確認し、超過作用に対して危機耐性を付与する損傷制御設計の実現可能性や、今後の課題について述べる。



## 5.2 損傷シナリオの整理

国内外の地震により損傷した橋梁の主な損傷状況（第2章の図-2.3及び図-2.6）を、耐震性能のどの要素が損なわれたのかという観点から分類すると次のとおりとなる。安全性については、近年の地震では地震動の超過作用による耐力超過が原因の落橋被害はみられない。使用性については、支承の損傷や橋台背面土の沈下による通行障害の事例がみられる。また、上部構造や下部構造の構造物としての強度に影響する損傷は橋としての機能に影響を及ぼすと考えられる。特に、下部構造に段落し部のせん断破壊が生じている場合は、長期の通行止となることが多い。修復性については、下部構造の重大な損傷が恒久復旧に影響する。また、パラペットに関する打ち替えのために通行規制が必要であり、損傷規模に比較して修復性に関する影響が大きい。

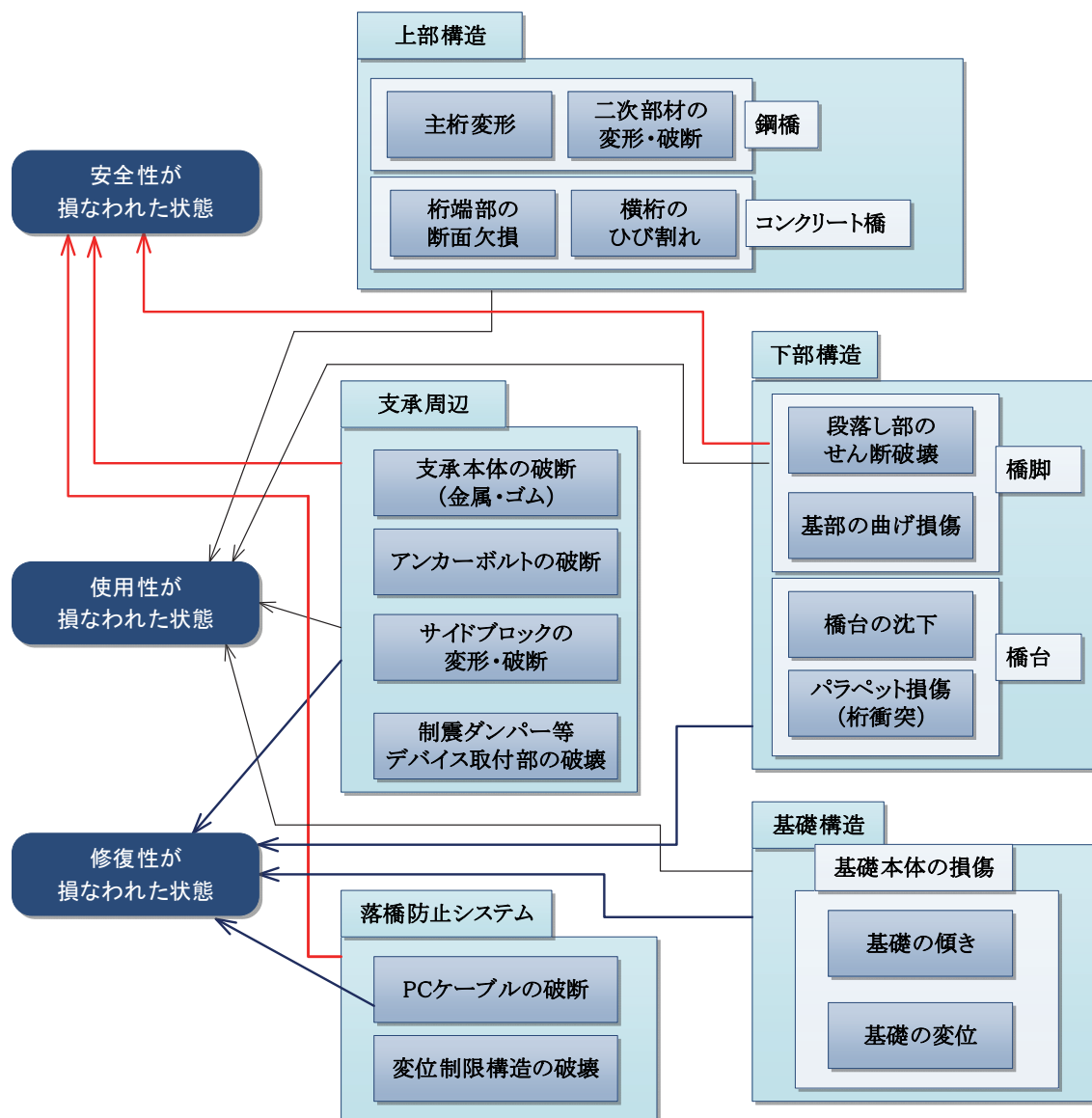


図-5.1 耐震性能と想定される地震被害の関係

本研究では、レベル2地震動を上回る地震により3つの耐震性能に対してそれぞれが損なわれた状況を想定し、損傷シナリオの検討を行う。各性能が損なわれた状況は、次のとおりであり、図-5.1のように想定される。

① 安全性が損なわれた状況：

支承の損傷，落橋防止システムの損傷，橋脚の倒壊等による上部構造の落橋

② 安全性が損なわれた状況：支承損傷時の段差，橋台背面土の段差，橋脚の傾き等

③ 安全性が損なわれた状況：

橋脚の大規模損傷，基礎の損傷，パラペットの落橋防止構造の取付部等

また、既往の地震被害より、従来の耐震設計で想定する地震動を超える外力が作用した際に想定される損傷を、フォルトツリー形式(図-5.2～5.4)にて整理した。危機耐性を有する橋システムとしては、このようなフォルトツリーにより確認できる、落橋に至るシナリオを回避し、復旧しやすい部位に損傷を誘導できる設計シナリオを構築することとなる。

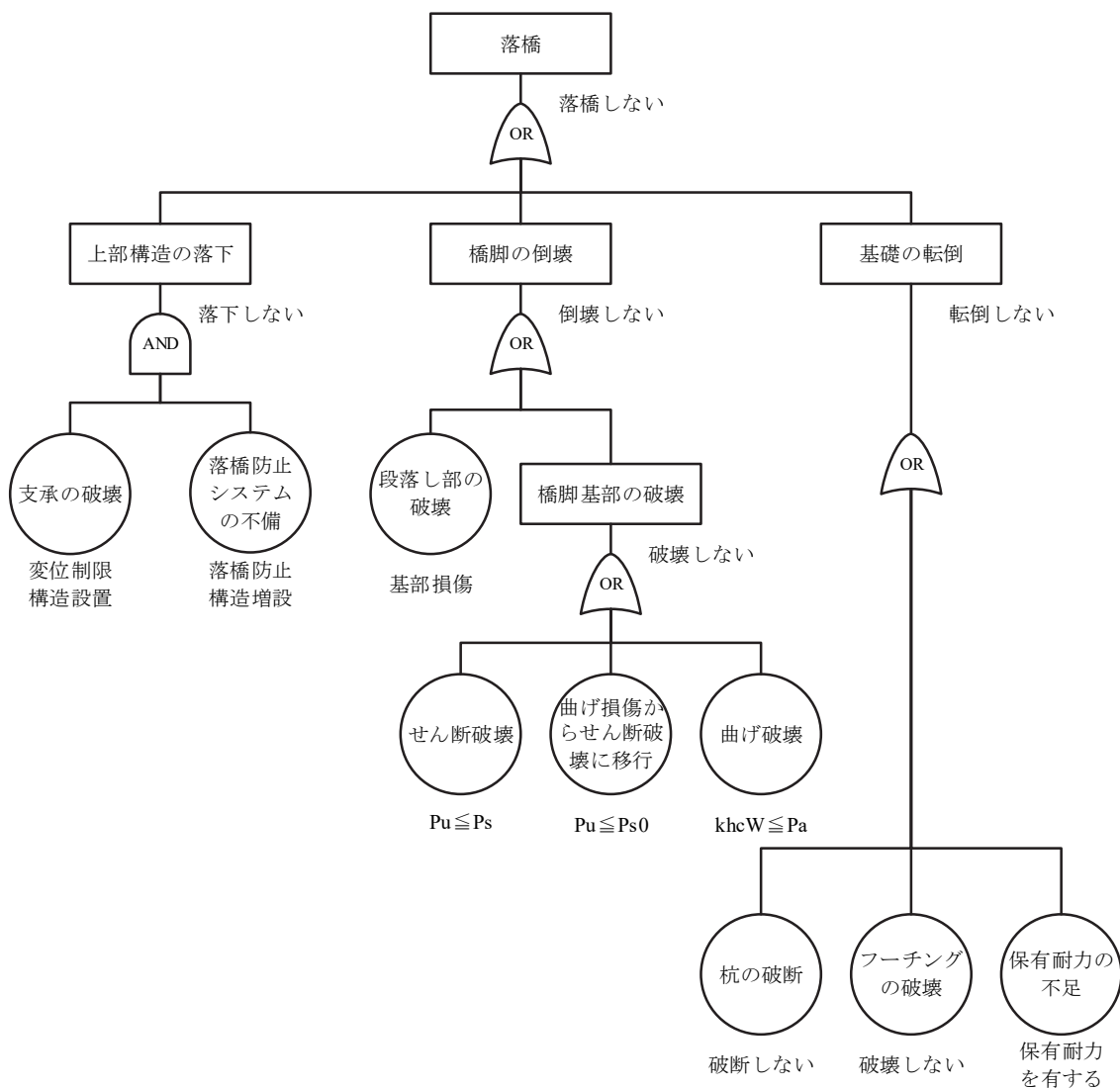


図-5.2 落橋に対するフォルトツリー

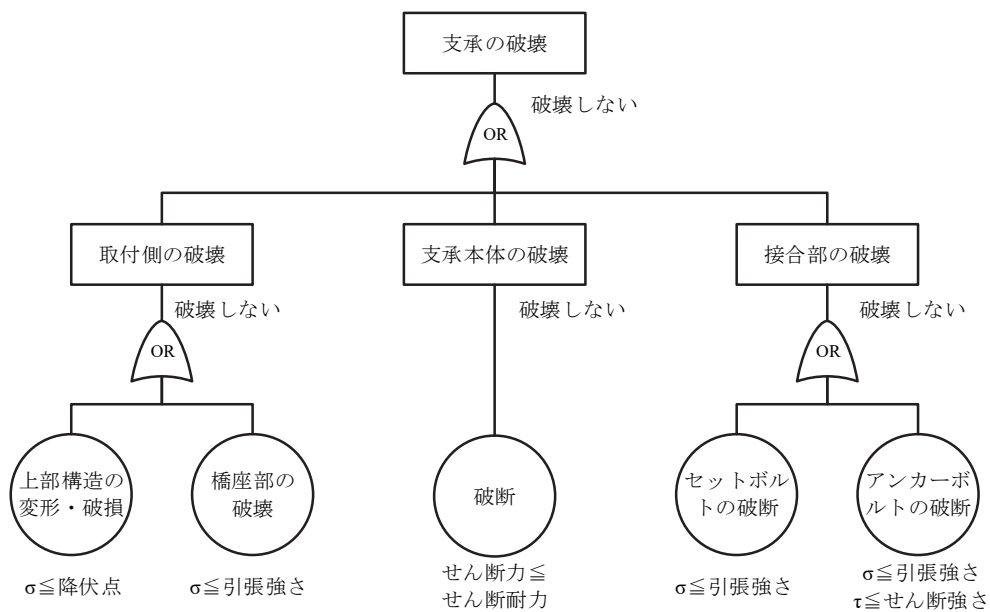


図-5.3 支承部に対するフォルトツリー

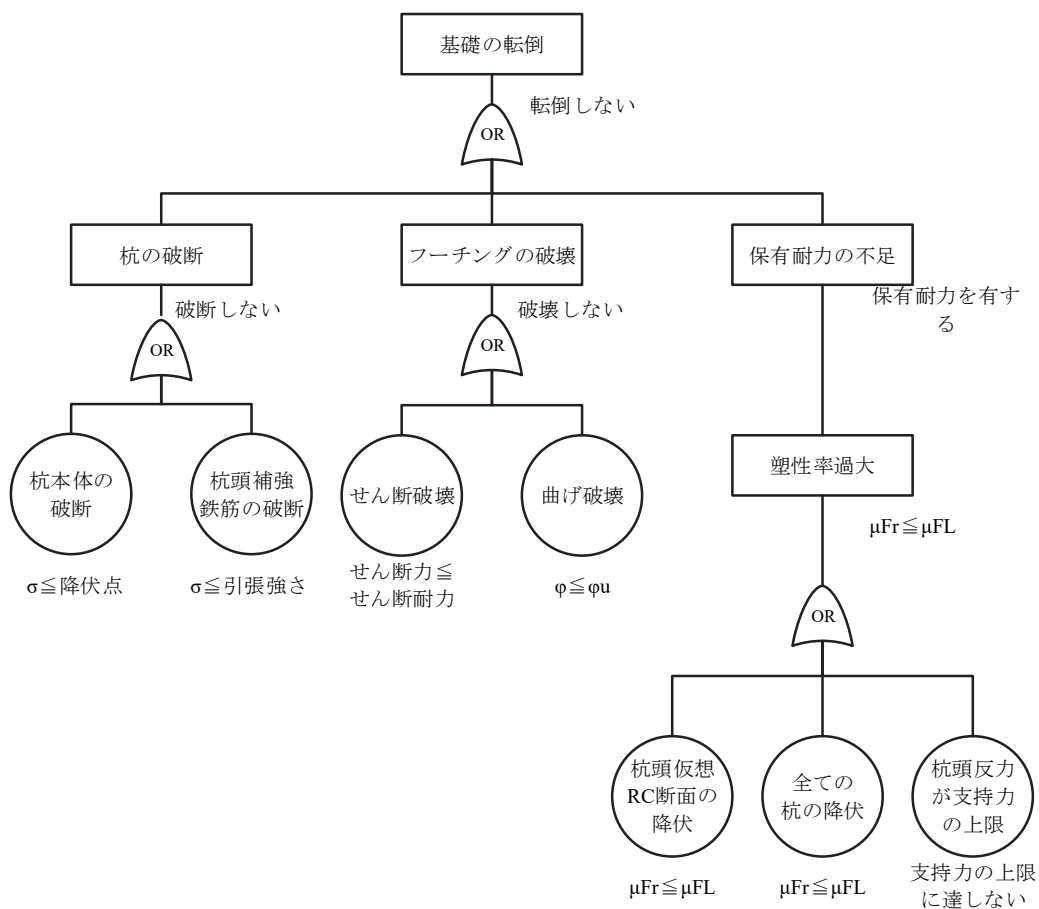


図-5.4 基礎構造に対するフォルトツリー

### 5.3 設計シナリオの作成

超過外力に対する設計シナリオ案の作成に先立ち、既往事例の収集結果から、図-5.5に「危機耐性」と、レジリエンスを構成する要素としての“4R”を整理する。

「危機耐性」は、設計で想定する作用を超えた事象に対する構造物の性能である。想定内の作用に対しては性能を定量的に表現できるが、想定を超えた作用に対しては規模が特定できないため、同じ考え方により性能を規定することは困難である。

文献<sup>り</sup>では「危機耐性」の考え方の実装として、従来の耐震設計の考え方（カテゴリー1）と「危機耐性」を実現するための設計（カテゴリー2）と分類しており、危機耐性を考慮した耐震設計の体系化を試みている。これは設計指針を作成するための枠組みの提案であり、手順として、①設計条件、②状況設定、③構造計画、④構造設計、⑤評価・検証の5つの段階を述べており、その要約を図-5.6に示す。設計シナリオの作成における5段階毎の要点を以下に示す。

- ① 設計条件：合理的に予想される被災後の状況を想定した要求性能の設定
- ② 状況設定：超過外力が作用した際の構造被害が生じる状況の想定
- ③ 構造計画：耐震性能を失った場合の性能とそれを効率的に実現するための要件の明確化
- ④ 構造設計：深刻な局面への進展を防止する機能の手段の提案
- ⑤ 評価・検証：危機耐性に関する諸条件の整合性と当該案が実現可能かつ有効である事の確認

近年の大規模地震による被災事例より、現行の設計法によるカテゴリー1の耐震設計については大きい変更は必要ないと考えられる。カテゴリー2に対しても、安全性、使用性に関する危機耐性は、近年の地震被害と、現在の道路橋示方書の規定から超過外力に対する危機耐性を有する橋梁が設計可能と考えられる。修復性の観点からは、超過外力に対して損傷箇所をどこに設定し、橋の耐力の階層化を以下に適切に設定を行うかが課題である。第2章でも述べたように、従来の耐震設計では上部構造—支承—基礎の直列のシステムに対して、橋脚基部に損傷を誘導する考え方であるものの、耐力の階層化が陽に行われていないことが、危機耐性としての課題である。これに対して、超過外力に対して損傷部位を支承とすることを想定した場合、設計シナリオがどのようなものとなるのかを表-5.1に比較する。

以上の観点を踏まえ、第4章で対象とした高架橋の橋脚に、考案した損傷制御部材を取り付けた場合の設計シナリオを図-5.7に示す。設計シナリオは次の2ケースが考えられ、どちらも損傷制御部材が意図したとおり機能した前提とし、支承の応答の違いによるものである。

[1] 橋脚の耐荷力が上昇し、支承が破壊する場合は、上部構造の慣性作用が遮断されることで橋脚の損傷が進展しない。

[2] 支承が破壊しない場合でも高いじん性を発揮し、容易には倒壊しない。

[1]は、被災後に比較的短期に交通解放が可能と考えられ、橋脚に残る変形量（残留変位）によっては、変形を許容したまま塗装割れを修復する程度で、そのまま橋脚を使い続けることができる可能性がある。この変形量は、レベル2地震動に対する耐震性能2を満足させる場合は、設計上は地震後に橋脚天端の水平変位が  $H/100$  ( $H$ : 橋脚高さ) 以内に収めること

を要求している。この制限値は1995年兵庫県南部地震において、橋脚の撤去・再構築<sup>2)</sup>の目安とされた傾き角度 $1^\circ$  ( $H/60$ )に対して安全余裕を見込んで設定されたものであるが、超過作用に対しても、支承の破壊後に橋脚に生じる残留変位(図-5.7(a)に示す $\delta_R$ )を、復旧性

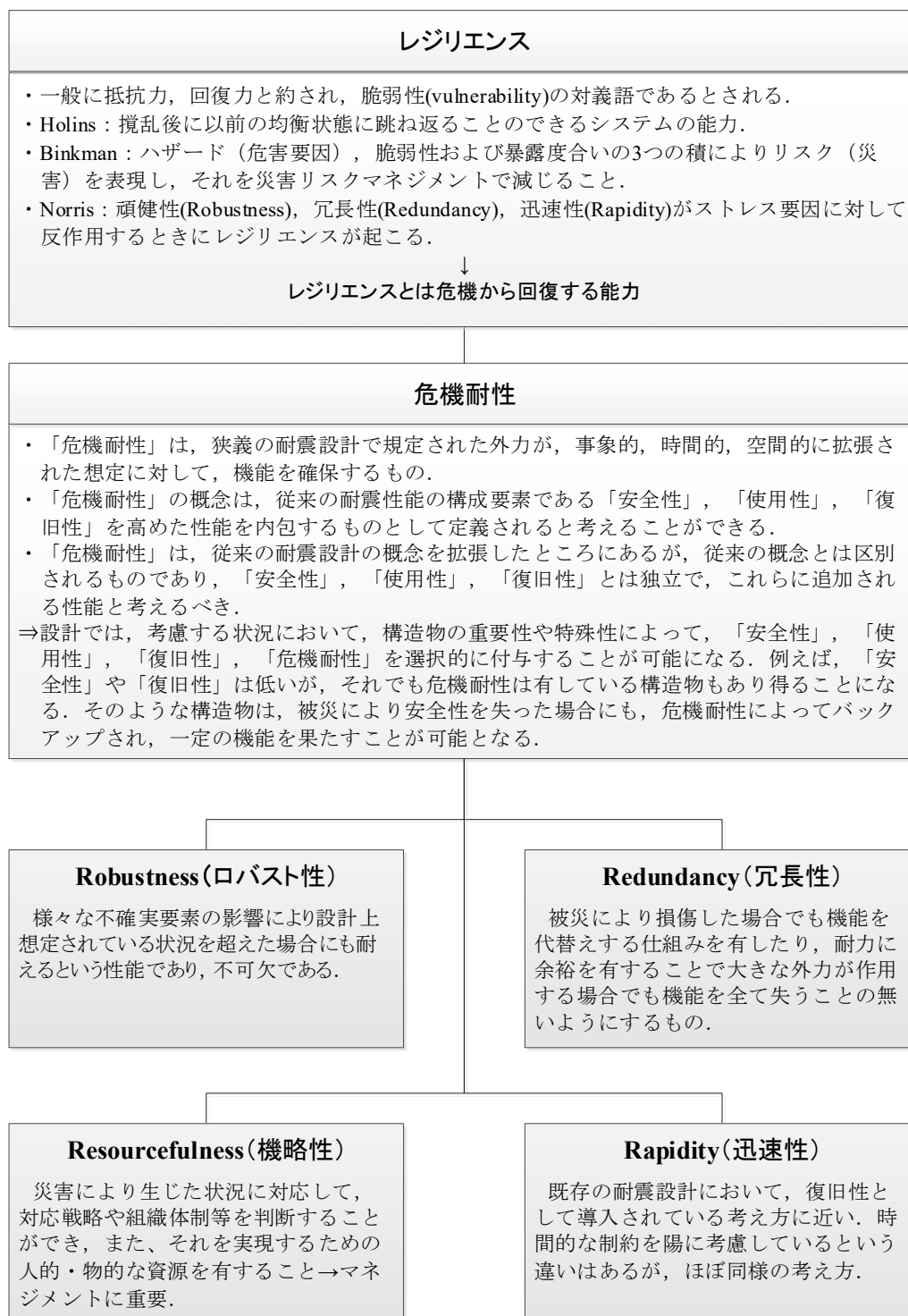


図-5.5 レジリエンスを構成する要素“4R”

という観点では同じレベルに抑えることを目標とするのが望ましい。そのため、このシナリオが成立するケースは、限界状態2に対しては橋脚の残留変位に余裕がある場合である。

[2]は、[1]のように設計シナリオを想定した場合でも、実際になんらかの見込み違いにより支承が破断せず、引き続き水平抵抗し続け、橋脚の損傷が進展し続ける場合、また支承の破断制御が困難な場合の設計シナリオである。この場合、橋脚は最大耐力を超え、CFTの

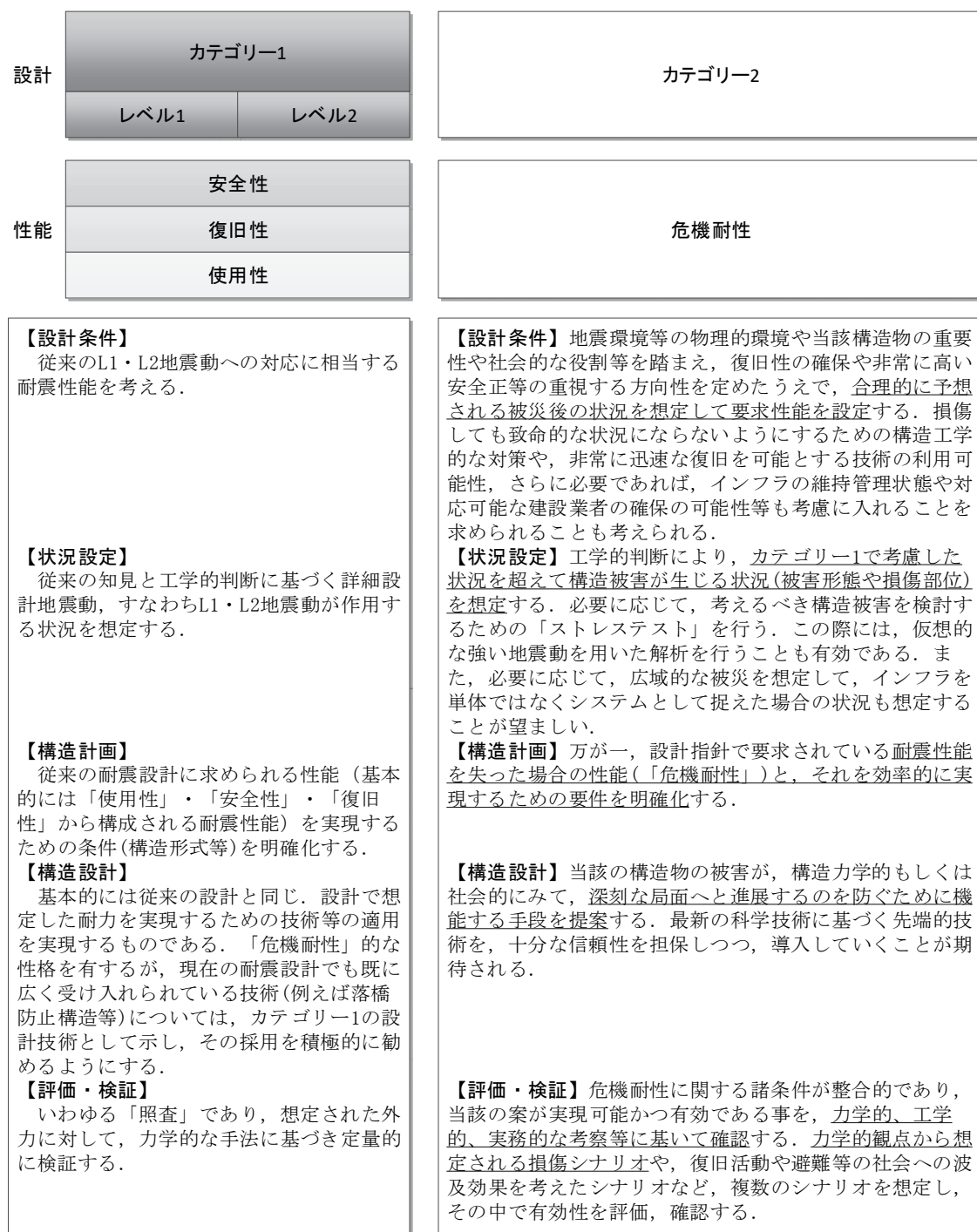


図-5.6 危機耐性と耐震設計カテゴリーの関係性

表-5.1 損傷誘導のための耐力の階層化に関する設計シナリオの比較

段階	内容	損傷部位	設計シナリオからの観点
1. 設計条件	合理的に予想される被災後の状況を想定した要求性能の設定	橋脚基部	脆性的な破壊や倒壊を生じさせない
		支承	上部構造の変位による落橋を生じさせない 落下物による第三者被害を防止する
2. 状況設定	超過外力が作用した際の構造被害が生じる状況の想定	橋脚基部	曲げ荷重が終局耐力に達し、耐力低下域となる
		支承	支承本体又は支承取付部が破壊され、上下部構造間の変位や伸縮装置の段差が生じる
3. 構造計画	耐震性能を失った場合の性能とそれを効率的に実現するための要件の明確化	橋脚基部	橋脚基部の曲げ破壊はじん性が高く、損傷の発見が容易であり、補修も比較的容易であるため、損傷個所を橋脚基部に設定する
		支承	支承部を損傷させることで下部構造に過大な荷重が作用することを防止し、橋の致命的な損傷を防止する（支承のヒューズ機能）
4. 構造設計	深刻な局面への進展を防止する機能の手段の提案	橋脚基部	支承の耐力 > 橋脚の耐力 (or 基礎の耐力) 基礎の耐力 > 橋脚の耐力 (壁式橋脚は除く)
		支承	支承の耐力 < 橋脚の耐力 < 基礎の耐力 支承損傷時の落橋防止対策と落下物対策が必要
5. 評価・検証	危機耐性に関する諸条件の整合性と当該案が実現可能かつ有効である事の確認	橋脚基部	プッシュオーバー解析や仮想的な強い地震動による動的解析から耐力の階層化と橋脚の損傷度を確認
		支承	支承の損傷を考慮した動的解析モデルにより仮想的な強い地震動による動的解析を実施、ヒューズ効果や上部構造の変位が落橋に至らないことを確認

高いじん性にどこまで期待できるかによる。この限界点は崩壊判定法<sup>3)</sup>により限界点を算出することができる。ただし、これは構造安全性の観点であり、このシナリオでは、橋脚の機能回復には時間を要するため[1]と比べて復旧性に劣る。残留変位が大きい場合は、橋脚の撤去・再構築が必要となる。

以上の2つのシナリオは、被災後に橋下にベントを設置することができるか否かや、湖面橋など橋脚の再構築が困難な場合等、橋の架橋環境条件によって、選択されるのがよい。CFT構造は高い変形能を示す（最大荷重以降、荷重が急激に低下しない）が、大きな変形を許容すると橋脚の機能回復に時間を要することから、制約がない場合は望ましいシナリオは[1]と考えられる。また、残留変位やじん性の制限値は、耐震性能2の範囲を超えるものであり、これと同等の性能を超過作用時にも要求することが、著しく経済的な不合理となる場合は、実験等による検証を踏まえたうえで、どの程度の性能を要求するかについて、個別に判断されるものであると考える。

なお、図-5.7に示すケース名は、後の5.4で実施している損傷シミュレーション解析のケース1～5を示している。



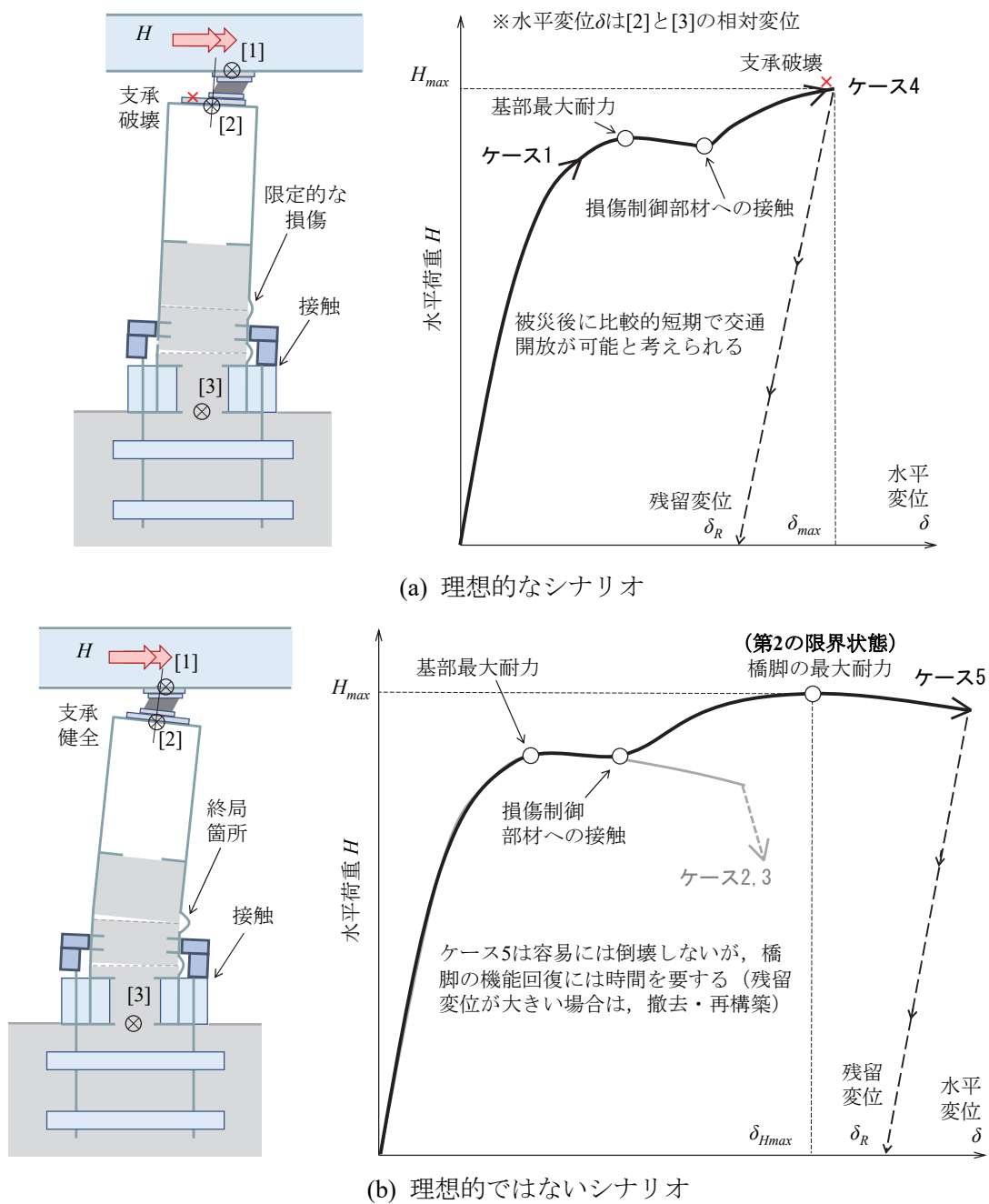


図-5.7 超過作用に対する危機耐性能を付与した橋システムの設計シナリオ

### 5.4 実大構造の数値解析による損傷制御シミュレーション

#### 5.4.1 検討概要

第4章までに実施した実験及び数値解析は、一基の単独橋脚だけに着目した静的な作用に対する知見である。ここでは、一連の橋梁全体として、また地震動の動的挙動に対して、想定するシナリオが成立するかの確認を行うことを目的に、時刻歴応答解析による損傷制御シミュレーションを実施した。第4章と同様、橋軸方向の1方向に対してP2橋脚に着目した応答特性を確認する。なお、地震動の想定には限界があり、支承の破壊を考慮した時刻歴応答解析により算出したとしても、破壊後の応答は参考程度に過ぎない。耐力の階層化はプッシュオーバー解析によっても確認できることから、設計を超える状況を想定するうえで、必ずしも時刻歴応答解析を要求するものではない。

損傷シミュレーション解析ケースを表-5.2に示す。ケース1は、第4章で示した橋梁に対してレベル2地震動を入力した結果である。ケース2~5は、超過作用として、道路橋示方書に示されるレベル2タイプII地震動のII種地盤用の第1波に対して、振幅のみ2倍とした波形(図-5.8)を入力した。ケース1及び2は、通常的设计に用いたモデルであり、橋脚をファイバー要素としてモデル化するなど、解析条件やモデル化は同一である。ケース3は、後述する支承のモデル化の影響を確認する目的で実施した。

ケース4,5は損傷制御による性能向上策を取り入れたもので、ケース4は、理想的なシナリオとして支承と橋脚を制御した場合である。具体的には、橋脚に損傷制御部材を設置し、その耐力向上により支承を破壊させ、橋脚の損傷が限定的となることを意図したものである。一方、支承で損傷を制御したとしても、実際には様々な不確実な事象が要因となり、意図し

表-5.2 損傷シミュレーション解析ケース

	制御部材	支承モデル		地震動
		構成則	破壊	
ケース1	無し	バイリニア	しない	レベル2地震動
ケース2	無し	バイリニア	しない	レベル2地震動の2倍
ケース3	無し	トリリニア	しない	レベル2地震動の2倍
ケース4	有り	トリリニア	する	レベル2地震動の2倍
ケース5	有り	トリリニア	しない	レベル2地震動の2倍

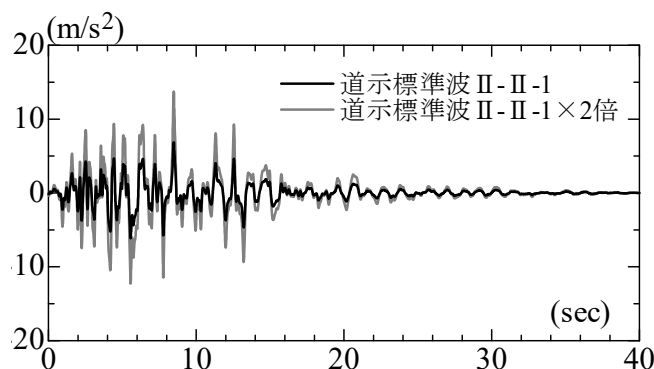


図-5.8 解析に用いた加速度波形

たとおりに支承が破壊しない事態が生じる可能性も考えられる. ケース5はこの事態を想定し, 損傷制御部材を設置した橋脚が, レベル2地震動の2倍の作用に対して, どの程度の応答レベルであるか, 実験で確認した橋脚が保有するじん性ととの大小関係の把握を目的として実施した.

#### 5.4.2 損傷制御を考慮した解析モデル

ゴムを材料とする免震支承は, 水平せん断ひずみが増加すると, ある領域から急激に剛性が大きくなるハードニング現象を生じることが知られている. 水平せん断ひずみ250%を限界の目安とする設計においては, 一般に免震支承はバイリニアでモデル化される. しかし, 250%を超える領域ではモデルの適合性に問題があると考え, ここではハードニング領域を考慮したトリリニア<sup>4),5)</sup>にてモデル化するものとした. トリリニアモデルの復元力モデルを図-5.9に示す. この支承モデルのスケルトンパラメータは応答せん断ひずみの関数として, ゴムの繰り返しせん断変形性能試験より決定されており, 引張側及び圧縮側の履歴の中で最大となるひずみを用いて, 計算ステップごとに剛性の更新を行う等の特徴を有している.

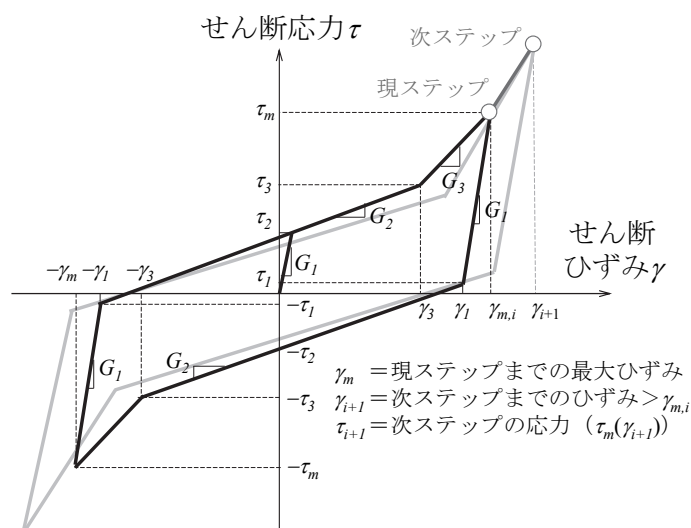


図-5.9 支承トリリニアモデルのスケルトンと応答せん断ひずみの決定方法<sup>4)</sup>より転記

また, ゴムは水平せん断ひずみが250%を超えたどの段階で破壊するかは, 個体のばらつきも大きく設定することは困難である. そこでケース4では, 支承の載荷実験<sup>6)</sup>で確認されているせん断ひずみ300%までは破壊に至っていない載荷実験の結果を参考として, 300%で支承の取り付けボルトが破壊するように制御設計した. レベル2地震動に対してはボルトは降伏しない条件として設計した結果, 下沓の取り付けボルトは1支承当たり8本(M22, 強度区分10.9)となり, その破壊耐力は1支承線/橋脚の合計として5652kNとなる. この時点を本論文では便宜上, 破壊限界状態と定義する. 支承の水平反力が破壊耐力に達した段階で, 支承は水平抵抗を失い, その後は下沓とベースプレートの摩擦力だけが生じると仮定した. 摩擦力は支承に生じる死荷重反力に摩擦係数を乗じた値とした. 摩擦係数は接触する両

者の材料により、また静的・動的によっても挙動が異なるが、ここでは鋼と鋼が接触する場合の設計に用いられる事例<sup>7)</sup>から0.4と仮定した。このような抵抗機構を再現できる非線形履歴特性を、支承のばね要素に設定した。ケース5では、支承の水平反力が破壊耐力に達しても支承は水平抵抗を失わないことから、図-5.9に示すモデルそのままとした。

橋脚は第5章の供試体実験の検証に用いたモデルと同様に、橋脚の局部座屈を表現でき、かつ損傷制御部材の取付部の詳細な応力評価できるものとして、鋼部材をシェル要素、充填コンクリートをファイバー要素にてモデル化した。

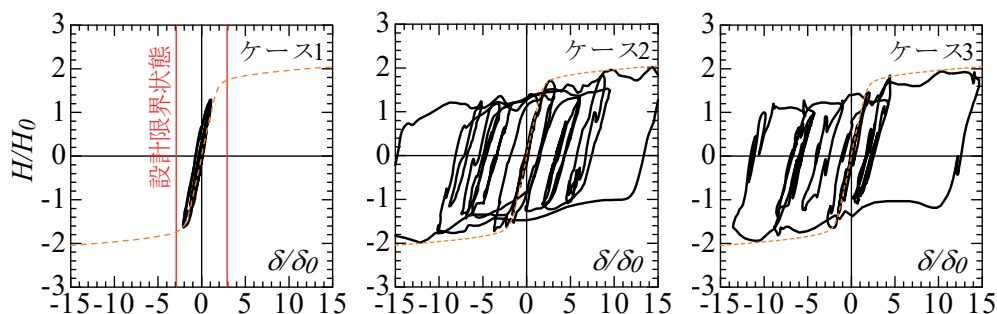
#### 5.4.3 時刻歴応答解析の結果

各ケースに対する時刻歴応答解析結果を図-5.10及び図-5.11に示す。同図の(a)は、橋脚天端の水平変位と水平反力の応答履歴である。水平変位は基礎の変形に伴い生じる水平変位は減じている。鋼製橋脚の設計限界状態に相当する水平変位として縦軸に示す。

##### a) 設計モデル（ケース1～3）の結果

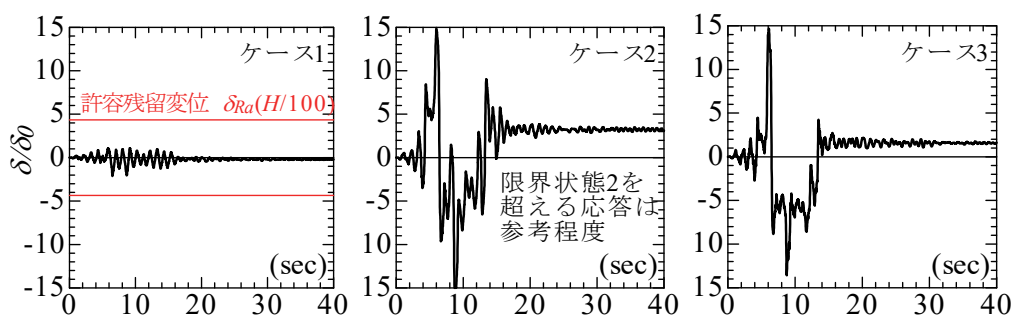
ケース1が設計限界状態に対してやや手前に応答が留まっているのに対して、地震動を2倍としたケース2では、設計限界状態を遥かに上回る応答が生じている。地震後の復旧性や使用性が確保できないばかりか、橋脚の倒壊など致命的な損傷が生じる可能性も考えられる。ただし、本ケースの解析では、大きく損傷する領域まで表現できるモデル化を行っていないことから、ケース2,3のように設計限界状態を上回る状態を把握するためには、より精密に解析モデルを高度化する必要がある。図-5.10(b)は、橋脚天端の変位時刻歴である。設計における残留変位の制限値である $H/100$  ( $H$ : 橋脚高さ)を横軸に示す。対象橋梁は、基部の曲げモーメントにより断面が決定しており、ケース1の残留変位は僅かである。(c)は、支承の水平力と水平変位の履歴であり、水平変位は橋脚と上部構造の相対変位である。(d)は、支承の水平変位履歴である。また、(c)グラフ内に支承の破壊限界状態である水平せん断ひずみ250%に相当する位置を×印で示す。ケース1の最大応答は水平せん断ひずみが236%であり、設計限界状態に対してやや手前に留まっているのに対して、ケース2では水平せん断ひずみが367%と設計限界状態を超過している。支承が5秒付近で破壊する可能性が考えられるが、損傷を制御した設計は行っていないことから、これ以降の橋全体の挙動や、各部材にどのような損傷が生じるかは不明確である。

支承をバイリニアモデルとしたケース2に対して、トリリニアモデルとしたケース3は、橋脚の応答( $15.6\delta_0 \rightarrow 14.8\delta_0$ )がやや低下するものの、ほぼ同様の挙動となっている。支承は、ハードニング領域の剛性増加により、最大水平反力がやや増加( $5,244 \rightarrow 5,658$  kN)し、最大相対水平変位はやや低下( $268 \rightarrow 252$  mm)している。両者の支承の履歴減衰によるエネルギー吸収量は、第4章の式(2)により算出した結果、ケース2が7,719 kJ、ケース3が10,303 kJと、ややトリリニアモデルが大きい。

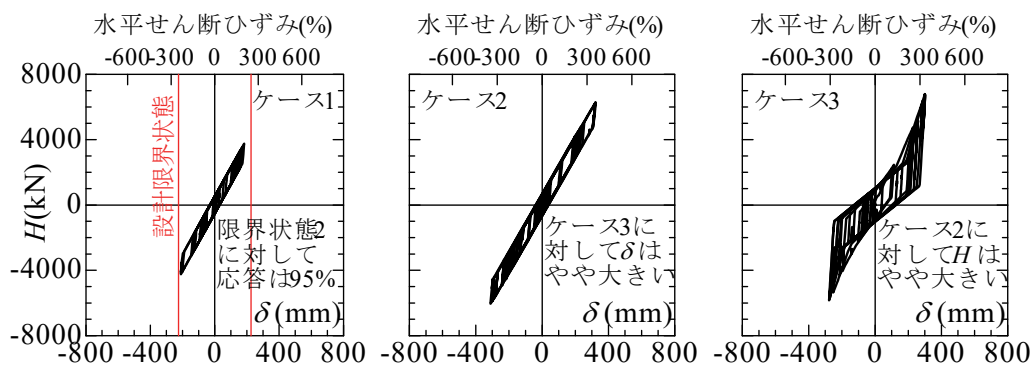


(a) 橋脚天端の水平力-水平変位履歴

※設計限界状態は橋脚制限値に達する水平変位

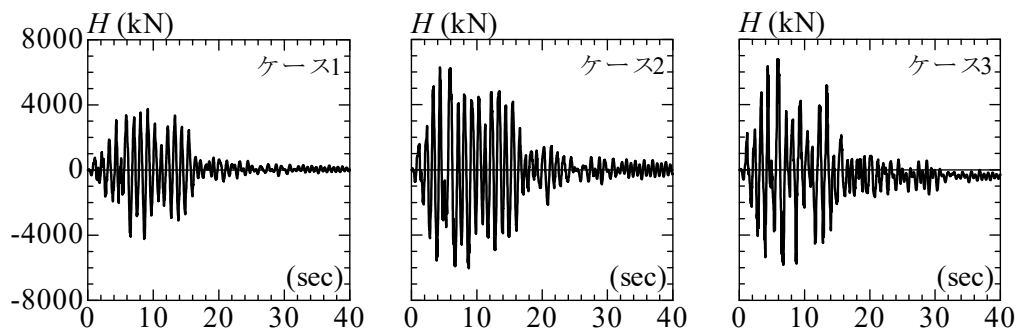


(b) 橋脚の水平変位時刻歴



(c) 支承の水平反力-水平変位履歴

※水平変位 $\delta$ は図-5.7の[1]と[2]の水平相対変位



(d) 支承の水平反力時刻歴

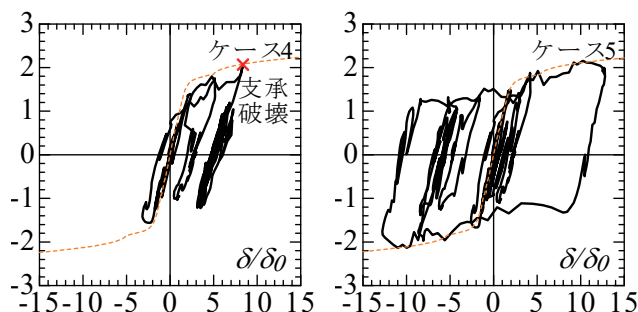
図-5.10 橋全体の時刻的応答解析の結果 (ケース1~3)

## b) 損傷制御モデル(ケース 4, 5)の結果

前述したケース 1~3 の損傷を制御しない設計とした結果に対して、支承と橋脚の損傷を制御したケース 4 では、図-5.11(c)に示すように、支承は破壊限界状態に達した 5.86 秒付近で水平抵抗を失い、その後は摩擦抵抗のみが生じ、(a)に示すように応答は限定的な範囲に留まっている。これは、支承ボルトが破壊することにより、上部構造の慣性作用は一定となり、橋脚自体の自重による慣性力のみが生じたと捉えられる。また、橋脚の変位塑性率は最大  $9\delta_0$  程度であり、実験で確認した変位塑性率  $14\delta_0$  までは達していない。橋脚の水平変位時刻歴(b)をみると、解析を終了した時点での変位は  $4\delta_0$  程度である。一方で、支承は摩擦抵抗だけの滑り挙動となることから、(c)に示すように、支承相対水平変位は最大 560 mm 程度となっている。本橋の必要桁かかり長  $S_{EM}$  は 850 mm であり、桁が下部構造天端にから脱落しない場合は、鉛直支持機能は失われない。本論文では具体的な検討は実施していないが、支承の下沓のボルトを破壊させれば、被災後は支承の高さに相当する桁下空間にジャッキを設置して、支承を元の位置に戻した後にボルトを再締結する等、復旧し易い構造上の工夫を講じることで、機能回復期間を短くできる可能性がある。

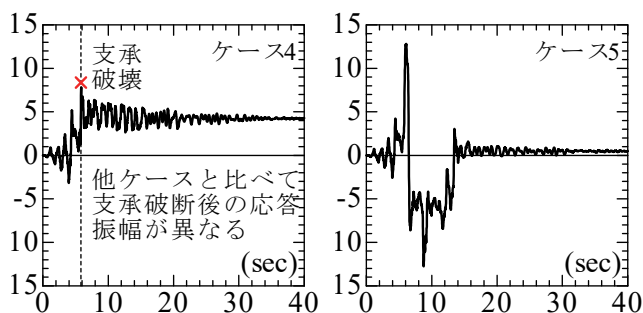
支承が意図したとおりに損傷しない場合を想定したケース 5 では、橋脚の最大変位塑性率は  $13.2\delta_0$  であった。これはケース 3 より小さいが、杖材で橋脚の復元力が上昇するからである。今回の検討条件の範囲では、レベル 2 地震動の 2 倍程度まで、橋脚の高い変形能が発揮されるであろう範囲の応答となった。

以上により、第 4 章で意図した損傷シナリオが、橋全体としての損傷制御シミュレーションでも再現されることを確認した。ただし、本論文のシミュレーションは地震動 1 波に対する結果であり、設計で用いる場合は地震動の特性等の違いに対する確認が必要である。また、残留変位については、特に地震動の振幅特性に大きく影響することから、解析の結果だけでなく最大応答変位から推定する方法<sup>8)</sup>による判断も必要である。

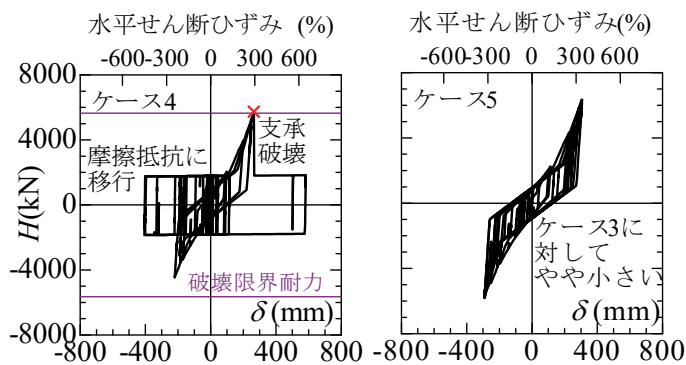


(a) 橋脚天端の水平力-水平変位履歴

※設計限界状態は橋脚制限値に達する水平変位

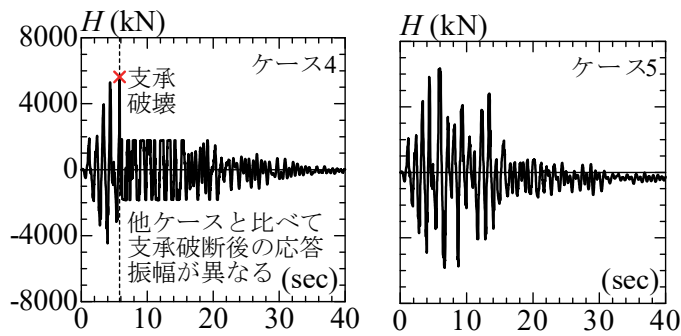


(b) 橋脚の水平変位時刻歴



(c) 支 承 の 水 平 反 力 - 水 平 変 位 履 歴

※水平変位 $\delta$ は図-5.3の[1]と[2]の水平相対変位



(d) 支 承 の 水 平 反 力 時 刻 歴

図-5.11 橋全体の時刻的応答解析の結果 (ケース4, 5)



## 5.5 まとめ

超過外力の作用による事象を損傷シナリオという形で整理し、被災事例や現行設計法の課題を踏まえ、新設橋の桁橋で考えられる損傷シナリオを作成した。この設計シナリオを、橋全体を対象とした損傷シミュレーション解析を行い、橋全体を構成する部材の挙動を確認し、意図した設計シナリオが成立するかを確認した。円形鋼製橋脚を有する連続高架橋を対象に、第4章で考案した損傷制御部材を取り付けた橋システムに対して、その効果を損傷シミュレーション解析により明らかにした。以下に、得られた結論を示す。

- 1) 国内外の地震により損傷した橋梁の主な損傷状況からは、安全性については、近年の地震では地震動の超過作用による耐力超過が原因の落橋被害はみられない。使用性については、支承の損傷や橋台背面土の沈下による通行障害の事例がみられる。また、上部構造や下部構造の構造物としての強度に影響する損傷は橋としての機能に影響を及ぼすと考えられる。特に、下部構造に段落し部のせん断破壊が生じている場合は、長期の通行止となることが多い。修復性については、下部構造の重大な損傷が恒久復旧に影響する。また、パラペットに関する打ち替えのために通行規制が必要であり、損傷規模に比較して修復性に関する影響が大きい。
- 2) 従来の耐震設計では、上部構造－支承－基礎の直列のシステムに対して、橋脚基部に損傷を誘導する考え方であるものの、耐力の階層化が陽に行われていないことが、危機耐性としての課題である。これに対して、超過外力に対して損傷部位を支承とすることを想定した場合、次の2ケースの設計シナリオを作成した。[1]橋脚の耐荷力が上昇し、支承が破壊する場合は、上部構造の慣性作用が遮断されることで橋脚の損傷が進展しない。[2]支承が破壊しない場合でも高いじん性を発揮し、容易には倒壊しない。
- 3) 想定どおりに支承が破壊する場合は、それ以上は地震力が増加しないため、残留変位が小さく、復旧が容易となる。一方、支承が想定どおり破壊しなかった場合においても、通常のCFTと比べて高い変形能を有することから容易には倒壊しない。ただし、橋脚の機能復旧には時間を要することになる。これらの想定に対して、橋全体の時刻歴応答解析による損傷シミュレーションにより、意図したとおりの設計シナリオとなることを示した。すなわち、設計シナリオにもとづく危機耐性能に対する損傷制御設計が可能であることを明らかにした。

(第5章 参考文献)

- 1) 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 (構造・地震工学), Vol.72, No.4, I\_459-472, 2016.
- 2) 日本道路協会: 道路震災対策便覧 (震災復旧編) 平成 18 年度改訂版, 2007.
- 3) 公益社団法人土木学会: 2018 年制定 鋼・合成構造標準示方書耐震設計編, 2018.
- 4) 名古屋高速道路公社: 名古屋高速道路非線形動的解析実施要領 (案), pp.18-20, 2001.
- 5) 前野裕文, 森下宣明, 山根義洋, 竹ノ内勇, 鄭沂, 坂本佳子: ゴム支承の繰り返し履歴特性のモデル化, 土木学会第 56 回年次学術講演会, pp.458-459, 2001.
- 6) 公益社団法人日本道路協会: 道路橋支承便覧, pp.447-450, 2018.
- 7) 首都高速道路株式会社: 橋梁構造物設計施工要領 [I 共通編], pp.I-59-I-62, 2019.
- 8) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2017.



## 第6章 結論

### 6.1 得られた結論の要約

本研究は、過去に経験した大規模地震動により生じた被害を教訓に、設計地震動を超える想定した場合の耐震設計の課題を抽出し、ハード面での解決手段として、ねばり強く抵抗できる橋、多段的に抵抗できる橋に関する研究を行い、新しい橋システムとしての耐震設計法を考案し、その実効性を数値解析と実験により検討することを目的とした。得られた結論を以下に述べる。

第2章「道路橋の地震被害と耐震設計に関する既往の研究と課題」では、これまでに日本で発生した橋の地震被害の傾向を概観するとともに、設計を超える外力が作用した場合の危機耐性について既往の研究動向も踏まえ、橋の各部の耐力の階層と橋の損傷部位の関係を整理した。さらに、超過外力に対して望ましい部位に損傷を誘導するための耐力階層化設計の可能性に言及した。得られた知見を、以下に述べる。

- 1) 過去の地震による被害において、支承部が損傷しなかった橋では橋脚に損傷が生じていること、支承・桁取付部に損傷が生じた橋は、その半数は設計震度を上回る地震でも橋脚に損傷が生じなかったことが確認された。このことから、設計地震動より大きい地震が生じて、支承部に損傷を誘導した場合には、橋脚に過大な荷重が作用せず、橋脚の損傷が進展しないような設計を行うことが有意である可能性が示唆される。
- 2) 橋の耐力の階層化の検討を行った結果、過去の地震被害でも階層が最も低い部位が損傷部位となっていた場合がほとんどであることが確認された。このことから、レベル2地震動を超えるような超過外力に対して各部の耐力の階層化を図ることができれば、供用性や修復性の観点から影響が小さく、望ましい部位に損傷を誘導できる可能性がある。
- 3) 地震時に橋に損傷が生じる部位と、その後の供用性や修復性の関係を調査した結果、次の3つの観点から損傷部位を支承の下側取付部を損傷部位とすることが最も望ましいと考えられる。①支承から水平荷重が作用しなくなるため、橋脚の損傷の進展を防止できる。②地震後に路面の段差を防止でき、交通解放を速やかに行うことができる。③支承部にジャッキを挟む空間が残され、恒久復旧を容易に行うことができる。
- 4) レベル2地震動を超える超過外力に対して支承に損傷誘導を行う場合は、橋脚は降伏耐力に対して、最大耐力が大きくなるような耐荷力特性を橋脚が有していることが望ましい。このような橋脚では、超過外力が作用した際に橋脚が最大耐力に達する前に、支承部に損傷を誘導し、支承を破壊させることで、橋脚の損傷を限定的な範囲に留め、復旧性を向上させることができる可能性が考えられる。

第3章「上部構造及び上下部構造の危機耐性性能に関する研究」では、地震被害との関連性に着目し、上部構造に対する耐震設計上の課題を確認するとともに、部材が全体の耐荷力にどのような影響を及ぼすかを橋梁全体を対象とした詳細モデルの動的解析を行うことで、

明らかにし、レベル2地震のみならず、設計を超える作用に対する挙動も確認したうえで、部材の耐力の大小関係にも配慮して構造を決定することが、今後の設計における新たなアプローチとして有効であることを提案した。これまで数多くの設計事例がある鋼I桁橋を対象として、橋全体の立体的な地震時挙動に着目した動的解析を行い、これまでの上部構造の設計の課題を確認するとともに、今後の設計の対応について考察した。得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 部材が全体の耐荷力にどのような影響を及ぼすかを確認し、レベル2地震のみならず、設計を超える作用に対する挙動も確認した上で、部材の耐力の大小関係にも配慮しつつ断面を決定することは、今後の設計における新たなアプローチと考えられる。
- 2) 横荷重の支承部への円滑な伝達が行われているかどうかの観点で、支承線の時刻歴反力を比較結果、橋の断面形の保持や上部構造が必要な剛性を確保できている場合には、横荷重についても円滑な伝達が行われることを確認した。
- 3) 支承を設計の延長で想像した耐力は、実際とは異なる。特にゴム支承はハードニング現象により設計モデル以上の抵抗力を有し、その破壊点も明確ではない。このハードニング現象は、静的な載荷実験だけでなく、動的な振動大実験や、支承と橋脚の応答を考慮したハイブリッド実験でも確認されている。
- 4) 一般に設計された支承に耐力の上限を想定して、その設計と実挙動との違いから、橋脚との耐力の階層化を図ることは困難と考えられることから、支承の破壊を制御するには、取り付け構造等で、支承耐力を制御する必要がある。
- 5) 支承の取り付けボルトで破断耐力を制御した事例では、ボルトにノッチやスリット等の断面減少部を設け、この部分で意図的にせん断破壊をさせる機構とすることで、材料や製作精度に起因する破壊耐力のばらつきを一定の範囲に抑えることが確認されている。

第4章「下部構造の危機耐性能に関する研究」では、想定を超える状態に対しては、影響を低減する観点や機能回復のための復旧性に配慮した減災の観点を取り入れることが重要であり、橋脚が倒壊すると復旧に膨大な時間を要することから、支承を適切なタイミングで破壊させ、下部構造を確実に守ることを目的とし、鋼製橋脚の基部に損傷を制御する部材を設置する対策方法を考案し、1/8縮小模型供試体を用いた実験により、その実効性を検証した。鋼管の局部座屈、内部充填コンクリートのひび割れ、アンカー部と制御部材の接触現象等に対して、設計に適用しやすいFEモデルを考案した。円形断面鋼製橋脚を有する連続高架橋を対象に、設計を超える状況が生じて、できる限り速やかに機能が回復できる性能を付与することを目指して、橋脚基部に損傷を制御する部材を設置する方法を考案した。また、その効果を実験と数値解析の両面により明らかにした。以下に、得られた結論を示す。

- 1) 実大構造を縮尺1/8の縮小供試体に模して実施した正負交番載荷実験の結果、設計限界耐力に対して、[1]18%程度耐力が増加する、[2]最大荷重の97%耐力に相当する変位が、CFT構造と比べて1.75倍に高まる、[3]実験で確認した範囲でのエネルギー吸収量

は1.2倍であることを確認した。

- 2) 本提案構造が、これまで厳密なモデル化を必要とした数値解析に対して、設計で用いることを目的として考案した比較的簡易な解析モデルにて、耐荷力の評価が可能であることを、実験と解析を対比することで検証した。また、制御部材の取り付け高さを調整することで耐力の向上程度を調整し、意図的に支承を破壊に誘導できる可能性を示した。

第5章「損傷シナリオと新たな橋システムに関する研究」では、第3章と第4章で検討した構造部材を、実橋を模した橋全体モデルに取り入れ、時刻歴応答解析による損傷制御シミュレーションを実施した。一連の橋梁全体としての地震動の動的挙動に対して、意図した通りの損傷制御手法が数値解析で再現され、想像するシナリオが成立することを確認した。超過外力の作用による事象を損傷シナリオという形で整理し、被災事例や現行設計法の課題を踏まえ、新設橋の桁橋で考えられる損傷シナリオを作成した。この設計シナリオを、橋全体を対象とした損傷シミュレーション解析を行い、橋全体を構成する部材の挙動を確認し、意図した設計シナリオが成立するかを確認した。円形鋼製橋脚を有する連続高架橋を対象に、第4章で考案した損傷制御部材を取り付けた橋システムに対して、その効果を損傷シミュレーション解析により明らかにした。以下に、得られた結論を示す。

- 1) 国内外の地震により損傷した橋梁の主な損傷状況からは、安全性については、近年の地震では地震動の超過作用による耐力超過が原因の落橋被害はみられない。使用性については、支承の損傷や橋台背面土の沈下による通行障害の事例がみられる。また、上部構造や下部構造の構造物としての強度に影響する損傷は橋としての機能に影響を及ぼすと考えられる。特に、下部構造に段落し部のせん断破壊が生じている場合は、長期の通行止となることが多い。修復性については、下部構造の重大な損傷が恒久復旧に影響する。また、パラペットに関する打ち替えのために通行規制が必要であり、損傷規模に比較して修復性に関する影響が大きい。
- 2) 従来の耐震設計では、上部構造—支承—基礎の直列のシステムに対して、橋脚基部に損傷を誘導する考え方であるものの、耐力の階層化が陽に行われていないことが、危機耐性としての課題である。これに対して、超過外力に対して損傷部位を支承とすることを想定した場合、次の2ケースの設計シナリオを作成した。[1]橋脚の耐荷力が上昇し、支承が破壊する場合は、上部構造の慣性作用が遮断されることで橋脚の損傷が進展しない。[2]支承が破壊しない場合でも高いじん性を発揮し、容易には倒壊しない。
- 3) 想定どおりに支承が破壊する場合は、それ以上は地震力が増加しないため、残留変位が小さく、復旧が容易となる。一方、支承が想定どおり破壊しなかった場合においても、通常のCFTと比べて高い変形能を有することから容易には倒壊しない。ただし、橋脚の機能復旧には時間を要することになる。これらの想定に対して、橋全体の時刻歴応答解析による損傷シミュレーションにより、意図したとおりの設計シナリオとなることを示した。すなわち、設計シナリオにもとづく危機耐性能に対する損傷制御設計が可能であることを明らかにした。

## 6.2 今後の課題

この損傷制御部材を有する橋脚は、土中部にある橋脚基部ではなく、地上部にある部材を目視することで損傷の程度を把握することができることから、維持管理や被災時の迅速な道路啓開の判断にも寄与するものと考えられる。また、この損傷制御構造は新設を想定しているが、既設橋脚に対しては、文献<sup>1)</sup>の充填コンクリートに中間弱層を設ける方法で、損傷制御が可能と考えている。新設では本構造の取り付け高さ及び間隙で、既設では中間弱層の高さ及び厚さで、それぞれ荷重の増減程度を調整することができる。

一方、設計に用いるためには、次に対する配慮が必要である。本研究では、円形断面鋼製橋脚に対して、上ベースプレートから上方を対象とした実験及び数値解析による検討を行った。損傷制御部材を設置する場合は、接触後に耐力が増加することから、アンカー部及び基礎が先行して損傷しないように耐力の階層化を図る必要がある。

その他、本提案構造を実際の橋梁に適用するにあたっては、次のような不確定な点に対する適切な対応方法が今後の課題である。

- 1) 損傷制御設計を確立するためには、設計で想定する材料の特性や機械的性質と、実際の構造物に採用されるそれらのばらつき等による影響を踏まえ、意図した損傷に確実に誘導させる耐力の階層化が必要であり、これらの統計的な整理を含めた検討が必要である。
- 2) 支承が破壊して橋座から逸脱したとしても、上部構造が橋脚上に残るための工夫も必要と考えられる。しかし、外力が想定できないなかで、一律的に対応を決定することは困難であり、個別の橋梁に対して適切に設定すべきと考えられることから、具体的方法等は今後の課題である。
- 3) 損傷制御部材の取り付け部は、低サイクル疲労き裂の影響も懸念される。文献<sup>4)</sup>で提案されているひずみ履歴を基にした照査方法等による評価なども参考するのが望ましい。本研究で実施した供試体実験では、当該箇所なき裂の発生は確認されなかったものの、普遍的な知見の蓄積と、十分な吟味が必要である。
- 4) 橋梁規模や形式による違いなど、適用範囲やその有効性については今後の検討が必要である。また、本論文では設計地震動を超える場合に限定したが、その他の自然災害については、作用や抵抗メカニズムが異なることから、提案した構造や設計法の応用展開については、今後の課題である。



## 付録 ファイバー要素及びシェル要素の理論

本研究で用いたファイバー要素及びシェル要素の理論,特に要素の定式化について述べる. ファイバー要素は,材料非線形性が正確に表現できる梁要素である. ここで示すファイバー要素及びシェル要素は,材料非線形性 ( $D$  マトリクスが非線形) 及び幾何学的非線形性 ( $B$  マトリクスが非線形) の両方が考慮された要素となっている.

### 1. ファイバー要素の定式化

#### (1) 要素の種類

ファイバー要素は,要素の種類として梁に分類され,梁の材料非線形性の表現方法のひとつである. ファイバー要素の定式化の方法として,従来の梁理論を拡張した方法及び FEM の梁要素を拡張(積分点の任意配置等)の2つがあり,本研究では後者を採用している. なお,本ファイバー要素は,後述するようにせん断変形に関する  $\theta$  が独立に定義していることから,自動的にせん断変形が考慮された Timoshenko 梁のレベルとなっている.

#### (2) 変位関数

部材内での任意の点  $x, y, z$  に対して  $x, y, z$  軸方向の増分変位を  $U, V, W$  として,次式のように表す. ここで,  $u, v, w, \theta_x, \theta_y, \theta_z$  は,部材座標系の  $x$  軸上での値であり,  $x$  方向にのみ,変化している. また,そり関数  $\omega(y, z)$  は,断面内で変化する.

$$U(x, y, z) = u(x) - y\theta_z(x) + z\theta_y(x) + \omega(y, z)\theta_x'(x) \quad (1.1)$$

$$V(x, y, z) = v(x) - z\theta_x(x) \quad (1.2)$$

$$W(x, y, z) = w(x) + y\theta_x(x) \quad (1.3)$$

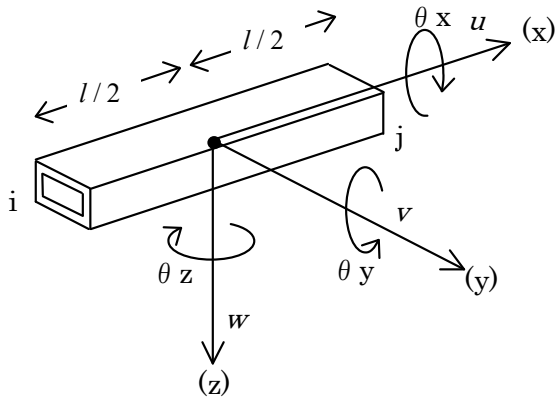
#### (3) 形状関数

$u, v, w, \theta_x, \theta_y, \theta_z$  は,  $i$  端と  $j$  端の増分変位パラメータ  $u_1, u_2$  などを用いて,次式のように表す(付図-1.1を参照).

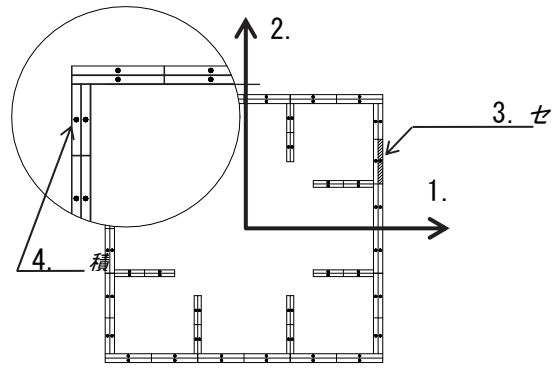
$$u(x) = \frac{1}{2}(1-s)u_1 + \frac{1}{2}(1+s)u_2 \quad (1.4)$$

$$v(x) = \frac{1}{2}(1-s)v_1 + \frac{1}{2}(1+s)v_2 \quad (1.5)$$

$$w(x) = \frac{1}{2}(1-s)w_1 + \frac{1}{2}(1+s)w_2 \quad (1.6)$$



付図-1.1 要素座標系



付図-1.2 断面のセル分割

$$\theta_x(x) = \frac{1}{2}(1-s)\theta_{x1} + \frac{1}{2}(1+s)\theta_{x2} \quad (1.7)$$

$$\theta_y(x) = \frac{1}{2}(1-s)\theta_{y1} + \frac{1}{2}(1+s)\theta_{y2} \quad (1.8)$$

$$\theta_z(x) = \frac{1}{2}(1-s)\theta_{z1} + \frac{1}{2}(1+s)\theta_{z2} \quad (1.9)$$

ここでは  $-1 \leq s \leq 1$  であり,  $x$  との関連は  $s = \frac{2}{l}x - 1$  で与えられ,  $s$  は軸方向に部材長  $l$  を用いて正規化したものである.

#### (4) $D$ マトリクス (応力-ひずみ関係マトリクス)

応力増分とひずみ増分の関係は, 本研究においては, 材料非線形性として直ひずみの関係のみを考慮し, せん断応力とせん断ひずみの関係は弾性と仮定した. せん断応力とせん断ひずみについても塑性化を考えるには, 後述する式(3.1)において, 梁要素に関連する成分だけに縮退すればよい. これにより, 直応力とせん断応力が連成する解析も可能となる.

$$\sigma_x = E^* \varepsilon_x \quad \tau_{xy} = G \gamma_{xy} \quad \tau_{zx} = G \gamma_{zx} \quad (1.10 \sim 1.12)$$

ここに,

$$E^* = \begin{cases} E_e & E_e : \text{弾性成分} \\ E_p & E_p : \text{塑性成分} \end{cases} \quad (1.13)$$

したがって

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \tau_{xy} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} = D \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (1.14)$$

$$D = \begin{bmatrix} E^* & 0 & 0 \\ 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (1.15)$$

(5)  $K$  マトリクス (接線剛性マトリクス)

接線剛性マトリクスは、次式によって与えられる。なお、 $B$  マトリクスの算出方法については、後述する。

$$K = \int B_i^T DB_i dv = \int dx \int B_i^T DB_i dydz = l/2 \int ds \int B_i^T DB_i dydz \quad (1.16)$$

$B_i$  が  $3 \times 12$  のマトリクス、 $D$  が  $3 \times 3$  のマトリクスだから  $B_i^T DB_i$  は  $12 \times 12$  のマトリクスとなり、接線剛性マトリクス  $K$  は、それらの各成分を積分したものとなる。たとえば、 $K$  の 1-1 成分  $K_{11}$  は以下のように表される。

$$K_{11} = 1/l \int E^* dydz \quad (1.17)$$

となり、断面内で、 $E^*$  が一定値ならば、 $K_{11} = E^* A/l$  と通常の線形剛性マトリクスと同じ形になる。ただし、この  $A$  は全断面積である。

SeanFEM においては、断面を多数のセルに分割し、断面方向の積分点は各セルの中心 (付図-1.2)、長さ方向の積分点は  $s=0$ 、すなわち、部材中間点 (付図-1.1) で数値積分を行う。

$$K = \sum_i^m B_i^T DB_i \Big|_{y=y_i, z=z_i} A_i l \quad (1.18)$$

ここで、 $m$  : 各断面での全セル数、 $A_i$  : 各セルの断面積、 $x_i, y_i$  : 各セルの中心の座標を表す。

## 2. 幾何非線形性を考慮した接線剛性マトリクス

内力及び外力の釣合は、変位(又はひずみ)の大小に関わらず成り立たなければならない。変位が有限個の節点変位パラメータ  $a$  によって規定されているとすると、次のように表すことができる。

$$\psi(a) = \int_v B^T \sigma dv - f = 0 \quad (2.1)$$

ここで  $\psi$  : 外部及び内部の一般化力の和

$\sigma$  : 応力

$f$  : 外力ベクトル

$B$  : ひずみと変位パラメータの変換マトリクスを表して、以下に表される。

$$d\varepsilon = Bda \quad (2.2)$$

また、ここで  $d\varepsilon$  : ひずみ増分

変位が大きい場合は、ひずみは変位に対して、非線形関係で結ばれ、 $B$  は  $a$  の関数となり、式(2.3)のように表すと便利である。

$$B = B_l + B_n(a) \quad (2.3)$$

ここに  $B_l$  は線形微小ひずみ解析におけるものと同じマトリクスを表し、 $B_n$  のみが変位の関数である。

一般に応力  $\sigma$  はひずみ  $\varepsilon$  と非線形関係で以下のように結び付けられている。

$$\sigma = \sigma(\varepsilon) \quad (2.4)$$

したがって応力増分とひずみ増分の関係は以下のように表される。

$$d\sigma = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} d\varepsilon = Dd\varepsilon \quad (2.5)$$

Newton-Raphon 法による反復過程を導くために、変位パラメータ  $a$  に関する変分をとると、式(2.1)から

$$d\psi = \int_v dB^T \sigma dv + \int_v B^T d\sigma dv \quad (2.6)$$

を得る。式(2.2)と式(2.5)から

$$d\sigma = DBda \quad (2.7)$$

また式(2.21)から、

$$dB = dB_n \quad (2.8)$$

となる。式(2.7)と式(2.8)を式(2.6)に代入すると、

$$d\psi = \int_v dB_n^T \sigma dv + \bar{K}da \quad (2.9)$$

が得られる。ただし  $\bar{K}$  は,

$$\bar{K} = \int_v B^T DB dv = K_l + K_n \quad (2.10)$$

であり,  $K_l$  は通常の微小変位の剛性マトリクス, すなわち,

$$K_l = \int_v B_l DB_l dv \quad (2.11)$$

であり,  $K_n$  は大変位によるもので,

$$K_n = \int_v (B_l^T DB_n + B_n^T DB_n + B_n^T DB_l) dv \quad (2.12)$$

$K_n$  は大変位マトリクス (初期変位マトリクス) と呼ばれているものである。  
式(2.9)の第1項は一般に次のように変位パラメータ  $a$  の変分と関係付けられる。

$$\int_v dB_n^T \sigma dv = K_\sigma da \quad (2.13)$$

$K_\sigma$  は応力レベルに依存する対称マトリクスで, 幾何剛性マトリクス (初期応力マトリクス) と呼ばれている。

以上の結果から

$$d\psi = (K_l + K_\sigma + K_n) da = K_T da \quad (2.14)$$

が得られる。  $K_T$  は接線剛性マトリクスである。

### 3. ファイバー要素の接線剛性マトリクス

多軸応力状態における大ひずみ, 大変位に対する変位とひずみの関係式は, 次のように表される.

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_x &= \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial U}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial V}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial W}{\partial x} \right)^2 \right] \\
 \varepsilon_y &= \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial U}{\partial y} \right)^2 + \left( \frac{\partial V}{\partial y} \right)^2 + \left( \frac{\partial W}{\partial y} \right)^2 \right] \\
 \varepsilon_z &= \frac{\partial W}{\partial z} + \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial U}{\partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial V}{\partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial W}{\partial z} \right)^2 \right] \\
 \gamma_{xy} &= \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} + \left( \frac{\partial U}{\partial x} \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial x} \frac{\partial W}{\partial y} \right) \\
 \gamma_{yz} &= \frac{\partial V}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial y} + \left( \frac{\partial U}{\partial y} \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial V}{\partial y} \frac{\partial V}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial y} \frac{\partial W}{\partial z} \right) \\
 \gamma_{zx} &= \frac{\partial W}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial z} + \left( \frac{\partial U}{\partial z} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial z} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial W}{\partial z} \frac{\partial W}{\partial x} \right)
 \end{aligned} \tag{3.1}$$

ファイバー要素は梁要素であるため,  $\varepsilon_y$ ,  $\varepsilon_z$ ,  $\gamma_{yz}$  の 3 成分がゼロとなる. また, ゼロとするのではなく, 6 成分からその 3 成分に縮退すれば, その 3 成分らが考慮された連成挙動となる. その場合, 式(1.13) の形が変わる. なお, 後述するシェル要素の場合は, 5 成分に縮退している.

ひずみベクトル  $\varepsilon$  を微小変位項  $\varepsilon_l$  と大変位 (非線形) 項  $\varepsilon_n$  に分けると

$$\varepsilon = \varepsilon_l + \varepsilon_n \tag{3.2}$$

となり, それぞれを次のように表す.

$$\varepsilon_l = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial U}{\partial x} \\ \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \\ \frac{\partial W}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial z} \end{Bmatrix} \tag{3.3}$$

$$\varepsilon_n = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{\partial U}{\partial x} & \frac{\partial V}{\partial x} & \frac{\partial W}{\partial x} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\partial U}{\partial y} & 0 & \frac{\partial W}{\partial y} & \frac{\partial U}{\partial x} & \frac{\partial W}{\partial x} & 0 & 0 \\ \frac{\partial U}{\partial z} & \frac{\partial V}{\partial z} & 0 & 0 & 0 & \frac{\partial U}{\partial x} & \frac{\partial V}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial U}{\partial x} \\ \frac{\partial V}{\partial x} \\ \frac{\partial W}{\partial x} \\ \frac{\partial U}{\partial y} \\ \frac{\partial V}{\partial y} \\ \frac{\partial W}{\partial y} \\ \frac{\partial U}{\partial z} \\ \frac{\partial V}{\partial z} \\ \frac{\partial W}{\partial z} \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} A \theta \quad (3.4)$$

式(1.4)～式(1.9)を式(1.1)～式(1.3)に代入し、さらにそれらを式(2.5)に代入して、マトリクス表現すると、次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = B_l \{u_1, v_1, w_1, \theta_{x1}, \theta_{y1}, \theta_{z1}, u_2, v_2, w_2, \theta_{x2}, \theta_{y2}, \theta_{z2}\}^T \quad (3.5)$$

ただし

$$B_l = \begin{Bmatrix} -1/l & 0 & 0 & -\omega/l & -z/l & y/l \\ 0 & -1/l & 0 & z/l + \partial_y \omega(1-s)/2 & 0 & -(1-s)/2 \\ 0 & 0 & -1/l & y/l + \partial_z \omega(1-s)/2 & (1-s)/2 & 0 \\ \\ 1/l & 0 & 0 & \omega/l & z/l & -y/l \\ 0 & 1/l & 0 & -z/l + \partial_y \omega(1+s)/2 & 0 & -(1+s)/l \\ 0 & 0 & 1/l & -y/l + \partial_z \omega(1+s)/2 & (1+s)/l & 0 \end{Bmatrix} \quad (3.6)$$

$B_l$ は、微小変位項 $\varepsilon_l$ に対応する変位-ひずみ関係マトリクスである。

次に、非線形項 $\varepsilon_n$ に対応する $B_n$ を求めることにする。

式(3.4)の変分をとると

$$d\varepsilon_n = \frac{1}{2} dA\theta + \frac{1}{2} Ad\theta = Ad\theta \quad (3.7)$$

となる。

$\theta$ は節点変位パラメータ $a$ を用いて



$$\theta = Ga \quad (3.8)$$

と表される.

$$G = \begin{bmatrix} -1/l & 0 & 0 & 0 & -z/l & y/l \\ 0 & -1/l & 0 & z/l & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1/l & -y/l & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\partial \omega}{\partial y} \frac{(1-s)}{2} & 0 & -(1-s)/2 \\ 0 & 0 & 0 & (1-s)/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\partial \omega}{\partial z} \frac{(1-s)}{2} & (1-s)/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -(1-s)/2 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

$$\begin{bmatrix} 1/l & 0 & 0 & 0 & z/l & -y/l \\ 0 & 1/l & 0 & -z/l & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1/l & y/l & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\partial \omega}{\partial y} \frac{(1-s)}{2} & 0 & -(1+s)/2 \\ 0 & 0 & 0 & (1+s)/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\partial \omega}{\partial z} \frac{(1+s)}{2} & (1+s)/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -(1+s)/2 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$G$  マトリクスが節点変位パラメータ  $a$  に依存しない. したがって式(3.8)を式(3.7)に代入すると

$$d\varepsilon_n = AGda \quad (3.10)$$

ゆえに

$$B_n = AG \quad (3.11)$$

である.

$B = B_l + B_n$  であることから,  $\bar{K}$  は式(2.10)より

$$\bar{K} = \int_v B^T DB dv = K_l + K_n \quad (3.12)$$

となる.

また, 初期応力マトリクス  $K_\sigma$  は式(2.13)と式(3.11)から

$$K_\sigma da = \int_v dB_n^T \sigma dv = \int_v G^T dA' \sigma dv \quad (3.13)$$

となる.

さらに,

$$dA^T \sigma = \begin{bmatrix} \sigma_x & 0 & 0 & \tau_{xy} & 0 & \tau_{xz} & 0 \\ 0 & \sigma_x & 0 & 0 & 0 & 0 & \tau_{xz} \\ 0 & 0 & \sigma_x & 0 & \tau_{xy} & 0 & 0 \\ \tau_{xy} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \tau_{xy} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \tau_{xz} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \tau_{xz} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\left(\frac{\partial U}{\partial x}\right) \\ d\left(\frac{\partial V}{\partial x}\right) \\ d\left(\frac{\partial W}{\partial x}\right) \\ d\left(\frac{\partial U}{\partial y}\right) \\ d\left(\frac{\partial W}{\partial y}\right) \\ d\left(\frac{\partial U}{\partial z}\right) \\ d\left(\frac{\partial V}{\partial z}\right) \end{bmatrix} = Md\theta \quad (3.14)$$

式(3.8)を用いれば,

$$dA^T \sigma = MGda \quad (3.15)$$

式(3.15)を式(3.13)に代入すれば

$$K_\sigma = \int_v G^T MGdv \quad (3.16)$$

が得られる.

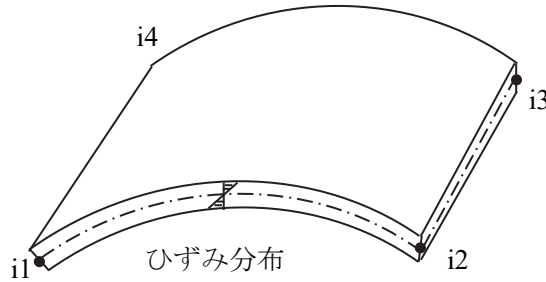
以上から, 接線剛性マトリクス  $K_t$  は, 次のように求まる.

$$K_t = \bar{K} + K_\sigma \quad (3.17)$$

#### 4. シェル要素の定式化

##### (1) 要素の種類

本研究で用いたシェル要素は、形状を任意 4 辺形としたアイソパラメトリック系要素（付図-4.1）であり、Hughes 要素を基本に要素の定式化を行っている。この Hughes 要素は、シェアロッキングや体積ロッキングが緩和でき、アワーグラスモードも現れない。



付図-4.1 シェル要素

##### (2) 形状関数

4 節点のシェル要素は、次の形状関数を用いる。

$$N_1 = \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 - \eta) \quad (4.1)$$

$$N_2 = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 - \eta) \quad (4.2)$$

$$N_3 = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 + \eta) \quad (4.3)$$

$$N_4 = \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 + \eta) \quad (4.4)$$

##### (3) 変位関数

時刻  $t$  における要素内の任意の点における位置ベクトルは、

$$x(\xi, \eta, \zeta) = \sum_a^4 N_a(\xi, \eta) \bar{x}_a + \sum_a^4 \frac{t}{2} \zeta N_a(\xi, \eta) \hat{X}_a \quad (4.5)$$

となる。同様に時刻  $t'$  の位置ベクトルは

$$y(\xi, \eta, \zeta) = \sum_a^4 N_a(\xi, \eta) \bar{y}_a + \sum_a^4 \frac{t'}{2} \zeta N_a(\xi, \eta) \hat{Y}_a \quad (4.6)$$

とすると、変位増分ベクトルは

$$y - x = u(\xi, \eta, \zeta) = \sum_a^4 N_a(\xi, \eta) \bar{u}_a + \sum_a^4 \frac{t}{2} \zeta N_a(\xi, \eta) \hat{U}_a \quad (4.7)$$

で表わされる。

(4) 要素局所座標系

シェル要素の局所座標系は，要素の各積分点で定義され，それぞれ積分点毎に異なる。 $e_1^l$ は $\xi = \text{const.}$ 線に接し， $e_2^l$ は $\eta = \text{const.}$ 線に接し，さらに

$$e_1^l = y_{,\xi} / \|y_{,\xi}\| \quad (4.8)$$

$$e_2^l = e_1^l \times y_{,\eta} / \|e_1^l \times y_{,\eta}\| \quad (4.9)$$

$$e_3^l = e_2^l \times e_1^l \quad (4.10)$$

となる。

したがって，各積分点で全体系への変換マトリックスは以下で与えられる。

$$q = [e_1^l, e_2^l, e_3^l] \quad (4.11)$$

(5)  $B_0$  マトリクス

歪と増分変位は以下に与えられる。

$$\gamma = \sum_a^4 B_{0a} \begin{Bmatrix} \bar{u}_a \\ \hat{U}_a \end{Bmatrix} \quad (4.12)$$

$$\gamma = \{\gamma_{11} \quad 2\gamma_{12} \quad \gamma_{22} \quad \gamma_{23} \quad \gamma_{31}\}^T \quad (4.13)$$

$$B_{0a} = \begin{bmatrix} B_1 & 0 & 0 & B_4 & 0 & 0 \\ \bar{B}_2 & \bar{B}_1 & 0 & B_5 & B_4 & 0 \\ 0 & B_2 & 0 & 0 & B_5 & 0 \\ 0 & \bar{B}_3 & \bar{B}_2 & 0 & \bar{B}_6 & \bar{B}_6 \\ \bar{B}_3 & 0 & \bar{B}_1 & \bar{B}_6 & 0 & \bar{B}_4 \end{bmatrix} \quad (4.14)$$

$$B_i = \begin{cases} \frac{\partial N_a}{\partial y_i^l} & i = 1,3 \\ \frac{\partial(\zeta N_a)}{\partial y_i^l} & i = 4,6 \end{cases} \quad (4.15)$$

せん断項に対してはロッキングを回避するための要素中心の値を用いる（選択的次數低減積分）。

$$\bar{B}_i(\xi, \eta) = B_i(0,0) \quad (4.16)$$

(6)  $Bn$  マトリクス

$$B_{Na} = \begin{bmatrix} B_a^\gamma \\ B_a^\omega \end{bmatrix} \quad (4.17)$$

$$B_a^\gamma = \begin{bmatrix} B_1 & 0 & 0 & B_4 & 0 & 0 \\ \bar{B}_2 & \bar{B}_1 & 0 & B_5 & B_4 & 0 \\ 0 & B_2 & 0 & 0 & B_5 & 0 \\ 0 & \bar{B}_3 & \bar{B}_2 & 0 & \bar{B}_6 & \bar{B}_6 \\ \bar{B}_3 & 0 & \bar{B}_1 & \bar{B}_6 & 0 & \bar{B}_4 \end{bmatrix} \quad (4.18)$$

$$B_a^\omega = \begin{bmatrix} B_2 & -B_1 & 0 & B_5 & -B_4 & 0 \\ 0 & B^3 & -B_2 & 0 & B_6 & -B_5 \\ -B_3 & 0 & B_1 & -B_6 & 0 & B_4 \end{bmatrix} \quad (4.19)$$

$$B_i = \begin{cases} \frac{\partial N_a}{\partial y_i'} & i = 1, 3 \\ \frac{\partial (\zeta N_a)}{\partial y_i'} & i = 4, 6 \end{cases} \quad (4.20)$$

(7) 応力の更新

構成則は，コーシー応力の jaumann 速度を用いると，以下のように表わせる．

$$\dot{\sigma} = \dot{\sigma}_J + \dot{\omega}\sigma + \sigma\omega^T \quad (4.21)$$

$$\dot{\sigma}_J = C : \dot{\varepsilon} \quad (4.22)$$

$$\dot{\omega} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial \dot{u}}{\partial y} - \left( \frac{\partial \dot{u}}{\partial y} \right)^T \right) \quad (4.23)$$

これらの式を用いて，現ステップ時刻  $t_{n+1}$  の応力は前ステップ時刻  $t_n$  の応力と応力増分を用いて表わすと，

$$\sigma_{n+1} = \bar{\sigma}_{n+1} + \Delta\sigma \quad (4.24)$$

となる．これは，前ステップの応力  $\sigma_n$  を時刻  $t_{n+1}$  での局所座標系への変換し，時刻  $t_{n+1}$  の局所座標系での応力増分を加えることを意味している．

$$\bar{\sigma}_{n+1} = R\sigma_n R^T \quad (4.25)$$

$$\Delta\sigma = C\gamma \quad (4.26)$$

ここで

$$R = (I + (I - \frac{1}{2}\omega)^{-1}\omega)\Delta q \quad (4.27)$$

$$\Delta q = q^{n+1}(q^n)^T \quad (4.28)$$

$$\omega = \frac{1}{2}(\frac{\partial u}{\partial y} - (\frac{\partial u}{\partial y})^T) \quad (4.29)$$

### (8) D マトリクス

コーシー応力の Jaumann 速度を用いると応力の微分は,

$$\dot{\sigma}_{ij} = \bar{C}_{ijkl}\dot{\epsilon}_{kl} \quad (4.30)$$

と表わされる.

$$\bar{C}_{ijkl} = C_{ijkl} + \hat{C}_{ijkl} \quad (4.31)$$

$C_{ijkl}$  は材料の接線剛性で, 弾性の場合には通常用いられるフック則である. これらをマトリクス表示すると,

$$C = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & 0 & \nu & \nu & 0 & 0 \\ 0 & (1-2\nu)/2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 0 & 1-\nu & \nu & 0 & 0 \\ \nu & 0 & \nu & 1-\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu)/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu)/2 \end{bmatrix} \quad (4.32)$$

$$\hat{C} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & \sigma_2 & -\sigma_1 & -\sigma_1 & 0 & \sigma_6 \\ 0 & (\sigma_1 + \sigma_3)/2 & 0 & -\sigma_2 & \sigma_6/2 & \sigma_5/2 \\ -\sigma_3 & \sigma_2 & -\sigma_3 & -\sigma_3 & \sigma_5 & 0 \\ -\sigma_4 & 0 & -\sigma_4 & \sigma_4 & \sigma_5 & \sigma_6 \\ -\sigma_5 & \sigma_6/2 & 0 & 0 & (\sigma_3 + \sigma_4)/2 & \sigma_2/2 \\ 0 & \sigma_5/2 & -\sigma_6 & 0 & \sigma_2/2 & (\sigma_4 + \sigma_1)/2 \end{bmatrix} \quad (4.33)$$

$$D = C + \hat{C} \quad (4.34)$$

さらに, シェルは平面応力状態を仮定しているので,  $\sigma_{33} = 0$  として,  $\gamma_{33}$  に対応する行と列を取り除く (縮退する).

$$\tilde{D} = P^T D P \quad (4.35)$$

$$P = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ p_1 & p_2 & p_3 & p_5 & p_6 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad p_i = -\bar{C}_{4i} / \bar{C}_{44} \quad (4.36)$$

### (9) 接線剛性マトリクス

接線剛性マトリクスは、以下の式で与えられる.

$$k = [k_{ab}] \quad (a=1,4 \quad b=1,4) \quad (4.37)$$

$$k_{ab} = \iint Q_a^T \left( \int B_{0a}^T \tilde{D} B_{0b} j d\zeta \right) Q_b d\xi d\eta \quad (4.38)$$

$$+ \iint Q_a^T \left( \int B_{na}^T \hat{T} B_{nb} j d\zeta \right) Q_b d\xi d\eta \quad (4.39)$$

$$j = \det \begin{bmatrix} y_{1,\xi} & y_{1,\eta} & y_{1,\zeta} \\ y_{2,\xi} & y_{2,\eta} & y_{2,\zeta} \\ y_{3,\xi} & y_{3,\eta} & y_{3,\zeta} \end{bmatrix}$$

$$\hat{T} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & \sigma_2/2 & 0 & 0 & 0 & \sigma_6/2 & \sigma_2/2 & 0 & -\sigma_6/2 \\ (\sigma_1+\sigma_3)/2 & \sigma_2/2 & 0 & \sigma_6/4 & \sigma_5/4 & (\sigma_3-\sigma_1)/4 & \sigma_6/4 & -\sigma_5/4 & \\ & \sigma_3 & 0 & \sigma_5/2 & 0 & -\sigma_2/2 & \sigma_5/2 & 0 & \\ & & \sigma_4 & \sigma_5/2 & \sigma_6/2 & 0 & -\sigma_5/2 & \sigma_6/2 & \\ & & & (\sigma_3+\sigma_4)/4 & \sigma_5/4 & -\sigma_6/4 & (\sigma_4-\sigma_3)/4 & \sigma_2/4 & \\ & & & & (\sigma_4+\sigma_1)/4 & \sigma_5/4 & -\sigma_2/4 & (\sigma_1-\sigma_4)/4 & \\ & & & & & (\sigma_1+\sigma_3)/4 & -\sigma_6/4 & -\sigma_5/4 & \\ & & & & & & (\sigma_3+\sigma_4)/4 & -\sigma_2/4 & \\ & & & & & & & (\sigma_4+\sigma_1)/4 & \\ & & & & & & & & & \text{symm} \end{bmatrix} \quad (4.40)$$

$$Q_a = \begin{bmatrix} q_a & 0 \\ 0 & q_a \end{bmatrix} \quad (4.41)$$



## 発表論文・口頭発表

### 査読付き論文

- 1) R.Tokuhashi, K.Tasaki, T.Yoshizawa : STUDY OF BRIDGE DAMAGES INDUCED EARTHQUAKES IN JAPAN AND STRENGTH HIERARCHY DESIGN, 16th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, pp.803-813, 2019.
- 2) 佐々木達生, 徳橋亮治, 服部匡洋, 馬越一也, 篠原聖二 : 10 径間連続 PC 箱桁橋における 2018 年大阪府北部地震の地震観測記録と応答特性の評価, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.75, No.4, 2019.
- 3) 徳橋亮治, 宮田秀太, 馬越一也, 野中哲也 : 鋼 I 桁橋の上部構造に対する耐震設計上の課題とその対応, 鋼構造論文集, Vol.27, No.108, pp.105-115, 2020.
- 4) 徳橋亮治, 野中哲也, 藤田健留, 海老澤健正, 後藤芳顕 : 設計地震動を超える状況を想定した制御部材付き円形断面鋼製橋脚から成る鋼橋の性能向上策, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), 2021.12.15 (登載可決定通知)

### 口頭発表

- 5) R.Tokuhashi : Approach for optimization of road network considering anti-catastroph, The 33rd Sino-Japanese Modern Engineering and Technology Symposium, Collection of papers on Road construction group, pp.169-224, National Taiwan University Institute of Applied Mechanics, 5-6 Nov. 2019.
- 6) R.Tokuhashi, K.Tasaki, T.Yoshizawa : Study of Bridge Damages Induced Earthquakes in Japan and Strength Hierarchy Design, 16th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, Brisbane Convention & Exhibition Centre, 3-6 Dec. 2019.
- 7) R.Tokuhashi : Approach for Priority Assessment of Highway Bridges for Seismic Retrofitting, Joint PNG and Japan, Bridge and Structural Engineering Seminar, No.6, Port Moresby, Papua New Guinea, 9 Dec.2019.
- 8) 宮田秀太, 徳橋亮治, 田崎賢治, 秋山道彦, 宗光広展, 関川浩平, 林育寿, 長井宏平 : 防災・減災の観点を考慮した道路整備の優先度評価の試み (その 1), 土木学会第 75 回年次学術講演会, IV-177, 2020.
- 9) 徳橋亮治, 宮田秀太, 田崎賢治, 秋山道彦, 宗光広展, 関川浩平, 林育寿, 長井宏平 : 防災・減災の観点を考慮した道路整備の優先度評価の試み (その 2), 土木学会第 75 回年次学術講演会, IV-178, 2020.
- 10) 宮田秀太, 徳橋亮治, 馬越一也, 野中哲也 : 横荷重を受ける鋼 I 桁橋の下横構に対する応答値と荷重分担率, 土木学会第 76 回年次学術講演会, I-373, 2021.

- 11) 吉澤努, 徳橋亮治, 河戸克志, 奥村稔 : 山体地下構造を反映した地震応答解析—熊本地震による斜面崩壊の再現—, 土木学会第 41 回地震工学研究発表会講演論文集, No.2314, 2021.
- 12) 宮田秀太, 徳橋亮治, 馬越一也, 野中哲也 : 横荷重を受ける鋼 I 桁橋に対する立体的機能の確保に関する一考察, 土木学会第 23 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.200-206, 2021.
- 13) T.Giga, M.Nagasawa, M.Hattori, N.Sugiyama, K.Tasaki, R.Tokuhashi, T.Sasaki, K.Oniki : Evaluation of Seismic Performance and Proposing the Reinforcement Methods for the Bridge with Rocking Piers Penetrating the Railway Platform, IABSE Symposium, 2021.

## 謝 辞

本論文は、筆者が名古屋工業大学の社会人博士後期課程に入学し、超過作用に対する危機耐性能を備えた新たな橋システムに関する一連の研究成果をまとめたものです。

本研究をまとめるにあたり、終始ご熱心なご指導ご鞭撻を賜りました名古屋工業大学 大学院工学研究科 野中哲也教授に深甚なる感謝の意を表し、御礼を申し上げます。危機耐性能対応型橋脚の提案にあたっては、貴重なご意見、多大なるご支援をいただきましたこと、改めて御礼申し上げます。先生とは、筆者が独立行政法人土木研究所に交流研究員として在籍し、設計ツールの高度化に対応した道路橋に関する研究に取り組んでいた平成13年に初めてお会いしました。以来20年の時を経てこのような機会に恵まれたことは万感の思いです。誠にありがとうございました。

本論文の審査にあたっては、名古屋工業大学 大学院工学研究科 張鋒教授、永田和寿准教授、並びに名古屋大学 大学院工学研究科 舘石和雄教授には貴重なご意見を賜りました。ここに感謝の意を表します。

本研究を遂行するにあたり、名古屋工業大学 新世代耐震工学研究所 後藤芳顯プロジェクト教授には、CFT 構造に対するこれまでの研究成果や知見について大変貴重なご意見ご指導を賜りました。名古屋工業大学 大学院工学研究科 海老澤健正助教には、縮小供試体の製作、実験等について多大なご尽力ご支援を賜りました。心より感謝申し上げます。

本研究を進めるうえで、多大なご協力をいただきました名古屋工業大学 大学院工学研究科 博士前期課程 藤田健留氏、材料試験や載荷実験にご協力いただきました社会工学科の諸兄、構造解析に関してご協力をいただきました(株)地震工学研究開発センター 馬越一也氏、岩村真樹氏に、深く御礼申し上げます。

本論文は、筆者が大日本コンサルタント株式会社にて在籍中に取りまとめたものです。大日本コンサルタント株式会社 新井伸博社長、原田政彦専務、齋藤哲郎常務、浦田昌浩副統括部長、インフラ技術研究所 平山博所長、横山広部長をはじめ、社内関係者の皆様に、心より感謝申し上げます。筆者の社会人ドクターとしての学生生活と、室長という責任ある立場での職務を両立するという挑戦に対して、温かく見守っていただき、心より感謝しております。

そもそも、博士課程に入学する契機となったのは、筆者が師と仰ぐインフラ技術研究所 田崎賢治副所長から、耐震工学に対する技術や理念をご指導いただき、研究意識が芽生えたことに遡ります。更なる自己研鑽には一度工学の原点に立ち戻り、学術的な素養を身に付け

る必要があると感じたことが、入学の動機になりました。研究が思うように進まず苦しいときにも、同氏には終始、有象無象のご支援をいただき奮起することができました。また、会社の在籍部署である防災構造事業室のメンバー（吉澤努主任研究員、佐々木達生主任研究員、鬼木浩二研究員、宮田秀太研究員、徳江良室員）には、物理的・時間的にも多大な迷惑をおかけしました。皆様のバックアップがなければ、本論文を完成させることは到底叶いませんでした。この感謝の気持ちは筆舌に尽くし難いものがあります。ありがとうございました。

最後に、筆者の学部生時代にはじめて橋梁工学を教えてくださいました故若下藤紀先生、学協会活動や研究に温かい励ましをいただいた川神雅秀元会長、筆者を健康に育ててくれた両親、3年間の学業と職務で奔走する筆者のことを理解し、支え続けてくれた妻の仁美と息子の駿に、心から感謝して本論文の謝辞といたします。

2022年1月

徳橋 亮治



