

ノックオフ部材を用いた高架橋の
耐震性能向上に関する研究

平成 28 年 3 月

中西 泰之

ノックオフ部材を用いた高架橋の
耐震性能向上に関する研究

平成 28 年 3 月

大阪市立大学大学院
工学研究科

なかにし やすゆき
中西 泰之

目 次

本論文で用いた主な記号および用語

第 1 章 緒論	1
1.1 背景	1
1.2 本論文に関連する既往研究および本論文の位置づけ	3
1.2.1 ノックオフ部材を用いた免震構造	3
1.2.2 ICSB 支承	5
1.2.3 SKS システム	5
1.3 目的	7
1.4 構成	7
参考文献	9
第 2 章 ノックオフ部材の設計手法および解析モデル化手法	11
2.1 まえがき	11
2.2 ノックオフ型サイドブロックの設計	12
2.2.1 ノックオフ型サイドブロックの構造	12
2.2.2 既往の設計荷重算定式	12
2.2.3 静的せん断実験	13
2.2.4 設計荷重算定式の提案	20
2.3 鋼製ピン型ノックオフ部材の設計	21
2.3.1 鋼製ピン型ノックオフ部材の構造	21
2.3.2 ノックオフ型ボルトの設計荷重算定式	21
2.3.3 実験供試体および実験方法	22
2.3.4 実験結果および設計荷重算定式の適用性	25
2.4 ノックオフ部材の減衰特性のモデル化	27
2.4.1 対象構造物	27
2.4.2 解析条件	27
2.4.3 解析結果	31
2.5 まとめ	37
参考文献	37

第 3 章 ICSB 支承の高架橋への適用	39
3.1 まえがき	39
3.2 支承部の振動台実験	40
3.2.1 実験装置	40
3.2.2 自由振動実験	43
3.2.3 正弦波加振試験	44
3.2.4 地震波入力実験	45
3.3 高架橋の地震時挙動	48
3.3.1 対象高架橋および解析条件	48
3.3.2 解析結果	51
3.4 まとめ	62
参考文献	63
第 4 章 SKS システムの高架橋への適用	64
4.1 まえがき	64
4.2 モデル化手法	65
4.2.1 対象橋梁	65
4.2.2 振動台実験	66
4.2.3 解析モデル化手法	81
4.3 高架橋の地震時挙動	87
4.3.1 対象構造および支承形式	87
4.3.2 動的解析による SKS システムの設計	90
4.3.3 高架橋への適用性	99
4.4 まとめ	114
参考文献	114
第 5 章 結論	116
5.1 結論	116
5.2 今後の課題	117
謝辞	118
本論文に関する著者の発表論文	119

本論文で用いた主な記号および用語

主な記号

- a : ノックオフ型サイドブロックのスリット位置からボルト設置位置までの距離
- A : ノックオフ型サイドブロックの橋直方向幅, または, 断面積
- A_E : 緩衝材の荷重を受ける面積
- A_{Ef} : 緩衝材の自由面面積
- B : ノックオフ型サイドブロックの橋軸方向幅
- C : ノックオフ型サイドブロックの接続部幅, または, 粘性減衰
- [C]** : 減衰マトリクス
- e : 反発係数
- E : ヤング係数
- f : 振動数
- H : 水平荷重
- H_t : 試験により得られたノックオフ型サイドブロックの破壊荷重
- H_d : 既往式によるノックオフ型サイドブロックの設計荷重
- H_{dr} : 提案式によるノックオフ型サイドブロックの設計荷重
- h : 減衰定数
- h_s : ノックオフ型サイドブロックの破壊部のスリット高さ
- $\triangle h_s$: ノックオフ型サイドブロックの破壊部の変形によるスリット高さ h_s の増加量
- h_l : ノックオフ型サイドブロックの載荷高さ
- K : バネ定数
または, ノックオフ型サイドブロック基部の回転による見かけの初期剛性
- [K]** : 剛性マトリクス
- K_{E1} : 緩衝材の初期剛性
- K_{E2} : 緩衝材の2次剛性
- K_{E3} : 緩衝材の3次剛性
- k_h : レベル1地震動に対する設計水平震度
- m : 質量
- [M]** : 質量マトリクス
- P_u : 試験により得られた鋼製ピン型ノックオフ部材の破壊荷重
- P_{ud} : 鋼製ピン型ノックオフ部材の設計荷重
- R_d : 1支承あたりの死荷重反力

- α : ノックオフ型サイドブロックの載荷高さによる補正係数
 または, 緩衝材の形状補正係数
 または, Rayleigh 減衰の剛性マトリクスに乗ずる係数
- β : ノックオフ型サイドブロックの動的な荷重作用を考慮する場合の補正係数
 または Rayleigh 減衰の質量マトリクスに乗ずる係数
- γ : 粘性減衰を設定する際のパラメータ
- δ_a : ノックオフ型サイドブロックの実験治具等による初期遊び量
- δ_s : ノックオフ型サイドブロックのスリットの変形による変位量
- δ_c : き裂発生による変位量
- δ_o : ノックオフ型サイドブロック基部のせん断変形量
- δ_u : ノックオフ型サイドブロックの破壊時の変位
- σ_B : 破断時の応力
- σ_u : 引張強度
- σ_y : 降伏応力
- τ_u : せん断強度
- μ : スリット部の摩擦係数
- θ_b : ノックオフ型サイドブロック基部の回転量
- θ_s : スリットの変形角
- θ_s' : ノックオフ型サイドブロック基部の回転による破壊部の回転量

主な用語

- すべり支承 : 上部構造の水平変形・回転に追随する支承. すべり材と弾性体を組み合わせ, すべり機構により上部構造の水平変形に, 弾性体の変形により回転に追随するすべり型ゴム支承や支承板支承などの構造がある.
- 分散支承 : 上部構造の荷重伝達機能・変位追従機能に加えて, ゴムのせん断剛性を利用しアイソレート機能を付与させ, 複数の下部構造に慣性力を分散させる構造.
- 免震支承 : 支承部に慣性力の分散効果やエネルギー吸収性能, アイソレート機能などを付与した支承. 鉛プラグ入りの免震ゴム支承や, 積層ゴム支承などの免震支承が多く採用されている.
- 機能分離型支承 : 支承部として必要となる機能ごとに独立した構造体を設け, これらの集合が支承部として役割を担うように構造を構成した支承

- 移動制限装置 : 車両走行性の向上や伸縮装置の損傷防止の観点から、支承本体とは別途設置される、上部構造の水平方向の移動を制限するストッパー。
- ICSB 支承 : 移動制限装置として設置されるサイドブロックに対して、常時や中小地震に対する水平力支持機能に加え、レベル 2 地震時に上部構造の移動制限を速やかに解放するトリガー機能を付与した、ロックオフ型サイドブロックを併設した免震支承
(Isolation Rubber Bearing with Controllable Side Blocks)
- SKS システム : すべり支承、ロックオフ部材、変位制限装置を組み合わせる配置することにより、常時やレベル 1 地震時には支承条件を固定、レベル 2 地震時には可動化を図る支承形式
(Slide Bearing with Knock-off devices and Stoppers)

第 1 章 緒論

1.1 背景

わが国の橋梁の耐震設計基準は、過去の地震被害の経験を通じて整備・拡充されてきた。S55 年の道路橋示方書[1.1] の改定以降、橋脚高さ 25m を超える橋梁などを対象として採用されてきた修正震度法や、特殊な橋梁を対象とした応答スペクトル法、H2 年に規定された鉄筋コンクリート橋脚を対象とした地震時保有水平耐力法[1.2]などにに基づき、部材の耐力を増加させ地震荷重に抵抗する耐震設計法が確立されてきた。一方、構造物の長周期化とエネルギー吸収性能の向上によって、構造物の地震応答を低減しようとする免震設計法は、建設省を中心とした共同研究として検討が開始され、H1 年および H3 年にはその成果が「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)」「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」[1.3, 1.4]として取りまとめられ、免震支承の実橋への適用が検討され始めていた。

H7 年に発生した兵庫県南部地震では、設計で想定していた地震力を大きく上回る地震慣性力が作用したため、橋梁を構成する部材は破壊に至り、交通ネットワークに多大なる影響が生じた。

この経験を踏まえ、わが国の橋梁の耐震設計基準は大幅に見直され、従来の震度法レベルの地震動(レベル 1 地震動)に加えて、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動(レベル 2 地震動)に対して設計を行うよう規定された[1.5]。また、H23 年に発生した東北地方太平洋沖地震をうけて、レベル 2 地震動の見直しや南海トラフの巨大地震の危険性などを想定した地域別補正係数の見直しなど、震災の経験を通じて設計に用いる地震外力の更新が行われてきている[1.6]。

このような設計地震力の増加に伴い、橋梁を構成する部材の耐震性能評価手法も高度化しており、レベル 2 地震動に対しては、H7 の「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関する仕様」[1.7]および H8 年に改定された道路橋示方書[1.5]では、橋脚、基礎構造などの変形性能を考慮した設計手法が規定された。橋脚、基礎構造の耐力および変形性能を向上させ地震力に抵抗する耐震設計法に加えて、ゴム系の免震支承など柔らかい剛性を有する支承本体の塑性化により上部構造を支持することで橋梁の振動系を長周期化し、地震時のエネルギー吸収を図る免震設計法が基準化された。その後、免震支承を用いることによる橋梁の変形性能およびエネルギー吸収性能の向上と同時に、多径間連続化やノージョイント化による橋全体の耐震性能の向上がコスト縮減にもつながることから、新設橋梁に対して免震設計法が多く採用されるようになった。

また、上部構造の設計・製作技術の高度化に伴い、多径間連続化・長支間構造が採用され、支承の数を減らし橋梁全体のコスト縮減も期待できるようになった。一方、1つの支承が分担する上部構造の重量が大きくなると、荷重支持機能および変位追従機能の機能を集約した一体型の免震支承を用いる場合には、支承が肥大化したり、大きな支承変位を抑制するた

めに桁端に制震ダンパーなどの振動制御装置が必要となるなど、必ずしもコスト縮減につながらないこともある。このような場合には、コスト縮減を目的として、鉛直荷重を支持するすべり系支承と水平荷重を支持するゴムバッファを組み合わせた機能分離型支承構造などが検討・提案されており、H18年には「すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法マニュアル（案）」[1.8]として設計手法が示された。

さらに、高度成長期に当時の耐震設計基準にしたがって建設された多くの既設橋梁についても、現行の耐震設計基準を満足できるように耐震補強が行われ、一般には鉄筋コンクリート橋脚の巻立て補強や支承部の補強が実施されてきている。ただし、橋脚や支承部の耐力を上昇させることにより基礎の補強が必要となる場合や、河川管理上の制約をうける橋脚など、巻立て補強により河積阻害率が侵される場合には、橋脚の補強が困難であり、支承部の更新や改造等による免震構造やダンパー等の振動制御機能を付加した構造などが採用されている。

ここで、耐震性能照査を行うための解析手法について着目すると、兵庫県南部地震を受け解析プログラムや各構成要素の解析モデル化手法についても研究開発が進んでおり、H8年に改定された道路橋示方書[1.5]では、構造物の動的解析が非常に重要な耐震性能照査手法の1つとして位置づけられている。しかし、動的解析には、構造系の固有振動特性、減衰特性、および部材の非線形履歴特性等を十分に考慮し、非線形挙動を再現できる材料特性および減衰特性の適切なモデル化や仮定が必要となる。特に、免震構造を用いる場合には、支承の力学的特性が橋全体系の地震時挙動に及ぼす影響が大きいため、要素実験などを通じて、免震支承やすべり支承の非線形履歴特性のモデル化手法について研究・提案されてきた。

このように上部構造を支持しその振動性状に大きな影響及ぼす支承部に求められる機能は多様化し、支承部の果たす役割はこれまで以上に重要なものとなった。ただし、兵庫県南部地震による震災後、約20年が経過し設計手法の高度化が進んだ現在でも、免震構造の課題が全て解決された訳ではない。

例えば、免震支承などのゴム系支承は、ゴム系支承を有する構造物の固有周期と地震動の卓越周期が近い場合には共振の恐れがあることや、常時・レベル1地震時の繰り返し荷重作用によるゴム本体の疲労、環境負荷による性能劣化、鉛プラグ入りのゴム支承では鉛プラグのはらみ出しなど、支承の耐久性に関する課題も顕在化しつつある[1.9]。また、構造系を長周期化するために比較的剛性が低く、レベル1地震動の作用により大きな変位応答を伴い車両走行性を阻害したり、伸縮装置の損傷につながる可能性が指摘されている。すべり支承にゴムバッファを併設する機能分離型支承においても、繰り返し荷重によるすべり支承の摩擦係数の経年劣化などの耐久性に関する課題が懸念される[1.10]ほかに、水平力支持機構をゴムバッファにより担保するため、バッファを構成するゴムの耐久性や周期依存性の課題がある。さらに、免震支承やすべり支承にゴムバッファを併設した機能分離型支承はそのゴム本体の製造コストが高く、橋梁工費全体に占める割合も従来の鋼製支承とは比較にならない程に大きくなっていることから、より合理的な免震構造の開発が強く望まれている。

1.2 本論文に関連する既往研究および本論文の位置づけ

1.2.1 ノックオフ部材を用いた免震構造

近年では、長大橋などを対象とした合理的な耐震性能向上策として、損傷を許容する部材（犠牲部材）を合理的に選定し、その犠牲部材の耐力や変形性能を高精度にコントロールすることにより、橋梁全体の耐震性能を向上させる方法が導入されている。代表的なものとしては、トラス橋やアーチ橋を対象として、主部材の損傷を低減することを目的に、2次部材である斜材や対傾構などに座屈拘束ブレースや鋼製ダンパーなどを配置して耐力および変形性能を制御する構造[1.11]や、鋼製橋脚を対象として、基礎構造の損傷を低減することを目的に、コンクリートを部材軸方向に隙間を開けて充填し、橋脚本体の耐力上昇を抑え、かつ未充填部における変形性能により耐震性能向上を図る構造[1.12]などがある。

支承部に着目すると、現況の免震構造に対しては、前述のとおり、支承本体の耐久性や走行性などの課題がある。

本論文では、これらの課題を解決するために、免震構造に犠牲部材として移動制限装置を設置し、レベル2地震時にはその耐力や変形性能を高精度にコントロールし、地震時応答を制御する支承形式に着目する。移動制限装置に作用する地震動レベルに応じて移動制限を解放するトリガー機能を付与することにより、レベル2地震時に必要となる機能を阻害せずに、常時・レベル1地震時には水平変位を小さく抑えることから、免震構造に対して、車両走行性や支承本体の耐久性などに優れた機能を付与することができる。

上部構造の地震時応答を制御する支承の移動制限装置には、2つの地震動レベルに応じた必要性能、すなわち、(a) レベル1地震時の水平耐力以下では弾性挙動し、上部構造の変形量を伸縮装置の遊間量内にとどめる性能、および(b) 下部構造の保有水平耐力以下で確実に破壊する性能を併せもつことが要求される。なお、図1.1の○印がこれらを満足するものである。

また、トリガー荷重の設定によって、レベル2地震時の橋梁の振動特性および損傷状態を制御できる可能性があり、たとえば、トリガー荷重を地震動の初期段階にて解放する場合には、解放後の橋梁の振動特性は免震構造の振動特性に近い振動系となり、免震機能による下部構造・基礎構造へ作用する断面力の低減効果が最大限に期待できる。また、トリガー荷重をレベル2地震動の最大加速度付近で解放する場合には、移動制限装置による応答変位の抑制効果が最大限に期待でき、上部構造の最大応答変位を小さく設定できる可能性がある。このように、作用する地震動に応じて支承条件を変化させ上部構造の地震時応答を制御するためには、移動制限装置の破壊性能を高精度で制御することが重要である。

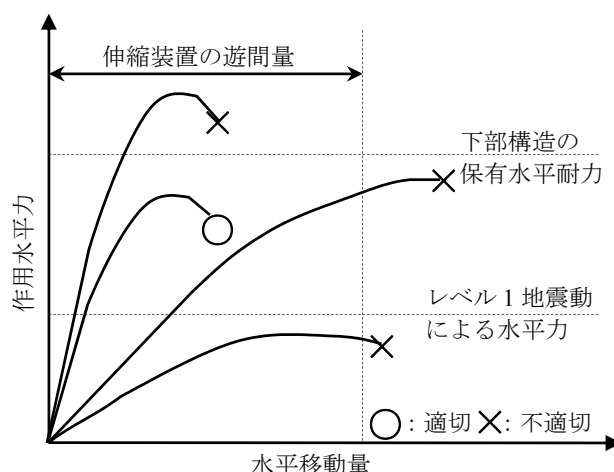


図 1.1 トリガー機能を有する移動制限装置に求められる性能[1.13]

この移動制限装置のトリガー機能の発現は、外部からの電気信号などによりセミアクティブに制御する手法、受動的な荷重作用により移動制限装置をロックオフ(knock-off)させることによりトリガー機能を発揮するパッシブな手法が考えられる。セミアクティブに制御する手法は、トリガー機能を機械的に制御するため変形や強度などの設定が容易であることから、建築分野では採用実績が多い[1.14, 1.15]。一方、屋外に位置する橋梁構造物に対しては、常時の維持管理が困難であり、所定の荷重作用により破壊に至るという機能発現の単純さから、地震動レベルに応じて支承条件を変化させるトリガー機能の実装には、パッシブに荷重制御する部材（以降、ロックオフ部材という）が適すると考える。パッシブに荷重制御するロックオフ部材としては、曲げ破壊、せん断破壊[1.13]、ねじりや座屈[1.16]によりコントロールする形式が提案されている。地震動レベルに応じて支承条件を変化させる支承形式に対しては、破壊性能を高精度なコントロールが求められることから、変形を小さく抑えることが可能であり、かつ断面縮小部を設けることにより確実に破壊がコントロール可能となるせん断破壊型のロックオフ部材に着目している。

このような観点から、作用する地震動に応じて支承条件を変化させる支承としてこれまでに、免震支承に併設されるサイドブロックに対してトリガー機能を付与した「ロックオフ型サイドブロックを有する免震支承」[1.13, 1.17]、既設の固定支承を改造しトリガー機能を付与した「ロックオフ部材を有するすべり支承」[1.18, 1.19]などが提案されている。

また、ロックオフ部材の破壊特性や減衰特性を十分に把握する必要がある。これまでに、各種ロックオフ部材に対して、静的載荷試験などを通じて破壊特性や履歴特性に関する検討が実施されてきた。ただし、ロックオフ部材の破壊前後により支承剛性の急変を伴う構造に対する減衰特性について検討事例が少ない。

1. 2. 2 ICSB 支承

免震支承を有する高架橋は、上部構造の橋軸直角方向の水平移動を制限し走行性向上、伸縮装置保護の機能を担うサイドブロックが併設されることが多い。このサイドブロックに対して、常時や中小地震に対する水平力支持機能に加え、レベル 2 地震時に上部構造の移動制限を速やかに解放するトリガー機能を付与し、より合理的な免震高架橋の設計、および既設の高架橋の耐震性向上を目的として、作用地震レベルに応じたトリガー機能を有するロックオフ型サイドブロックを有する免震支承（Isolation Rubber Bearing with Controllable Side Blocks, 以降、ICSB 支承）が研究・開発されている（図 1. 2）[1. 13]。

これまでに、ロックオフ型サイドブロックの各種の破壊実験が実施され、同構造にすると荷重変位関係および破壊荷重のばらつきが小さいこと、破壊荷重の設計式は後述する標準的な形状との整合性が認められることが明らかになっている[1. 20, 1. 21]。また、同構造の実橋梁へのいくつかの適用事例も見られる[1. 17]。しかし、破壊荷重に関する設計法は提案されているものの、ロックオフ型サイドブロックの破壊時の変位や破壊部の形状がその破壊性能に及ぼす影響は検討されていない。また、文献[1. 22]では ICSB 支承の高架橋への設置効果や振動性状を検討し、ICSB 支承の有用性は明らかにされているが、ロックオフ型サイドブロックの破壊直後の支承の応答性状や、ロックオフ型サイドブロックの破壊性能が高架橋の耐震性能に及ぼす影響について検討されていない。

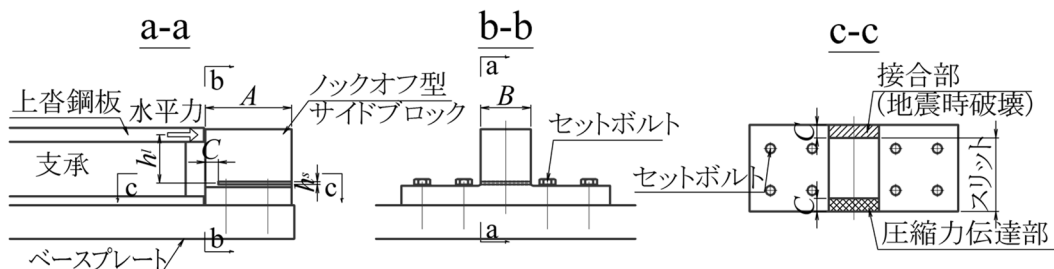


図 1. 2 ICSB 支承

1. 2. 3 SKS システム

すべり系支承を活用すると、下部構造・基礎構造へ伝達される地震時慣性力を遮断できることから [1. 23]、すべり支承およびロックオフ部材に加えて、制振ダンパーなどの振動制御装置を組み合わせ配置する支承可動化工法が提案されている[1. 19]。ただし、制振ダンパーなど高価な制震装置を用いる場合には必ずしも経済性に優れた構造形式ではない。そこで、より安価かつ簡易な支承形式の実現に向け、図 1. 3、図 1. 4 に示す、すべり支承、ロックオフ部材、変位制限装置を組み合わせ配置することにより、常時やレベル 1 地震時には支承条件を固定、レベル 2 地震時には可動化を図る支承形式（Slide Bearing with Knock-off devices and Stoppers, 以降、SKS システム）に着目している。すなわち、常時・レベル 1 地

震時には上部構造と下部構造との間に水平力支持機能を期待するが、レベル 2 地震時にはすべり系支承による慣性力遮断効果を期待する。また、支承による水平力支持機能およびエネルギー吸収が期待できないことから過大な変位や落橋を防ぐための変位制限装置を設ける。この支承形式によると、支承構造の簡略化が図れ、免震支承や制震ダンパーなど高価な装置が不要となりコスト縮減が期待できる。

SKS システムに用いるすべり支承には、温度や活荷重による変形に対して追従でき、構造が簡易で本体価格が比較的安価な既往のすべり支承、すべり面には摩擦係数が比較的小さいテフロン材（以降、PTFE）とステンレス鋼（以降、SUS）を想定する。また、変位制限装置には、ロックオフ後に上部構造に過大な移動を生じる場合の衝突の緩衝を期待して緩衝材を設置する。

ロックオフ部材としては、前述のロックオフ型サイドブロックや、ねじりや座屈によりロックオフを実装する構造などがあるが、いずれも機能発現に方向依存性を有する。方向依存性を有さないロックオフ部材には、取付けボルトにノッチ加工を施し、ボルトのせん断破壊によりロックオフを実装する構造がある[1. 19]。ただし、取付けボルトの設置本数が多い場合には、各個撃破などにより安定した破壊性能が期待できない恐れがあることから、SKS システムには方向依存性が小さく、かつ少ない設置数でロックオフが実装できる図 1. 3 に示す鋼製ピン型ロックオフ部材[1. 24]を用いる。

SKS システムの実現にあたっては、構成部材の設計手法ならびにそれらの解析モデル化手法に関する検討、SKS システムの地震時挙動の把握、高架橋への適用性の検証などが必要である。

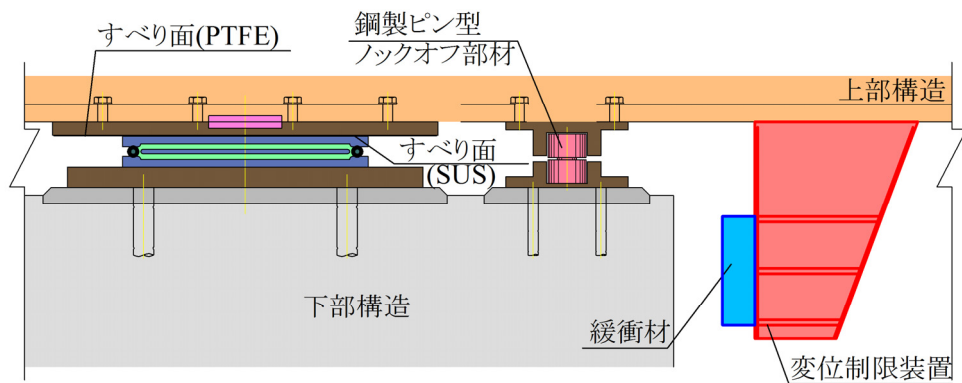


図 1. 3 SKS システム[1. 24]

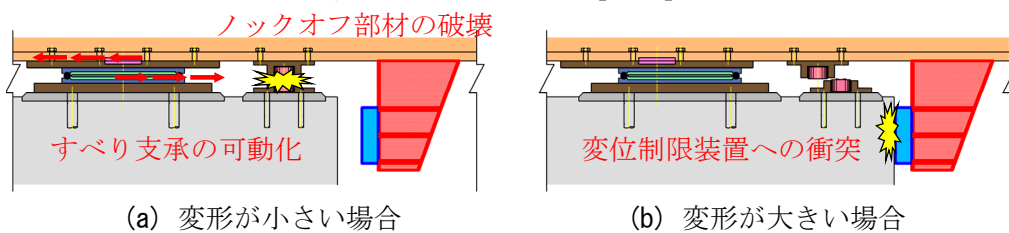


図 1. 4 SKS システムのレベル 2 地震時の挙動[1. 24]

1.3 目的

本論文では、常時・レベル 1 地震時とレベル 2 地震時に支承条件の変化を促すロックオフ部材を用いることによって、免震構造に対して耐久性や走行性などに優れた構造を付与することを目的とする。その実現のための支承形式として、ICSB 支承（ロックオフ型サイドブロックを用いた免震支承）、および SKS システム（すべり支承、鋼製ピン型ロックオフ部材および変位制限装置を組み合わせる支承形式）に着目し、ロックオフ部材の設計手法および動的解析へのモデル手法を検討するとともに、振動台実験および動的解析により、ロックオフ部材を用いた免震構造による耐震性能向上効果を明らかにする。

まず、構成部材であるロックオフ部材を対象とした静的せん断試験を行い、ロックオフ部材の破壊特性や破壊メカニズムを把握するとともに、ロックオフ部材の設計手法を提案する。また、減衰特性の設定方法を変化させた動的解析を行い、ロックオフ部材を用いる場合の減衰特性のモデル化手法について検討する。

次に、ICSB 支承と、SKS システムの振動性状を振動台実験により確認するとともに、動的解析を行い高架橋への適用性について検討する。

1.4 構成

本論文のフローを図 1.5 に示す。本論文は 5 章から構成しており、各章の内容を要約すると、以下のとおりである。

第 1 章では、本論文の背景および関連する既往研究について述べ、本論文の位置づけと目的を明らかにするとともに、本論文の構成をまとめている。

第 2 章では、まず、ロックオフ型サイドブロックを対象にし、既往研究にて未検討であった、破壊時の変位や破壊部の形状がその破壊性能に及ぼす影響について着目する。具体的には静的せん断試験を実施し画像計測結果に基づきロックオフ型サイドブロックの破壊メカニズムを把握し、破壊部の形状を考慮したロックオフ型サイドブロックの設計式を提案する。次に、鋼製ピン型ロックオフ部材の静的せん断試験を行い、鋼製ピン型ロックオフ部材の設計方法について検討する。さらに、支承に併設されるロックオフ部材の破壊などにより初期状態から振動モードが急変する構造系に着目し、Rayleigh 減衰の設定方法を変化させた動的解析を行い、減衰の設定が構造物の振動性状に与える影響を検討する。

第 3 章では、ICSB 支承を対象とし、縮小模型を用いた振動台実験を行い、ICSB 支承の振動性状を把握する。さらに、実構造を対象とした動的解析を行い、ICSB 支承を高架橋へ設置する際の地震時挙動およびその設置効果について考察している。

第 4 章では、SKS システムを対象に、縮小模型を用いた振動台実験を行い、SKS システムの振動性状を把握する。また、ロックオフ部材の破壊後に過大な上部構造の移動が生じる場合には変位制限装置との衝突が生じることから、振動台実験の再現解析を実施し、このエネルギー損失を表現するための変位制限装置のモデル化手法について検討する。次に、高架

橋の動的解析を実施し、SKS システムに用いる鋼製ピン型ロックオフ部材の破壊荷重や変位制限装置の設置遊間量の設計手法を検討するとともに、SKS システムの高架橋への適用可能性を確認する。また、従来の支承形式である分散支承や免震支承を設置した場合と比較して、SKS システムの耐震性・経済性を考察している。

第5章では、常時・レベル1地震時と、レベル2地震時にて支承条件を変化させることにより、免震構造に対して車両走行性や耐久性に優れた機能を付与させることができるロックオフ部材を用いた支承形式の、設計手法および解析モデル化手法、振動性状、高架橋の適用性および耐震性能向上の効果についてまとめ、ロックオフ部材を用いた支承形式に関する今後の課題について示している。

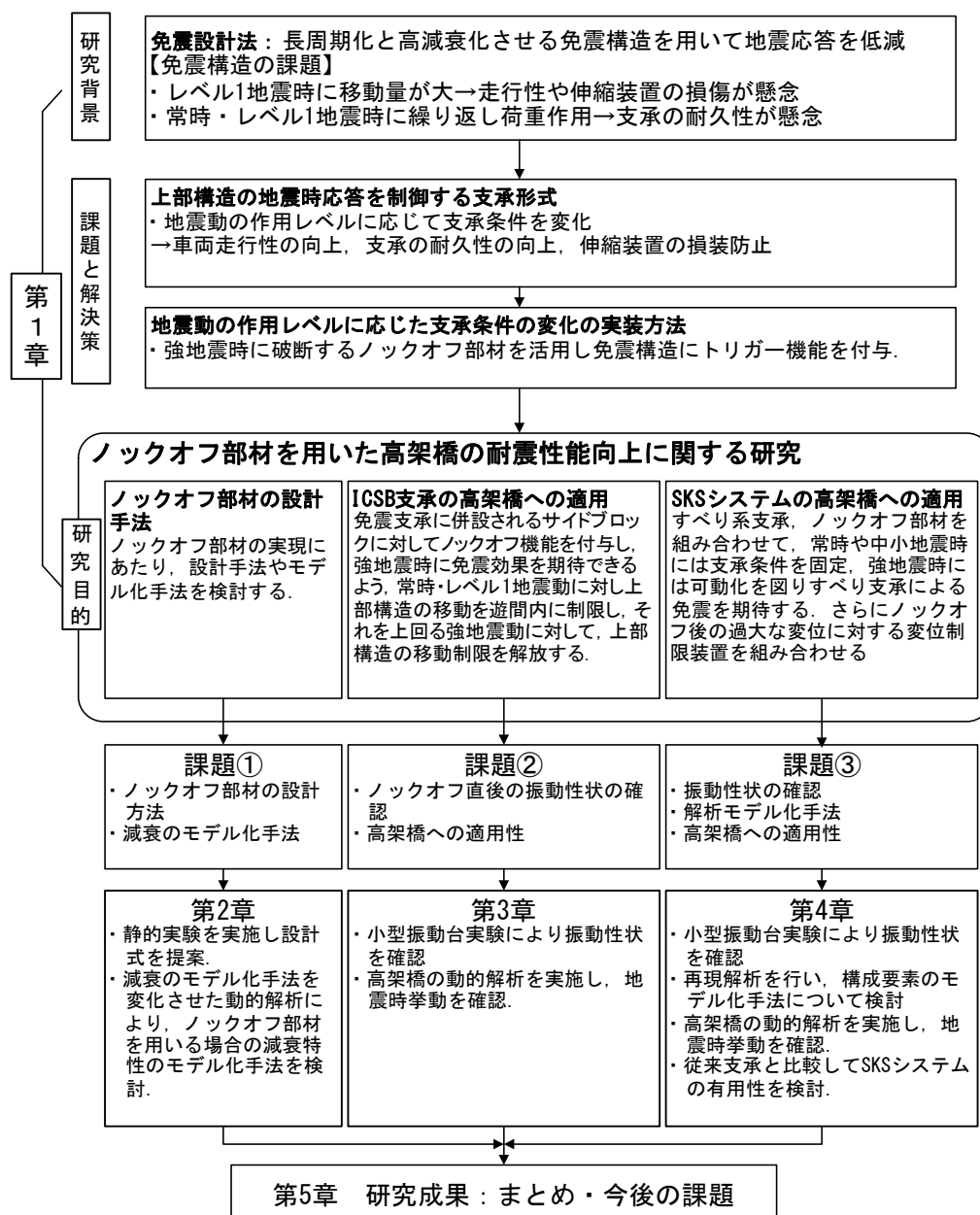


図 1.5 本論文のフロー

参考文献

- [1.1]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，1980.
- [1.2]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，1990.
- [1.3]国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン(案)，1988.
- [1.4]建設省土木研究所・民間47社：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，1992.
- [1.5]日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，1996.
- [1.6]日本道路協会，道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，2012.
- [1.7]兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：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（案），建設省，1995.
- [1.8]すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法マニュアル（案），(独)土木研究所，2006.
- [1.9]林訓裕，足立幸朗，甲元克明，八ツ元仁，五十嵐晃，党紀，東出知大：経年劣化した鉛プラグ入り積層ゴム支承の残存性能に関する実験的検証，土木学会論文集 A1, Vol.70, pp. I 1032- I 1042, 2014.
- [1.10]浜崎宏典，高坂隆一，高山峯夫，室田伸夫：弾性スベリ支承の耐久性能に関する実験的研究その2 低摩擦タイプと高摩擦タイプの弾性スベリ支承の実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1062-1063, 2007.
- [1.11]金治英貞，鈴木直人，香川敬生，渡邊英一：長大トラス橋の耐震性能向上化における設計入力地震動と損傷制御構造，土木学会論文集 No.787, I -71, pp.787_1-787_19, 2005.
- [1.12]松村政秀，内田 諭，北田俊行：高変形能低強度断面を有する鋼製橋脚に支持された高架橋の耐震性能評価，構造工学論文集，Vol.55A, pp.653-661, 土木学会，2009.
- [1.13]坂井田実，吉田雅彦，北田俊行，松村政秀：支承サイドブロックにおける破断特性制御構造の提案，地震工学論文集，Vol.26, 8pages on CDROM, 土木学会，2003.
- [1.14]吉岡宏和他：MR ダンパを用いたセミアクティブ免震構造の振動台実験，第2回ダンピングシンポジウム講演論文集，pp.120-124, 日本機械学会，2002.
- [1.15]塩崎洋一他：MR ダンパーを用いた免震構造物の簡易なセミアクティブ制御に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No570, pp.37-43, 2003.
- [1.16]池田学，豊岡亮洋，家村浩和，比志島康久，鶴野禎史，池永雅良，原田孝志：鉄道免震構造用緩衝型移動制限装置の振動台実験，第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.177-184, 土木学会，2005.
- [1.17]本荘清司，横山和昭，前原直樹，田崎賢次，姫野岳彦：ロ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, 土木学会，2009.
- [1.18]杉岡弘一，間嶋信博，松下裕明，姫野岳彦，松村政秀：スリット型ロックオフ支承を用いた既設アーチ橋の耐震補強，構造工学論文集，Vol.57A, pp.467-478, 土木学会，2011.
- [1.19]佐合大，西幡巨千昭，大前暢，永木勇人：既設支承をロックオフ機能付すべり支承に改造した耐震補強工事，土木学会第67回年次学術講演会，I -399, 2012.

- [1.20]吉田雅彦, 坂井田実, 松村政秀, 北田俊行, 森田征樹: 支承サイドブロックにおける破断特性制御構造の静的破壊試験, 地震工学論文集, Vol.27, 8pages on CDROM, 土木学会, 2003.
- [1.21]松村政秀, 吉田雅彦, 坂井田実, 北田俊行, 森田征樹: 縮小模型によるスリット型サイドブロックの破断特性の検証, 第 8 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.191-196, 土木学会, 2005.
- [1.22]吉田雅彦, 松村政秀, 坂井田実, 北田俊行, 森田征樹, 浅田直宏: 免震橋梁用ロックオフ型サイドブロックの提案, 鋼構造論文集, 第 15 卷, 第 59 号, pp.45-56, 日本鋼構造協会, 2008.
- [1.23]友澤武昭, 星谷勝, 矢部正明: オールフリー支持形式の多径間連続高架橋への実用化に関する基礎的な検討, 構造工学論文集, pp985-996, Vol.46A, 土木学会, 2000.
- [1.24]中西泰之, 松村政秀, 山口隆司: ロックオフ部材とすべり支承からなる支承形式のモデル化に関する検討, 土木学会論文集 A1, Vol.71, No. 4, pp. I265-I273, 2015.

第2章 ノックオフ部材の設計手法および解析モデル化手法

2.1 まえがき

免震構造においてレベル1地震時の変形が大きくなり、車両走行性の阻害や伸縮装置の損傷が懸念される場合には、免震構造に対して移動制限装置を併設して変位応答を小さく抑える手法が考えられる。この移動制限装置に対して、作用する地震動レベルに応じて移動制限を解放するノックオフ部材を用いることにより、レベル2地震動に対してはこの移動制限装置を解放し免震機能を発揮する方法が提案されている[2.1]。ノックオフ部材を用いることにより、常時・レベル1地震時には水平支持機能を有し水平変位を小さく抑えることから、免震構造に対して車両走行性や支承本体の耐久性などに優れた機能を付与することができる。これまでに、免震支承に併設されるサイドブロックに対してトリガー機能を付与した「ノックオフ型サイドブロックを有する免震支承」[2.1~2.6]、既設の固定支承を改造しトリガー機能を付与した「ノックオフ部材を有するすべり支承」[2.7, 2.8]などが提案されている。

ここで、ノックオフ型サイドブロックは、片持ち梁形式のサイドブロック構造にスリット加工を施し断面縮小部を設け、断面縮小部のせん断破壊でトリガー機能を実装する構造である[2.1]。これまでに、ノックオフ型サイドブロックを対象とした各種のせん断実験が実施され、同構造にすると荷重変位関係およびせん断破壊の荷重のばらつきが小さいこと、破壊荷重の設計値は後述する標準的な形状との整合性が認められることが明らかにされている[2.2~2.4]。また、同構造の実橋梁へのいくつかの適用事例も見られる[2.6]。しかし、破壊荷重に関する設計法は提案されているものの、ノックオフ型サイドブロックの破壊時の変位や破壊部の形状がその破壊性能に及ぼす影響は未検討であった。

また、すべり支承に併設されるノックオフ部材としては、取付けボルトにノッチ加工を施し、ボルトでのせん断破壊によりノックオフを実装する構造がある[2.7, 2.8]。ただし、取付けボルトの設置本数が多い場合には、ボルトの破壊が一様に生じない各個撃破など破壊性能の発現性が懸念されることから、方向依存性が小さく、かつ少ない設置数でノックオフが実装できる鋼製ピン型ノックオフ部材に着目している。鋼製ピン型ノックオフ部材は、鋼製円柱を切り出してスリット加工を施し、断面縮小部にてせん断破壊することを期待する構造である[2.9, 2.10]。

また、ノックオフ部材を用いた免震構造は、ノックオフ部材の破壊によりトリガー機能を付与するため、その破壊前後にての支承剛性の急激な変化を伴うが、剛性の急変を伴う構造に対する減衰特性の適切なモデル化手法について検討事例が少ない[2.11]。

本章では、まず、ノックオフ型サイドブロックを対象にし、既往研究にて未検討であった、破壊時の変位や破壊部の形状がその破壊性能に及ぼす影響に着目する。具体的には静的なん断実験を実施し、画像計測結果に基づきノックオフ型サイドブロックの破壊メカニズム

を把握し、破壊部の形状を考慮したロックオフ型サイドブロックの設計式を提案する。次に、鋼製ピン型ロックオフ部材の静的せん断実験を行い、鋼製ピン型ロックオフ部材の破壊特性を把握するとともに、設計方法について検討する。さらに、支承に併設されるロックオフ部材の破壊などにより初期状態から振動モードが急変する構造系に着目し Rayleigh 減衰の設定方法を変化させた動的解析を行い、剛性変化に伴う Rayleigh 減衰の設定が構造物の振動性状に与える影響を検討する。

2.2 ノックオフ型サイドブロックの設計

2.2.1 ノックオフ型サイドブロックの構造[2.1]

ロックオフ型サイドブロックは、**図 2.1**に示すように、柱部と支承への固定のためのベース部からなる逆 T 型の鋼ブロックであり、ベース部直上に圧縮側からスリットを施し断面縮小部を設け、スリット内には摩擦力を低減するために PTFE 板製のフィラープレートを導入する。水平力が漸増すると、この断面縮小部（**図 2.1**中の C）のせん断応力が高まりせん断破壊に至る。製作材料には、引張強度のばらつきが小さい溶接構造用鋼材を用い、加工が容易で加工精度の影響を受けにくいスリット構造を採用する。ロックオフ型サイドブロックは、取付けボルトにより免震支承に併設して固定し、サイドブロック破壊後には、ベース部を取付けボルトごと交換することを想定する。

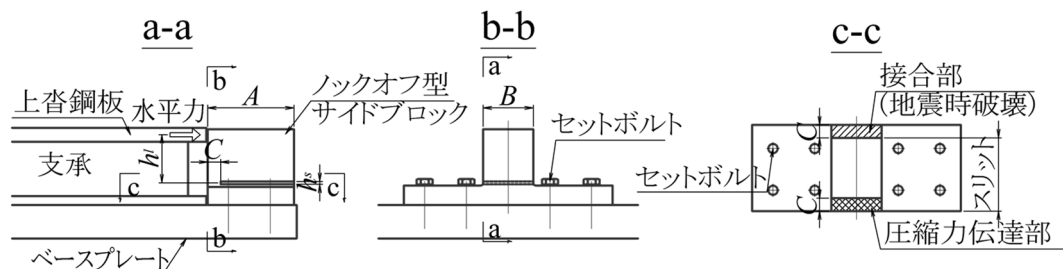


図 2.1 ノックオフ型サイドブロックの構造[2.1]

2.2.2 既往の設計荷重算定式[2.2~2.4]

ロックオフ型サイドブロックの破壊荷重は以下のような仮定のもとに算定される。ロックオフ型サイドブロックは、破壊時の曲げモーメントの偶力により生じる圧縮力と引張力を受け持つ面積は同じであり、圧縮側・引張側とも全断面降伏状態かつ破壊部のせん断応力がせん断強度に達した時に破壊する。この仮定の妥当性については、文献[2.4]において感圧紙を用いた圧力分析測定により検証されている。また、せん断力の一部は、スリット内の圧縮伝達部における摩擦によって負担され、フィラープレートと母材の摩擦によるせん

断抵抗効果については、文献[2.2]にて、フィラープレートの材質を PTFE 板、鋼板、ポリアミド板と設定した場合の静的せん断実験により検証されている。

ロックオフ型サイドブロックは、 $A/B \doteq 4$ 、 $C/B \doteq 0.6$ 、スリット率 $(A-C)/A=85\%$ を標準形状として、設計荷重 H_d は図 2.1 中の記号を用いて式(2.1)により算定する。また、軸方向応力には、式(2.2)が成立すると仮定し、せん断強度は式(2.3)により算定する。

$$H_d = \tau_u \times \frac{B \times C \times (A - C)}{(A - C - \mu \times h_l)} \quad (2.1)$$

$$\sigma_c = \sigma_t = \frac{H_d \times h_l}{(A - C) \times B \times C} \leq \sigma_y \quad (2.2)$$

$$\tau_u = \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} \quad (2.3)$$

ここに、

- τ_u : せん断強度(N/mm²)
- σ_c : 破壊時にスリット部に作用する圧縮応力(N/mm²)
- σ_t : 破壊時に破壊部に作用する引張応力 (N/mm²)
- σ_y : 降伏応力(N/mm²)
- σ_u : 引張強度(N/mm²)
- μ : スリット部の摩擦係数 (=0.07)

2.2.3 静的せん断実験

ここでは、ロックオフ型サイドブロックの破壊部の形状であるスリット高さ h_s や水平荷重の載荷高さ h_l が破壊特性に及ぼす影響を検討し、設計荷重算定式を提案する。また、ロックオフ型サイドブロックの破壊時の変位に着目し、スリット部の画像計測結果に基づいて破壊課程を検証する。

(1) 実験供試体

実験には文献 [2.2~2.4]を参考に、標準的な構造であるスリット率 $(A-C)/A=85\%$ 、 $C/B \doteq 0.6$ 、スリット高さ $h_s = 1.5$ mm、載荷高さ $h_l = 61.3$ mm とした供試体 A2 から、スリット高さ h_s や載荷高さ h_l を変更した計 5 体の実験供試体を用いる。図 2.2、写真 2.1 に実験供試体の形状図を、表 2.1 に実験供試体の内訳を示す。なお、文献[2.4]にて、同形状であれば、荷重変位関係や破壊荷重はばらつきが小さいことを確認している。また、すべての供試体は同一の SM490A 材から製作し、表 2.2 には使用鋼材の材料試験結果を示す。

表 2.1 実験供試体の内訳および主な実験結果

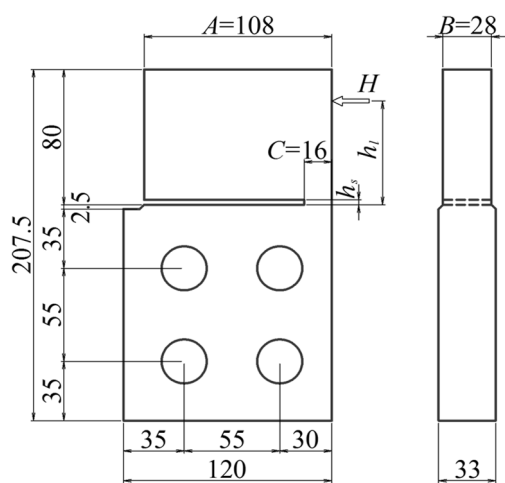
試験体名	スリット率 (A-C)/A (%)	スリット 高さ h_s (mm)	載荷 高さ h_t (mm)	破壊 荷重 H_t (kN)	設計 荷重 H_d (H_{dr}) (kN)	破壊荷重 制御率 H_t / H_d (H_t / H_{dr})	破壊時 の変位 δ_u (mm)
A-1	85	0.3	61.3	151.8	143.0 (152.6)	1.06	4.9
A-2		1.5		150.3		1.05	8.0
A-3		3.0		152.3		1.07(1.00)	8.9
A-4		1.5	30.7	155.5	139.5(160.7)	1.11(0.97)	6.0
A-5				5.0	160.0	136.8(161.7)	1.17(0.99)

※ H_d : 既往の設計荷重算定式, 式(2.1)による

H_{dr} : 本論文で提案する設計荷重算定式, 式(2.9)による

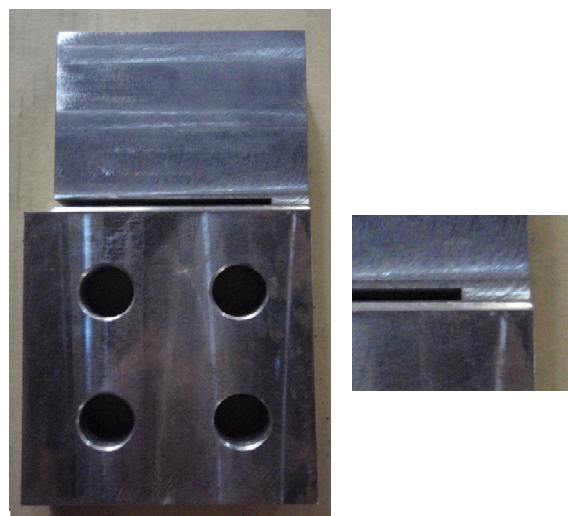
表 2.2 使用鋼板の機械的性質

SM490A	ヤング率 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	降伏応力 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	破断時の応力 σ_B (N/mm ²)
実験結果	2.12×10^5	0.281	350	527	354
ミルシート値	—	—	—	530	—



(a) 側面図 (b) 正面図

図 2.2 実験供試体寸法(単位:mm)



(a) 側面図 (b) スリット部拡大

写真 2.1 実験供試体

(2) 載荷方法および計測項目

図 2.3 および写真 2.2 に示すように供試体を設置台に設置し、1,000 kN 万能試験機を用いて、鉛直方向に強制変位（供試体に対する水平変位）を載荷速度 0.01~0.03 mm/s で漸増させる。また、供試体の変形に伴い載荷軸がズレないように載荷板には面外変位を拘束する固定板を設置し、載荷板と固定板の間には摩擦の低減のため PTFE 板を挿入する。載荷位置での変位をレーザー変位計により計測し、高精度カメラにより図 2.3 の○印部の変形を撮影する。

(3) 実験結果

表 2.1 に実験結果を、図 2.4 および図 2.5 に各供試体の載荷荷重と載荷位置における変位との関係を示す。

a) スリット高さ h_s が破壊に及ぼす影響

載荷高さ h_l は同じでスリット高さ h_s が異なる供試体 A-1, A-2, A-3 を比較すると、破壊荷重の差は 3%以内であり、スリット高さ h_s が破壊荷重へ及ぼす影響は認められなかった。一方、スリット高さ h_s が大きいほど破壊時の変位は増加する。

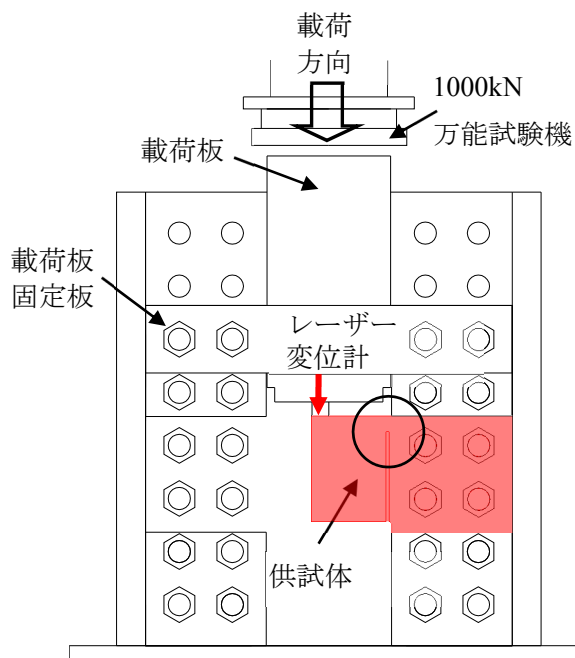


図 2.3 載荷方法および計測項目

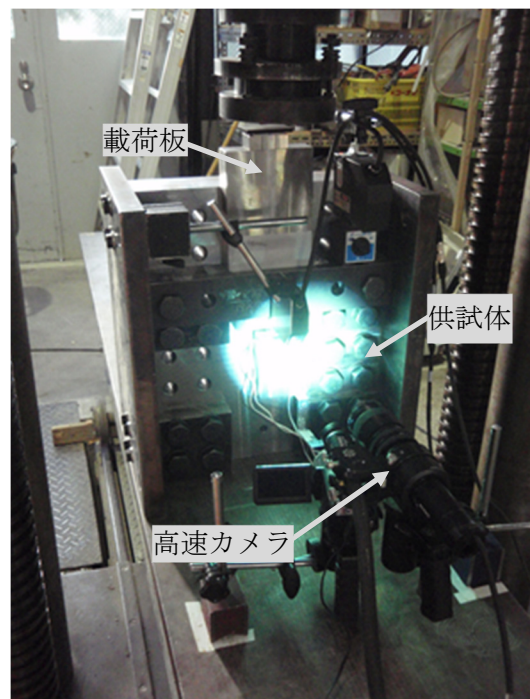


写真 2.2 供試体の載荷状況

b) 荷重高さ h_l が破壊に及ぼす影響

スリット高さ h_s は同じで荷重高さ h_l が異なる供試体 A-2, A-4, A-5 を比較すると、荷重高さ h_l が高いほど破壊荷重は低下する傾向が認められた。これは、水平荷重の荷重位置と破壊部が近いほど、接合部に作用する引張応力が減少し破壊部が純せん断を受けるためであると推察される。一方で、既往の設計荷重算定式 (式 (2.1)) により算定した設計荷重 H_d は、荷重高さ h_l が高いほど、破壊荷重を低く算定しており、この引張応力の減少による影響を適切に評価できていない。したがって、破壊荷重の算定には水平荷重の荷重高さ h_l を考慮する必要がある。なお、破壊変位は、荷重高さ h_l が低いと減少する。

c) 破壊時における σ と τ の関係

破壊部に作用する引張応力が破壊荷重に影響を及ぼすことから、破壊部に発生する引張応力とせん断応力の関係に着目する。図 2.6 には実験結果と文献 [2.12] に示される式 (2.4) をプロットしている。

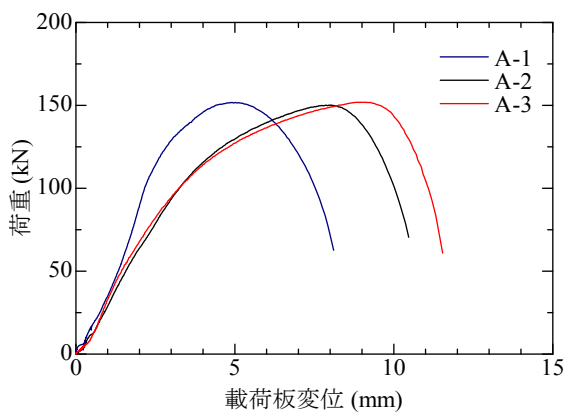


図 2.4 荷重-変位関係 (h_s による影響)

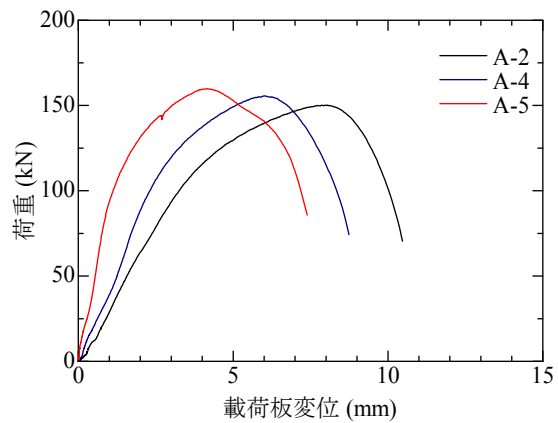


図 2.5 荷重-変位関係 (h_l による影響)

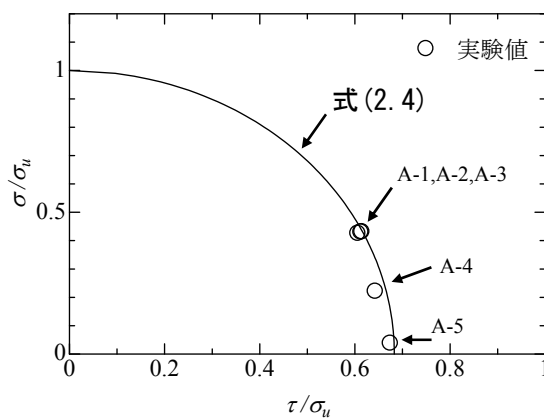


図 2.6 破壊時の σ と τ の関係

式(2.4)は、軸方向引張力とせん断力を同時に受ける丸鋼の終局強度に関する引張応力とせん断応力の相関関係式である。ここで、実験結果に基づく σ および τ は破壊荷重 H_t から、式(2.1)および式(2.2)により算定する。 σ_u はミルシート記載の引張強度、 τ_u は引張強度が異なる丸鋼のせん断実験結果[2.13]に基づく終局せん断強度の算定式(式(2.5))により算定する。これは、文献[2.9]においてM12高力ボルトのせん断実験を行った結果、軸部へのスリット加工の有無によらず、破壊荷重の算定には式(2.5)の適用性が高かったためである。

図2.6に示したとおり、本実験においても、破壊時の引張応力とせん断応力関係に式(2.4)の関係が認められ、載荷位置と破壊部が近い場合には、水平荷重による曲げモーメントの偶力として破壊部へ作用する引張応力が減少するため、終局せん断応力および破壊荷重が大きくなったことがわかる。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_u}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_u}\right)^2 = 1 \quad (2.4)$$

$$\tau_u = (0.747 - 1.22 \times 10^{-4} \times \sigma_u) \times \sigma_u \quad (2.5)$$

ここに、

σ : 破壊時の引張応力 (ここでは最大荷重時の σ_t と定義) (N/mm²)

τ : 破壊時のせん断応力(N/mm²)

τ_u : せん断強度(N/mm²)

σ_u : 引張強度(N/mm²)

(4) 破壊メカニズム

スリット部の撮影画像に基づいて、スリット部の破壊過程を明らかにする。なお、レーザー変位計と画像計測により計測した変位は一致していることを別途確認している。

a) 画像計測結果

図2.7には、A-2を例に画像計測により算出したスリット各部の変形量、変形角度、き裂の進展と荷重-変位関係、破壊部の破壊過程を示す。

まず、作用荷重の増加に伴い、(ii)に至るまでにスリットの基部に0.3°の回転角が生じ、スリットが閉口する。曲線②は、載荷位置変位から破壊部の変形である δ_s および δ_c を差し引いて算出したノックオフ型サイドブロックの変位であり、初期勾配①を最大荷重まで延ばした直線と近似している。(ii)から(iii)破壊部の降伏(54.8kN)に至るまで剛性は一定(37.1kN/mm)であり、圧縮力はスリット部により、引張力は接合部で受け持つ応力状態に移行したと考えられる。その後、破壊部は(iii)54.8kNで降伏に至り、それ以降スリットのせん断変形が顕著に現れていることが確認できた。さらに(iv)135kNに達すると、スリット基部のコーナー側を起点にき裂が生じ、最大荷重付近からき裂が顕著に進展し破壊に至ったことがわかる。

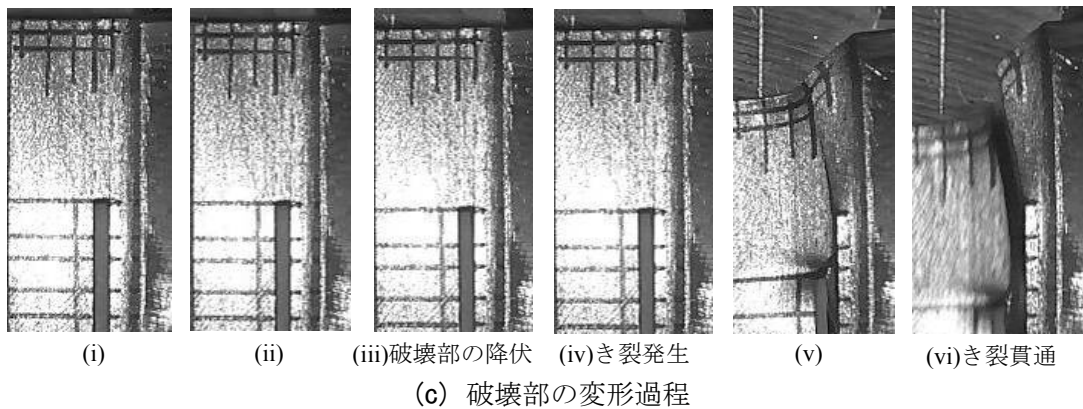
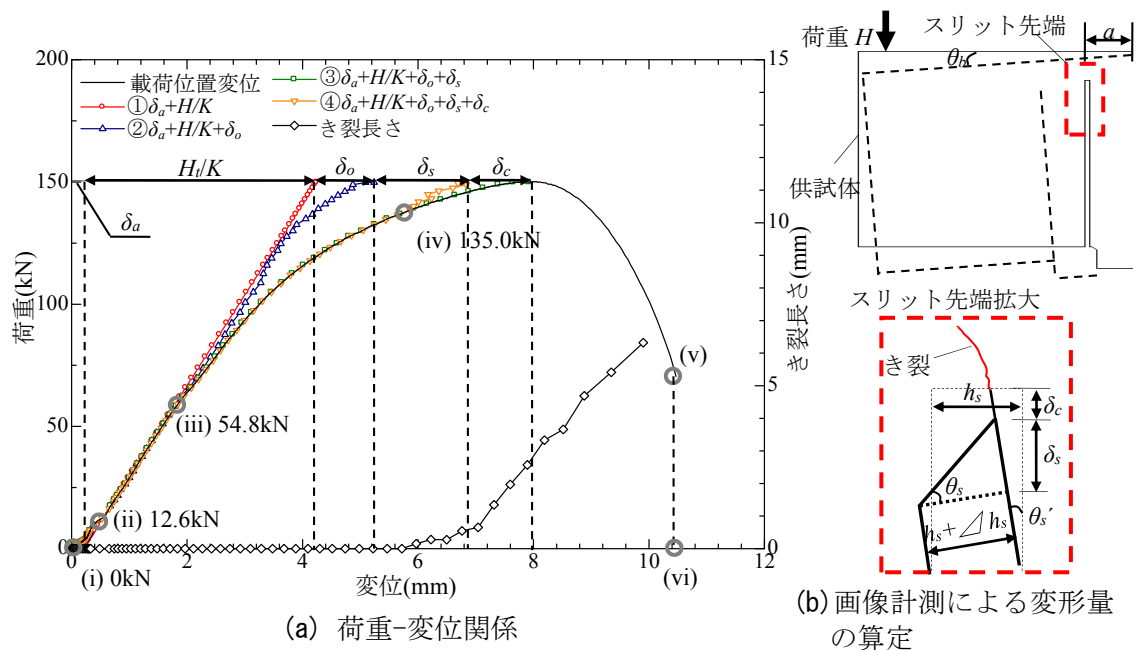


図 2.7 画像計測による変形量の算定結果および破壊過程（実験供試体 A-2）

表 2.3 画像計測による変形量の算定結果

試験 体名	δ_a (mm)	θ_b (deg/kN)	K (kN/mm)	H/K (mm)	θ_s (deg)	θ_s' (deg)	$\angle h_s$ (mm)	δ_s (mm)	δ_c (mm)	δ_o (mm)	δ_u (mm)
A-1	0.5	0.011	59.3	2.6	-	2.3	-	0.8	0.9	0.1	4.9
A-2	0.2	0.017	37.1	4.1	45.8	1.1	0.2	1.8	1.2	0.8	8.0
A-3	0.2	0.017	39.3	3.9	38.1	0.9	0.3	2.7	1.2	0.9	8.9
A-4	0.2	0.019	52.3	3.0	47.3	1.7	0.2	1.8	1.0	0.0	6.0
A-5	0.1	0.015	120.0	1.3	43.0	1.6	0.2	1.6	0.9	0.2	4.2

b) 破壊に至る変形量の評価

表 2.3 に画像計測より算定した破壊変位を各部の変位, 角度ごとに分解した値を, 式(2.6)～式(2.8)にそれらの関係式を示す.

基部の回転量 θ_b はボルト中心位置から上部が回転すると仮定し算出した. 基部の回転量から算定した剛性とサイドブロックの初期剛性は概ね一致し, 曲線②の剛性が最大荷重付近まで一定であったことから, サイドブロックの初期変形はサイドブロック自体の変形よりも基部の弾性的な回転による変形が支配的であったことがわかる. なお, θ_b は各供試体で概ね同じ値を示し, 載荷高さ h_l との相関は認められなかった. h_l が高い場合, この見かけ上の初期剛性が大きくなり, 変形量 H/K は減少する.

スリットの変形量 δ_s は, 基部側のスリット端部と載荷側のスリット端部の変位差であり, スリット高さ h_s と相関関係を示す. 一方, スリット高さが低く計測できなかった A-1 を除くと, スリットの変形角 θ_s はいずれの供試体でも約 45° であった. θ_s' は基部の回転に伴う破壊部の変形量であり, δ_s の算出時に考慮する. Δh_s はスリット高さの増加量であり, 破壊部のせん断変形により, h_s が約 1 割程度増加する. き裂による変形量 δ_c は供試体間で顕著な差異は認められず, いずれも 1 mm 程度の値であった. また, 基部のせん断変形量 δ_o と, 載荷高さ h_l およびスリット高さ h_s との関連は読み取れなかった.

以上の画像解析の結果, ノックオフ型サイドブロックの変形量は, 式(2.6)で示すように, 遊間量 δ_a , 基部の回転による変形量 H/K , スリットの変形量 δ_s , き裂による変形量 δ_c , ノックオフ型サイドブロック基部のせん断変形量 δ_o に分けて評価でき, スリット高ささと載荷高さを変化させることによってサイドブロックの破壊変位を制御できると考えられる.

$$\delta_u = \delta_a + \frac{H}{K} + \delta_s + \delta_c + \delta_o \quad (2.6)$$

$$K = \frac{1}{(h_l + a) \tan \theta_b} \quad (2.7)$$

$$\delta_s = \frac{h_s + \Delta h_s}{\cos \theta_s} \sin(\theta_s + \theta_s') \quad (2.8)$$

ここに,

- δ_a : 実験治具等による初期遊び量(mm)
- θ_b : サイドブロック基部の回転量(deg/kN)
- K : サイドブロック基部の回転による見かけの初期剛性(kN/mm)
- H : 水平荷重(kN)
- θ_s : スリットの変形角(deg)
- θ_s' : サイドブロック基部の回転による破壊部の回転量(mm)
- Δh_s : 破壊部の変形によるスリット高さ h_s の増加量(mm)
- δ_s : スリットの変形による変位量(mm)

- δ_c : き裂発生による変位量(mm)
- δ_o : サイドブロック基部のせん断変形量(mm)
- δ_u : 破壊時の変位(mm)
- a : スリット位置からボルト設置位置までの距離(mm)
(実験供試体 A-2 では 26.3 mm)

2.2.4 設計荷重算定式の提案

実験結果から得られた知見をもとに、設計荷重の算定に、水平荷重の載荷高さ h_l の及ぼす影響を考慮するとともに、式(2.5)より算定したせん断強度を用いる。提案するノックオフ型サイドブロックの設計荷重算定式を式(2.9)～式(2.11)に示す。破壊荷重の算定には、ミルシートに記載の引張強度を用いる。 β は文献 [2.5]に示される補正係数であり、動的な荷重作用を考慮する場合には1.1とする。

表2.1には実験結果および提案式による設計荷重 H_{dr} の算定結果と実験値を示した。いずれの実験結果も H_{dr} との差異は3%以下と小さく、 h_l の影響を考慮し、式(2.5)より算定した τ_u を用いる破壊荷重算定式の適用性が認められる。

$$H_{dr} = \beta \times \tau \times \frac{B \times C \times (A - C)}{(A - C - \mu \times h_l)} \quad (2.9)$$

$$\tau = \sqrt{\frac{\sigma_u \times \tau_u}{\alpha^2 \tau_u^2 \times \sigma_u^2}} \quad (2.10)$$

$$\alpha = \frac{h_l}{A - C - \mu h_l} \quad (2.11)$$

ここに、

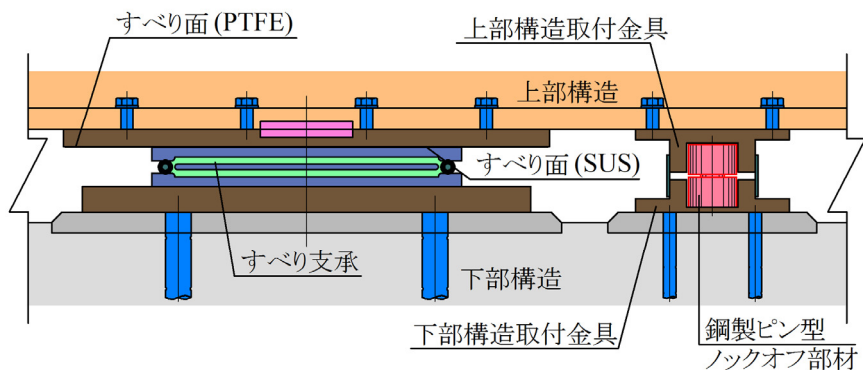
- H_{dr} : 設計荷重(N)
- A : 橋直方向幅(mm)
- B : 橋軸方向幅(mm)
- C : 接続部幅(mm)
- τ_u : せん断強度 (N/mm²)
- μ : スリット部の摩擦係数 (=0.07)
- α : 載荷高さによる補正係数
- β : 動的な荷重作用を考慮する場合の補正係数
(今回は静的実験のため $\beta=1.0$)

2.3 鋼製ピン型ロックオフ部材の設計

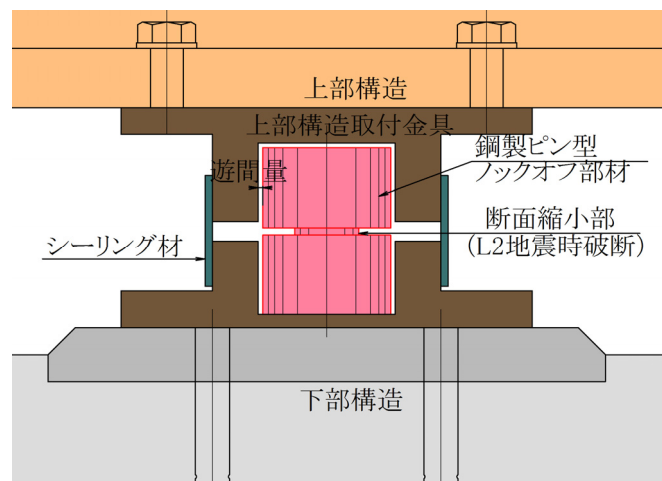
2.3.1 鋼製ピン型ロックオフ部材の構造

ロックオフ型サイドブロックなどのように、方向依存性や括弧撃破などの課題を解決すべく、方向依存性が小さく、かつ少ない設置数でロックオフが実装できる構造として、**図 2.8**に示す鋼製ピン型ロックオフ部材がある。鋼製ピン型ロックオフ部材では、鋼製円柱を切り出してスリット加工を施し、断面縮小部にてせん断破壊することを期待する。スリット部を支承に設置した取り付け金具の境界に位置するように配置し、衝突時に、スリット部のせん断応力が局所的に高まり、所定のせん断力が作用すると速やかに破壊すること、またスリット部の断面積を変化させることによって破壊強度を制御することを期待した構造である。

ここでは、円形断面の鋼製ピンに円断面のスリットを加工する鋼製ピン型ロックオフ部材を対象に、ロックオフ部材のスリット高さをパラメータとする破壊実験を実施し、ロックオフ部材の破壊性状を確認するとともに、破壊荷重の設計手法について検討する。



(a) すべり支承およびロックオフ部材の配置



(b) 鋼製ピン型ロックオフ部材

図 2.8 鋼製ピン型ロックオフ部材を用いたすべり支承

2.3.2 ノックオフ型ボルトの設計荷重算定式

鋼製ピン型ノックオフ部材に類似する構造として、高力ボルトにスリット加工を施したノックオフ型ボルトが考案されている。文献[2.9]では、M12・F10T スリット型高力ボルトを用いたせん断実験が実施されており、その結果から、スリット部の断面積はねじ部有効断面積の80~120%(スリット部の直径8.2~12 mm)、スリット高さがボルト径の10%程度(スリット高さ0.6~0.8 mm)、降伏応力1,000 N/mm²程度、および引張強度1,100 N/mm²の場合に、破壊荷重を、式(2.12)および式(2.5)により算定できることが提案されている。

$$P_{ud} = \tau_u \times A \quad (2.12)$$

ここに、

- P_{ud} : 設計荷重(N)
- A : スリット部の断面積(mm²)
- τ_u : せん断強度(N/mm²)

2.3.3 実験供試体および実験方法

(1) 実験供試体

実験には、2種類の磨き材から製作した直径16mmの鋼製ピンに、直径 d 、スリット高さ h の円形断面のスリットを施した鋼製ピン型ノックオフ部材を用いる。実験供試体およびスリットの加工位置を図2.9に示す。

表2.4にノックオフ部材のせん断実験ケースを示す。鋼製ピンのスリット径 d は、10.4mmとし、スリット部の高さ h は、文献[2.9]を参考にノックオフ型ボルトの設計荷重算定式の適用範囲である、スリット部断面の直径の8、11.5、17、23%と設定した。なお、ばらつきを検討するために、各ケースで1~5体の供試体を製作している。

実験供試体は、ノックオフ部材の形状を示す5桁の数字にて呼称しており、例えば、S1012-2は、スリット径を $d=10.4$ mm、スリット高さを $h=1.2$ mmとしたノックオフ部材を用い、同一形状を有する試験体として2基目の実験ケースである。

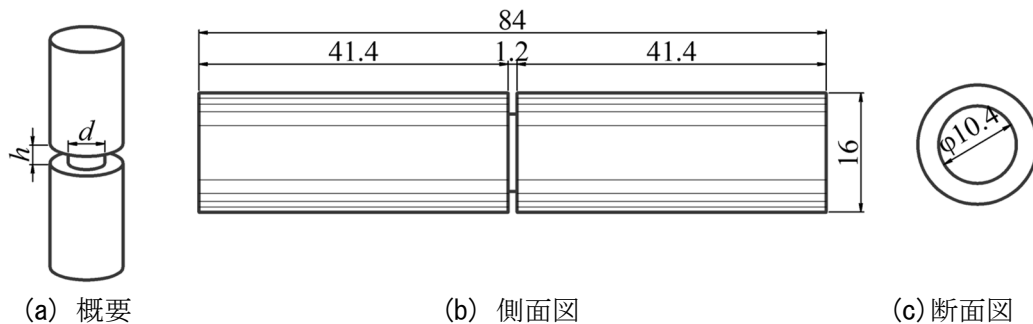


図2.9 実験供試体(単位: mm) ($d=10.4$, $h=1.2$)

表 2.4 実験ケースの内訳および主な実験結果

供試体名	材料種別	スリット径 d (mm)	スリット高さ h (mm)	h/d	設計荷重 P_{ud} (kN)	破壊荷重 P_u (kN)	P_u/P_{ud}
S1008-1	B	10.31	0.88	0.09	40.74	39.82	0.98
S1008-2	C	10.42	0.77	0.07	41.36	41.30	1.00
S1012-1	B	10.39	1.22	0.12	41.41	39.82	0.96
S1012-2	B	10.45	1.23	0.12	41.86	39.82	0.95
S1012-3	B	10.41	1.16	0.11	41.54	39.95	0.96
S1012-4	C	10.40	1.17	0.11	41.20	41.15	1.00
S1012-5	C	10.41	1.16	0.11	41.28	41.15	1.00
S1018-1	B	10.41	1.78	0.17	41.57	38.82	0.93
S1018-2	C	10.37	1.79	0.17	40.96	40.10	0.98
S1024-1	B	10.39	2.38	0.23	41.43	38.27	0.92
S1024-2	C	10.38	2.37	0.23	41.04	38.90	0.95

(2) 材料試験

実験には SS400 から処理を施した磨き材を用いた。実験供試体の製作に用いた磨き材の機械的性質を調べるため、JIS Z2201 5 号試験片を材料ごとに 1~3 体取り出し、引張試験を実施した。

試験結果を表 2.5 に、鋼材の応力ひずみ関係の一例を図 2.10 に示す。表 2.5 より引張試験結果の各試験体間のばらつきは小さいことがわかる。なお、図 2.10 に示す応力ひずみの関係より、実験に用いた磨き材では、加工により硬化が生じたと推察され明確な降伏棚が認められなかったことから、降伏応力は、0.2% オフセット耐力により算定した。

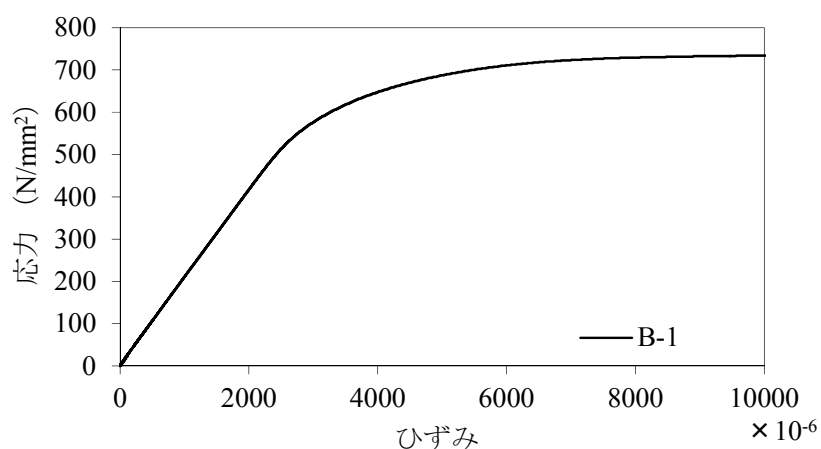


図 2.10 応力ひずみ関係の一例

表 2.5 材料試験結果

供試体	直径 d (mm)	断面積 A (mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	降伏応力 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)
B-1	10.05	79.4	2.07×10^5	697.6	741.4
B-2	10.05	79.3	2.07×10^5	705.5	745.5
B-3	10.05	79.4	2.07×10^5	702.5	745.8
平均値	10.05	79.3	2.07×10^5	701.9	744.2
C-1	12.05	114.0	2.02×10^5	703.8	738.3

(3) 実験手法

図 2.11 に実験に用いる荷重装置および計測項目を示す。固定用の治具に荷重計を設置し、供試体設置用板を接続する。供試体設置用板の上に荷重板を設置し、荷重板と供試体設置用板を貫通する直径 16 mm の孔に、供試体のスリット部が供試体設置用板と荷重板の境界になるように供試体を挿入し、断面縮小部にせん断力を作用させる。なお、摩擦を低減するために、荷重板と設置用板との間にローラーを備え、面外方向の移動を防止するための横ずれ防止装置と荷重板の間には PTFE 板を設置する。また、荷重板上面を摩擦の小さいローラーで上方向の変位を拘束し、荷重板の浮き上がりを防止している。計測は、荷重計により反力、接触式変位計により荷重板と設置用板の相対変位を測定する。

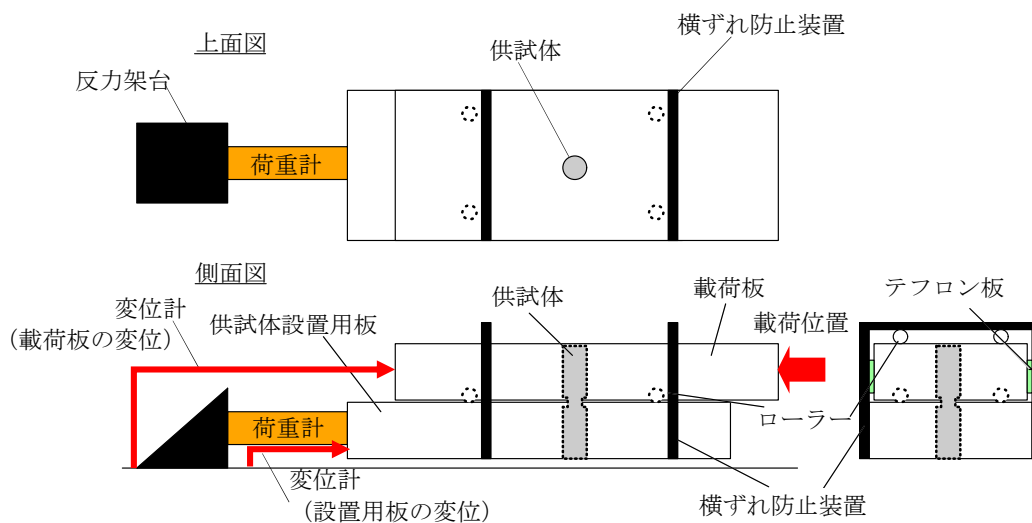
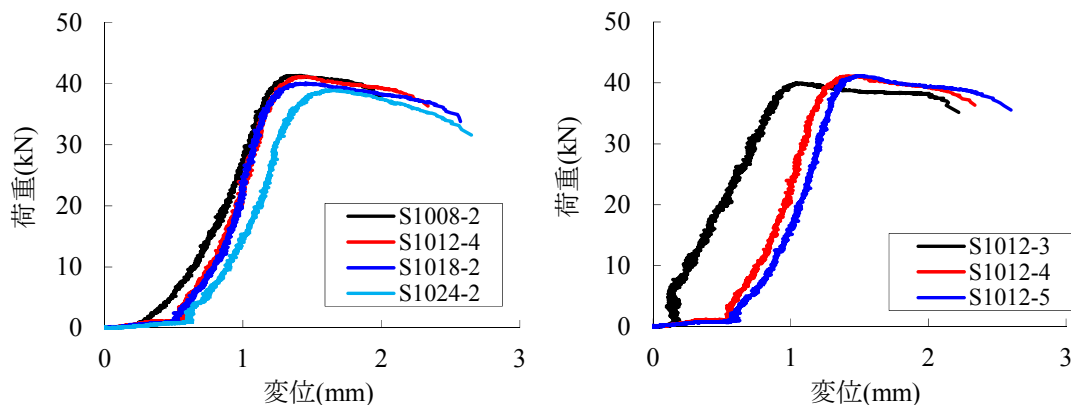


図 2.11 荷重装置および計測項目

2.3.4 実験結果および設計荷重算定式の適用性

表 2.4 および図 2.12 に鋼製ピン型ノックオフ部材の実験結果を示す。図 2.12 および表 2.4 より、スリット径 d が同じ供試体で、スリット高さ h が破壊荷重に及ぼす影響に着目すると、 h の値によらず、破壊荷重はほぼ等しい値を示しており、破壊荷重とスリット高さの関連性は低いといえる。また、いずれのケースにおいても、载荷の初期段階にて剛性の変化が認められる。

ここで、文献[2.10]においては、鋼製ピン型ノックオフ部材の動的载荷試験が実施され、せん断ひずみ速度が約 250 /s 程度から、動的な荷重増加が認められることが示されている。今回の実験結果のせん断ひずみ速度を確認したところ、0.10/s~0.14/s と十分に小さい値であったことから、この载荷初期段階に認められる剛性変化は、载荷速度の影響ではなく、治具の遊び等による影響と推察する。ただし、実験上の制約から、実験供試体にはスリット部の形状寸法が 10.4mm のノックオフ部材を用いた。形状寸法が小さく、実物と比べて相対的に治具との遊び量が大きくなったため、剛性の変化が顕著に現れると考えられる。実施工に併せて、実物大での実験が必要と考えるが、実物大の供試体においてはスリット部の形状が 30mm 以上になると想定されるため、これらの剛性変化の影響はより小さくなると推察する。



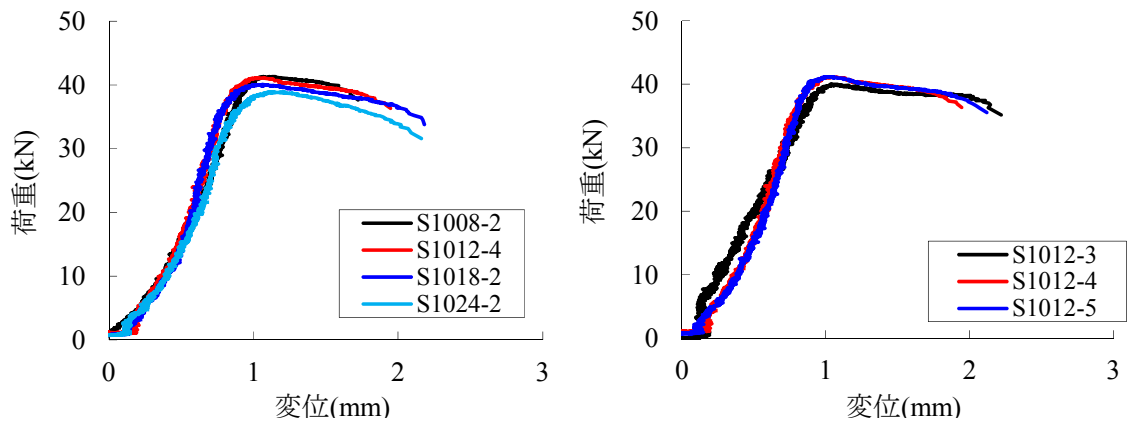
(a) スリット高さ h の影響 (b) 試験体のバラツキ

図 2.12 荷重変位関係 (オフセットなし)

以上に示したとおり、本実験では、载荷の初期段階で、治具の遊び等のため剛性が一定としないことから、遊びの変位量分をオフセットした荷重変位関係を図 2.13 に示す。また、写真 2.3 には破断面の状況を示す。図 2.13(a) より、スリット径 d に対してスリット高さ h が高いほど、曲げモーメントによる影響がより顕著になり、最大荷重から破壊するまでの変形が大きくなる傾向が認められる。写真 2.3 においても同様に、スリット高さが大きい場合、スリット高さが低い場合と比べ断面縮小部での変形が大きく生じていることが確認で

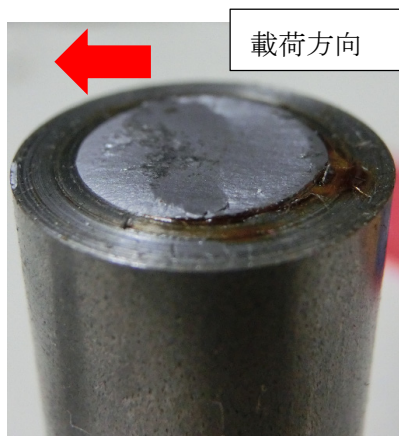
きる。次に、図 2.13(b) および表 2.4 より、複数体実施した供試体の破壊荷重はほぼ同じ値を示し、製作誤差に起因する破壊荷重のバラツキは小さいことがわかった。

また、実験で得られた破壊荷重 P_u を設計荷重 P_{ud} で除した破壊荷重の制御率 P_u/P_{ud} は、すべての供試体で概ね 1.0 に近い値を示し、鋼製ピン型ロックオフ部材の破壊荷重を式 (2.12)、式 (2.5) により算定できる。

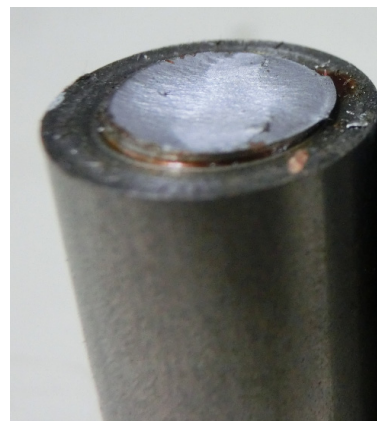


(a) スリット高さ h の影響 (b) 試験体のバラツキ

図 2.13 荷重変位関係 (オフセットあり)



(a) S1008-2(固定側)



(b) S1008-2(荷重側)



(c) S1018-2(固定側)



(d) S1018-2(荷重側)

写真 2.3 破断面の状況

2.4 ノックオフ部材の減衰特性のモデル化

構造物の地震時安全性の照査手法の 1 つである動的解析においては構造物の減衰特性として Rayleigh 減衰が用いられることが多い。また、一般的にそのパラメータは、部材の初期剛性や等価剛性など、部材を代表する 1 つの剛性を用いた固有値解析の結果に基づいて算定される。このとき、変形の大きさに応じて剛性が変化する場合や部材の破壊などにより急激な剛性低下を伴う場合など、振動中に構造物の振動モードが初期状態から明らかに変化する場合が考えられる。部材剛性の急変が振動モードに影響を与える事例には、免震支承などに併設されるノックオフ部材の破壊が挙げられる [2.1~2.8]。橋脚の塑性化など比較的剛性の変化が小さい場合には、瞬間剛性比例型減衰が用いられる場合もあるが、部材剛性が急変する場合には負剛性により減衰が過大となる場合があることも指摘されている [2.14]。

本研究では、図 2.14(a) に示す上路アーチ橋の端支柱を模した縮小模型を対象に、支承に併設されるノックオフ部材の破壊や端支柱の対傾構の座屈などにより初期状態から振動モードが短時間のうちに変化する構造系に着目し、Rayleigh 減衰の設定方法を変化させた動的解析を行い、減衰の設定が構造物の振動性状に与える影響を検討する。また、ノックオフ部材の破壊荷重および対傾構の座屈荷重を変化させた動的解析を実施し、応答性状や減衰特性を比較する。

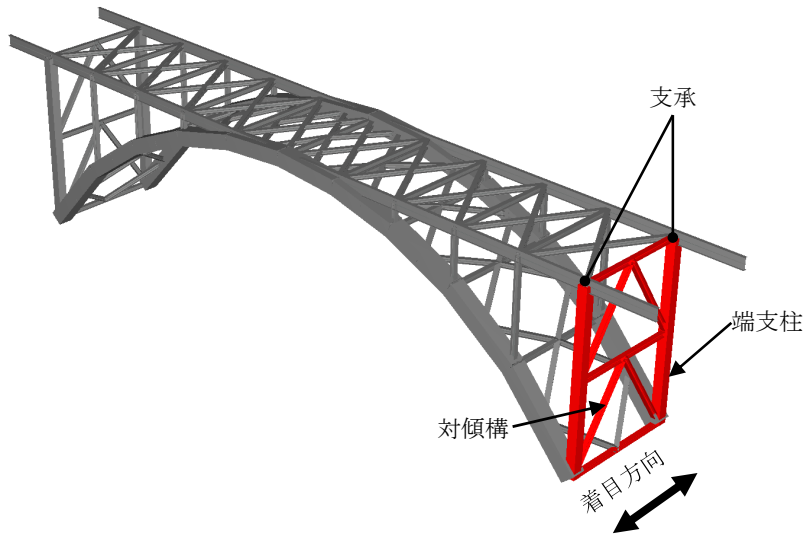
2.4.1 対象構造物

本検討では、別途振動台実験を実施する予定の図 2.14(b) に示す振動模型を対象とする。振動模型は、上路アーチの端支柱を集中質点および層間剛性を表す板バネで簡略化したモデルであり、橋軸直角方向に加振を受ける場合を想定する。中間層には 15kg、上端には上部工重量を模した 75kg の重りを固定し、各層間の剛性は 99.8 N/mm である。支承に併設されるノックオフ部材の破壊を想定するモデル（解析モデル FR）、作用断面力の大きな支柱下端の対傾構に座屈が生じることを想定するモデル（解析モデル BK）を対象とする。部材の破壊は図 2.14(c) に示すように所定の荷重作用によりせん断破壊に至り、破壊により層間変位の拘束が解除されるトリガー要素を用いる。縮小率は 1/10 と設定した。

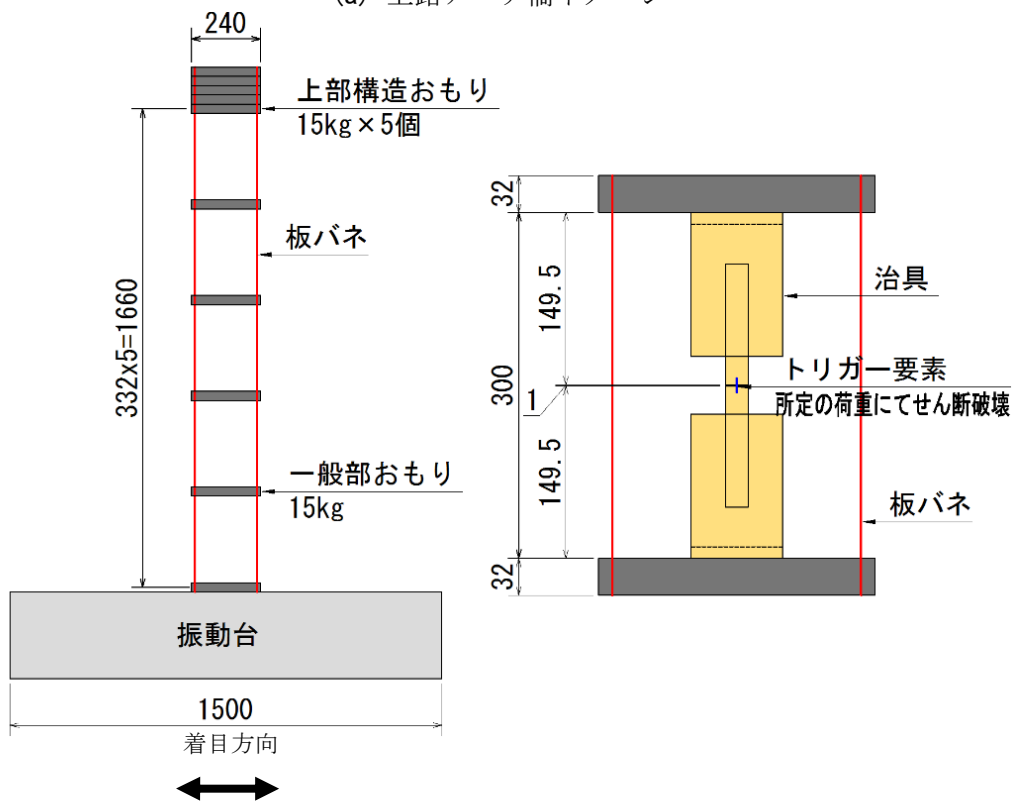
2.4.2 解析条件

解析モデルを図 2.15 に示す。板バネの剛性を表す一般部バネ・並列バネは線形な荷重変位関係とし、トリガー要素は所定の荷重作用により剛性が 0 となる履歴特性を設定する。なお、それぞれのバネ剛性は 1 方向動的載荷実験により算定した値である。動的解析には解析プログラム EPASS/USSP [2.15] を用い、レベル 2 地震動の標準波形として道路橋示方書 [2.16] に示されている II-II-2 地震動を、相似則を考慮して時間軸を 31.6% ($S=10$) に、振動台の加振性能から加速度振幅軸を 25% に縮小した加速度波形を入力する。なお、一般部バ

ネおよび並列バネの減衰定数は1%，トリガー要素の減衰定数は剛性変化に伴う過度な減衰を防ぐために0%と設定する。



(a) 上路アーチ橋イメージ



(b) 部分縮小模型

(c) トリガー要素

図 2.14 対象構造物

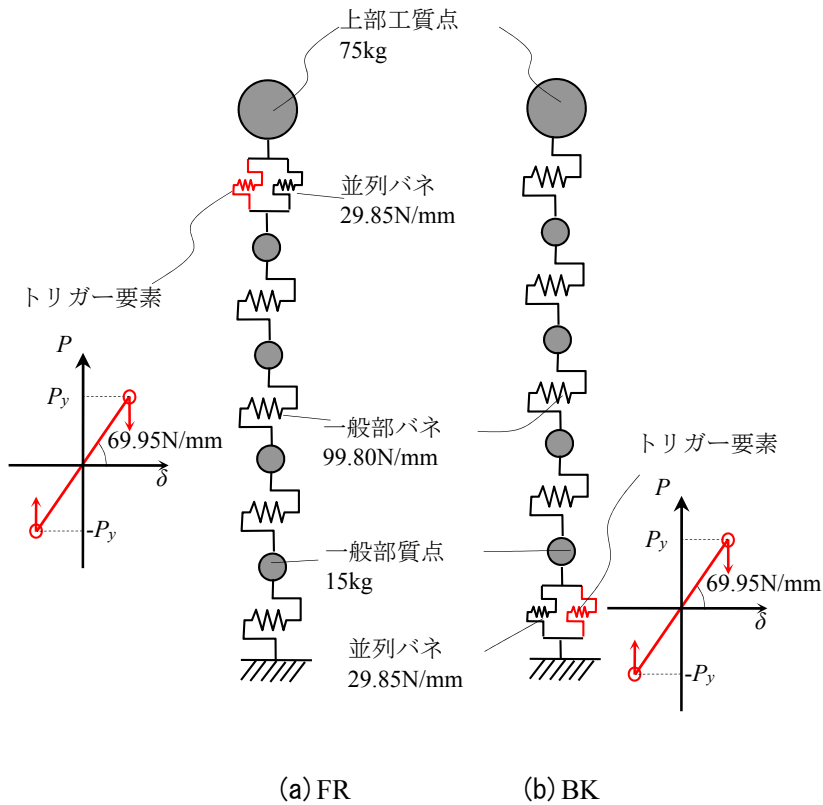


図 2.15 解析モデル図

(1) Rayleigh 減衰の設定

Rayleigh 減衰では減衰マトリクス[C]が質量マトリクス[M]および剛性マトリクス[K]に比例すると仮定し、両者の線形和で近似する(式(2.13)). 係数 α , β は固有値解析結果から算出した2つの卓越する振動モードの振動数 f_i , 減衰定数 h_i より式(2.14), 式(2.15)を用いて算定される.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \tag{2.13}$$

$$\alpha = \frac{4\pi f_1 f_2 (f_1 h_2 - f_2 h_1)}{f_1^2 - f_2^2} \tag{2.14}$$

$$\beta = \frac{f_1 h_1 - f_2 h_2}{\pi (f_1^2 - f_2^2)} \tag{2.15}$$

表 2.6 に Rayleigh 減衰の係数 α , β の設定方法を示す. α_1 , β_1 は初期剛性を用いた固有値解析結果から算出される係数を, α_2 , β_2 は部材の破壊後の剛性から算出される係数を表す. リスタートは破断前後で係数 α , β を更新する解析手法であり, 構造物の剛性変化に応じた α , β を設定する. この解析手法 RST は振動中に部材破壊が生じる場合に有効であることが示されている[2.11]ことから, RST を基本ケースとし, 初期剛性より算定した α_1 , β_1 を用いる初期剛性型, トリガー要素の破壊後の剛性より算定した α_2 , β_2 を用いる破壊剛性型の応答に着目する.

表 2.6 Rayleigh 減衰係数 α , β の設定

減衰係数の設定ケース		Rayleigh 減衰	減衰の設定方法
初期剛性型	KO1	$[C]=\alpha_1[M]+\beta_1 [K]$	部材の破壊前の剛性より係数 α_1, β_1 を設定.
リスタート	RST	$[C]=\alpha_1 [M]+\beta_1 [K]$ 破壊後↓ $[C]=\alpha_2[M]+\beta_2 [K]$	部材が破壊に至るまでは係数を α_1, β_1 とし、部材の破断後に α_2, β_2 へと更新.
破壊剛性型	KO2	$[C]=\alpha_2[M]+\beta_2 [K]$	部材の破壊後の剛性より係数 α_2, β_2 を設定.

(2) 解析ケース

2つの解析モデルに対して、トリガー要素の破壊荷重が応答性状や減衰特性に及ぼす影響を比較する。トリガーの破壊荷重は、事前に実施した弾性動的解析により得られたトリガーの最大反力の30%、60%、90%の3パターンに設定する。トリガー要素をモデル化しないケースも検討している。

解析ケースを表 2.7 に示す。トリガー要素をモデル化した各解析ケースは7桁の英数字記号で示し、例えば、解析モデルFRで、トリガーが最大反力の30%で破壊しかつ減衰の設定をRSTとした解析ケースはFR03RSTである。

表 2.7 解析ケース

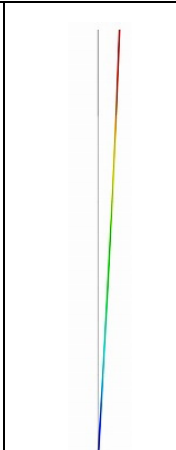
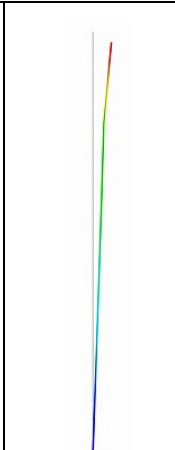
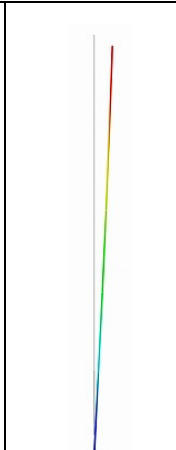
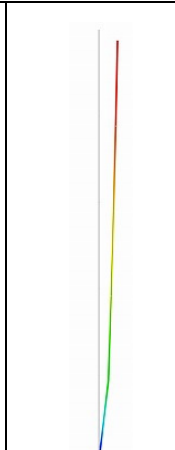
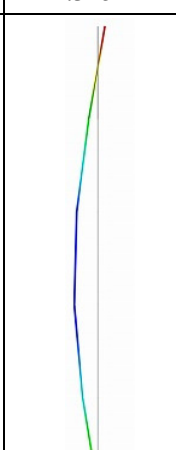
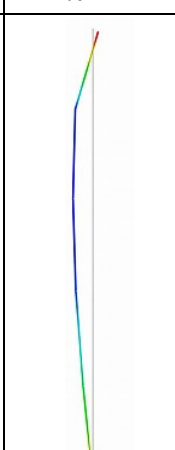
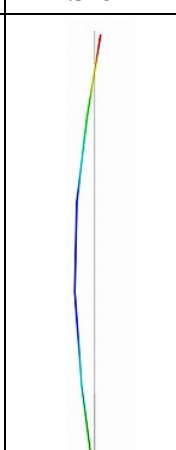
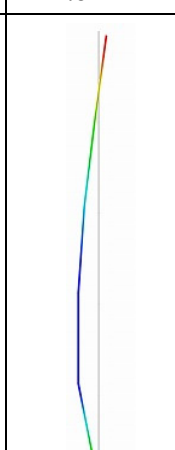
対象モデル	解析ケース	破壊荷重	減衰の設定
FR モデル	FR03RST	$P_y=88N$ (最大反力の3割)	リスタート
	FR03KO1		初期剛性型
	FR03KO2		破壊剛性型
	FR06RST	$P_y=176N$ (最大反力の6割)	リスタート
	FR06KO1		初期剛性型
	FR06KO2		破壊剛性型
	FR09RST	$P_y=265N$ (最大反力の9割)	リスタート
	FR09KO1		初期剛性型
	FR09KO2		破壊剛性型
FRNONKO	トリガー要素なし	破壊剛性型	
BK モデル	BK03RST	$P_y=104N$ (最大反力の3割)	リスタート
	BK03KO1		初期剛性型
	BK03KO2		破壊剛性型
	BK06RST	$P_y=208N$ (最大反力の6割)	リスタート
	BK06KO1		初期剛性型
	BK06KO2		破壊剛性型
	BK09RST	$P_y=312N$ (最大反力の9割)	リスタート
	BK09KO1		初期剛性型
	BK09KO2		破壊剛性型
BKNONKO	トリガー要素なし	破壊剛性型	

2.4.3 解析結果

(1) 固有値解析結果

固有値解析結果を表 2.8 に示す。部材の破壊前後で卓越する振動モードおよび振動数が変化するため、破壊の前後で係数 α , β の値が異なることが確認できる。また、解析モデル FR と BK で、破壊前の固有振動数は一致するが、トリガー要素の配置位置が異なるため α , β の値は異なっている。

表 2.8 固有値解析結果

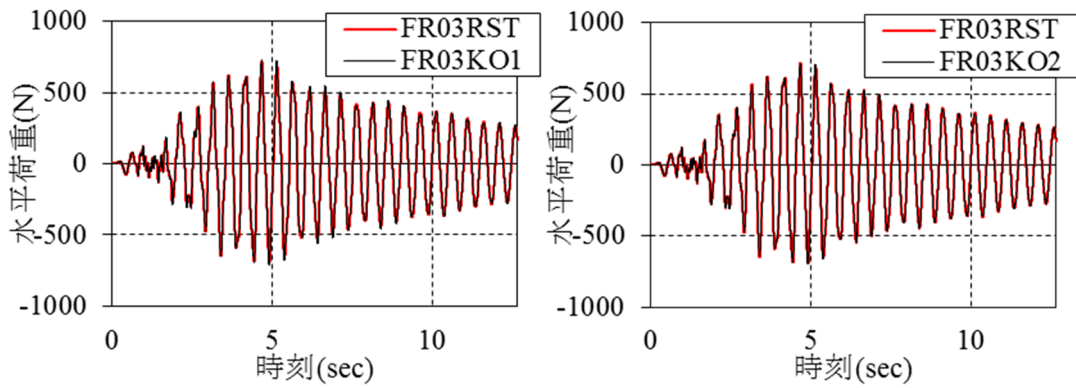
項 目		FR モデル		BK モデル	
		破壊前	破壊後	破壊前	破壊後
固有振動数 および 振動モード	1 次	 2.315Hz	 2.021Hz	 2.315Hz	 1.814Hz
	2 次	 8.762Hz	 6.602Hz	 8.762Hz	 7.109Hz
係数	α	0.2241	0.1945	0.1928	0.1816
	β	0.0002	0.0004	0.0002	0.0004

(2) 動的解析結果

解析モデル FR の解析結果を表 2.9 に、図 2.16～図 2.18 に最下層での基部バネ反力の時刻歴応答を示す。トリガー要素をモデル化しない NONKO とトリガー要素をモデル化するケースとは応答の差違が顕著であり、振動中に部材剛性の急変を伴う場合にはその履歴特性のモデル化が必要であることがわかる。減衰の設定法の違いは、発生時刻に影響を及ぼすが、支柱頂部の応答変位の最大値にほとんど影響しないことが確認できる。また、トリガーの破壊時刻にもほとんど影響を及ぼさない。一方、最下層での基部バネ反力は減衰の設定法が異なると最大で 7% 程度の差異が生じている。

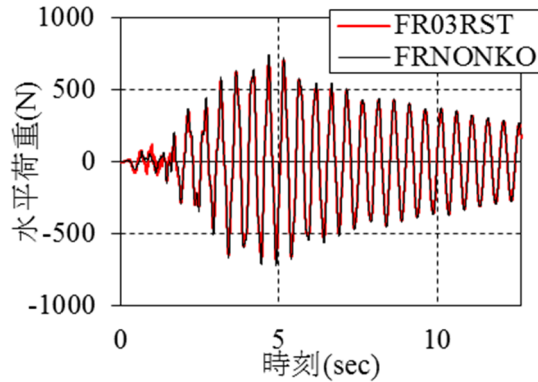
表 2.9 解析結果 (解析モデル FR)

解析ケース	支柱上端		支柱下端バネ		トリガー要素	
	最大変位 $\delta_{\max}(\text{mm})$	発生時刻 (s)	最大反力 $P_{\max}(\text{N})$	発生時刻 (s)	最大反力 $P_{tr\max}(\text{N})$	発生時刻 (s)
FR03RST	41.71	4.158	715.0	4.674	87.5	0.930
FR03KO1	41.75	4.158	730.8	4.674	87.5	0.930
FR03KO2	41.71	4.158	715.0	4.674	86.8	0.930
FR06RST	41.92	4.149	756.3	3.390	176.0	1.875
FR06KO1	42.10	4.149	805.3	4.671	176.0	1.875
FR06KO2	41.98	4.149	757.4	4.671	174.2	1.872
FR09RST	37.66	4.143	670.3	4.658	256.1	2.068
FR09KO1	37.75	4.143	704.6	4.661	256.1	2.068
FR09KO2	37.46	4.143	671.6	4.661	260.4	2.071
FRNONKO	43.06	4.162	745.0	4.674	—	—



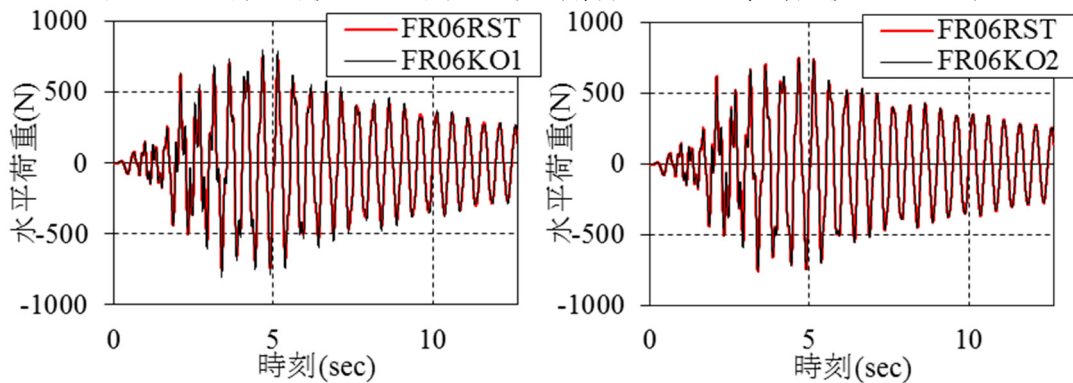
(a) RST および NO1

(b) RST および NO2



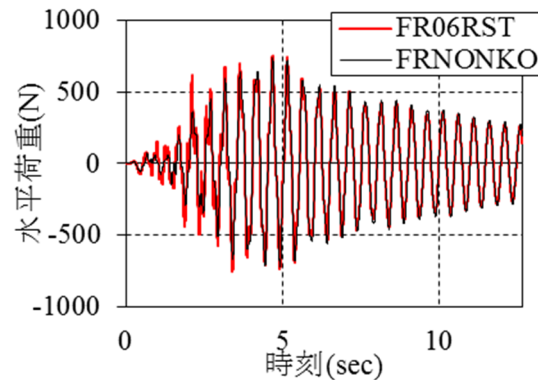
(c) RST および NONKO

図 2.16 基部バネ反力の時刻歴応答 (解析モデル FR, 最大反力の 30%)



(a) RST および NO1

(b) RST および NO2



(c) RST および NONKO

図 2.17 基部バネ反力の時刻歴応答 (解析モデル FR, 最大反力の 60%)

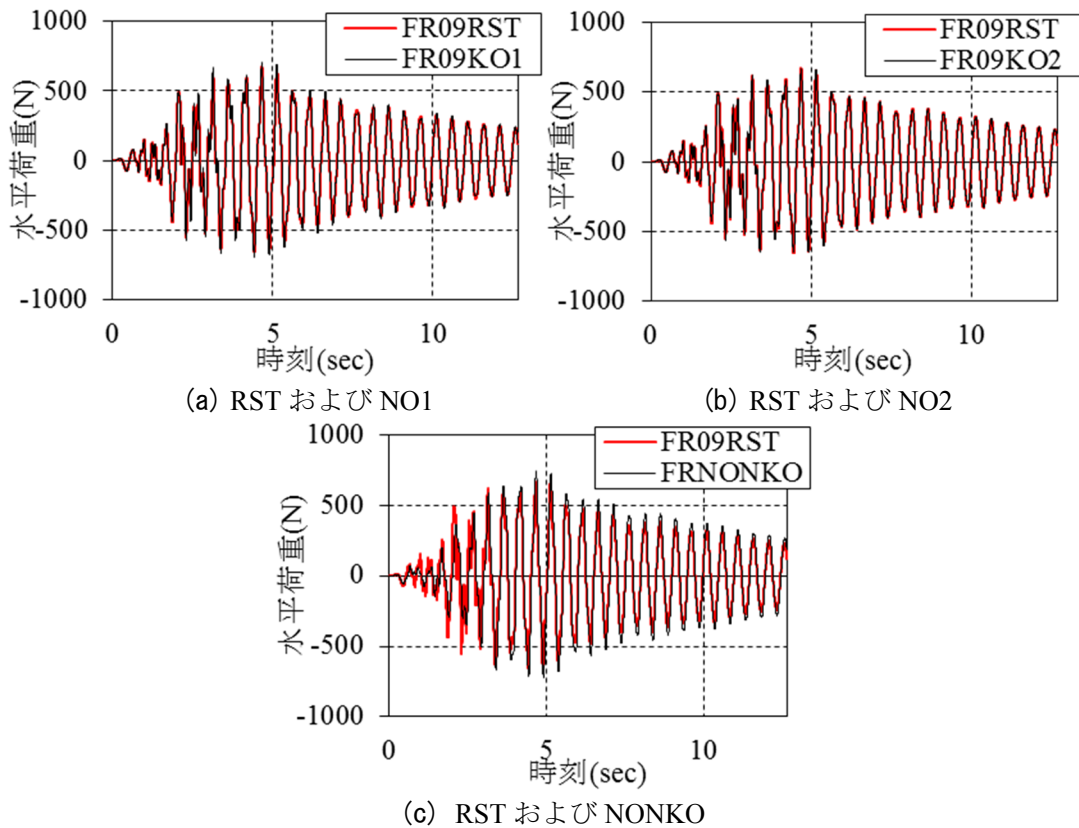


図 2.18 基部バネ反力の時刻歴応答（解析モデル FR，最大反力の 90%）

解析モデル BK の解析結果を表 2.10 に，図 2.19～図 2.21 に基部バネ反力の時刻歴応答を示す。トリガー要素のモデル化の有無の違いは解析モデル FR よりも BK の方が顕著に認められるものの，解析モデル BK では，減衰モデル化の違いによる影響はほとんど認められなかった。

したがって，部材剛性が急変する振動系の振動特性をより正確に再現するためには，部材破壊の履歴特性のモデル化が必要である。

ただし，Rayleigh 減衰のモデル化手法の違いによる基部反力の差異は最大で 7%程度であり，最大応答変位は概ね一致するなど構造系全体の振動性状に与える影響は小さいことから，ロックオフ部材の破壊などにより初期状態から振動モードが急変する構造系の実施設計にあたっては，部材を代表する剛性より算定した Rayleigh 減衰によりモデル化することにより構造系全体の振動性状を再現できると考える。

表 2.10 解析結果（解析モデル BK）

解析ケース	支柱上端		支柱下端バネ		トリガー要素	
	最大変位	発生時刻	最大反力	発生時刻	最大反力	発生時刻
	$\delta_{\max}(\text{mm})$	(s)	$P_{\max}(\text{N})$	(s)	$P_{tr\max}(\text{N})$	(s)
BK03RST	35.19	4.588	544.4	4.582	101.3	0.974
BK03KO1	35.38	4.588	548.2	4.579	101.3	0.974
BK03KO2	35.16	4.588	543.4	4.582	103.7	0.977
BK06RST	39.13	4.588	630.6	4.579	203.2	1.828
BK06KO1	39.30	4.592	646.0	4.579	203.2	1.828
BK06KO2	39.12	4.588	630.7	4.579	204.4	1.828
BK09RST	42.31	4.569	687.5	4.573	311.5	2.033
BK09KO1	42.39	4.569	701.2	4.573	311.5	2.033
BK09KO2	42.26	4.569	687.9	4.573	305.7	2.033
BKNONKO	34.07	4.588	527.2	4.576	—	—

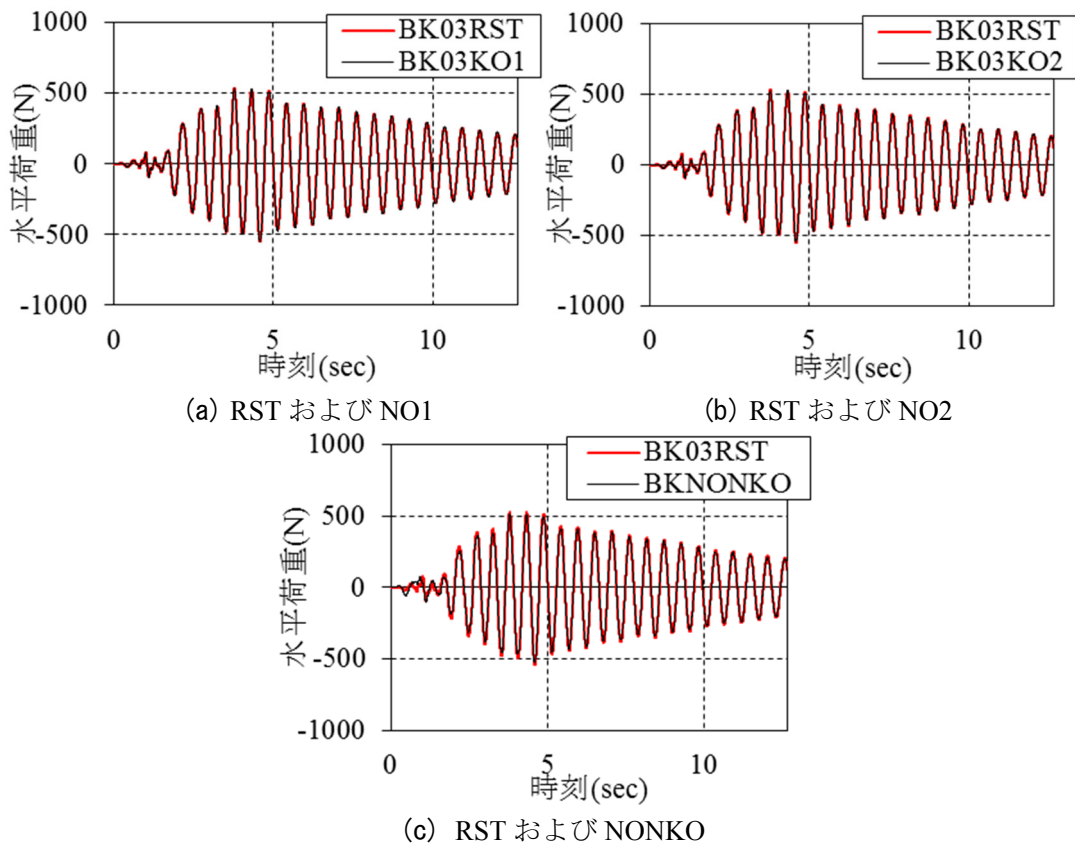


図 2.19 基部バネ反力の時刻歴応答（解析モデル BK，最大反力の 30%）

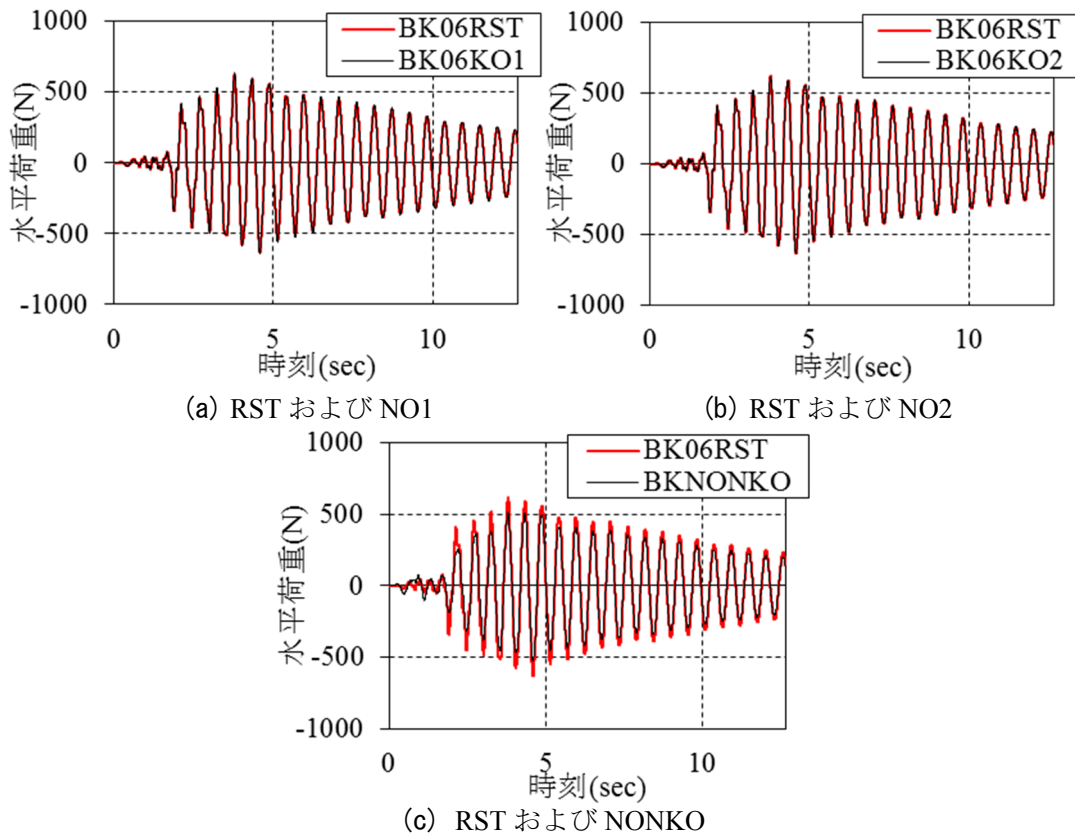


図 2.20 基部バネ反力の時刻歴応答 (解析モデル BK, 最大反力の 60%)

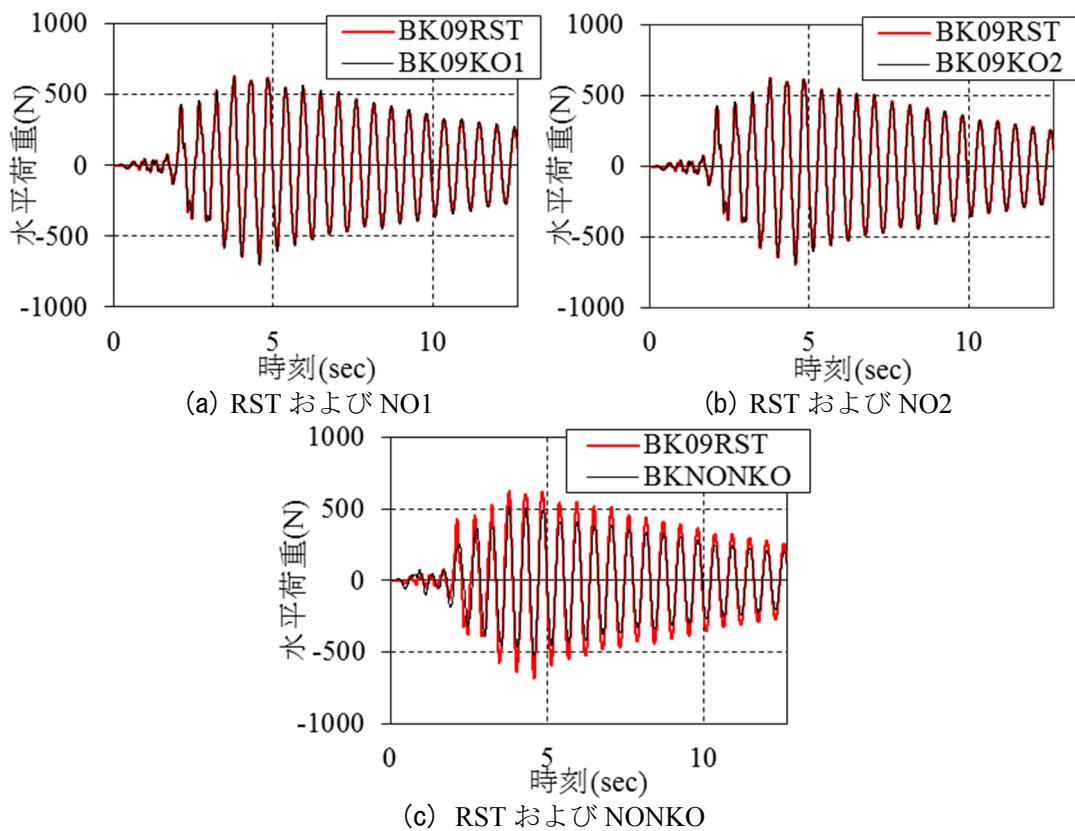


図 2.21 基部バネ反力の時刻歴応答 (解析モデル BK, 最大反力の 90%)

2.5 まとめ

本章では、まずロックオフ型サイドブロックの各パラメータが破壊性状に与える影響を検討するため、静的せん断実験を行った。次に、鋼製ピン型ロックオフ部材の設計手法について検討するために、鋼製ピン型ロックオフ部材の静的せん断実験を行った。さらに、ロックオフ部材の破壊などにより初期状態から振動モードが急変する構造系に着目し、Rayleigh減衰の設定方法を変化させた動的解析を行い、減衰の設定が構造物の振動性状に与える影響を検討した。得られた主な結論はつぎのとおりである。

- 1) ロックオフ型サイドブロックは、破壊荷重の高精度な算定が必要であることから、水平荷重の載荷高さ h_l を考慮して、新たに破壊荷重の算定式を提案した。ロックオフ型サイドブロックは、破壊部の面積および水平荷重の載荷高さによりロックオフ荷重を制御でき、提案する設計荷重式によりサイドブロックの破壊荷重を算定可能である。
- 2) 画像解析の結果、ロックオフ型サイドブロックの変形量は、遊間量、基部の回転による変形量、スリットの変形、き裂による変形量、サイドブロック基部のせん断変形による変形量に分けて評価できることがわかった。供試体数が限られており定式化に至っていないが、今後実験結果が蓄積できれば、破壊変位に関する定式化につながることを考えられる。
- 3) 鋼製ピン型ロックオフ部材は、同じスリット部の形状であれば破壊荷重のばらつきが小さい破壊特性を有する。また、ロックオフ型ボルトに対して提案されている設計荷重算定式を用いて鋼製ピン型ロックオフ部材の破壊荷重を算定することが可能である。
- 4) 部材破壊の考慮の有無で解析結果が異なる結果を示したことから、部材剛性が急変する振動系の振動特性をより正確に再現するためには、部材破壊の履歴特性のモデル化が必要である。
- 5) Rayleigh 減衰のモデル化手法の違いにより、基部に発生する反力は最大で 1 割程度の差異が生じるものの、最大応答変位など構造系全体の振動性状に与える影響は小さいことを確認した。ロックオフ部材の破壊などにより初期状態から振動モードが急変する構造系の実施設計にあたっては、部材を代表する剛性より算定した Rayleigh 減衰によりモデル化することにより構造系全体の振動性状を再現できると考える。

参考文献

- [2.1] 坂井田実, 吉田雅彦, 北田俊行, 松村政秀: 支承サイドブロックにおける破断特性制御構造の提案, 地震工学論文集, Vol.26, 8pages on CDROM, 土木学会, 2003.
- [2.2] 吉田雅彦, 坂井田実, 松村政秀, 北田俊行, 森田征樹: 支承サイドブロックにおける破断特性制御構造の静的破断試験, 地震工学論文集, 8pages on CDROM, Vol.27, 土木学会, 2003.
- [2.3] 松村政秀, 吉田雅彦, 坂井田実, 北田俊行, 森田征樹: 縮小模型によるスリット型サ

- イドブロックの破断特性の検証，第 8 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.191-196，土木学会，2005.
- [2.4] 吉田雅彦，松村政秀，坂井田実，北田俊行，森田征樹，浅田直宏：免震橋梁用ノックオフ型サイドブロックの提案，鋼構造論文集，第 15 巻，第 59 号，pp.45-56，日本鋼構造協会，2008.
- [2.5] 松村政秀，越智内士，吉田雅彦：免震高架橋へのノックオフ型サイドブロックの設置効果，構造工学論文集，Vol.56A，pp.554-563，土木学会，2010.
- [2.6] 本荘清司，横山和昭，前原直樹，田崎賢次，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，土木学会，2009.
- [2.7] 杉岡弘一，間嶋信博，松下裕明，姫野岳彦，松村政秀：スリット型ノックオフ支承を用いた既設アーチ橋の耐震補強，構造工学論文集，Vol.57A，pp.467-478，土木学会，2011.
- [2.8] 佐合大，西幡巨千昭，大前暢，永木勇人：既設支承をノックオフ機能付すべり支承に改造した耐震補強工事，土木学会第 67 回年次学術講演会，I -399，2012.
- [2.9] 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，土木学会，2012.
- [2.10] 金田貴洋，松村政秀，中西泰之，山口隆司：スリット加工を施した鋼製ピンのせん断破断実験，土木学会第 69 回年次学術講演会，I -065，2014.
- [2.11] 松村政秀，金田貴洋，中西泰之，山口隆司：ノックオフ部材を併設した免震支承を有する鋼製橋脚の地震時挙動，鋼構造年次論文報告集，第 21 巻，pp.437-440，日本鋼構造協会，2013.
- [2.12] 橋本篤秀，山田丈富：高力ボルトの終局せん断強度，日本建築学会構造系論文報告集，pp.74-84，1992.
- [2.13] 武田成悟，橋本篤秀：鋼材の引張強さとせん断強度，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.511-514，2004.
- [2.14] 矢田部浩，運上茂樹：非線形動的解析に用いる粘性減衰のモデル化と非減衰振動系の復元力モデルに関する一考察，第 8 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集， pp.43-46，土木学会，2005.
- [2.15] T. Kitada, M. Matsumura, Y. R. An and T. Yamano: Advanced Static/Dynamic, Elasto-Plastic and Finite Displacement Analysis of Steel and Composite Spatial Structures, International symposium on advances in steel and composite structures, pp.58-81, Hong Kong, 2005.
- [2.16] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説， I ， II ， IV ， V ， 2012.

第3章 ICSB 支承の高架橋への適用

3.1 まえがき

兵庫県南部地震以降，下部構造へ作用する地震時慣性力を低減できる免震構造が多く採用されている．免震高架橋では，走行性の確保や伸縮装置の損傷防止の観点から免震効果を橋軸方向にのみ期待し，橋軸直角方向には上部構造の移動を制限する変位制限装置として支承サイドブロックを免震支承に併設することが多い．

このサイドブロックに対してロックオフ機能を付与し，強地震時に免震効果を期待できるよう，常時・レベル1地震動に対し上部構造の移動を遊間内に制限し，それを上回る強地震動に対して，上部構造の移動制限を解放する方法が提案されている[3.1]．

ロックオフ機能を期待したサイドブロックには，断面縮小部を設けて曲げ破壊を期待したノッチ型・貫通孔型やセットボルト部でのせん断破壊を期待したボルト破壊型などが採用されている．しかし，破壊に至るまでにサイドブロック自体の曲げ変形を伴う構造では，破壊荷重や破壊時の変位の高精度な制御は困難であり[3.1]，セットボルト部の破壊を期待するボルト破壊型サイドブロックでは，ボルト破壊後にめねじ内に残存するボルトの除去・取り替えが困難であり早期復旧に課題がある．

このようなことから，破壊特性の制御の容易さから，片持ち梁形式のサイドブロック構造にスリット加工を施し断面縮小部を設けたロックオフ型サイドブロック構造を考案されるとともに，各種の要素破壊実験を実施され，これまでに同構造にすると荷重変位関係および破壊荷重のばらつきが小さいこと，破壊荷重の設計式は後述する標準的な形状との整合性が認められることを明らかにされている[3.2~3.4]．また，同構造の実橋梁へのいくつかの適用事例も見られる[3.5, 3.6]．文献[3.7]では免震支承を有する高架橋へのロックオフ型サイドブロックの設置効果や振動性状を検討し，サイドブロックへのロックオフ機能の付与が有用であることは明らかにしたものの，ロックオフ直後の応答やロックオフ部材の破壊性能が設置効果や振動性状に及ぼす影響について未検討であった．

そこで，本章では，ロックオフ型サイドブロックを設置した免震支承（以降，ICSB 支承）に着目し，支承部を対象とした，縮小模型を用いた振動台実験を行い，ロックオフ型サイドブロックの破壊性能が ICSB 支承の振動性状に及ぼす影響について確認する．さらに，実構造を対象とした動的解析を行い，ICSB 支承を高架橋へ設置する際の地震時挙動およびその設置効果について検討する．

3.2 支承部の振動台実験

ICSB 支承を設置した免震高架橋の支承部を抽出した縮小模型を用いて振動台実験を行い、振動データを蓄積するとともに、ロックオフ型サイドブロックの破壊性能が ICSB 支承の振動性状に与える影響について検討する。

3.2.1 実験装置

(1) 振動模型および計測項目

振動台実験には、3.3 項で述べる 5 径間連続鋼鈹桁橋を対象に、橋脚上の支承および 1 基の橋脚が分担する上部構造からなる振動系に着目し、寸法に関する縮尺比 $S = 35$ で縮小した供試体を用いる。

図 3.1 に振動模型の形状寸法、写真 3.1 に実験状況を示す。支承には丸形防振ゴムを 4 体、上部構造には質量 964.4 kg のおもり（鉄塊）を用いる。設置位置は、縦ゆれが発生しないよう十分な離間を設けている。支承下部には設定台を設け、供試体の設置スペースを確保している。

実構造では、ロックオフ型サイドブロックは支承の側面に 5mm 程度の遊間量を設けて設置され、上沓鋼板との衝突によりせん断破壊に至る構造である。本実験では、実験上の制約から鉄塊重心部に配置した載荷板にサイドブロックを衝突させる構造とし、その設置間隔は相似側を考慮し 0.1mm と設定した。

本実験における計測項目は、図 3.1 に示すように加速度 3 点、変位 7 点とし、DSP2,4 はレーザー変位計により、その他は接触式変位計により計測している。支承の反力は、鉄塊に設置される加速度計により計測される加速度に鉄塊の質量を乗じて算出する。また、鉄塊の応答変位は、DSP2 により計測された値を用いている。

表 3.1 本実験で考慮する相似則

物理量	相似比
長さ(変位)	S^{-1}
時間(周期)	$S^{-1/2}$
振動数	$S^{1/2}$
上部構造重量	S^{-2}
バネ定数	S^{-1}
加速度	1

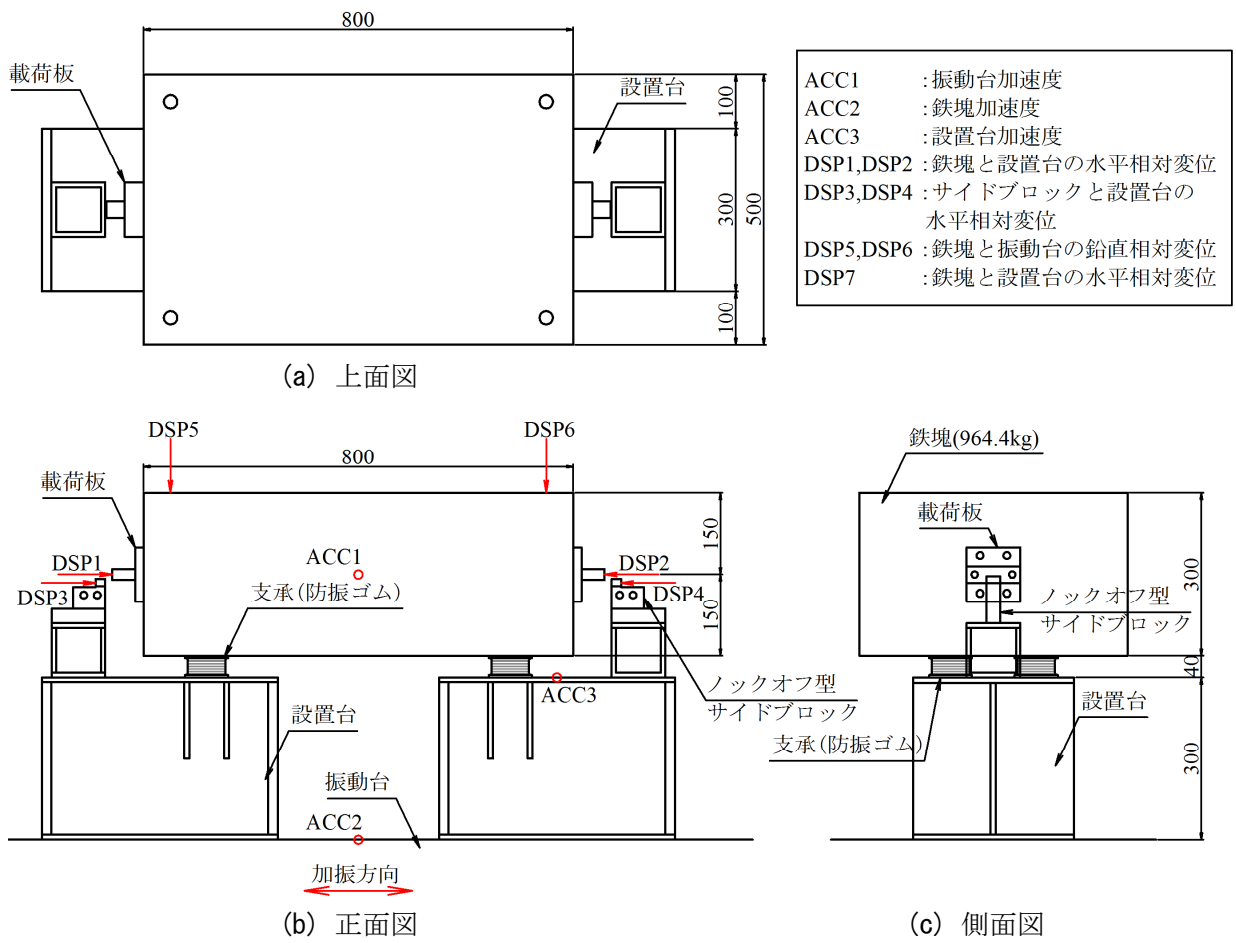


図 3.1 実験供試体一般図および計測項目

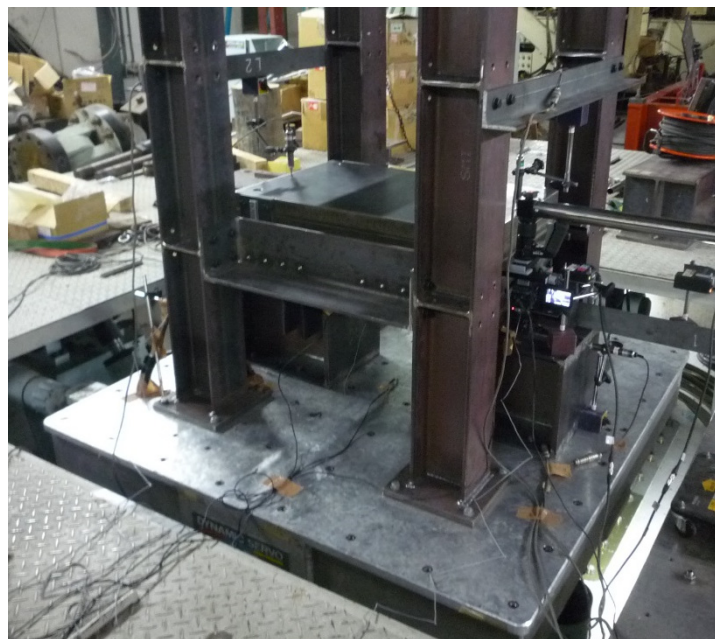


写真 3.1 実験供試体の全景

(2) 小型振動台の概要[3. 8, 3. 9]

小型振動台は、上下方向の 30 kN のアクチュエータ 3 本、前後方向の 85 kN のアクチュエータ 1 本、左右方向の 50 kN のアクチュエータ 2 本により支持された振動台(1.5×1.5m)に対して、並進 3 成分および回転 3 成分の合計 6 自由度の载荷を可能とするマルチ油圧ジャッキシステム、およびデジタル制御・計測装置を組み合わせた装置である。なお、最大積載荷重は 15kN である。図 3. 2 に小型振動台の概要を示す。

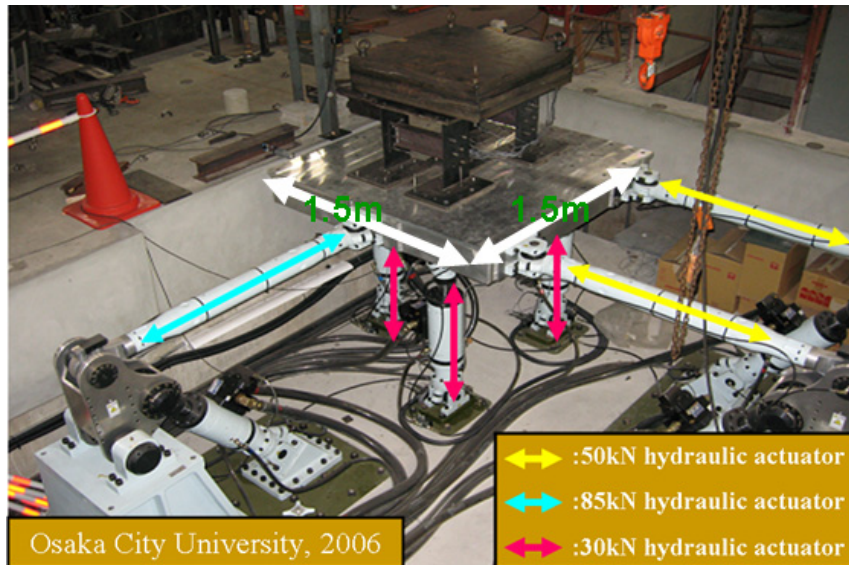


図 3. 2 小型振動台の概要

(3) 地震動の再現性の確認

小型振動台に支承およびおもりを設置した状態において一方向地震波を入力する振動台実験を行い、目標波形と応答波形の比較することで、小型振動台における地震動の再現性を検討する。応答波形は、振動台中央に設置した加速度計(ACC1)により測定している。

入力は道路橋示方書[3. 10]に示される地震動 TYPE II-III-2 であり相似則を考慮して、時間軸に対しては $1/\sqrt{35}$ 倍に、加速度振幅軸は、防振ゴムの性能を考慮して $2/3$ 倍に設定した。

図 3. 3 に加速度波形の比較結果を、図 3. 4 に FFT 結果を、表 3. 2 に地震動の再現性について示す。なお、15Hz 以上の高周波成分帯は小型振動台の性能を考慮し、ローパスフィルター処理を施している。最大加速度は入力地震動に対して、10%程度差が認められるものの、卓越周波数は同値を示しており、入力波形と比較して加速度を概ね再現できていることが確認できた。

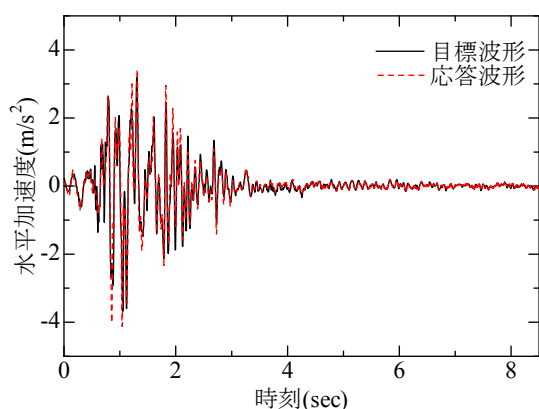


図 3.3 目標波形と応答波形の比較

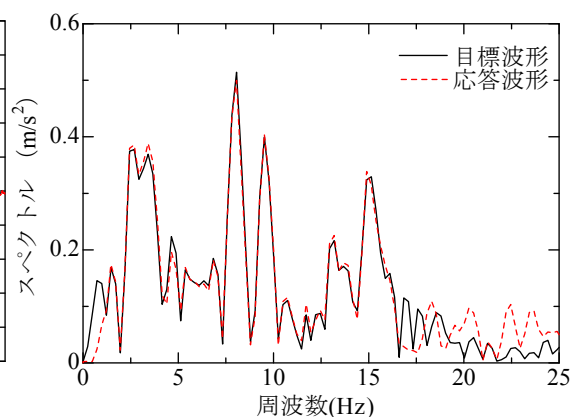


図 3.4 FFT 結果

表 3.2 地震動 TYPE II -III-2 の再現性

項目	最大 応答加速度		スペクトル 最大値		卓越周波数	
	(m/s ²)	(%)	(m/s ²)	(%)	(m/s ²)	(%)
目標波	-3.68	-	0.514	-	8.057	-
応答波	-4.12	11.93	0.500	2.81	8.057	0.00

3.2.2 自由振動実験

実験供試体の固有振動数，減衰定数を求めるため，自由振動実験を行った．実験方法は，正弦波による強制振動後，振動台を停止させ，停止後の自由振動時の応答を計測した．減衰定数は，対数減衰率により求めた．表 3.3 に自由振動実験結果を，図 3.5 に自由振動による計測波形，図 3.6 に応答波形の FFT 結果を示す．

固有周期は， $T = 0.228 \text{ sec}$ であり実物換算すると， $T = 1.349 \text{ sec}$ となる．供試体の固有周期は，Ⅲ種地盤のタイプⅡ標準加速度応答スペクトルのピーク周期（実物換算で $0.5\text{sec} \sim 1.5\text{sec}$ ）に該当する．

表 3.3 固有振動数および減衰定数

固有振動数 $f(\text{Hz})$	固有周期 $T(\text{sec})$	減衰定数 h
4.395	0.228	0.093

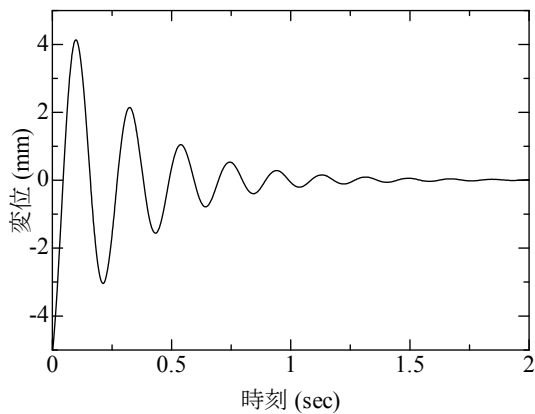


図 3.5 自由振動の計測波形

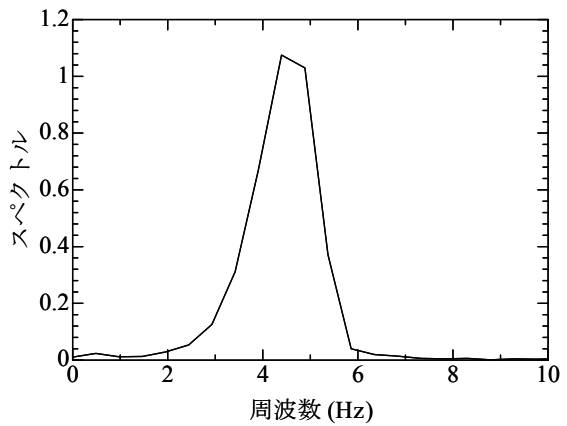


図 3.6 応答波形の FFT 結果

3.2.3 正弦波加振試験

支承のせん断剛性の速度依存性, 固有振動数を検証するため, 正弦波加振試験を行った。入力波は振幅 1.0m/s^2 の正弦波であり, 振動数を固有振動数の $\pm 10\%$ は 0.1Hz 刻み, それ以降は 0.5Hz 刻みに変化させて実験を行った。加振振動数と応答変位の関係を図 3.7 に示す。

加振周波数が 4.3Hz で応答変位が最大となり, 自由振動実験により得られた固有振動数と概ね一致した。

また, 図 3.8 に支承の荷重-変位関係の一例を, 図 3.9 に平均等価剛性と平均速度の関係を示す。平均等価剛性は平均速度が大きくなるに従い, 平均等価剛性が小さくなる傾向があり, 支承の速度依存性が確認できた。

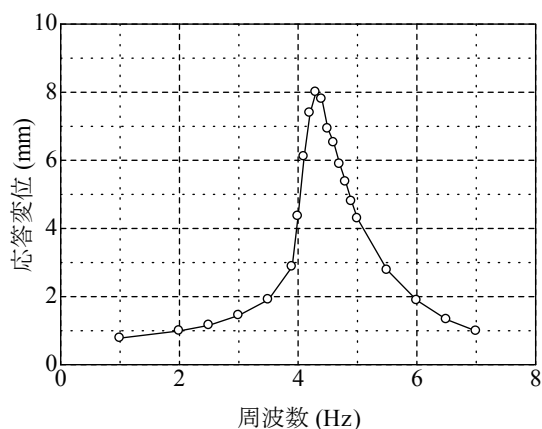


図 3.7 応答変位-周波数関係

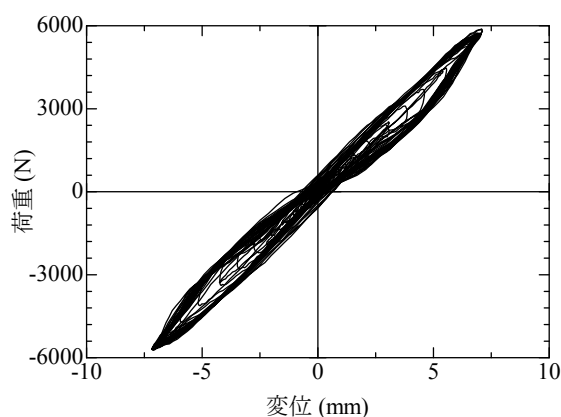


図 3.8 支承の荷重-変位関係の一例
(平均速度 124.7mm/s 加振)

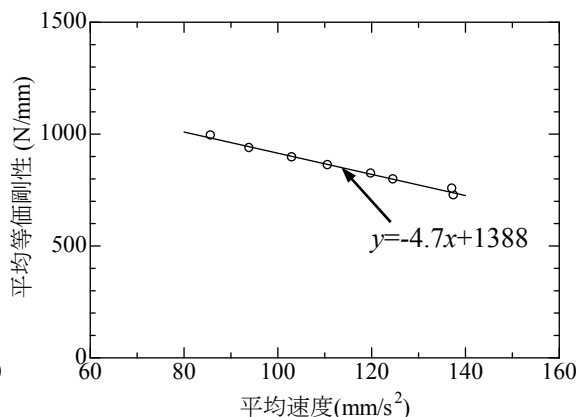


図 3.9 平均等価剛性-平均速度関係

3.2.4 地震波入力実験

(1) 実験ケース

ロックオフ型サイドブロックを設置する 2 ケースと、ロックオフ型サイドブロックの有無による振動性状の差異を確認するためにサイドブロックを設置しないケース(HDR)の計 3 ケースの実験を実施した。入力は道路橋示方書[3. 10]に示される地震動 TYPE II-III-2 を、時間軸を相似則より $1/\sqrt{35}$ 倍、振幅倍率を振動台の加振性能より $2/3$ 倍した加速度波形である。

表 3.4 に振動台実験で用いるロックオフ型サイドブロックの内訳を示す。ロックオフ型サイドブロックには、レベル 1 地震動に相当する水平力（地盤種別Ⅲ種，地域区分 C 地域，レベル 1 地震動に相当する設計水平震度 $k_h=0.21$ ）を上回り，かつ下部構造の保有水平耐力以下に設定することが要求される。そこで，ロックオフ型サイドブロックは，2 章で用いた A-2 を基準とし，ロックオフ荷重がレベル 1 地震動に相当する設計水平震度を少し上回る程度の水平力（ $k_h=0.3$ 程度）にて設計した ICSB03， $k_h=0.6$ 程度の ICSB06 の 2 種類である。また，事前に静的せん断実験を行い，破壊荷重の確認を行った。図 3.10 に各サイドブロックの荷重-変位関係を，表 3.5 に実験結果一覧を示す。最大荷重は，設計荷重に対して 3 割程度上昇する結果を示した。これは，寸法効果によるものと考えられる。

表 3.4 振動台実験に用いるロックオフ型サイドブロック

供試体名	縮尺比 S	橋直 方向幅 A (mm)	橋軸 方向幅 B (mm)	接続部 幅 C (mm)	スリット 率 $(A-C)/A$ (%)	スリット 高さ h_l (mm)	設計 荷重 H_{dr} (kN)	設計 水平震度
ICSB06	5	21.6	5.6	3.2	85	11.0	6.2	0.64
ICSB03	7	15.4	4.0	2.3		7.4	3.2	0.33

表 3.5 振動台実験に用いるロックオフ型サイドブロックの静的せん断実験結果

供試体名	縮尺比 S	設計荷重 H_{dr} (kN)	破壊荷重 H_t (kN)	H_t/H_{dr}	破壊時の変位 δ_u (mm)
ICSB06	5	6.2	7.4	1.29	1.94
ICSB03	7	3.2	2.9	1.31	1.48

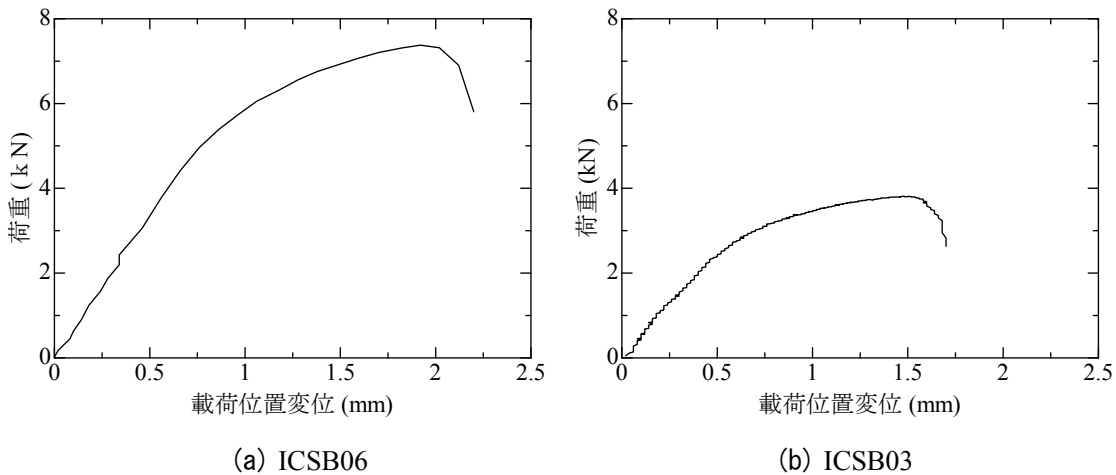


図 3.10 振動台実験に用いるロックオフ型サイドブロックの荷重-変位関係

(2) 実験結果

図 3.11 (a)～図 3.13 (a) に各ケースの支承の相対変位の時刻歴を、図 3.11 (b)～図 3.13 (b) に上部構造（おもり）の加速度の時刻歴を、表 3.6 に最大応答値を示す。

ロックオフ型サイドブロックを設置したケースのうち、破壊荷重を $k_h = 0.3$ 程度に設定した ICSB03 では、ロックオフ前はおもりの変位が拘束されているが、0.86 秒で片方のロックオフ型サイドブロックが、0.96 秒でもう片方が破壊し、免震系に移行した。サイドブロックを設置しない NO-SB と比較すると、ロックオフ直後に支承変位および加速度の急増は観察されず、解放直後から免震系の振動へ移行することが確認できた。

おもりに生じる最大加速度は ICSB03 で 1,131gal であり、今回の実験ケースでは NO-SB (1,269gal) と比較して若干小さい値を示した。実験ケースが少なく引き続き検討が必要であるが、ロックオフ部材を設置しない場合よりも上部構造の応答を低減できる点においてもロックオフ部材の設置が有利となる可能性がある。

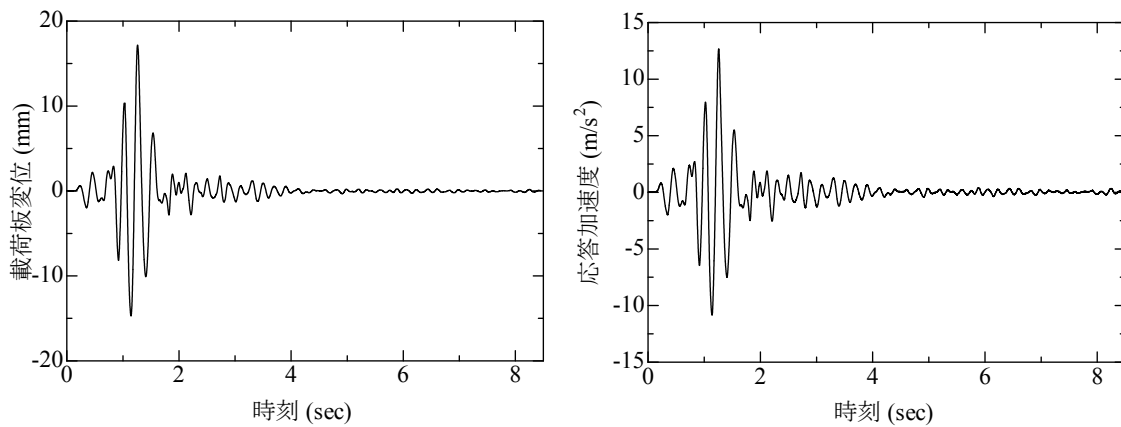
一方、破壊荷重を $k_h = 0.6$ 程度に設定した ICSB06 ではサイドブロックはロックオフに至らず、加振中、変位がサイドブロックの設置遊間内に制限された状態であり、橋脚に作用する地震荷重が大きくなる恐れがある。

したがって、常時・レベル 1 地震時と、レベル 2 地震時の間で破壊し振動系を変化させる ICSB 支承を用いる場合、ロックオフ型サイドブロックの破壊荷重の設定には特に留意する

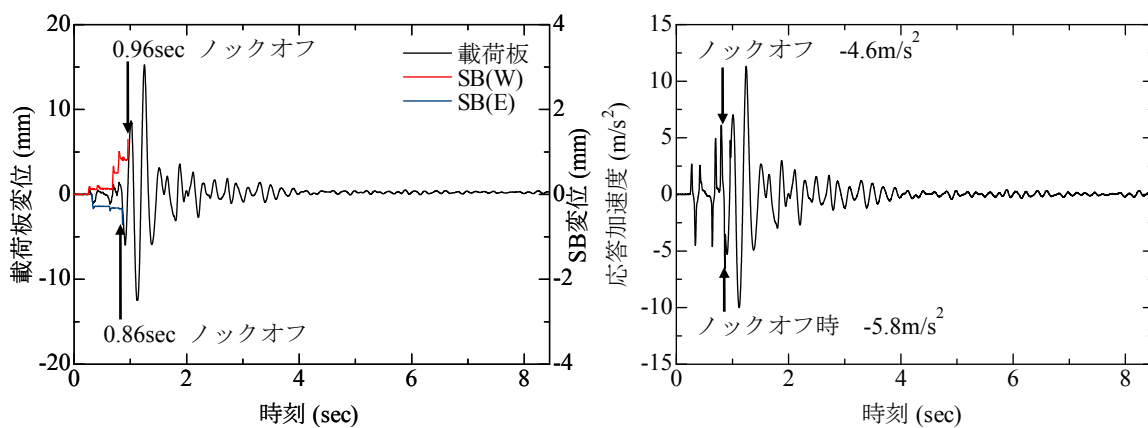
必要があり、確実に免震効果を期待するためには設計で破壊荷重を算定でき、これからの差異が小さいロックオフ構造の採用が必要となる。

表 3.6 実験結果の最大値および NO-SB との差異

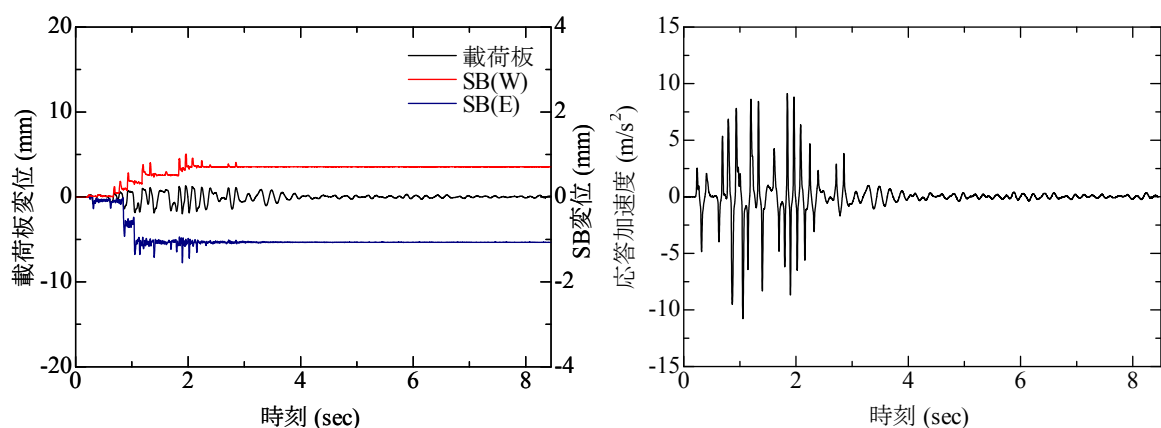
実験ケース		応答変位		応答加速度	
		最大値 (mm)	NO-SB との差異	最大値 (m/s ²)	NO-SB との差異
NO-SB	max	17.18	—	12.70	—
	min	-14.72	—	-10.80	—
ICSB03	max	15.27	0.89	11.31	0.89
	min	-12.47	0.85	-10.00	0.92
ICSB06	max	1.33	0.08	9.11	0.72
	min	-2.00	0.14	-10.77	0.99



(a) 時刻歴応答変位 (b) 時刻歴応答加速度
図 3.11 支承の相対変位およびおもりの時刻歴応答加速度 (NO-SB)



(a) 時刻歴応答変位 (b) 時刻歴応答加速度
図 3.12 支承の相対変位およびおもりの時刻歴応答加速度 (ICSB03)



(a) 時刻歴応答変位 (b) 時刻歴応答加速度
 図 3.13 支承の相対変位およびおもりの時刻歴応答加速度 (ICSB06)

3.3 高架橋の地震時挙動

振動台実験の結果、ICSB 支承を採用する場合には、ロックオフ型サイドブロックの破壊荷重の設定に留意が必要である知見が得られた。ここでは、ICSB 支承を設置した高架橋の動的解析を行い、ロックオフ型サイドブロックの破壊荷重が振動性状に与える影響について検討する。

3.3.1 対象高架橋および解析条件

対象橋梁の概要を図 3.14、図 3.15 および表 3.7～表 3.9 に示す。対象橋梁は道路橋示方書[3.10]に基づき試設計された橋長 200 m の 5 径間連続鋼鈹桁橋であり、下部構造は RC 橋脚（地盤種別：Ⅲ種地盤、基礎形式：鋼管杭）である。なお、簡単のため、支間割、橋脚高さは等しいものと仮定し、各橋脚上には高減衰ゴム支承をそれぞれ 7 基設置する。

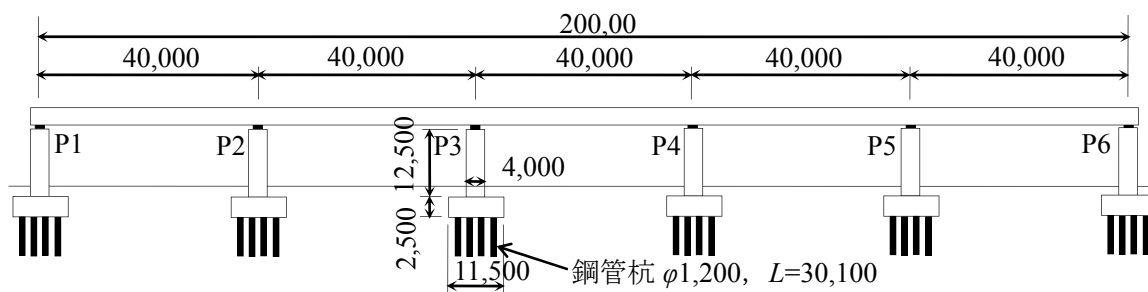


図 3.14 対象橋梁の概要(単位:mm)

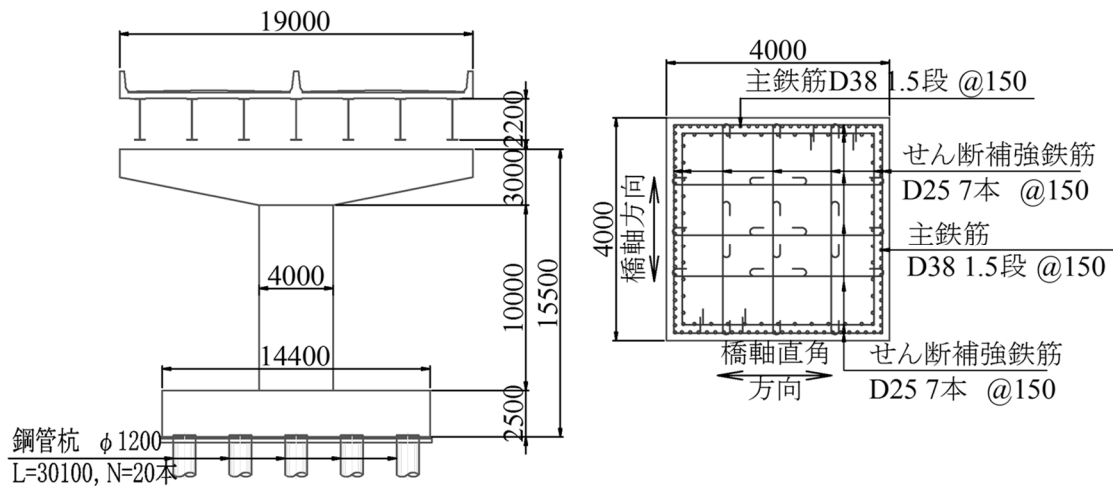


図 3.15 橋脚形状および配筋状況 (単位：mm)

表 3.7 対象橋梁の諸元

形式	5 径間連続鋼鈹桁橋
支間	40m×5 径間
幅員	19.0m
活荷重	B 活荷重
地盤種別	III 種地盤
地域区分	C
支承条件	高減衰ゴム支承(橋軸，橋軸直角方向)
下部構造	RC 橋脚

表 3.8 免震支承の諸元(1 基あたり)

橋脚位置	一次剛性 (N/m)	二次剛性 (N/m)	降伏荷重 (N)	等価剛性 (N/m)
P1, P6	1.51×10^7	1.45×10^6	2.29×10^5	2.09×10^6
P2~P5	3.37×10^7	3.21×10^6	4.31×10^5	4.56×10^6

表 3.9 基礎バネの設定

橋脚位置	基礎形状 (m)	水平バネ (kN/m)	鉛直バネ (kN/m)	回転バネ (kN・m/rad)
橋軸方向	10.6	4.87×10^6	4.27×10^6	6.01×10^7
橋軸直角方向	14.3	4.87×10^6		9.70×10^7

表 3.10 に解析ケースを示す。ロックオフ型サイドブロックを設置したケースではロックオフ荷重をレベル 1 地震時の水平力（地盤種別 III 種，地域区分 C 地域，レベル 1 地震動に相当する設計水平震度 $k_h=0.21$ ）を少し上回るケース（ICSB-L1.0）に加え，破壊荷重を ICSB-L1.0 の 1.5, 2.0 倍に設定したケースを対象とする。サイドブロックを設置しないケース HDR

も検討する。

ロックオフ型サイドブロックには、SM490 材使用することを想定し、式(2.5)、式(2.9)～式(2.11)を用いて表 3.11 に示すとおり設計した。なお、ロックオフ型サイドブロックの履歴特性は、2.2 項に示した静的載荷実験結果の荷重-変位関係をもとに、相似則により決定した。また、サイドブロックと上部構造との遊間は、一般に設定される免震支承とサイドブロックとの設置遊間である 5 mm とした。設定したロックオフ型サイドブロックの履歴特性を図 3.16 に示す。

動的解析には、EPASS/USSP[3.11]を用い、積分時間は 0.002 秒とし、入力地震波は、道路橋示方書[3.10]に示されるⅢ種地盤のレベル 2 地震動の地震波 6 波を、橋軸直角方向に入力する。減衰特性は、固有値解析結果より卓越する振動モードから、図 3.17 に示すとおり Rayleigh 減衰にてモデル化した。なお、ロックオフ部材の部材破壊などによる急な剛性変化を伴う振動系を対象とする場合、減衰特性の設定については留意が必要であるが、2.4 項にて述べたように、この過渡的な応答は短時間で収束し、最大応答変位等の構造系全体の振動性状に与える影響は小さいと考えられることから、本解析では部材破壊の前後で減衰特性は一定とし部材剛性のみを更新している。

表 3.10 解析ケース

解析ケース	設 定
HDR	サイドブロック設置なし
ICSB-L1.0	レベル 1 設計地震力で破壊する ロックオフ型サイドブロックを設置
ICSB-1.5	レベル 1 設計地震力の 1.5 倍で破壊する ロックオフ型サイドブロックを設置
ICSB-2.0	レベル 1 設計地震力の 2.0 倍で破壊する ロックオフ型サイドブロックを設置

表 3.11 ロックオフ型サイロブロックの破壊荷重

解析 ケース	対象構造	直角幅 A (mm)	厚さ B (mm)	スリット幅 C (mm)	作用位置 h_l (mm)	補正係数 β	設計荷重 H_{dr} (kN)
ICSB-L1.0	P1,P7	210	24	31.5	180	1.1	241.5
	P2～P6	210	48	31.5	180	1.1	483.1
ICSB-1.5	P1,P7	280	25	42.0	180	1.1	360.0
	P2～P6	280	50	42.0	180	1.1	720.0
ICSB-2.0	P1,P7	360	25	54.0	180	1.1	480.6
	P2～P6	360	50	54.0	180	1.1	961.1

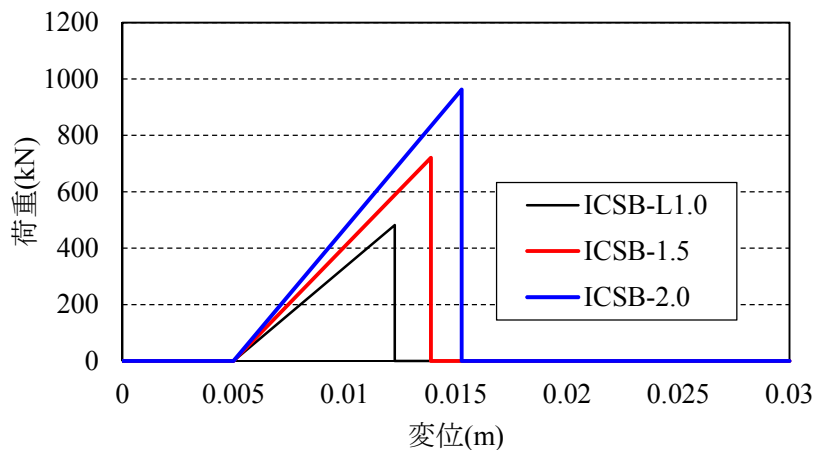


図 3.16 ノックオフ型サイドブロックの履歴特性

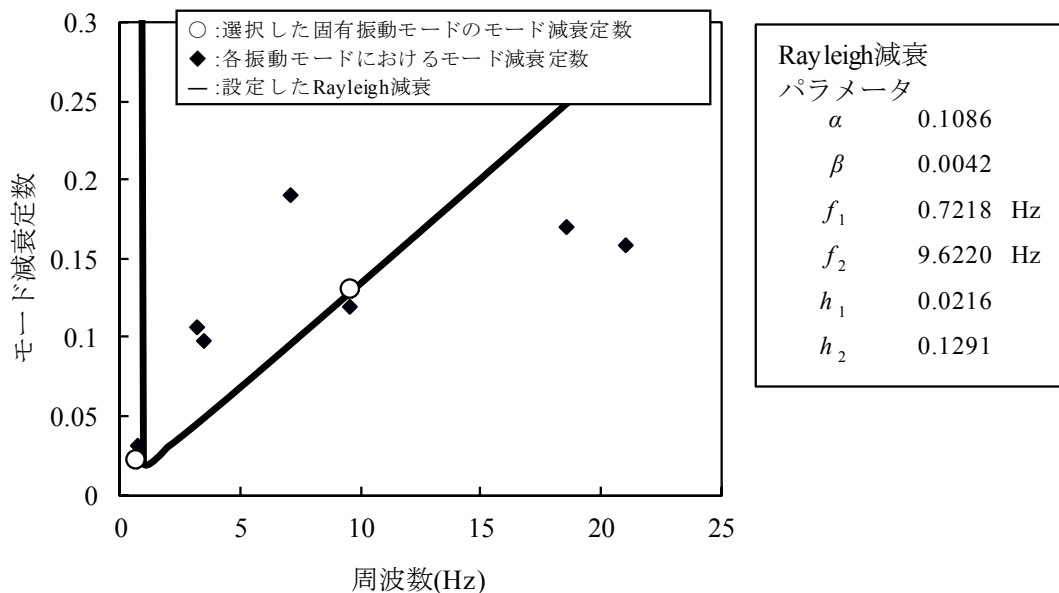


図 3.17 設定した Rayleigh 減衰

3.3.2 解析結果

高架橋中央に位置する P3 橋脚に着目し結果を述べる。表 3.12 に主な解析結果を、図 3.18～図 3.23 に P3 橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係を、図 3.24～図 3.29 に免震支承およびノックオフ型サイドブロックの荷重-変位関係をそれぞれ示す。図 3.30 には、ノックオフの有無と最大曲率の関係を、図 3.31 にはノックオフの有無と支承および下部構造の変形との関係を示す。

破壊荷重の小さい ICSB-L1.0, ICSB-1.5 では、いずれの地震動に対しても、ノックオフ型サイドブロックが破壊し、橋脚天端や上部構造の最大応答値、支承の最大応答値は概ね HDR と同様な値を示した。橋脚基部で発生する曲率は、ICSB-L1.0 では HDR と同程度の値、ICSB-1.5 では HDR よりやや大きな値を示したものの、発生曲率の平均値は許容曲率以下であっ

た。また、これらのケースではロックオフ部材の破壊直後に衝撃的な力が作用することなく、上部構造の変位拘束が解放され、解放直後から免震系の振動へ移行することが確認できた。なお、ICSB-L1.0 と ICSB-1.5 のロックオフ型サイドブロックの破壊のタイミングを確認したところ、破壊荷重の小さい ICSB-L1.0 が、より低い荷重レベルで免震化したため、橋脚に発生する曲率も小さくなったと推察できる。

一方、破壊荷重が大きい ICSB-2.0 では、ロックオフ型サイドブロックが破壊しなかったケースも認められた。このケースのように免震機能が発現しない場合には、橋脚の最大応答変位は HDR よりも大きくなり、許容曲率を超過する曲率が生じた。

したがって、今回の解析結果に基づくとロックオフ型サイドブロックの破壊荷重をレベル 1 地震相当からレベル 1 地震相当の 1.5 倍程度の間を設定することにより、ICSB 支承に期待した常時・レベル 1 地震時とレベル 2 地震時の間で破壊し振動系を変化させる効果が得られる。また、ICSB 支承を採用する場合、ロックオフ型サイドブロックの破壊荷重は小さいほど、部材の破壊が橋脚の発生曲率に及ぼす影響は小さく、橋脚への課題な慣性力の作用を低減できることから、実際の破壊荷重が設計で想定する設計荷重を上回らないようなロックオフ部材の採用が必要であることが解析によっても確認できた。

表 3.12 動的解析結果 P3 橋脚の主な応答値

項目	HDR		ICSB-L1		ICSB-1.5		ICSB-2.0	
	TYPE I	TYPE II	TYPE I	TYPE II	TYPE I	TYPE II	TYPE I	TYPE II
	平均	平均	平均	平均	平均	平均	平均	平均
最大曲率* (1/m)	0.00133	0.00627	0.00130	0.00637	0.00183	0.00757	0.01230	0.01367
上部工 最大変位(mm)	297	412	297	415	298	438	302	415
橋脚天端 最大変位(mm)	84	144	84	146	90	161	234	266
上部工 最大加速度(gal)	637	750	636	749	739	762	791	847
支承 最大変位(mm)	198	250	198	250	198	251	14	90
免震支承 最大反力(kN)	1,026	1,191	1,025	1,192	1,026	1,196	435	680

*許容曲率：0.00823 1/m

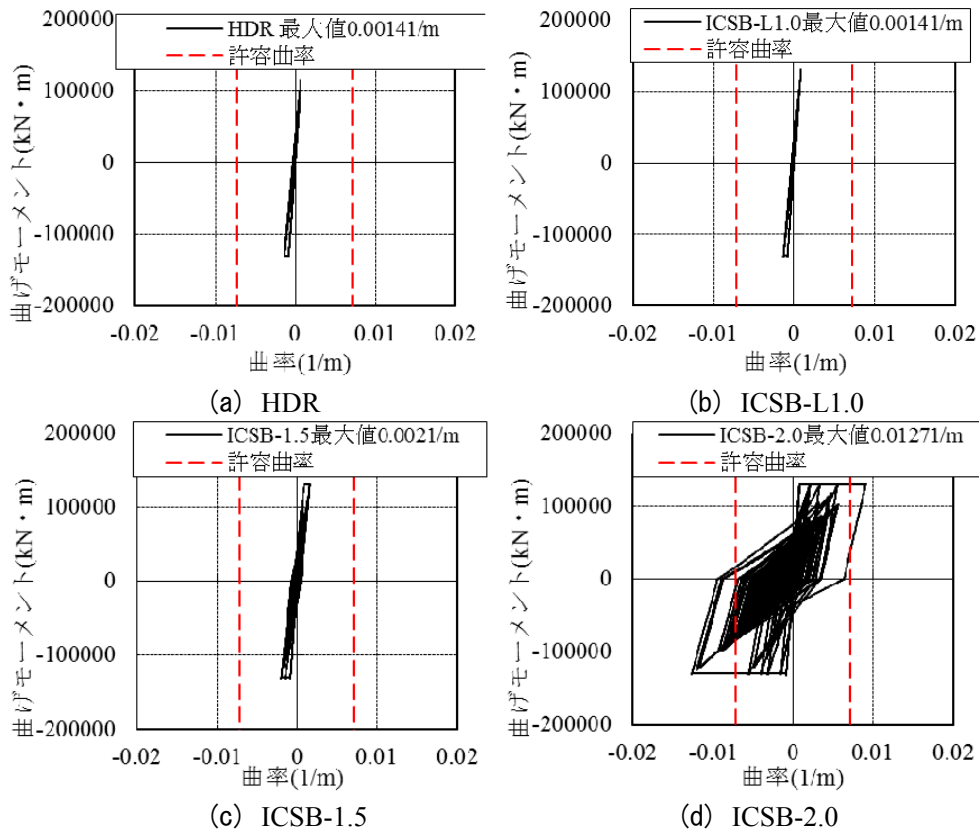


図 3.18 橋脚基部の曲げモーメント曲率関係 (I-III-1)

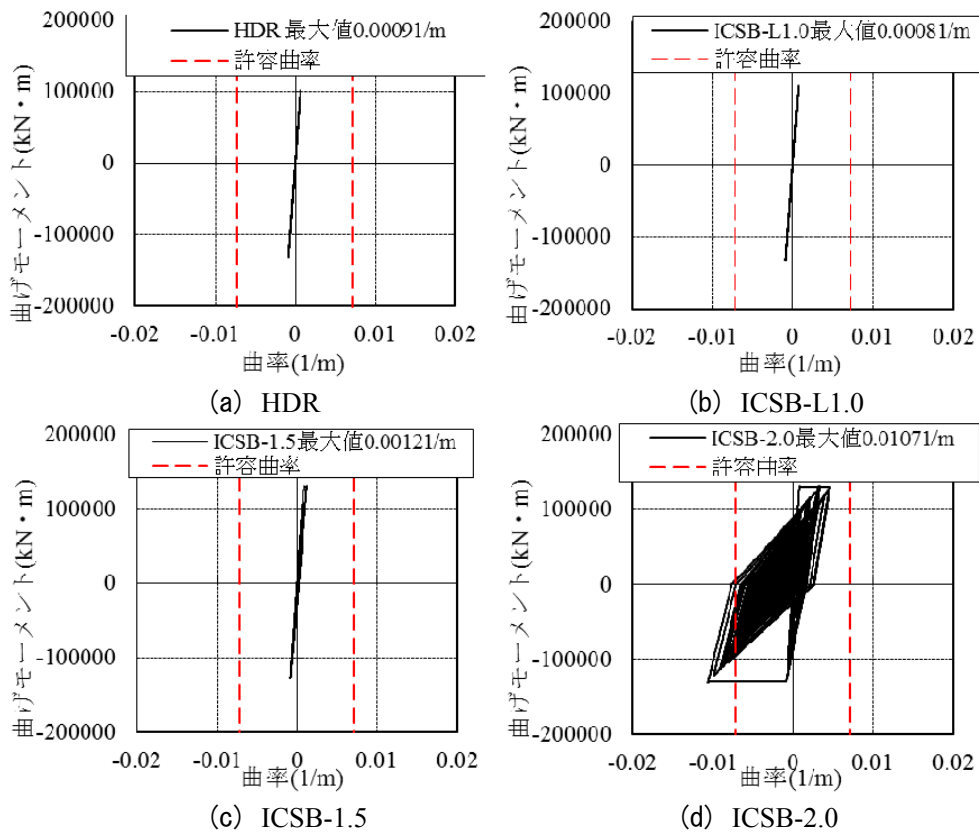
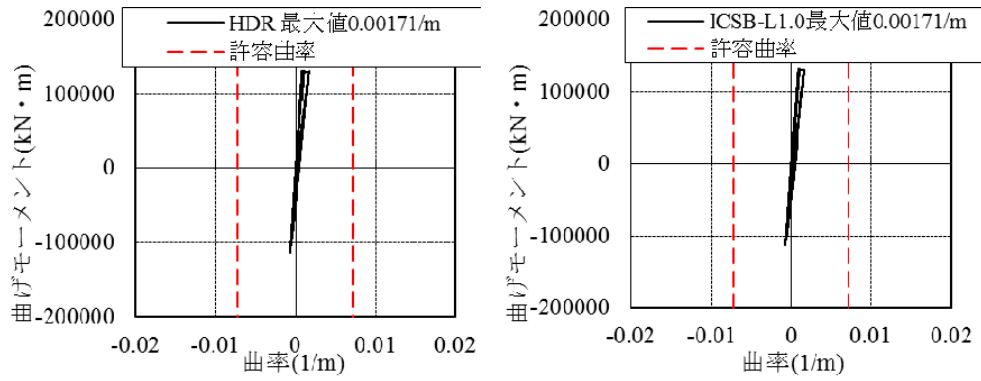
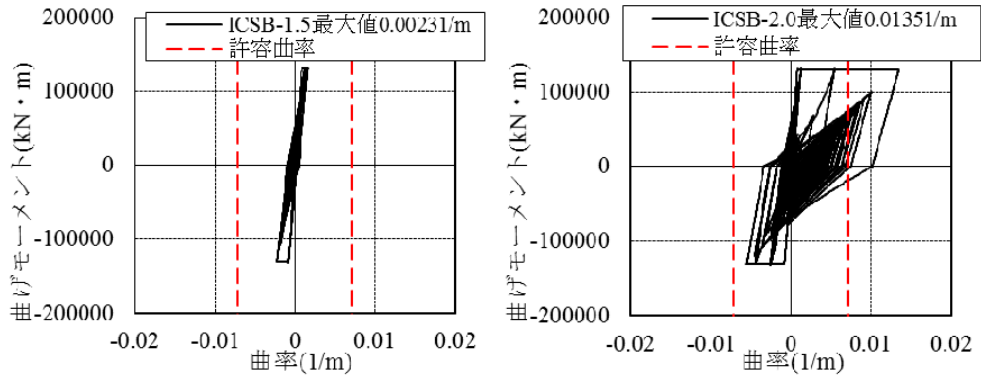


図 3.19 橋脚基部の曲げモーメント曲率関係 (I-III-2)



(a) HDR

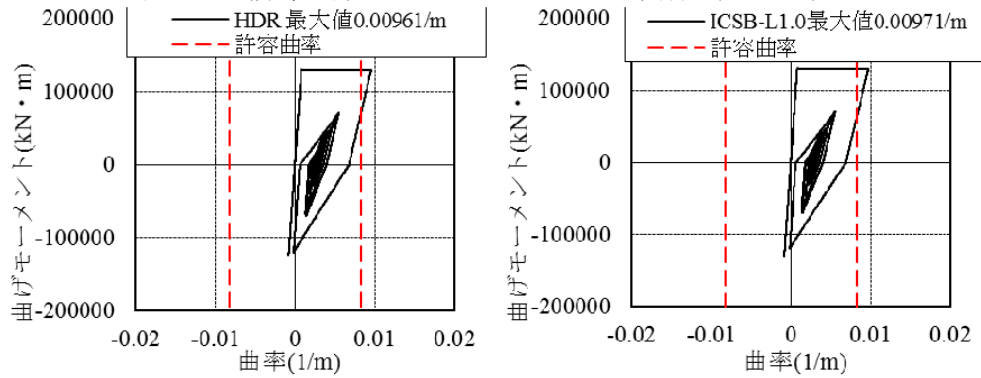
(b) ICSB-L1.0



(c) ICSB-1.5

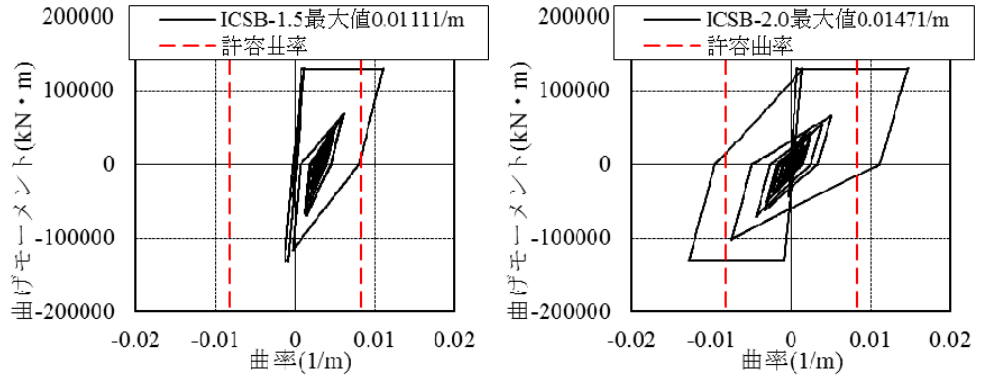
(d) ICSB-2.0

図 3.20 橋脚基部の曲げモーメント曲率関係 (I-III-3)



(a) HDR

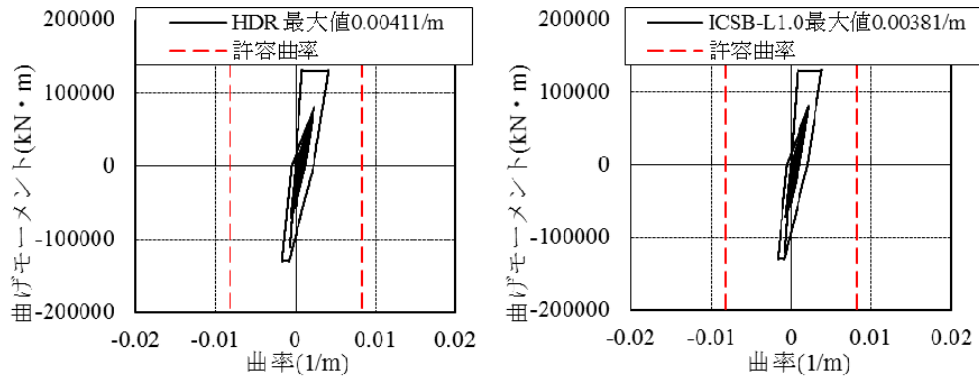
(b) ICSB-L1.0



(c) ICSB-1.5

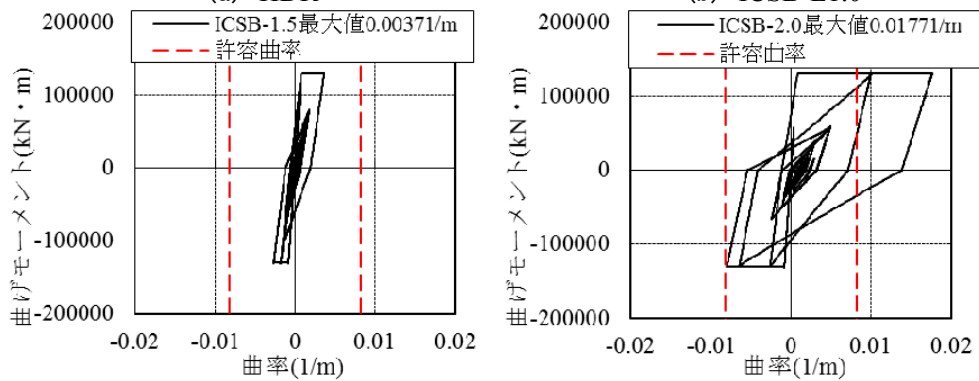
(d) ICSB-2.0

図 3.21 橋脚基部の曲げモーメント曲率関係 (II-III-1)



(a) HDR

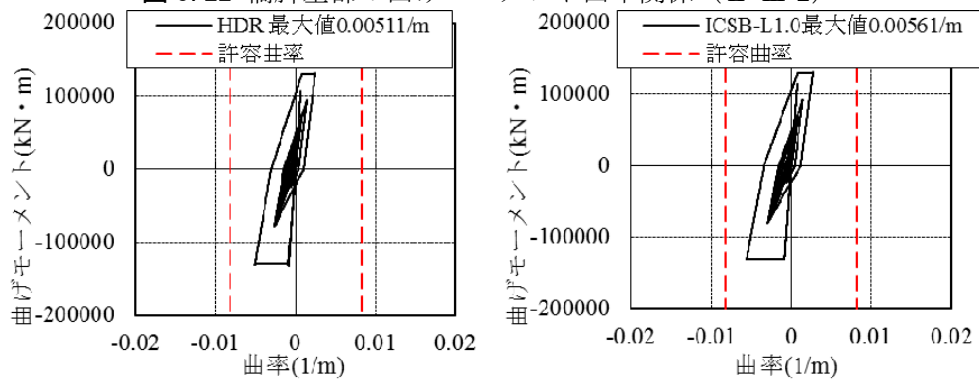
(b) ICSB-L1.0



(c) ICSB-1.5

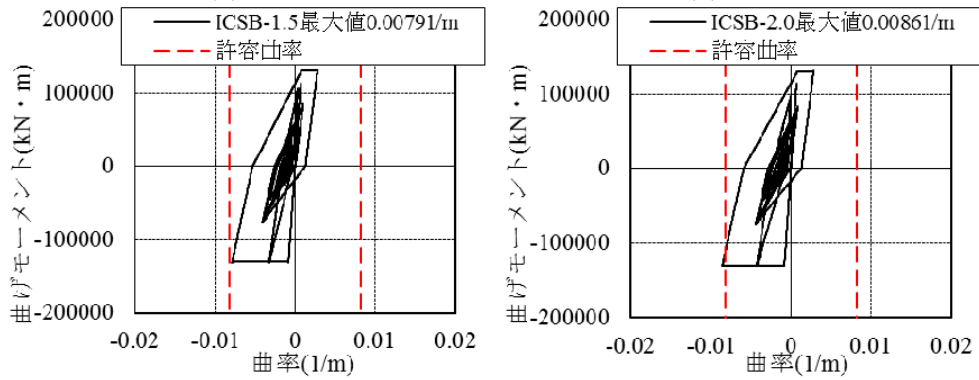
(d) ICSB-2.0

図 3.22 橋脚基部の曲げモーメント曲率関係 (II-III-2)



(a) HDR

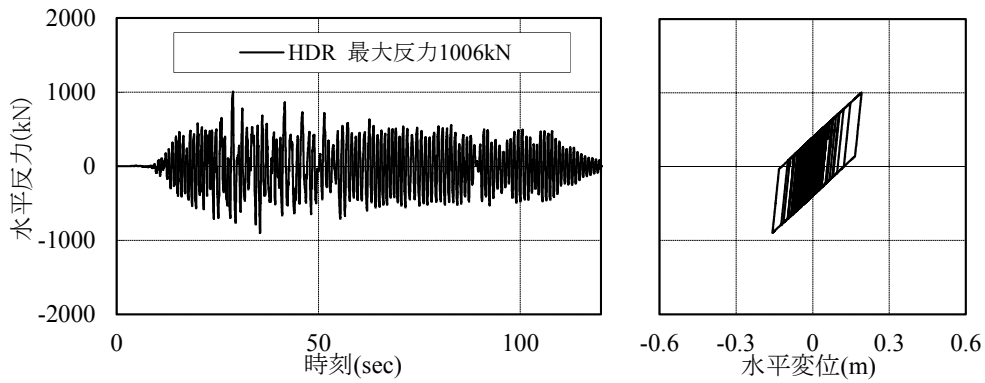
(b) ICSB-L1.0



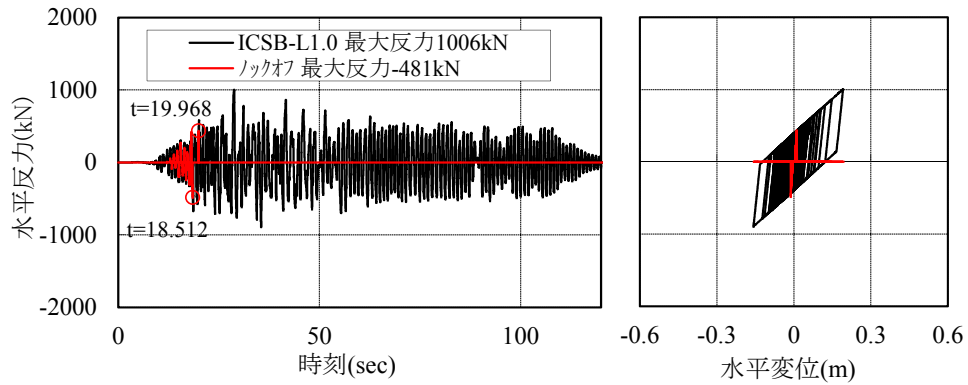
(c) ICSB-1.5

(d) ICSB-2.0

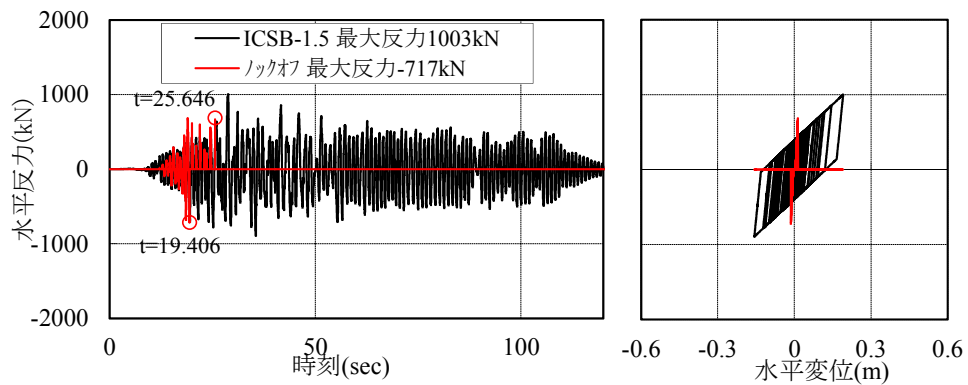
図 3.23 橋脚基部の曲げモーメント曲率関係 (II-III-3)



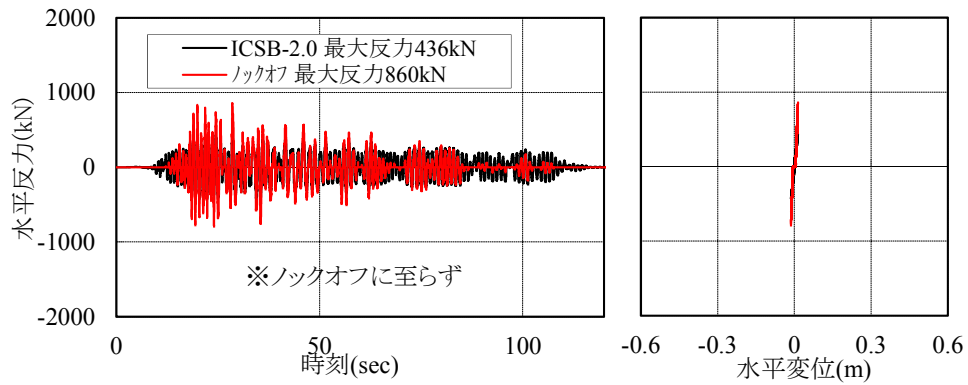
(a) HDR



(b) ICSB-L1.0

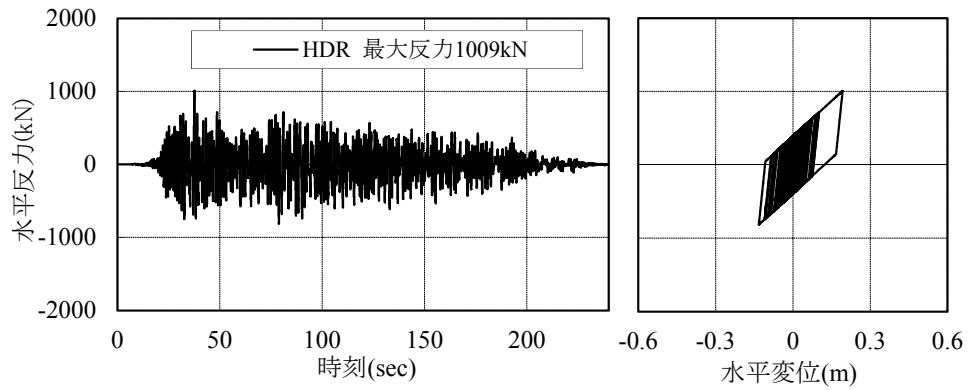


(c) ICSB-1.5

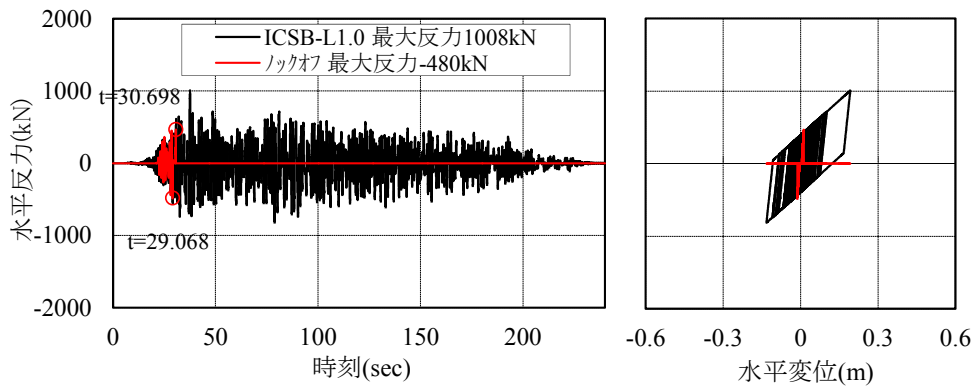


(d) ICSB-2.0

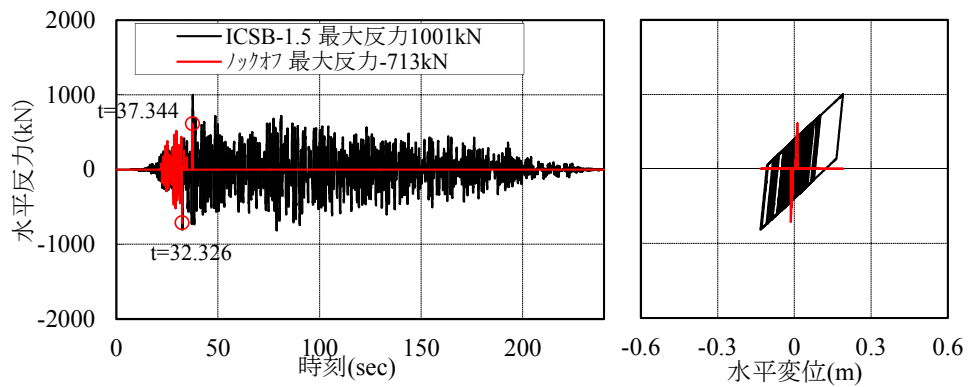
図 3.24 支承の時刻歴応答 (I-III-1)



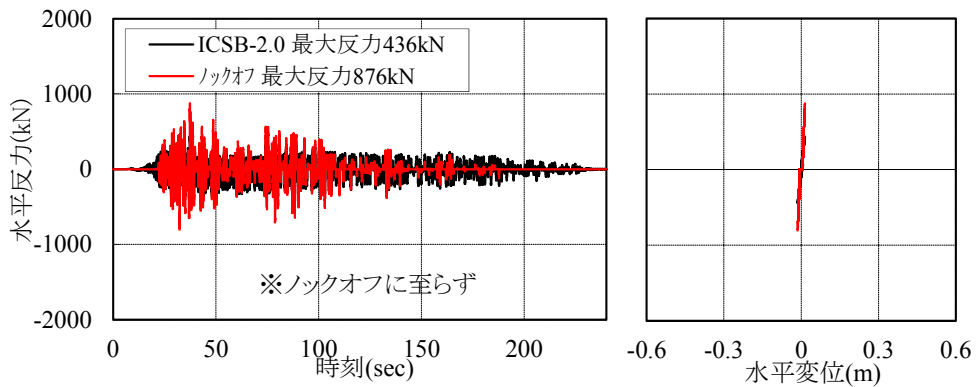
(a) HDR



(b) ICSB-L1.0

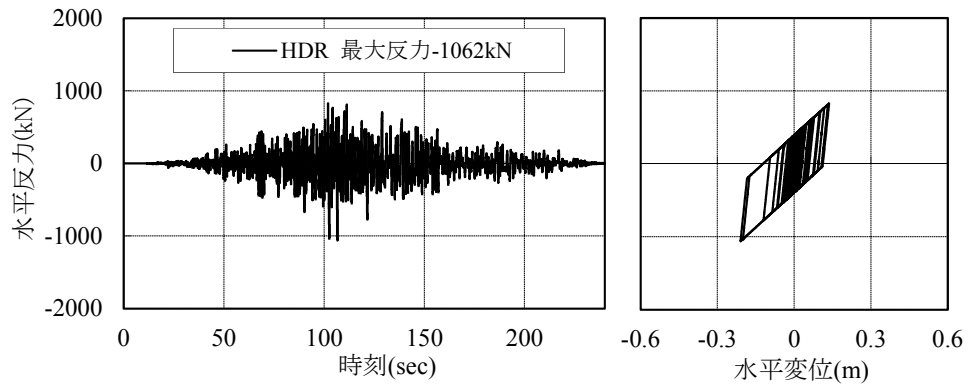


(c) ICSB-1.5

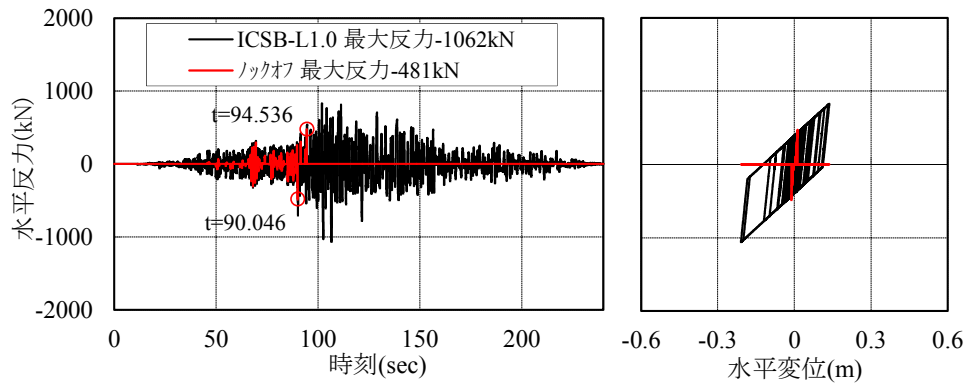


(d) ICSB-2.0

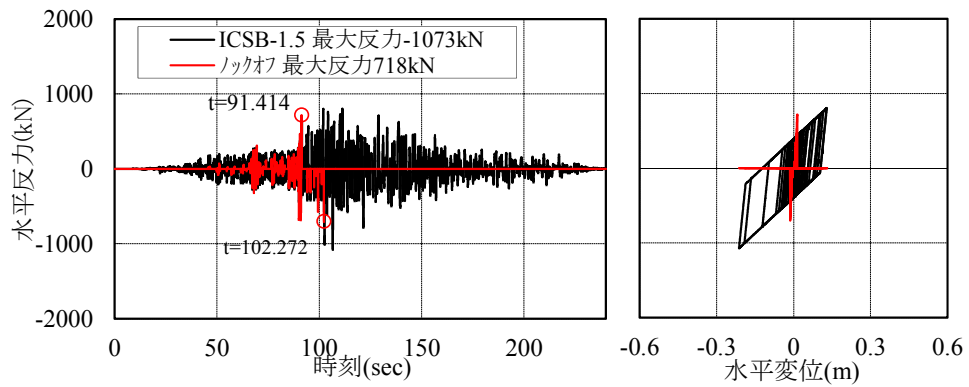
図 3.25 支承の時刻歴応答 (I-III-2)



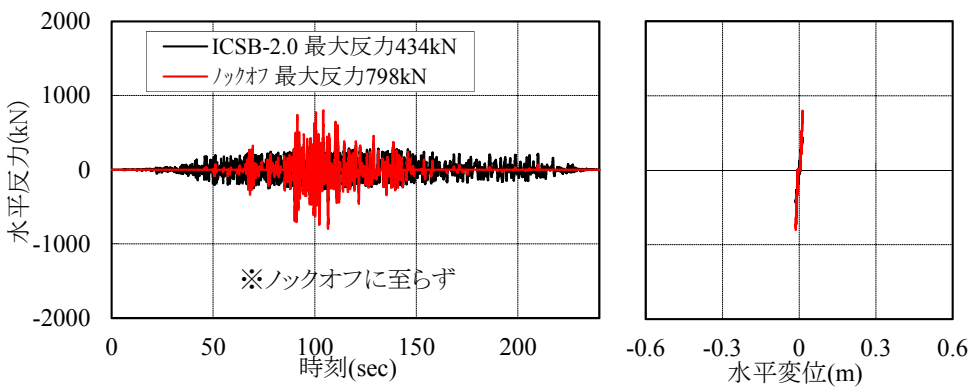
(a) HDR



(b) ICSB-L1.0

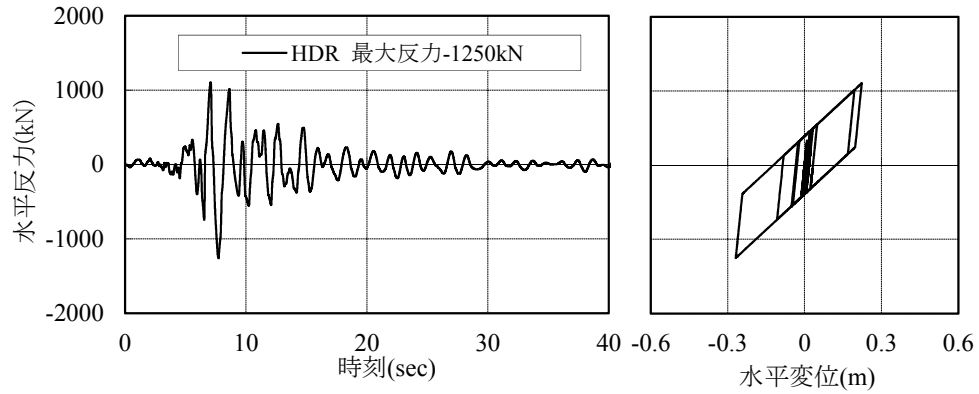


(c) ICSB-1.5

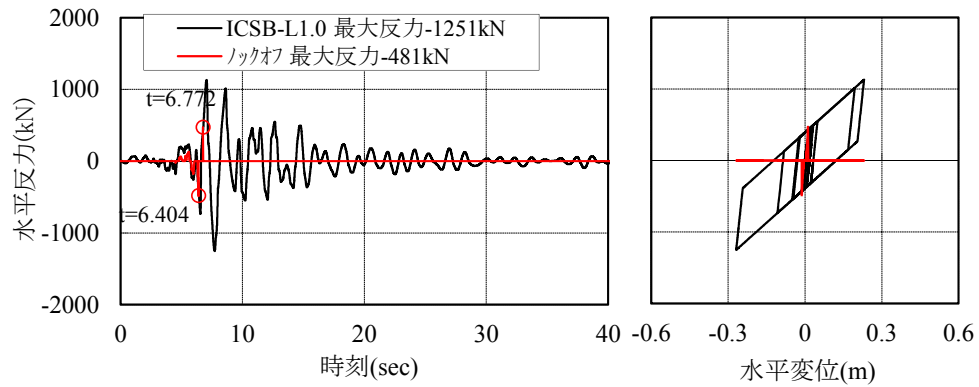


(d) ICSB-2.0

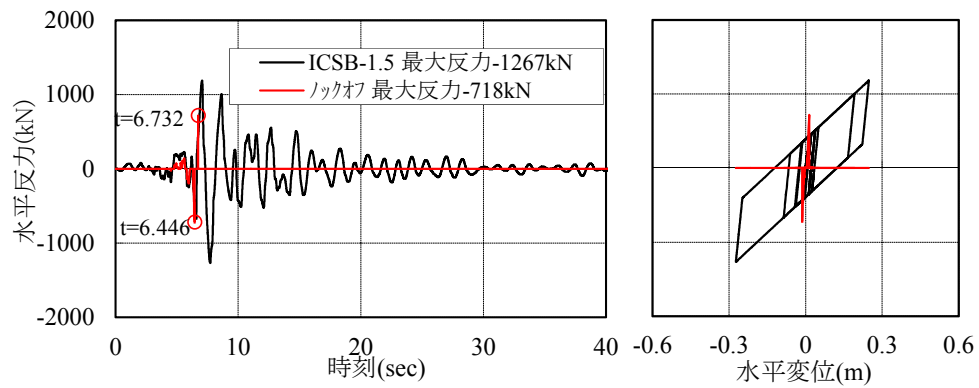
図 3.26 支承の時刻歴応答 (I-III-3)



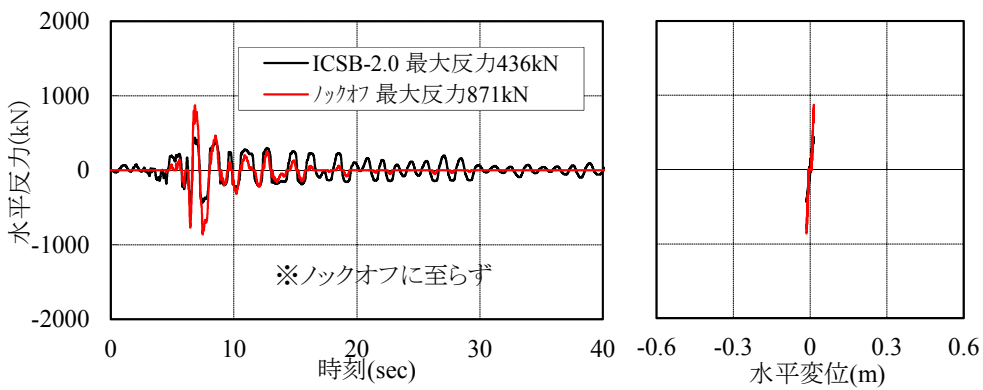
(a) HDR



(b) ICSB-L1.0

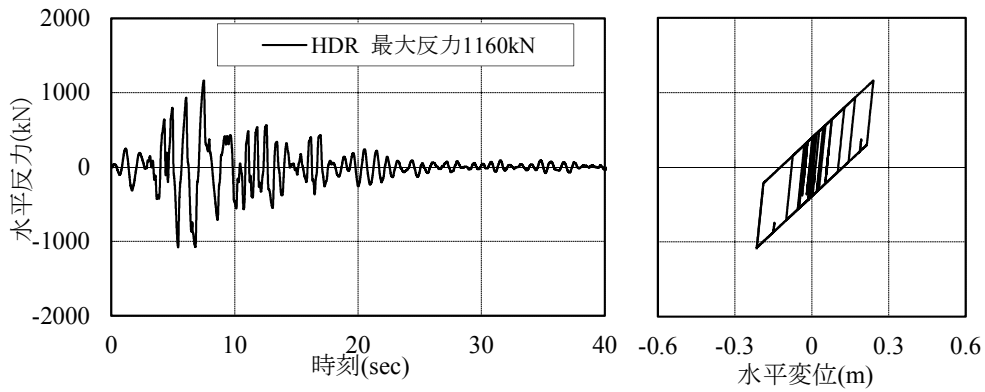


(c) ICSB-1.5

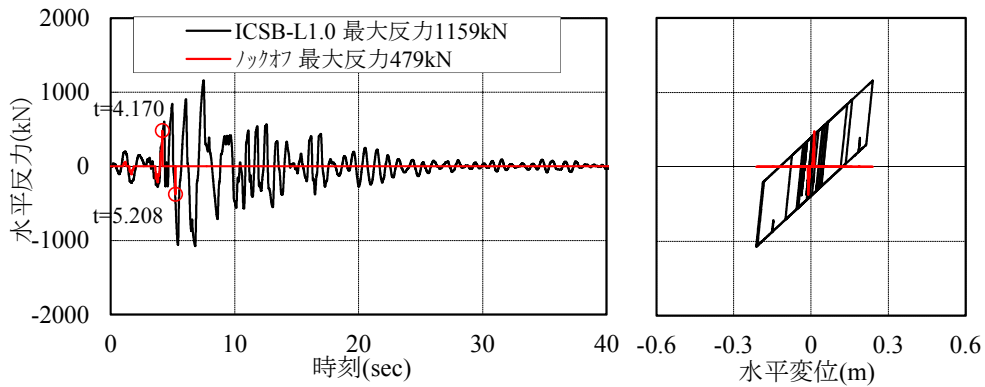


(d) ICSB-2.0

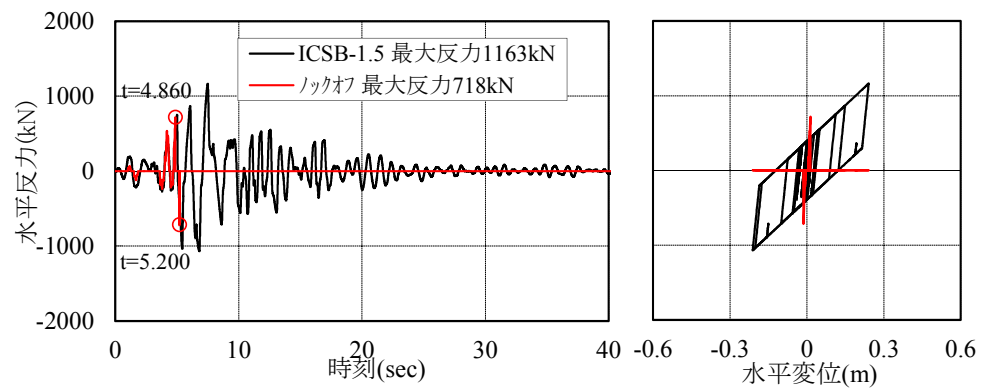
図 3.27 支承の時刻歴応答 (II-III-1)



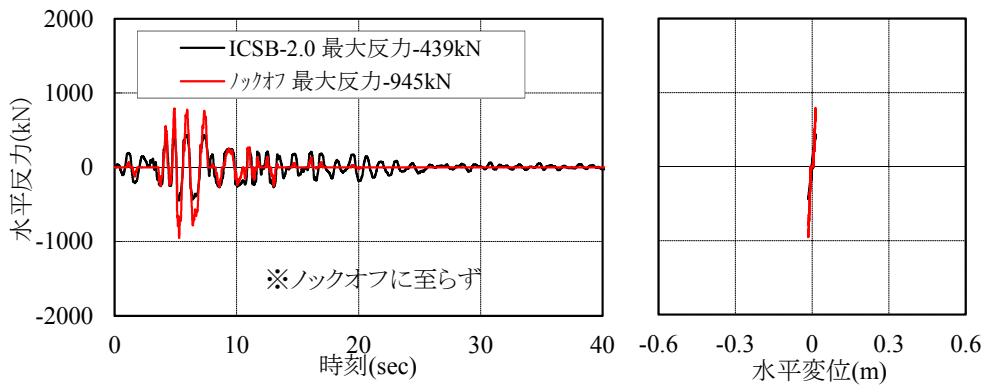
(a) HDR



(b) ICSB-L1.0

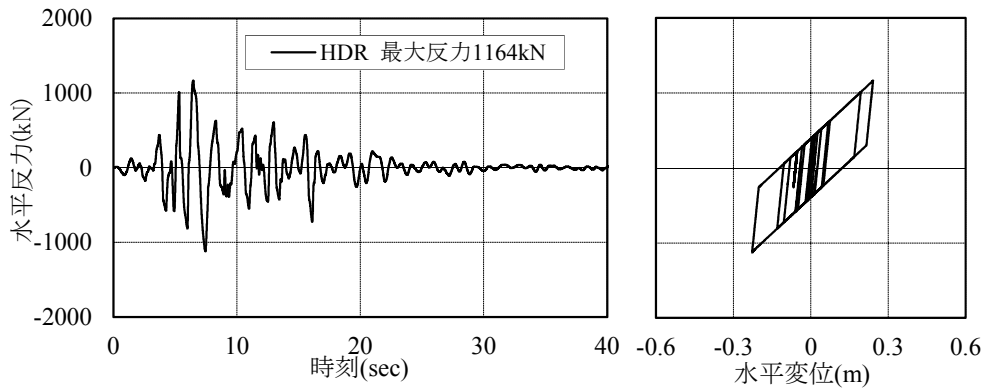


(c) ICSB-1.5

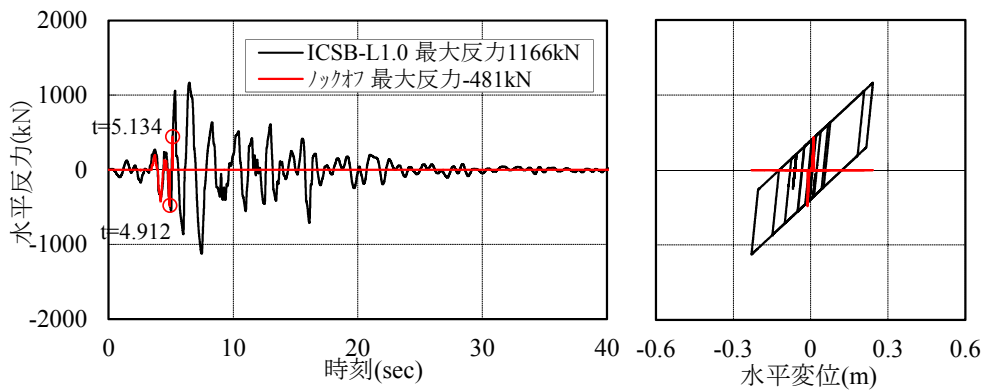


(d) ICSB-2.0

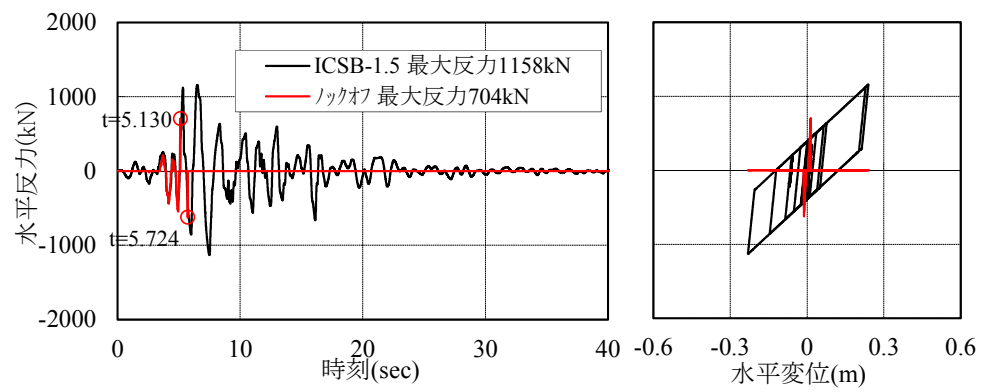
図 3.28 支承の時刻歴応答 (II-III-2)



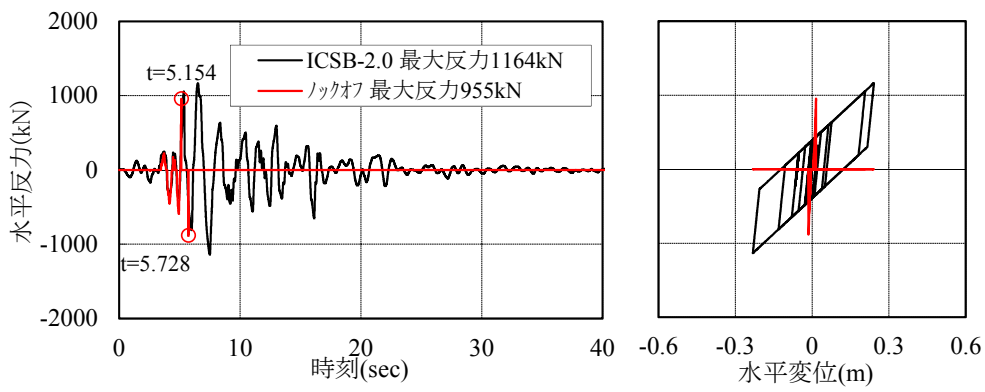
(a) HDR



(b) ICSB-L1.0



(c) ICSB-1.5



(d) ICSB-2.0

図 3.29 支承の時刻歴応答 (II-III-3)

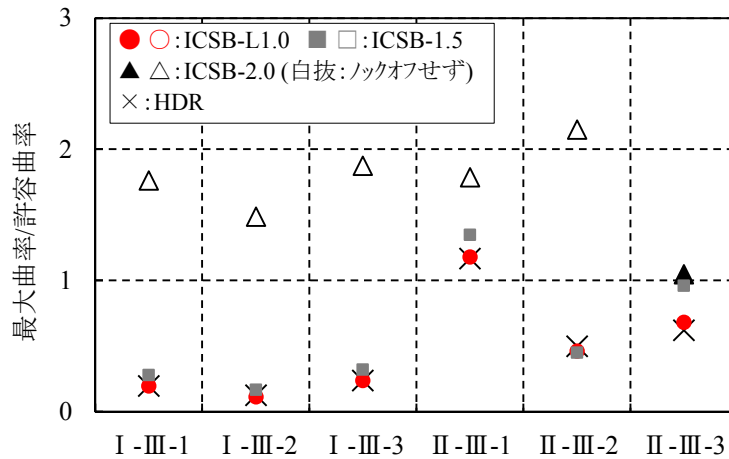


図 3.30 ノックオフの有無と最大曲率の関係

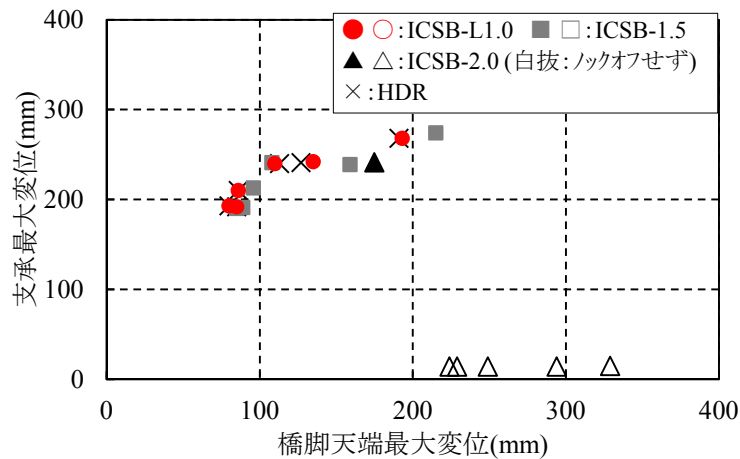


図 3.31 ノックオフの有無と支承および下部構造の変形との関係

3.4 まとめ

本章では、ICSB 支承を用いた高架橋の地震時挙動を検討するため、振動台実験および動的解析を行った。得られた主な結論はつぎのとおりである。

- 1) 振動台実験によると、ICSB 支承では、ノックオフ型サイドブロックのノックオフ直後に、支承の相対変形およびおもりの応答加速度の急増は観察されず、解放直後から免震系の振動へ移行することが確認できた。
- 2) 振動台実験によると、ノックオフ部材を設置した場合、ノックオフ部材を設置しない場合と比べて最大加速度が小さい値を示した。実験ケースが少なく引き続き検討が必要であるが、ICSB 支承では、免震支承単体で用いる場合よりも、上部構造の応答を低減できる点において有利となる可能性がある。
- 3) 免震高架橋を対象とした動的解析より、ノックオフ型サイドブロックの破壊荷重をレベル 1 地震からレベル 1 地震の 1.5 倍程度に設定することにより、ICSB 支承に期待する、

常時・レベル1地震時とレベル2地震時の間で破壊し振動系を変化させる効果が得られることを明らかにした。

- 4) ICSB 支承では、ロックオフ型サイドブロックの破壊荷重が小さいほど、橋脚の発生曲率を小さくできることからロックオフ型サイドブロックの破壊荷重の精度や信頼性を高めることが重要であるといえる。

参考文献

- [3.1] 坂井田実, 吉田雅彦, 北田俊行, 松村政秀: 支承サイドブロックにおける破断特性制御構造の提案, 地震工学論文集, Vol.26, 8pages on CDROM, 土木学会, 2003.
- [3.2] 吉田雅彦, 坂井田実, 松村政秀, 北田俊行, 森田征樹: 支承サイドブロックにおける破断特性制御構造の静的破壊試験, 地震工学論文集, Vol.27, 8pages on CDROM, 土木学会, 2003.
- [3.3] 松村政秀, 吉田雅彦, 坂井田実, 北田俊行, 森田征樹: 縮小模型によるスリット型サイドブロックの破断特性の検証, 第8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.191-196, 土木学会, 2005.
- [3.4] 吉田雅彦, 松村政秀, 坂井田実, 北田俊行, 森田征樹, 浅田直宏: 免震橋梁用ロックオフ型サイドブロックの提案, 鋼構造論文集, 第15巻, 第59号, pp.45-56, 日本鋼構造協会, 2008.
- [3.5] 本荘清司, 横山和昭, 前原直樹, 田崎賢次, 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, 土木学会, 2009.
- [3.6] 杉岡弘一, 間嶋信博, 松下裕明, 姫野岳彦, 松村政秀: スリット型ロックオフ支承を用いた既設アーチ橋の耐震補強, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.467-478, 土木学会, 2011.
- [3.7] 松村政秀, 越智内士, 吉田雅彦: 免震高架橋へのロックオフ型サイドブロックの設置効果, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.554-563, 土木学会, 2010.
- [3.8] 中西泰之, 松村政秀, 北田俊行, 山口隆司: 橋梁構造物の耐震性評価のための小型振動台の有効利用法に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 第17巻, pp.415-420, 日本鋼構造協会, 2009.
- [3.9] Masahide Matsumura, Yasuyuki Nakanishi, Toshiyuki Kitada: Fundamental study on seismic response of steel bridge piers through dynamic analysis and shaking table test using small-size specimens, International Journal of Steel Structures, Vol.8, pp.261-266, 2004.
- [3.10] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I, II, IV, V, 2012.
- [3.11] 中西泰之, 松村政秀, 北田俊行: 円形断面橋脚のモデル化と耐震性評価に関する解析的研究, 鋼構造年次論文報告集, 第16巻, pp.191-196, 日本鋼構造協会, 2008.

第4章 SKS システムの高架橋への適用

4.1 まえがき

長周期化を図り下部構造へ作用する地震時慣性力の低減が期待できる分散支承や免震ゴム支承などのゴム系支承が橋梁の地震安全性向上策として用いられている。ゴム系支承は、常時の荷重作用および設計で想定する地震動に対してせん断ひずみが許容値以下となるように設計されるため、ゴム系支承を有する構造物の固有周期と地震動の卓越周期が近い場合には共振が生じるとともに、設計で想定しない強地震動の作用に対する設計上の裕度は必ずしも明確にされていない。また、近年では繰り返し荷重の載荷による性能の劣化や、鉛プラグを内装した免震ゴム支承では鉛プラグのはらみ出しなどゴム系支承の耐久性に関する課題も顕在化しつつある[4. 1]。

一方、すべり系支承を活用すると、下部構造・基礎構造へ伝達される地震時慣性力を遮断できることから、下部構造、基礎構造の小規模化、支承形式の簡略化などのコスト削減が期待できる[4. 2, 4. 3]。すべり系支承は機能分離型支承[4. 4]にも広く活用されているものの、水平力はゴム支承により受け持たれるため、分散支承や免震ゴム支承と同様の課題が懸念される。

ここで、ゴム系支承は橋軸方向の地震作用に対して機能することが期待され、橋軸直角方向には車両の走行性を確保し伸縮装置の損傷を防止するために移動制限装置が設置されることが多い。橋軸直角方向にはこの移動制限装置による復元力が期待できる一方で、レベル2地震時にこの移動制限が解放できると橋軸直角方向にもゴム系支承による免震効果等が期待できることから、移動制限を確実に解放できるロックオフ部材を用いて、常時・レベル1地震時とレベル2地震時とで支承条件を変化させる対策も実施されている。例えば、免震ゴム支承にロックオフ部材を併設する方法が提案・検討[4. 5, 4. 6]されており、実構造物への適用実績[4. 7, 4. 8]もある。この他にも、レベル2地震時のみ減衰力が作用することを期待し制震ダンパーにロックオフ部材を併設する構造も検討されている[4. 9]。既設橋梁の耐震補強対策として既設の固定支承を改良して、レベル2地震時にすべりによる地震時慣性力の低減効果を期待する支承可動化工法[4. 10]が、すべり系支承とロックオフ部材を併設する事例として挙げられるが、すべり支承は一般に、制震ダンパーなど復元力や減衰力を付与させる機構と併用して用いられることが多い。

ロックオフ部材とすべり系支承を併用することによってレベル2地震時に慣性力遮断を期待できると、従来の支承形式と比べ外力に対して依存性が少ないと考えられることから、すべり系支承、鋼製ピン型ロックオフ部材、変位制限装置を組み合わせる配置することにより、常時やレベル1地震時には支承条件を固定、レベル2地震時には可動化を図る支承形式（以降、SKS システム）に着目している[4. 11, 4. 12]。すなわち、常時・レベル1地震時には上部構造と下部構造との間に復元力を期待するが、レベル2地震時にはすべり系支承

による慣性力遮断効果を期待する。ただし、支承による復元力およびエネルギー吸収が期待できないことから過大な変位や落橋を防ぐための変位制限機構を設ける。この提案形式によると、支承構造の簡略化が図れ、免震ゴム支承や制震ダンパーなど高価な装置が不要となりコスト縮減が期待できるだけでなく、常時やレベル 1 地震時に対する移動制限によりすべり面の摩耗や劣化を防止できる点で耐久性にも有利であると考えている。

そこで、SKS システムの地震時応答および有効性を検証すべく、小型振動台実験を実施し基礎データを得る。また、この再現解析を行い、ロックオフ部材および変位制限装置のモデル化手法について検討する。具体的には、SKS システムでは、ロックオフ部材の破壊後に過大な上部構造の移動が生じる場合には変位制限装置との衝突が生じる。橋桁に関する衝突の解析モデル化の手法としては、接触バネによる手法[4. 13, 4. 14]のほか、衝突時のエネルギー損失を表現する手法として剛体転倒モデルを FEM に展開した手法[4. 15]などが提案されている。そこで、本章では、実務設計への適用に着目し簡便に衝突時のエネルギー損失を表現するため、変位制限装置の特性をバネ-ダッシュポットにてモデル化することとし、適切な解析モデル化の手法について検討する。併せて、ロックオフ部材の解析モデル化の手法についても検討する。

次に、3 径間連続非合成箱桁橋を対象に動的解析を実施し、SKS システムに用いるロックオフ部材の破壊荷重や変位制限装置の設置遊間量の設計手法を検討するとともに、SKS システムの高架橋への適用可能性を確認する。また、従来の支承形式である分散支承や免震支承を設置した場合と比較して、SKS システムの耐震性・経済性を検討している。

4.2 モデル化手法

すべり系支承、鋼製ピン型ロックオフ部材および変位制限装置を組み合わせて使用する SKS システムの地震時応答および有効性を検証すべく、小型振動台実験を実施し基礎データを得る。また、この再現解析を行い、ロックオフ部材および変位制限装置のモデル化手法について検討する。

4.2.1 対象橋梁

レベル 2 地震時における落橋事例は少ないものの、採用実績が多く、支承部の挙動が顕著に現れやすい構造形式である図 4.1 に示す中小規模のプレテンション方式 PC 単純中空床版橋（以降、床版橋とする）を対象に、SKS システムを用いて耐震補強を施すことを想定した。

一般に支承に対して耐震補強を施す場合、支承本体の補強あるいは支承の取替が必要となる。レベル 2 地震時に対しても、支承条件が固定となるように支承本体を補強する場合には、下部構造等への地震時慣性力が増加することが懸念される。また、新たに免震支承や分散支承等に取替え、下部構造等への地震時慣性力の低減を期待する場合には、これらの支承

は一般に固定・可動支承と比べ支承高さが高いことから、橋梁前後の路面全体の嵩上げが必要となるなどの制約を伴う。一方、SKS システムでは、レベル2 地震時には可動化を図ることにより下部構造等の補強のコスト削減も期待でき、かつ、PTFE と SUS の摩擦によるすべり支承の使用を想定しており免震支承等と比べ支承高さを低く抑えることが可能である。

そこで、想定する床版橋の支承の耐震補強にあたり、SKS システムを適用する。

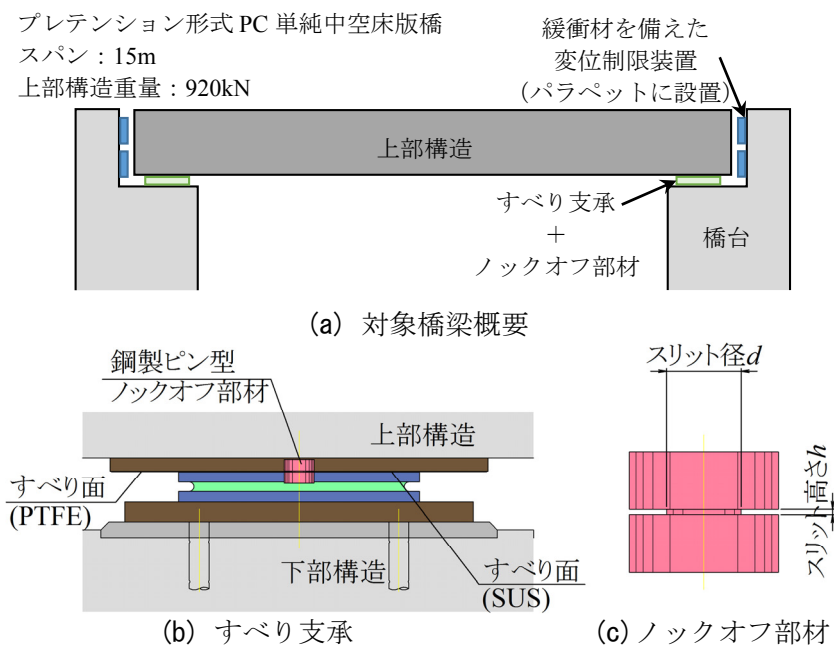


図 4.1 想定した対象橋梁と SKS システム

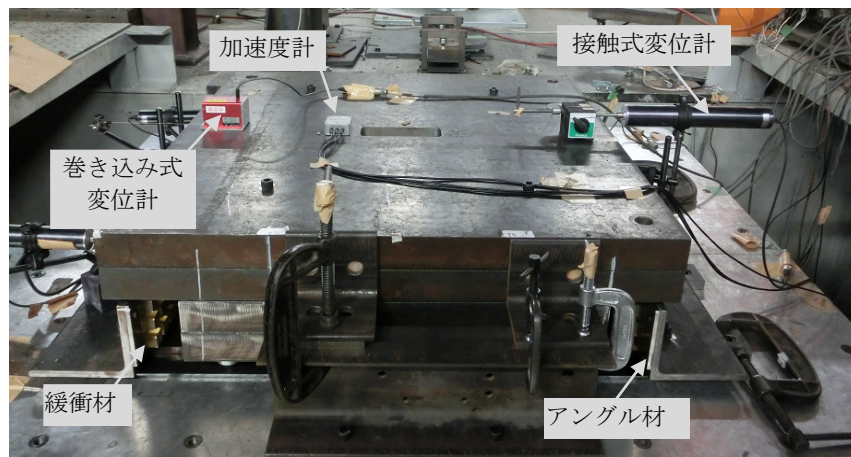
4.2.2 振動台実験

(1) 支承形式を想定した実験模型

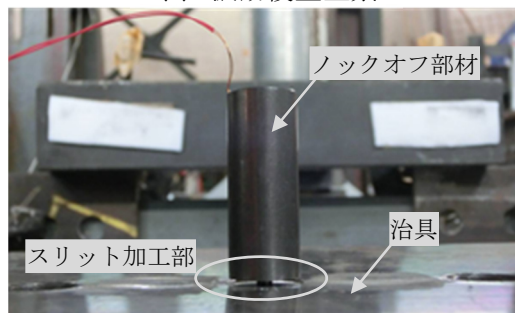
実験には、想定する床版橋を表 4.1 に示す相似則を考慮して、縮小率 $S=1/10$ により縮小した供試体を用いる。図 4.2 および写真 4.1 に実験装置を示す。上部構造を模したおもりの重量は 8.57 kN であり、おもりはすべり支承により支持されている。実験におけるすべり支承は、ノックオフ部材の破壊や変位制限装置への衝突現象が顕著に現れるように、PTFE と SUS の組合せよりも摩擦係数の小さいローラーにて実装した。振動台上に設置した治具にノックオフ部材を挿入し(写真 4.1 (b))、さらに中央部に孔をあけたおもりを設置する。おもりの両側には、遊間を設けて山型鋼からなる変位制限装置を振動台上に固定し、変位制限装置には、写真 4.1 (c) に示すように衝突緩衝効果を期待して緩衝材を片側 60 個設置する。なお、すべり支承、ノックオフ部材および変位制限装置の荷重は、おもりと振動台に取り付けた加速度計の計測結果から相対的な加速度を算出し、これにおもりの重量を乗じて算定する。

表 4.1 本実験で考慮する相似則

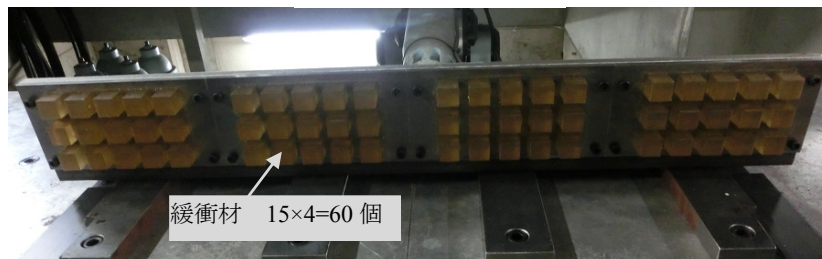
物理量	相似比
長さ(変位)	S^{-1}
時間(周期)	$S^{-1/2}$
振動数	$S^{1/2}$
上部構造重量	S^{-2}
バネ定数	S^{-1}
加速度	1



(a) 振動模型全景



(b) ノックオフ部材



(c) 緩衝材

写真 4.1 実験の状況

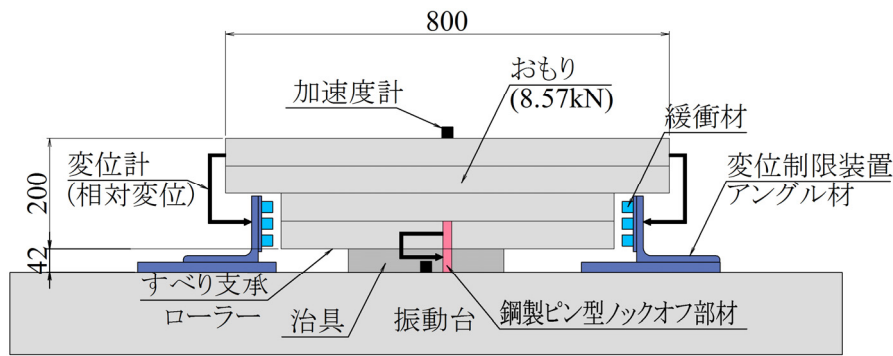


図 4.2 振動模型と計測項目 (単位 : mm)

(2) 鋼製ピン型ロックオフ部材の破壊特性と設計荷重算定式

ゴム系支承と併用されるロックオフ部材には、サイドブロックにスリット加工を施し、この断面縮小部のせん断破壊によりロックオフを実装する構造[4.5, 4.7]や、ねじりや座屈によりロックオフを実装する構造[4.6]などがある。これらは、橋軸直角方向に着目した構造であり方向依存性を有する。また、すべり支承と併用されるロックオフ部材には、取付けボルトにノッチ加工を施し、ボルトでのせん断破壊によりロックオフを実装する構造がある[4.8, 4.10]。ただし、取付けボルトの設置本数が多い場合には、各個撃破など破壊性能の発現性が懸念される。そこで、SKS システムのロックオフ部材には、図 4.1 (b) および (c) に示すように、方向依存性が小さく、かつ少ない設置数でロックオフが実装できる鋼製ピン型ロックオフ部材[4.11]を用いる。

ここで、鋼製ピン型ロックオフ部材の設計荷重は、式(2.12)より算定される。実験に用いる供試体を対象に、破壊特性を検討するとともに、この設計荷重算定式の適用性について検討した。

SS400 材を加工した磨き材から直径 16 mm の鋼製円柱を切り出し、径 d 、高さ h のスリット加工 (加工寸法は図 2.9 参照) を施したロックオフ部材を製作し、材料試験の結果を用いてスリット部の断面を式(2.5)、式(2.12)により設計する。具体的には、実験実施上の制約からスリット径 d は 3.5 mm および 4.3 mm に設定した。スリット径 $d = 3.5$ mm の供試体の設計荷重は、振動台実験に使用のおもりの重量にレベル 1 地震相当の設計水平震度 $k_h = 0.3$ を乗じた荷重であり、 $d = 4.3$ mm の供試体は、 $d = 3.5$ mm の 1.5 倍の設計荷重である。加工上の制約から h は 0.8 mm および 1.6 mm とした。製作に用いた鋼材の引張試験結果を表 4.2 に示す。なお、実験に用いた磨き材は、加工により硬化が生じたと推察され明確な降伏棚が認められなかったことから、降伏応力は、0.2% オフセット耐力により算定した。

製作したロックオフ部材の破壊特性を調べるために、水平荷重を静的に漸増させる静的せん断破壊実験を行った。 $d = 3.5$ mm、 $h = 0.8$ mm の供試体は 4 体の供試体を用いて破壊荷重のバラツキを確認した。表 4.3 にロックオフ部材の要素実験ケースおよび実験結果を、図

4.3 に各供試体の荷重変位関係を示す。

表 4.3 より，スリット径 d が同じ供試体で，スリット高さ h が破壊荷重に及ぼす影響に着目すると， h の値によらず，破壊荷重はほぼ等しい値を示しており，破壊荷重とスリット高さの関連性は低いといえる．図 4.3 より，スリット径 d に対してスリット高さ h を高くすると最大荷重から破壊するまでの伸びが大きくなる傾向が認められる．次に，複数体実施した $d = 3.5\text{mm}$ ， $h = 0.8\text{mm}$ の供試体の破壊荷重はほぼ同じ値を示し，製作誤差に起因する破壊荷重のバラツキは小さいことが確認できる．また，実破壊荷重 P_u を設計荷重 P_{ud} で除した破壊荷重の制御率 P_u/P_{ud} は，すべての供試体で概ね 1.0 に近い値を示し，ロックオフ供試体の破壊荷重を式 (2.5)，式 (2.12) により算定できることが確認できる．

表 4.2 引張試験結果

供試体	径 d (mm)	断面積 A (mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	降伏応力 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)
A	10.07	79.6	2.07×10^5	712.6	745.9
C	12.05	114.0	2.02×10^5	703.8	738.3

表 4.3 ノックオフ部材の要素実験ケースと実験結果

供試体名	材料種別	スリット径 d (mm)	スリット高さ h (mm)	h/d	設計荷重 P_{ud} (kN)	破壊荷重 P_u (kN)	P_u/P_{ud}
S0308-1	A	3.48	0.78	0.22	4.65	4.50	0.97
S0308-2	A	3.53	0.79	0.22	4.78	4.55	0.95
S0308-3	A	3.52	0.77	0.22	4.76	4.55	0.96
S0308-4	C	3.47	0.81	0.23	4.59	4.95	1.08
S0316	C	3.48	1.58	0.45	4.61	4.35	0.94
S0408	C	4.28	0.79	0.18	6.98	7.25	1.04
S0416	C	4.29	1.57	0.37	7.01	6.70	0.96

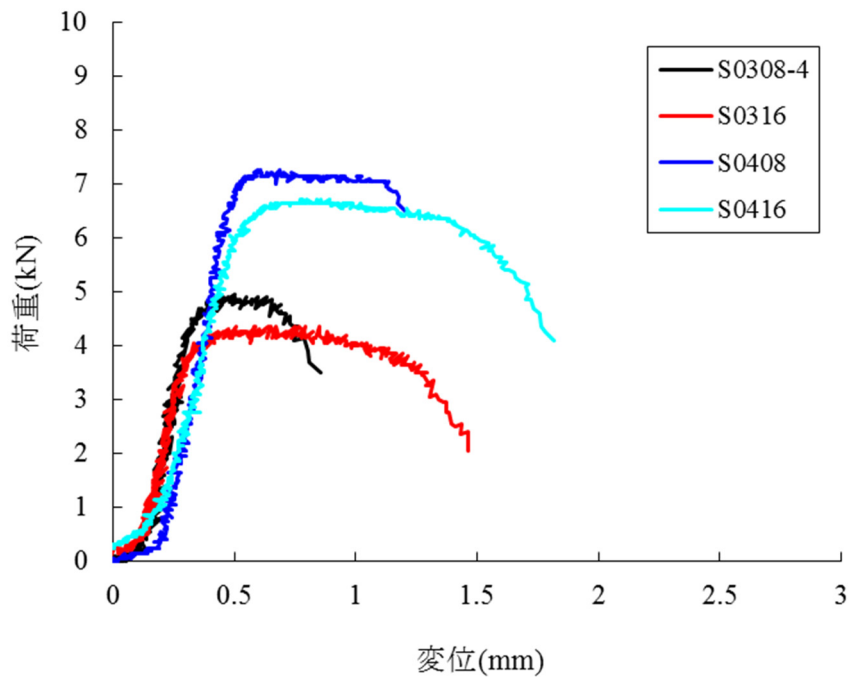


図 4.3 ノックオフ部材の荷重変位関係

(3) 緩衝材を備えた変位制限装置の特性

ノックオフ後に上部構造（おもり）と下部構造の相対変位が急増し過大な移動を伴う場合の衝突の緩衝を期待して、変位制限装置には緩衝材を設置する。緩衝材には、製작성や設置の容易さの観点から、1辺 20 mm の立体形の硬度 20 度の熱硬化性ポリウレタンエラストマーを用い、これを片側 60 体設置した緩衝構造を設置する。熱硬化性ポリウレタンエラストマーは、弾性率、引張強さが高く、耐摩耗性や衝撃吸収性等に優れ、複雑な形状の部材を成型しやすく、産業資材(ロール、ベルト、パッキン、防振ゴム等)に利用されている材料である。

a) 緩衝材の引張試験

実験で用いる緩衝材の引張試験を JIS K625:2010 に基づき行った。試験片はダンベル試験片 3 号で行った材料試験結果を表 4.4 に示す。100%応力は、標点間が載荷前の 2 倍となる変形量に達したときの応力である。破断伸びは破断した後に、標点間を計測したときの伸びである。標点間距離を計測しており、変形量 100%までの変形では応力のばらつきが小さいが、変形量 300%以上では応力や伸びのばらつきが大きくなっている。

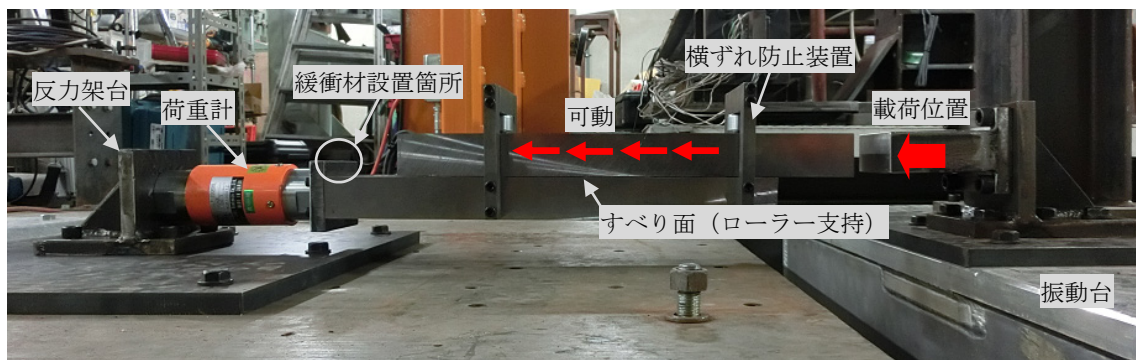
表 4.4 緩衝材の引張試験結果

試験片	硬度 JIS-A	100%応力 (N/mm ²)	300%応力 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)
1	20.0	0.205	0.340	0.814	690
2	20.0	0.205	0.353	1.260	830
3	19.0	0.207	0.353	0.634	550
平均	19.7	0.206	0.349	0.906	690

b) 緩衝材の要素衝突実験

図 4.4 に示す実験装置を用いてこの 1 要素を対象に引張試験，衝突実験を実施し，速度依存性や反発特性などの要素特性を得る．また，1 要素を用いる衝突実験の衝突速度は後述する振動台実験と同様な範囲とし，緩衝材の形状は上述以外にも複数体用いて要素実験を実施した結果，対象構造に適した寸法として上記形状を試行により採用した．

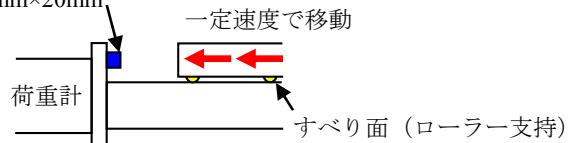
緩衝材の速度依存性，反発特性を把握するため，緩衝材におもりの 1/60 の重量の鋼材を速度 0～0.6 m/s の間で衝突させる要素衝突実験を行った．図 4.5(a) に载荷速度 0 m/s (静的) における緩衝材の荷重 (反力) -変位関係を示す．同図より緩衝材は，約 8 mm (全高 20 mm の 40%) まで縮小すると，ハードニングにより非線形性が顕著に認められる．図 4.5(b)～(d) に载荷速度と反力，最大縮みおよび反発係数の関係を示す．図 4.5(b) および(c) に示すとおり，载荷速度が大きくなるにつれ，緩衝材に生じる衝撃荷重および最大縮みは大きくなるが，図 4.5 (d) に示すとおり，反発係数 e の速度依存性は低くほぼ一定な値をとり，平均値は $e = 0.499$ であった．



(a) 実験装置の配置状況

緩衝材(硬度 20)

20mm×20mm×20mm



(b) 緩衝材設置箇所拡大図

図 4.4 実験装置

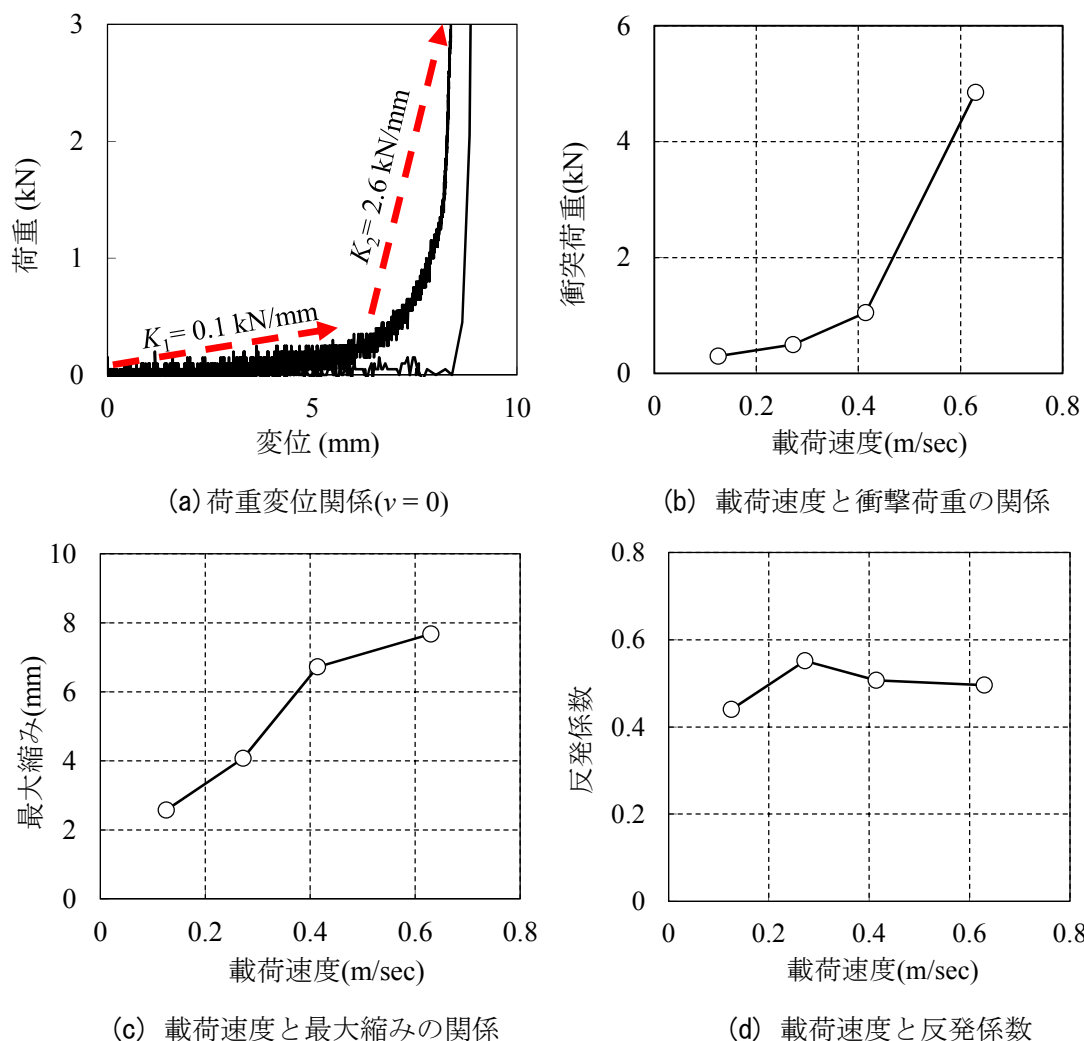


図 4.5 緩衝材の要素衝突実験の結果

c) 緩衝材を備えた変位制限装置の履歴特性

ここでは、振動台実験に用いる変位制限装置の履歴特性を、振動台上におもり (8.54 kN)、すべり支承および緩衝材 60 個を設置した変位制限装置を設置して、 $v = 0.4 \text{ m/s}$ の一定速度でおもりを衝突させることにより確認する。図 4.6 に示す実験装置を示す。

図 4.7 に変位制限装置の衝突実験結果を示す。緩衝材を備えた変位制限装置は、要素衝突実験と同様に約 8 mm の圧縮変形を受けると非線形性を示すことが確認できる。また、変位制限装置の衝突実験より得られた剛性は、 $K_1 = 1.6 \text{ kN/mm}$ 、 $K_2 = 18.1 \text{ kN/mm}$ であり、要素衝突実験により得られた剛性を 60 倍して算定される、変位制限装置の剛性 ($K_1 = 0.1 \times 60 = 6.0 \text{ kN/mm}$ 、 $K_2 = 2.6 \times 60 = 156 \text{ kN/mm}$) よりは小さな値を示した。感圧紙を用いて緩衝材の圧力分布を計測したところ、緩衝材に作用する力が必ずしも均等でなかったことから要素衝突実験の結果に基づいて算定される剛性との差異が生じたと推察される。

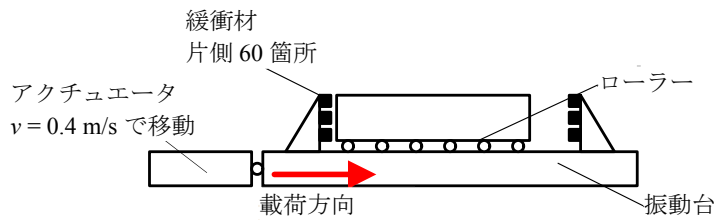


図 4.6 変位制限装置の衝突実験 実験装置

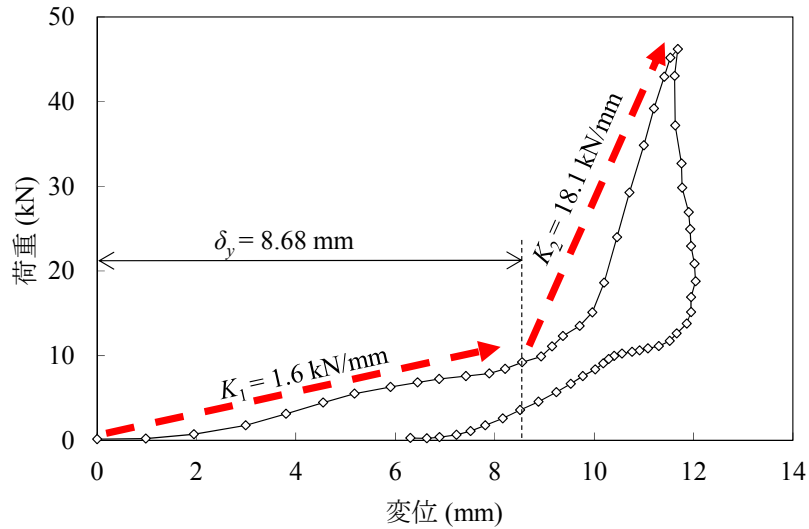


図 4.7 変位制限装置の衝突実験結果

(4) すべり支承の特性

振動台実験に用いるすべり支承の履歴特性を振動台上におもりおよびすべり支承を設置して、振幅±10 mmの正弦波加振実験を行い把握する。正弦波の加振周期は、道路橋示方書[4.16]に示されるⅢ種地盤に対する地震動のスペクトルのピーク周期(0.34~1.5 s)を参照し、相似則を考慮して0.1~0.5 sに設定した。

すべり支承の履歴特性は、図 4.8 に示すように地震動のピーク周期における正弦波加振実験を再現できるように試行により表 4.5 に示すとおり設定した。

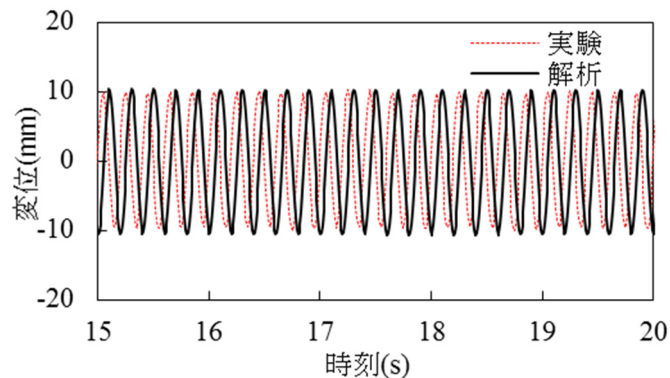


図 4.8 すべり支承の履歴特性の再現性確認の一例

表 4.5 すべり支承の履歴特性

初期剛性	2次剛性	降伏荷重
K_1	K_2	P_1
(N/mm)	(N/mm)	(N)
107	1.32	179

(5) 実験ケース

表 4.6 に実験ケースを示す。FREE は、ロックオフ部材を設置しないケースである。FIX は、スリットを有さない鋼製ピンを挿入し、おもりの変位を拘束するケースである。

ロックオフ部材の形状は、スリット径 $d=3.5\text{ mm}$ および 4.3 mm 、スリット高さ $h=0.8\text{ mm}$ および 1.6 mm の供試体を対象とした。また、振動台実験に用いる変位制限装置（緩衝材の先端）とおもりの遊間は、 15 mm （実寸： 150 mm ）および 45 mm （実寸： 450 mm ）の 2 通りに設定した。ロックオフ部材を設置するケースは、ロックオフ部材の形状および変位制限装置とおもりの遊間量を示す 8 桁の数字にて呼称しており、例えば、350815 は、スリット径を $d=3.5\text{ mm}$ 、スリット高さを $h=0.8\text{ mm}$ としたロックオフ部材を用い、変位制限装置とおもりの遊間量を $u=15\text{ mm}$ と設定した実験ケースである。

振動台には、レベル 2 地震動の標準波形として道路橋示方書[4.16]に示されている II-III-3 地震動および I-III-3 地震動を、相似則を考慮して時間軸を 31.6% ($S=10$) に縮小した加速度波形を入力する。

(6) 振動台実験の結果

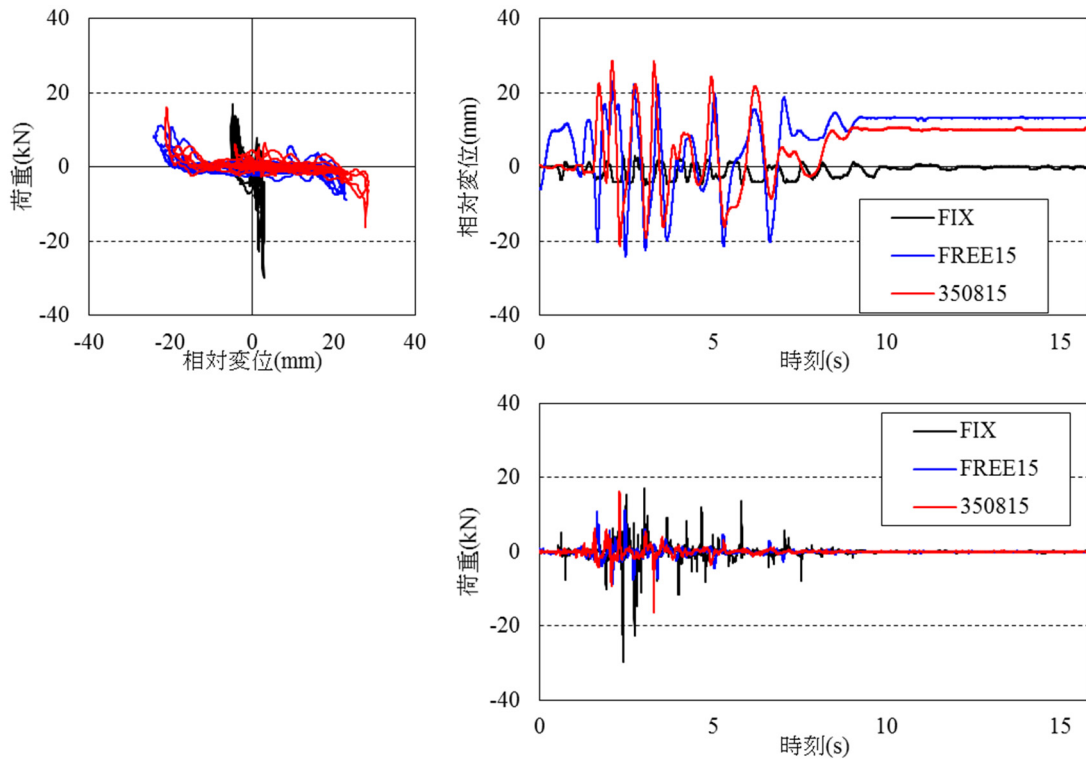
図 4.9 に FIX, FREE, ロックオフ部材を配したケースの荷重-変位関係とその時刻歴応答の一例を、表 4.6 に振動台実験におけるロックオフ部材の破壊時刻 t および変位制限装置に生じる最大衝突荷重 P_{\max} を示す。

図 4.9 および表 4.6 よりロックオフ部材を配したケースでは、いずれの実験条件においても地震の初期段階には、ロックオフ部材は破壊せずおもりの移動を制限し FIX に近い挙動を示している。また、ロックオフ部材の破壊後には移動を解放し FREE に近い挙動を示し、変形が大きくなると変位制限装置への衝突が生じることが確認できる。したがって、設計で想定した通り、ロックオフ部材が支承条件を固定から可動へと移行させるトリガーとしての機能を担い、レベル 2 地震時にのみすべり状態が発現できること、ロックオフ後には上部構造が変位制限装置に繰り返し衝突することが確認できた。また、I-III-3 地震動を入

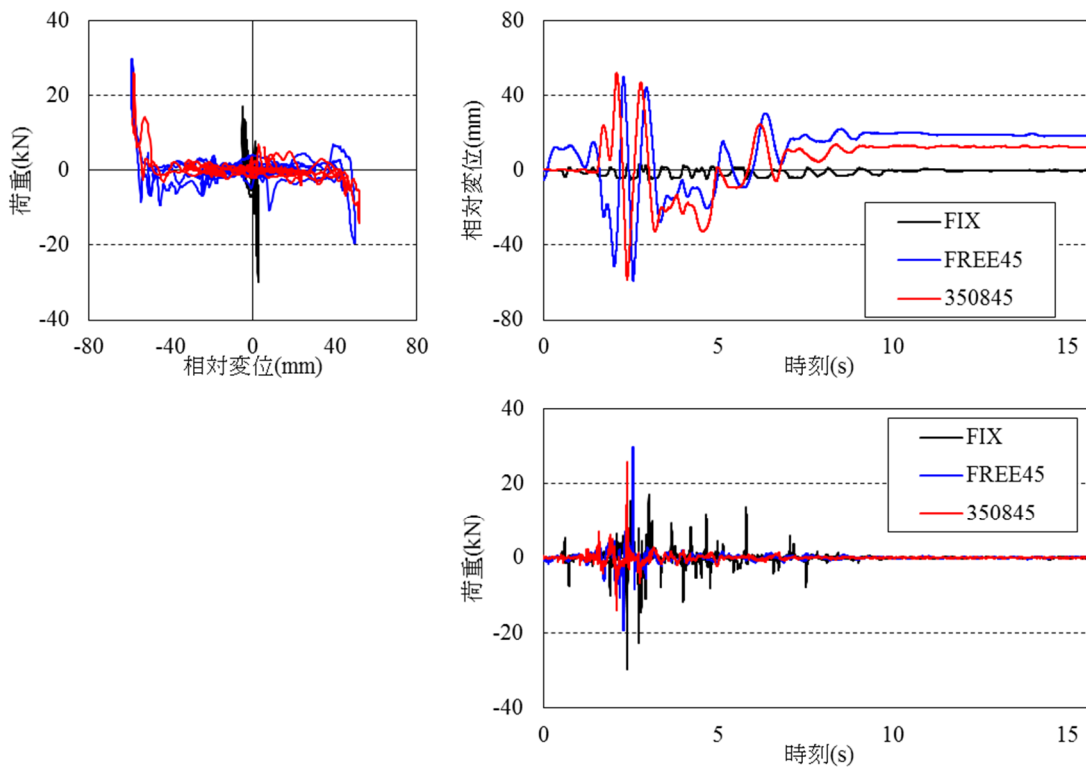
力した場合には、すべり支承にロックオフ部材を設置したケースにて、FIX と比べ大きな支承反力を示しており設計で期待した免震効果が発揮されていない。これは、支承条件を固定とした場合の固有周期（下部構造の固有周期）と地震動の有する周期特性の関係によると考えられ、すべり支承にロックオフ部材を配した支承形式の採用にあたっては、下部構造の周期特性について確認する必要があるといえる。

表 4.6 実験ケースおよび実験結果

		実験ケース				実験結果	
供試体名	地震動	変位制限装置	ロックオフ部材			ロックオフ破壊時刻 $t(s)$	最大衝突荷重 $P_{max}(kN)$
		遊間量 $u(mm)$	スリット径 $d(mm)$	スリット高さ $h(mm)$	破壊荷重 $P_{ud}(kN)$		
FIX	II-III-3	—	—	—	—	—	29.81
FREE 15		15	—	—	—	—	11.24
350815		—	3.47	0.82	4.59	1.501	-16.37
430815		—	4.32	0.82	7.11	1.618	-17.45
431615		—	4.25	1.57	6.88	1.588	-17.62
FREE 45		45	—	—	—	—	29.72
350845		—	3.52	0.82	4.72	1.497	25.95
351645		—	3.49	1.57	4.64	1.604	25.27
430845		—	4.25	0.82	6.88	1.609	21.32
431645		—	4.29	1.58	7.01	1.584	24.41
FIX	I-III-3	—	—	—	—	—	-10.39
FREE 15		15	—	—	—	—	-18.98
351615		—	3.48	1.56	4.61	28.512	-18.74
431615		—	4.24	1.55	6.85	26.228	-20.56

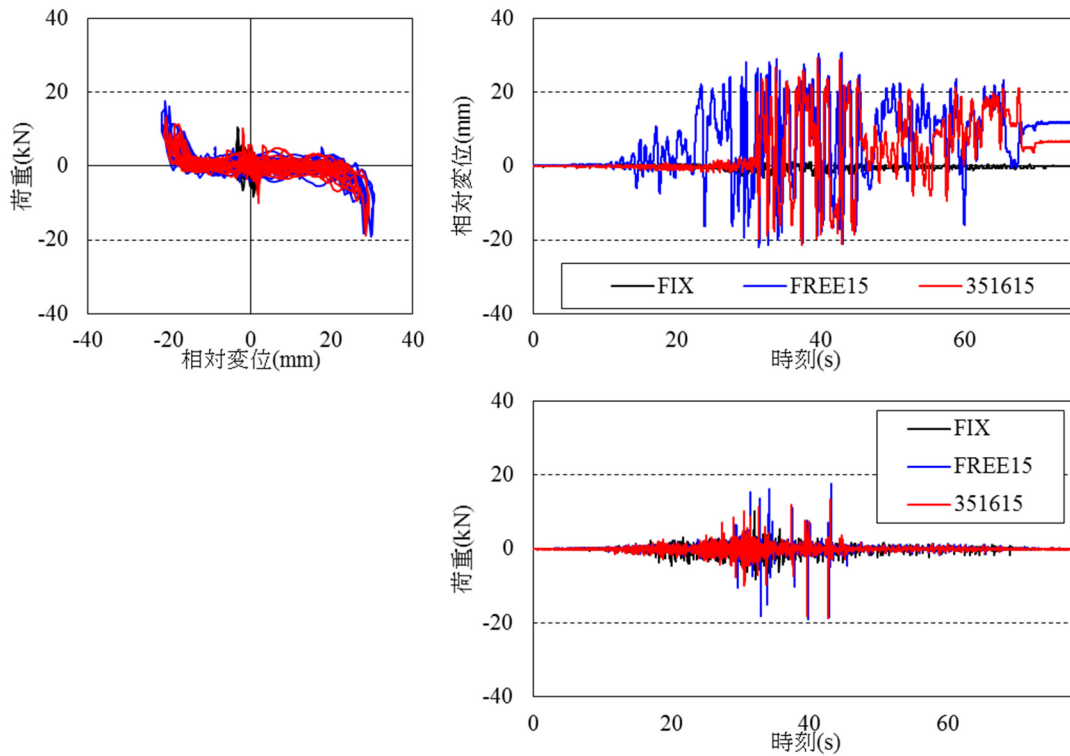


(a) 遊間量 15mm (II-III-3 地震動)



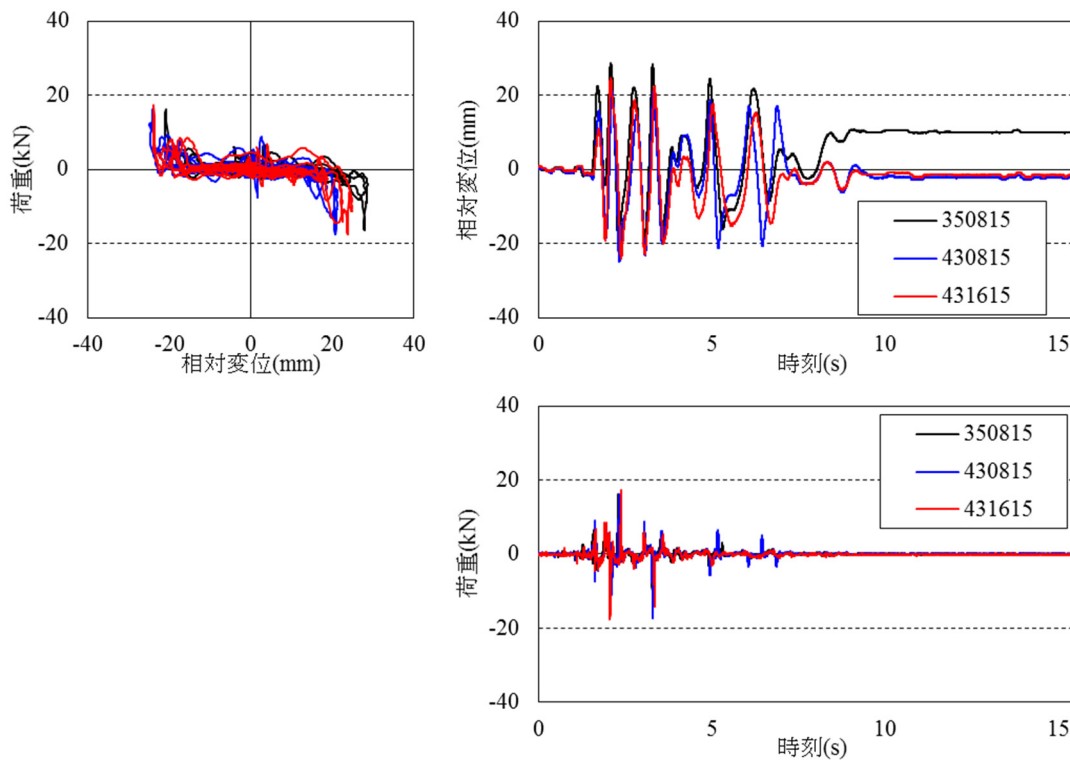
(b) 遊間量 45mm (II-III-3 地震動)

図 4.9 FIX, FREE, ノックオフ部材を配した場合の振動性状の差異 (つづく)



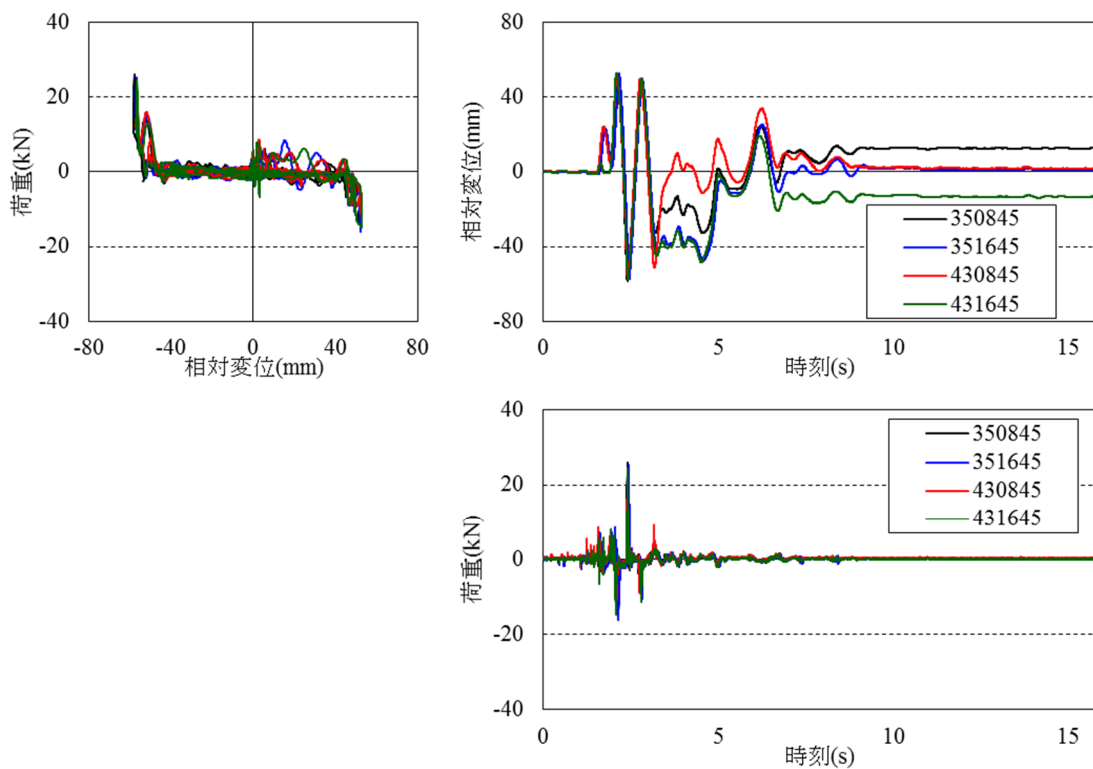
(c) 遊間量 15mm (I -III-3 地震動)

図 4.9 FIX, FREE, ノックオフ部材を配した場合の振動性状の差異 (つづき)

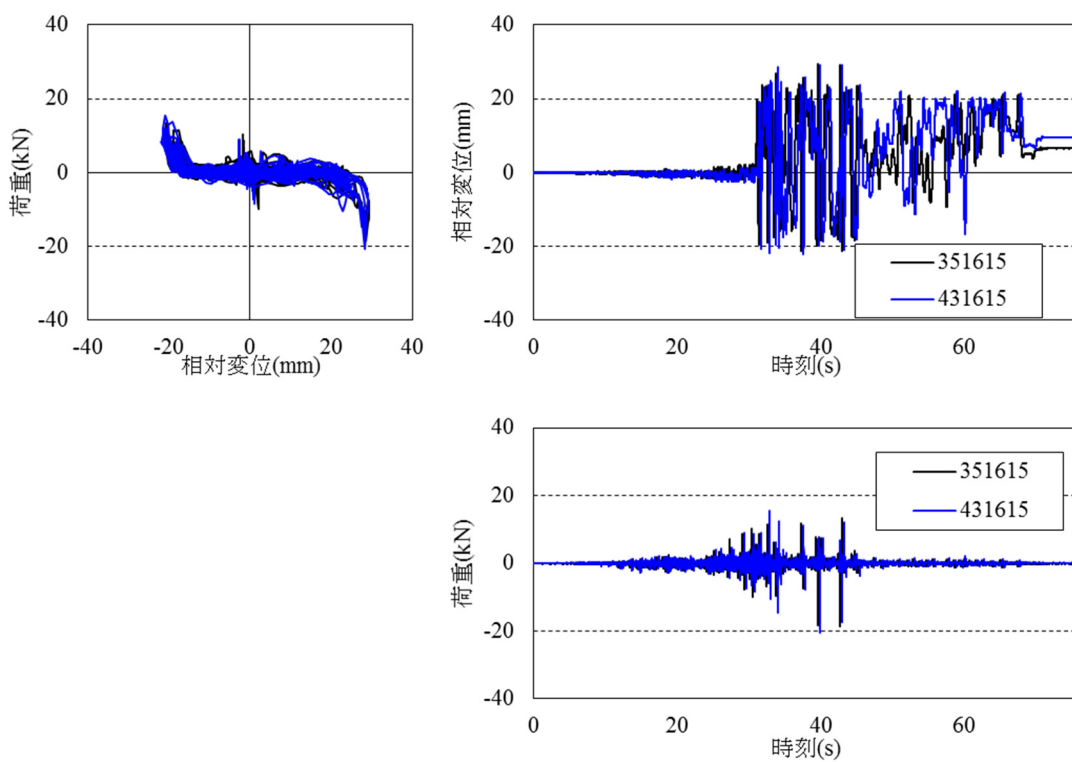


(a) 遊間量 15mm (II -III-3 地震動)

図 4.10 ノックオフ部材の破壊荷重の違いによる振動性状の差異 (つづく)

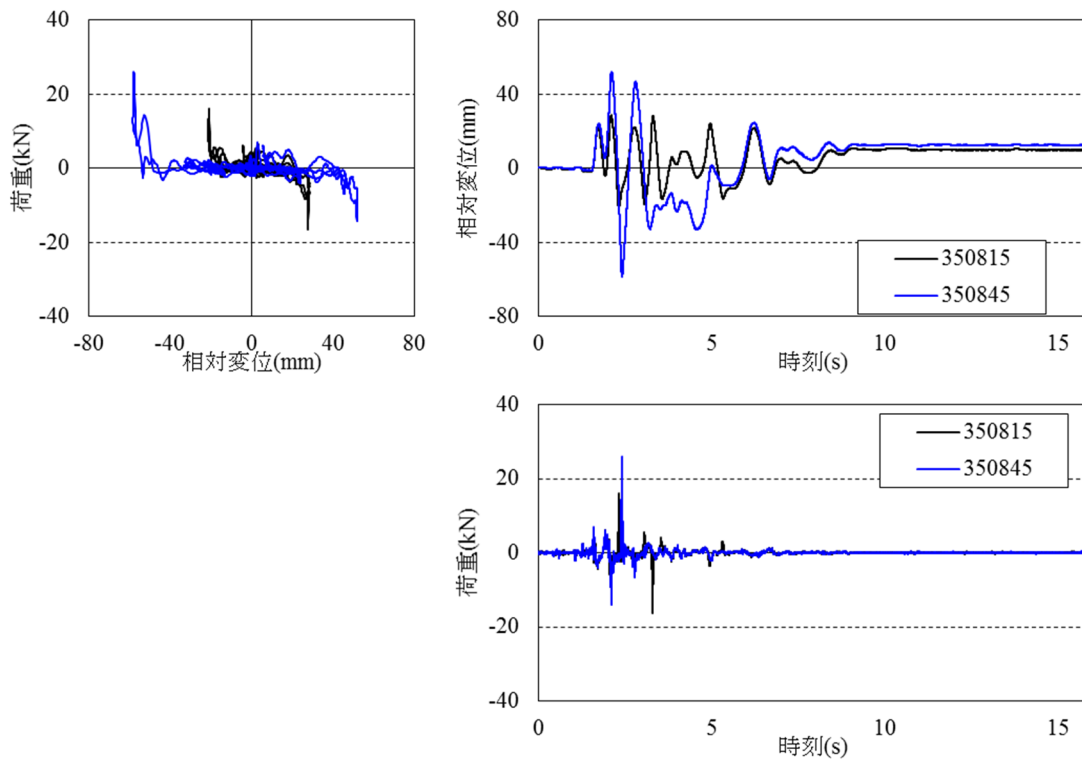


(b) 遊間量 45mm (Ⅱ-Ⅲ-3 地震動)

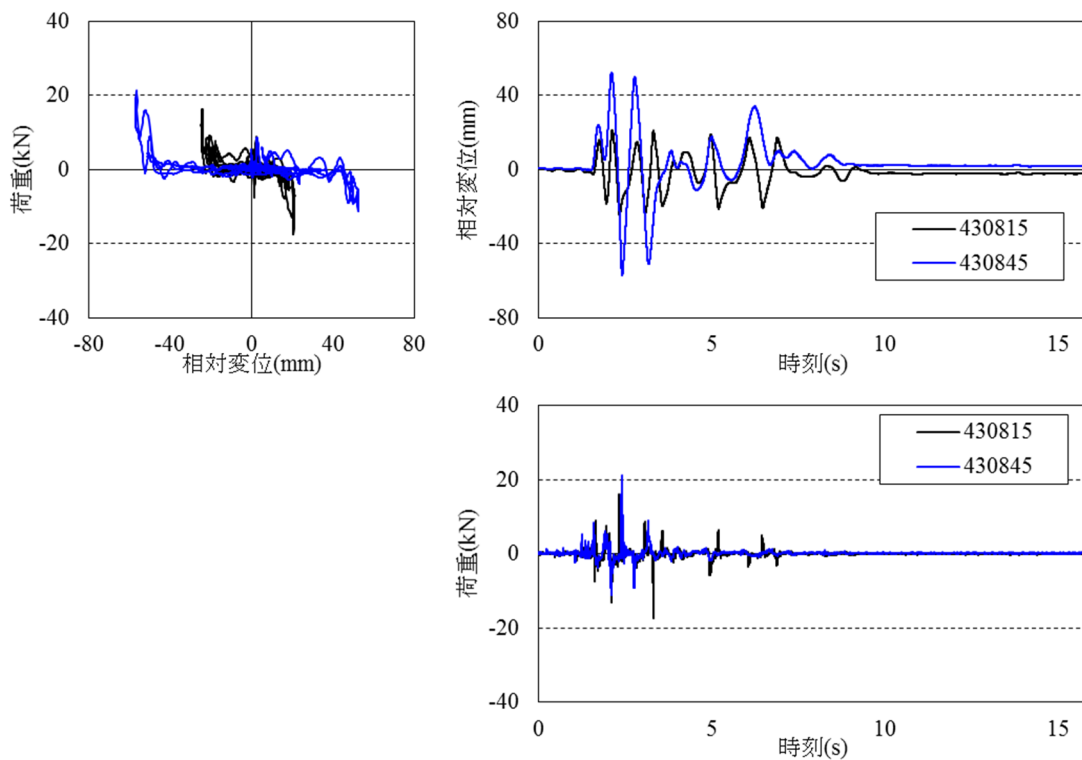


(c) 遊間量 15mm (Ⅰ-Ⅲ-3 地震動)

図 4.10 ノックオフ部材の破壊荷重の違いによる振動性状の差異 (つづき)

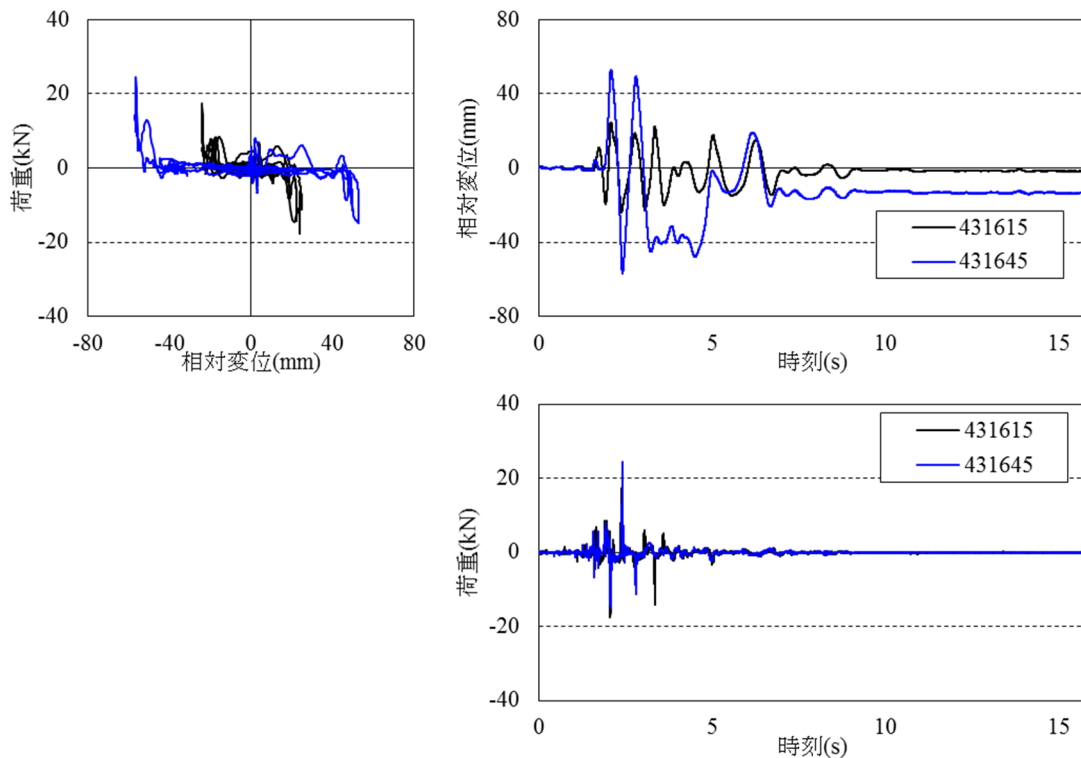


(a) ノックオフ形状 $d = 3.5 \text{ mm}$, $h = 0.8 \text{ mm}$ (I - II - 3 地震動)



(b) ノックオフ形状 $d = 4.3 \text{ mm}$, $h = 0.8 \text{ mm}$ (I - II - 3 地震動)

図 4.11 変位制限装置の遊間量の違いによる振動性状の差異 (つづく)



(c) ノックオフ形状 $d = 4.3 \text{ mm}$, $h = 1.6 \text{ mm}$ (I-II-3 地震動)

図 4.11 変位制限装置の遊間量の違いによる振動性状の差異 (つづき)

図 4.10 にノックオフ部材の破壊荷重が異なる場合の動的応答の違いを示す。設定した範囲では、ノックオフ部材の破壊タイミングが 1 秒程度異なること、すべり状態への移行後は外力の周期に対する依存性は低く、破壊タイミングが異なる場合にも概ね同様な応答を示すことがわかる。なお、ノックオフ部材の破壊のタイミングが異なることにより、変位制限装置への衝突荷重はばらつき、遊間量が等しい場合、最大で 2 割程度の差異が生じている。

図 4.11 に変位制限装置の遊間量が異なる場合の動的応答の違いを示す。上部構造と変位制限装置の遊間量に着目すると、変位制限装置の設置遊間により衝突荷重は 2~6 割程度変動する。たとえば遊間量が大きい $u = 45 \text{ mm}$ (実寸: 450 mm) の実験ケース 350845 は遊間量の小さい $u = 15 \text{ mm}$ (実寸: 150 mm) のケース 350815 に比べ衝突荷重が約 6 割程度大きい。

遊間量を大きく設定する場合には、変位制限装置への衝突速度が増し衝突荷重が大きくなると推察される。SKS システムの設計では、変位制限装置の遊間量の設定および緩衝材の選定が重要な項目となる。

4.2.3 解析モデル化手法

振動台実験で用いた供試体を、一質点系のばね-マス-ダッシュポットにモデル化し、実験の再現解析を行う。実験と解析結果を比較することにより、SKS システムに用いる各部材の適切なモデル化手法について検討する。解析には、EPASS/USSP[4.17]を用いる。

(1) 変位制限装置

II-III-3 地震動を入力した、実験ケース FREE15 および FREE45 (すべり支承および変位制限装置からなる振動系) を対象に再現解析を行い、変位制限装置の適切なモデル化手法について検討する。

このとき、衝突時のエネルギー損失を簡易に表現するため、剛体すべりや回転によるエネルギー損失は微小であると判断し、変位制限装置は反発係数より算定される粘性減衰 C を考慮したバネ-ダッシュポットにてモデル化する。粘性減衰 C は式(4.1)、式(4.2)より算定する[4.18]。

$$C = 2\gamma\sqrt{m \cdot K} \quad (4.1)$$

$$\gamma = -\frac{\ln(e)}{\sqrt{\pi^2 + \ln(e)^2}} \quad (4.2)$$

ここに、

- C : 粘性減衰(N・s/mm)
- K : バネ定数(N/mm)
- m : 質量(=0.874 N・s²/mm)
- γ : パラメータ
- e : 反発係数(=0.499)

また、変位制限装置の履歴特性は変位制限装置の衝突実験の結果(図4.7)を参考にして、図4.12に示すとおり、緩衝材の初期の圧縮剛性にてモデル化する初期剛性型、緩衝材のハードニング後の剛性にてモデル化する衝突剛性型、初期とハードニング後の剛性からバイリニア型の骨格曲線にてモデル化するバイリニア型の3通りに設定した。ここで、粘性減衰 C は式(4.1)に示したとおり、バネ定数 K により変動することから、バイリニア型については、初期剛性より算定される粘性減衰にてダッシュポットをモデル化するバイリニア1、衝突剛性よりモデル化するバイリニア2を設定する。解析ケースを表4.7および図4.12に示す。なお、衝突前に粘性減衰による過度な減衰が作用しないように、衝突を表現するバネと緩衝材の圧縮剛性を表現するバネは直列バネとして別途モデル化している。すべり支承は、表4.5に示した値を用いて履歴減衰を考慮してモデル化する。

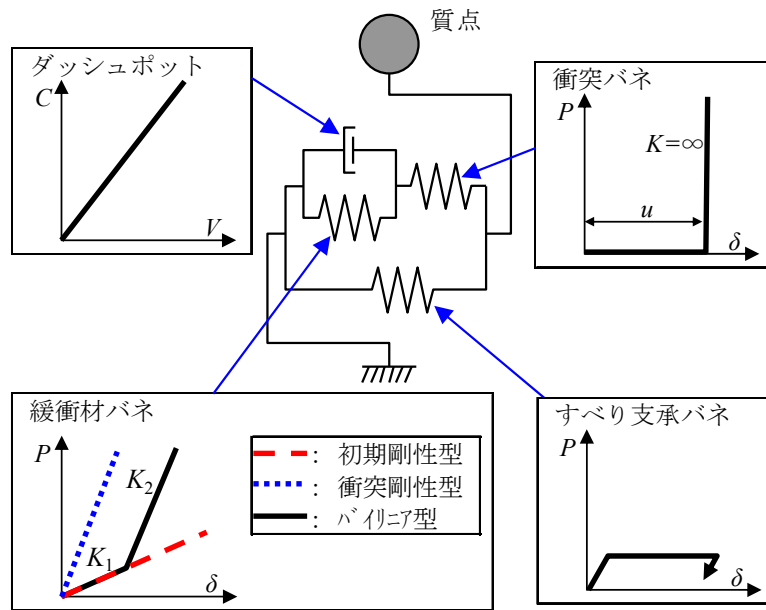


図 4.12 変位制限装置，すべり支承のモデル化

表 4.7 変位制限装置のモデル化および解析ケース

解析ケース		遊間量 u (mm)		初期剛性 K_1 (N/mm)	2次剛性 K_2 (N/mm)	降伏変位 δ_y (mm)	粘性減衰 C (N · s/mm)
FREE 15	初期剛性型	+20.00	-20.00	1,600	—	—	16.157
	衝突剛性型	+28.68	-28.68	18,100	—	—	54.344
	バイリニア 1	+20.00	-20.00	1,600	18,100	8.68	16.157
	バイリニア 2	+20.00	-20.00	1,600	18,100	8.68	54.344
FREE 45	初期剛性型	+41.32	-50.32	1,600	—	—	16.157
	衝突剛性型	+50.00	-59.00	18,100	—	—	54.344
	バイリニア 1	+41.32	-50.32	1,600	18,100	8.68	16.157
	バイリニア 2	+41.32	-50.32	1,600	18,100	8.68	54.344

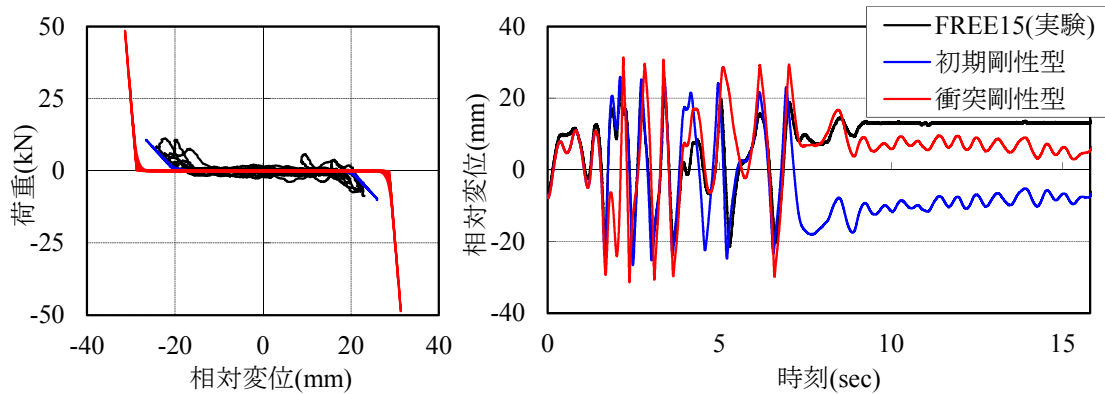
表 4.8 に変位制限装置への最大衝突荷重 P_{max} を，図 4.13 および図 4.14 に荷重-変位関係および変位の時刻歴応答を示す。緩衝材の圧縮変形量が 4.15 mm と小さく，ゴムのハードニングが生じていない FREE15 は，初期剛性型，バイリニア 1 の場合に最大衝突荷重，応答変位が実験結果と良好に一致している。衝突剛性型では，変位量は概ね一致したが衝突時の荷重を過大に，衝突剛性から粘性減衰を設定したバイリニア 2 では，バイリニア 1 と比べ減衰が大きく作用し衝突時の荷重を過小に評価している。

緩衝材の圧縮変形量が 9.03 mm と大きく，ハードニングが生じた FREE45 は，初期剛性型では最大衝突荷重，応答変位が概ね実験と一致した。衝突剛性型，バイリニア 1 では変位量は概ね一致したものの衝突時の荷重を過大に，バイリニア 2 では衝突時の荷重を過小に

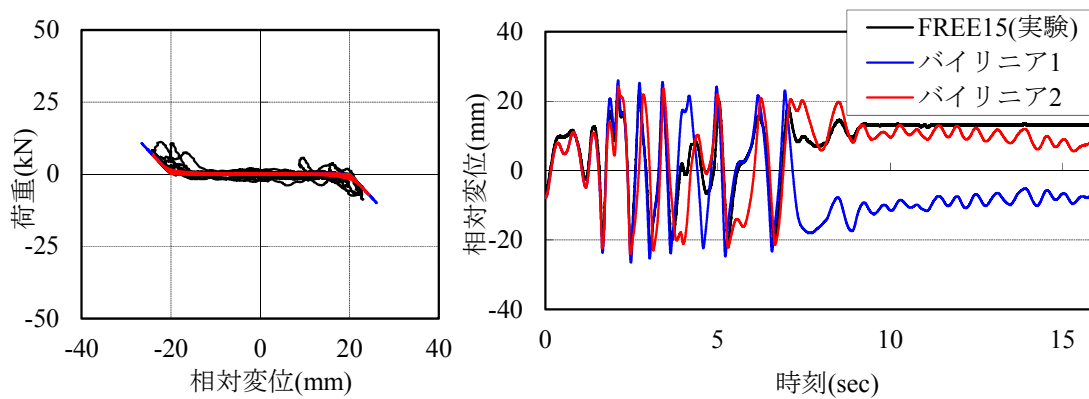
評価している。以上から、おもりと変位制限装置の衝突現象を、反発係数より算定される粘性減衰 C によるダッシュポット、初期剛性型の剛性を有するバネ要素にてモデル化することで比較的精度よく衝突現象を再現できることがわかった。

表 4.8 変位制限装置のモデル化による衝突荷重の差異

解析ケース		最大衝突荷重 $P_{max}(kN)$	誤差 (%)
FREE15	実験結果	11.240	-
	初期剛性型	10.710	-4.7
	衝突剛性型	48.472	331.2
	バイリニア 1	10.710	-4.7
	バイリニア 2	-7.032	-37.4
FREE45	実験結果	29.716	-
	初期剛性型	21.153	-28.8
	衝突剛性型	67.734	127.9
	バイリニア 1	58.665	97.4
	バイリニア 2	-11.847	-60.1

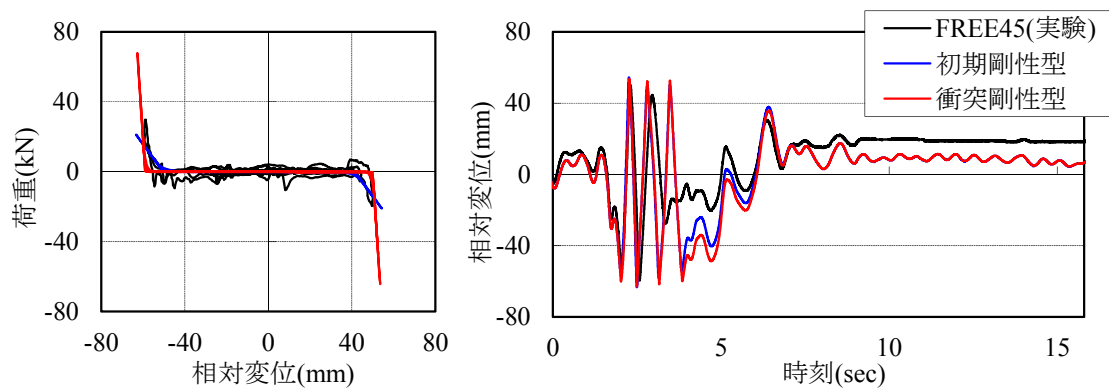


(a) 初期剛性型および衝突剛性型

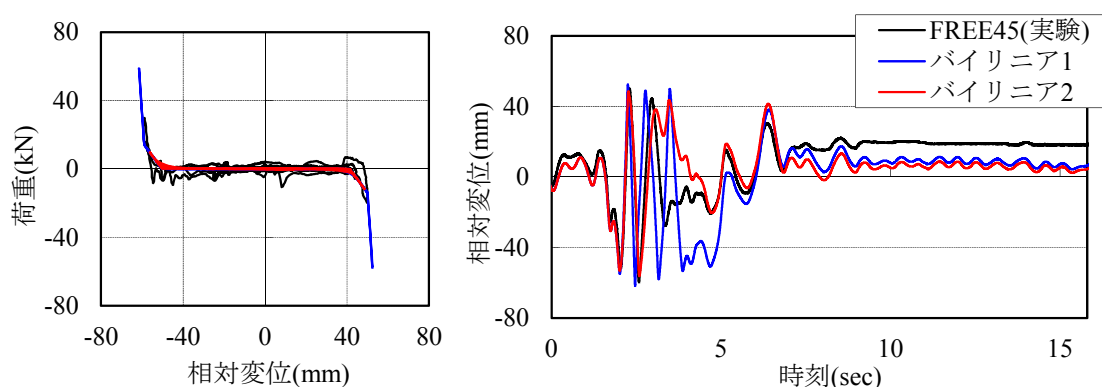


(b) バイリニア 1 およびバイリニア 2

図 4.13 変位制限装置のモデル化の違いによる応答性状の差異 (FREE15)



(a) 初期剛性型および衝突剛性型



(b) バイリニア 1 および バイリニア 2

図 4.14 変位制限装置のモデル化の違いによる応答性状の差異 (FREE45)

(2) 鋼製ピン型ロックオフ部材

II-III-3 地震動を入力した実験ケース 350815 および 350845 を対象に再現解析を行い、鋼製ピン型ロックオフ部材の適切なモデル化手法を検討する。ここでは、ロックオフ部材の設置遊間 u 、ロックオフ部材の骨格曲線のモデル化に着目する。

ロックオフ部材のばね剛性は、 $d = 3.5 \text{ mm}$ 、 $h = 0.8 \text{ mm}$ の供試体を用いて実施した破壊実験の結果 (図 4.3 および表 4.3) を参考に、4 体の剛性の平均値により、表 4.9 および図 4.15 のように設定する。ロックオフ部材の骨格曲線は、最大荷重までをモデル化したバイリニア、破壊変位までをモデル化したトリリニア、トリリニアモデルに遊間量をモデル化した遊間ありトリリニアの計 3 ケースに設定した。すべり支承は要素実験の結果に基づき表 4.5 に示した値を用いて履歴減衰を考慮してモデル化し、変位制限装置は前項で述べた初期剛性により算定した粘性減衰とバネにてモデル化した初期剛性型とし表 4.10 に示す値を用いてモデル化した

表 4.9 ノックオフ部材のモデル化および解析ケース

解析ケース	遊間量 u (mm)	降伏変位 δ_y (mm)	初期剛性 K_1 (N/mm)	降伏変位 δ_y (mm)	2次剛性 K_2 (N/mm)	破壊時の 変位 δ_p (mm)	3次剛性 K_3 (N/mm)
バイリニア	—	0.182	21,900	0.431	9,600	—	—
トリリニア	—	0.182	21,900	0.431	9,600	1.10	0.10
遊間ありトリリニア	0.95	0.182	21,900	0.431	9,600	1.10	0.10

表 4.10 変位制限装置のモデル化

解析ケース		遊間量 u (mm)		初期剛性 K_1 (N/mm)	粘性減衰 C (N · s/mm)
350815	初期剛性型	+49.00	-53.00	1,600	16.157
350845	初期剛性型	+21.00	-17.00	1,600	16.157

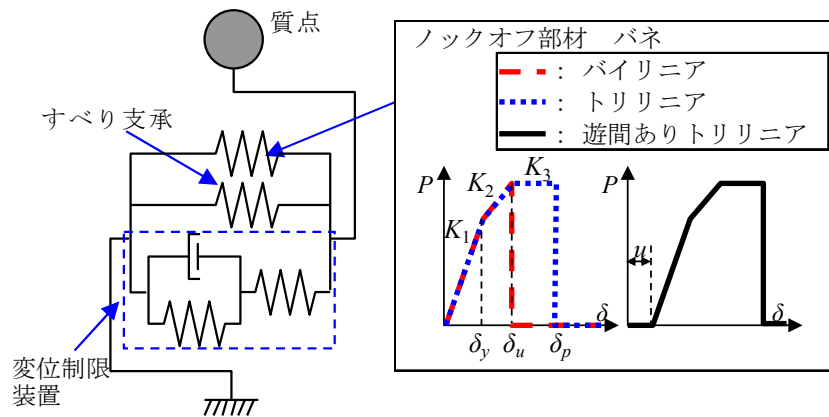


図 4.15 ノックオフ部材のモデル化

表 4.11 ノックオフ部材のモデル化による衝突荷重の差異

解析ケース		ノックオフ部材 破壊時刻		変位制限装置 最大衝突荷重	
		t (s)	誤差(%)	P_{max} (kN)	誤差(%)
350815	実験結果	1.497	-	16.37	-
	バイリニア	1.482	-1.0	14.46	-11.7
	トリリニア	1.885	25.9	12.43	-24.1
	遊間ありトリリニア	1.504	0.5	15.71	-4.0
350845	実験結果	1.501	-	25.95	-
	バイリニア	1.589	5.9	-6.40	-75.3
	トリリニア	1.912	27.4	18.86	-27.3
	遊間ありトリリニア	1.491	-0.7	19.65	-24.3

表 4.11 に各解析ケースのロックオフ部材の破壊時刻 t および変位制限装置の最大衝突荷重 P_{\max} を、図 4.16 および図 4.17 に各解析ケースの荷重-変位関係および変位の時刻歴応答を示す。

いずれのケースにおいても振動性状には大きな差異は認められないものの、ロックオフ部材のモデル化の違いにより、ロックオフ部材の破壊時刻が異なった。設定したロックオフ部材の骨格曲線のうち、遊間ありトリリニアの解析結果が実験結果の破壊時刻を近似できており、実験と同等な衝撃荷重を示した。ロックオフ部材の破壊時刻が正確に再現できない場合には、変位制限装置に対する衝突荷重を適切に評価できず、過小に評価する傾向が認められた。したがって、ロックオフ部材の破壊のタイミングを再現し、衝突荷重を適切に評価するには、実部材の荷重変位関係を忠実にモデル化する必要があることが確認できる。

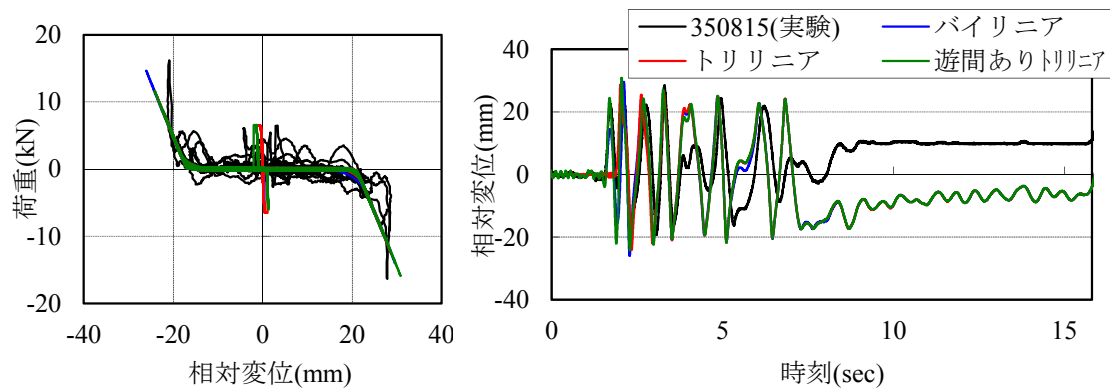


図 4.16 ノックオフ部材のモデル化の違いによる応答性状の差異 (350815)

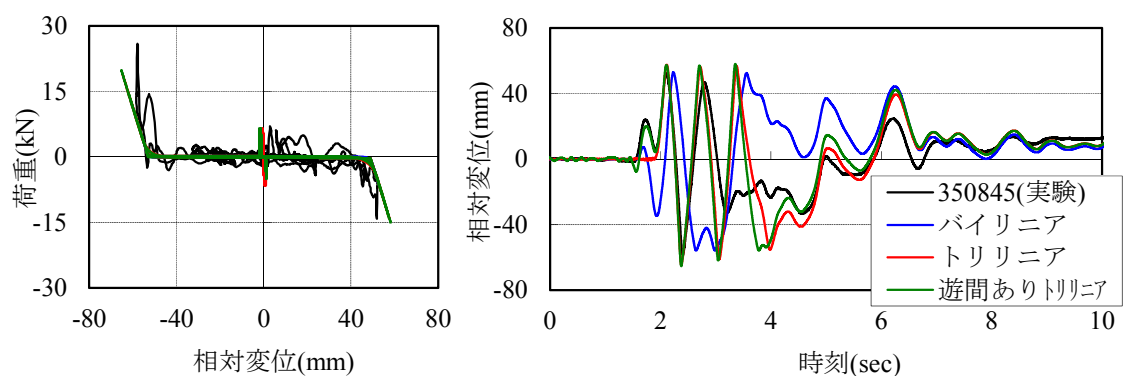


図 4.17 ノックオフ部材のモデル化の違いによる応答性状の差異 (350845)

4.3 高架橋の地震時挙動

3 径間連続非合成箱桁橋を対象に動的解析を実施し、SKS システムに用いるノックオフ部材の破壊荷重や変位制限装置の設置遊間量の設計手法を検討するとともに、SKS システムの高架橋への適用可能性を確認する。また、従来の支承形式である分散支承や免震支承を設置した場合と比較して、SKS システムの耐震性・経済性を検討している。

4.3.1 対象構造および支承形式

(1) 対象橋梁

道路橋示方書[4.16]を参考に RC 橋脚で支持される橋長 150m の 3 径間連続非合成箱桁橋を試設計した。対象橋梁を図 4.18、図 4.19、表 4.12 および表 4.13 にそれぞれ示す。なお、簡単のため、支間割、橋脚高さは等しく、地盤条件は I 種地盤を想定し、せん断弾性波速度 $V_s = 300 \text{ m/s}$ 相当の支持層に支持された直接基礎と仮定する。橋脚断面は、道路橋示方書[4.16]に基づき、地震時保有水平耐力法により設計震度の下限値である $0.4 c_2$ ($c_2 = 1.0$) の条件で設計する。

表 4.12 基部における橋脚の許容曲率およびせん断耐力

項目	許容曲率 (1/m) 注1)	せん断耐力 (kN) 注1)
橋軸方向	0.0129(0.0064)注2)	9,181
橋軸直角方向	0.0129(0.0064)注2)	9,206

注 1) P1～P4 まで共通

注 2) 括弧内は免震橋の場合 ($\alpha=2.0$) の許容曲率を示す。

表 4.13 基礎形状および基礎バネの設定

項目	基礎形状 (m)	水平バネ (kN/m)	鉛直バネ (kN/m)	回転バネ (kN・m/rad)
橋軸方向	6.00	2.65×10^6	7.95×10^6	2.39×10^7
橋軸直角方向	8.00	2.65×10^6		4.24×10^7

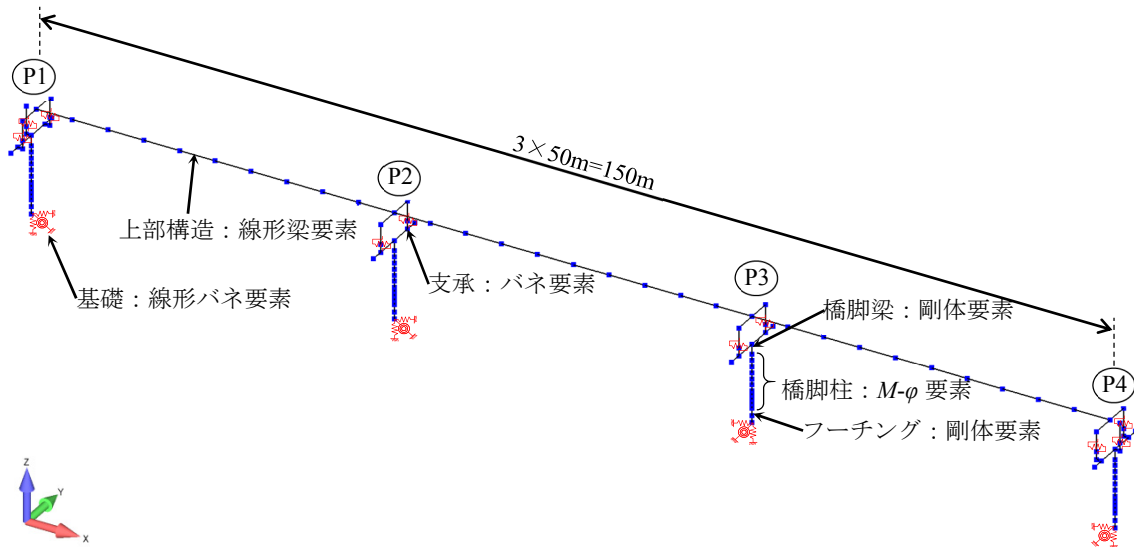


図 4.18 対象橋梁

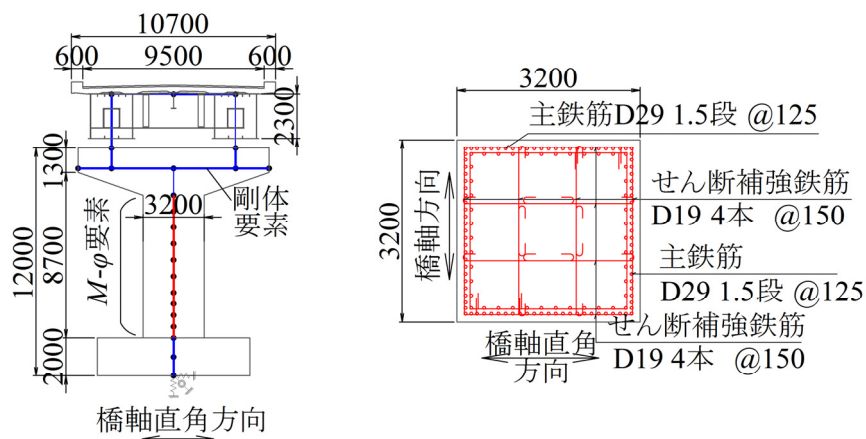


図 4.19 橋脚形状 (単位: mm)

(2) 支承形式

図 4.20 および図 4.21 に SKS システムの概要を示す。SKS システムでは、変位制限装置を設置する橋座幅が狭いなど、上部構造と変位制限装置との間に、レベル 2 地震時の応答変位より大きな遊間量が確保できない場合には、変位制限装置への衝突が生じる。一方で、遊間量が十分に確保できる場合には、変位制限装置への衝突は生じず、すべり支承による地震力遮断効果が期待できる。ここでは、橋座幅が小さく、上部構造が変位制限装置へ衝突することを想定し、SKS システムの設計手法について検討する。

SKS システムでは、変位制限装置への橋梁全体で常時やレベル 1 地震時には支承条件が固定、レベル 2 地震時には可動化を図り、すべり支承による免震効果を期待することから、端部橋脚上と中間橋脚上とでロックオフ部材の設置遊間や変位制限装置の設置方法を変えている。

すべり支承は全橋脚上で共通の条件であり、温度や活荷重による変形に対して追従でき、

構造が簡易で本体価格が比較的安価な既往のすべり支承，すべり面には摩擦係数が比較的小さい PTFE と SUS を想定する。

ロックオフ部材には，力の作用方向によらず確実なロックオフ性能が期待できる構造を要することから，鋼製ピン型ロックオフ部材[4.11, 4.12]を用いる．鋼製ピン型ロックオフ部材では，鋼製円柱を切り出してスリット加工を施し，スリット部を支承に設置した取り付け金具の境界に位置するように配置し，衝突時に，スリット部のせん断応力が局所的に高まり，所定のせん断力が作用すると速やかに破壊すること，またスリット部の断面積を変化させることによって破壊強度を制御することを期待した構造である．取り付け金具と，鋼製ピン型ロックオフ部材の間には設置時の据え付けを考慮して，最小 5mm ずつの遊間量を確保する．また，端部橋脚上に併設するロックオフ部材には常時の伸縮量を吸収できるように，橋軸方向に対して適切な遊間量を設ける必要がある．

変位制限装置には，ロックオフ後に上部構造に過大な移動を生じる場合の衝突の緩衝を期待して緩衝材を設置する．本研究では考慮していないが，端部橋脚は落橋防止構造などの部材が設置されることも考えられることから，中間橋脚上の上部構造に鋼製の突起を設置し橋軸方向の移動に対する変位制限を期待する．橋軸直角方向の移動に対する変位制限は，全ての橋脚上の下部構造側に鋼製の突起を設置する．これら鋼製の突起は地震後に生じる上部構造の残留変位（規定の位置からのズレ）を解消する反力架台としても活用する．緩衝材には落橋防止構造などに使用され実績も豊富な硬度 55 程度の天然ゴムを用いる．

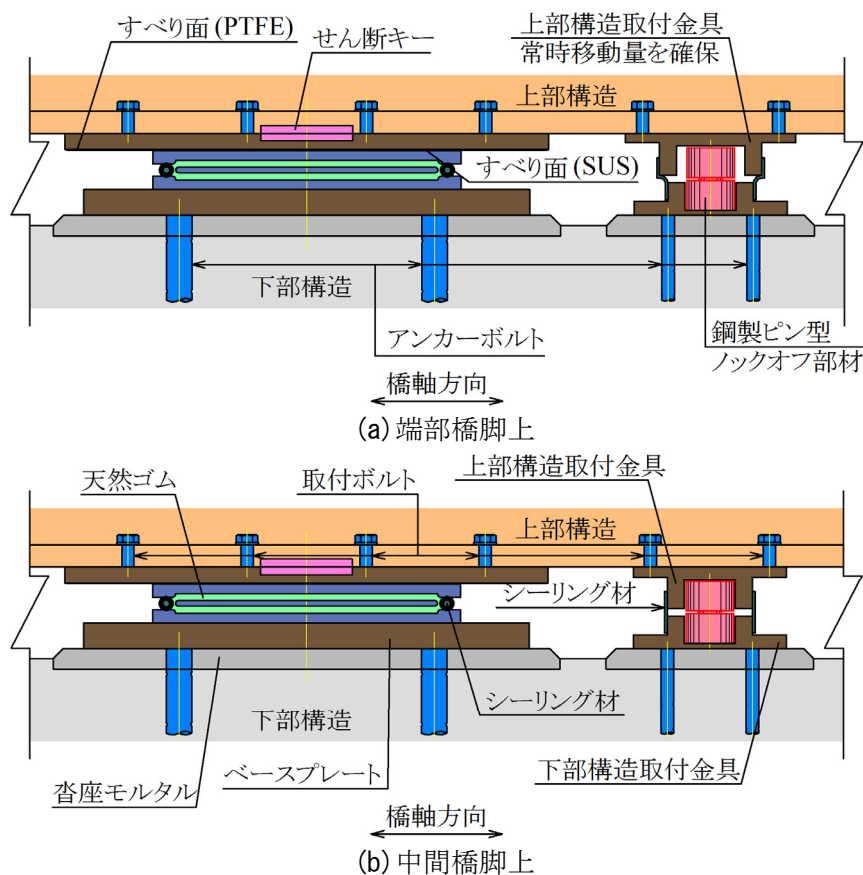


図 4.20 すべり支承およびロックオフ部材

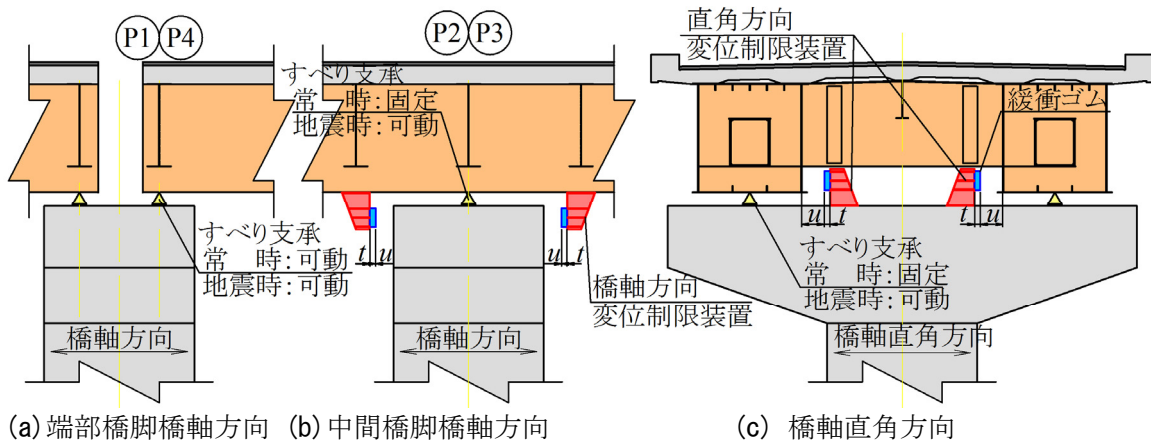


図 4.21 SKS システムの概要

4.3.2 動的解析による SKS システムの設計

ここでは、対象橋梁および SKS システムを構成する各部材のモデル化および動的解析結果に基づく設計法を述べる。

(1) 解析モデルおよび解析条件

橋梁全体を集中質点系による骨組みモデルへモデル化する。上部構造は線形梁要素、フーチング、橋脚梁部および桁高などのオフセット量は剛体要素を用いてモデル化する。RC 橋脚は自重解析より得られた軸力および図 4.19 に示した断面情報より、武田型バイリニア ($\alpha = 0.5$) の履歴特性を有する $M-\phi$ 要素によりモデル化する。橋脚基部断面における許容曲率およびせん断耐力は表 4.14 に示すとおりである。基礎は $V_s = 300$ m/s 相当の支持層にフーチングを定着させることから、道路橋示方書[4.16]に基づき表 4.13 に示す線形バネ要素にてモデル化する。なお、動的解析には、EPASS/USSP[4.17]を用いる。

(2) すべり支承の設計

SKS システムでは、ロックオフ部材が破壊することにより、鉛直方向に対する抵抗力を損失する。そのため、道路橋示方書[4.16]を参考に、式(4.3)によりレベル2地震時にはすべり支承に鉛直浮き上がり力が生じないことを照査する。道路橋示方書[4.16]によると、動的解析により耐震性能の照査を行う橋の支承部の鉛直力は、動的解析によって得られた最大反力を用いて、式(4.4)により算定するように規定されている。なお、SKS システムでは、レベル2地震時にすべり支承本体には摩擦力以上の水平力が作用することはない。

PTFE と SUS の摩擦によるすべりを想定するすべり支承は、文献[4.4]を参考にすべり面の摩擦係数を $\mu = 0.1$ 、文献[4.19]を参考にすべり支承の初期剛性を橋脚剛性の 1/10 と設定する。

$$R_U > 0 \quad (4.3)$$

$$R_U = R_d - \sqrt{R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2} \quad (4.4)$$

$$R_{HEQ} = \frac{H_B \cdot h_s}{\sum x_i^2} x_i \quad (4.5)$$

$$R_{VEQ} = \pm k_V R_d \quad (4.6)$$

ここに、

R_U : 支承部の照査に用いる上向き(鉛直)の設計鉛直地震力(kN)
(下向きを正とする)

R_{HEQ} : 動的解析により生じる支承の最大水平反力を用いて算定する鉛直方向の反力(kN)

図 4.22 に示すように支承線を含む断面が左右対称の場合には、に基づき算定する。

R_{VEQ} : 設計鉛直震度により生じる鉛直方向の慣性力(kN)

μ : 摩擦係数

R_d : 1 支承あたりの死荷重反力 (kN)

H_B : 設計水平地震力 (kN)

(SKS システムの場合には、最大で $\sum R_{di} \times \mu$ となる。)

k_V : 設計鉛直震度で、レベル 2 地震時に対しては、地盤面における設計水平震度に係数をそれぞれ、TYPE I : 0.5, TYPE II : 0.67 乗じて算定する。

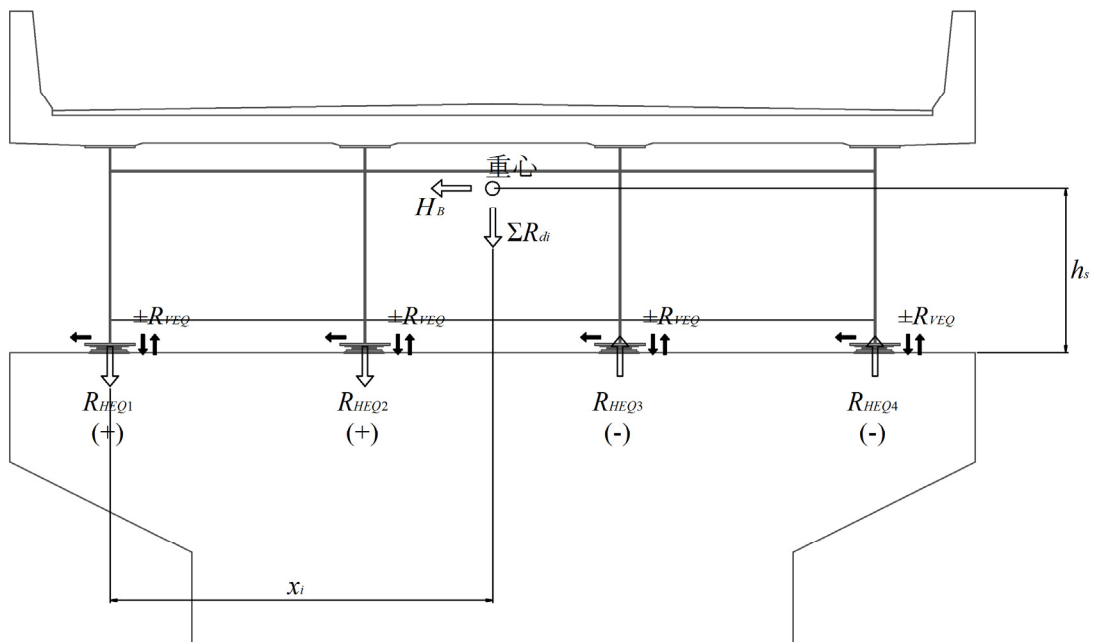


図 4.22 水平地震力によって支承部に生じる鉛直方向の反力 R_{HEQ} および鉛直地震力によって支承部に生じる鉛直方向の慣性力 R_{VEQ} [4.16]

(3) 変位制限装置および緩衝材の設計

変位制限装置に用いる鋼製の突起は、落橋防止構造の設計手法を参考に、式(4.7)に示すとおり死荷重反力に対して1.5倍の安全率を考慮して設計する。

$$P_u = 1.5 \cdot R_d \quad (4.7)$$

ここに、

P_u : 変位制限装置の設計荷重 (kN)

R_d : 1 支承あたりの死荷重反力 (kN)

また、変位制限装置の緩衝材に用いるゴムの初期剛性は文献[4.20]に従い式(4.8)および式(4.9)により算定する。緩衝材の2次剛性および3次剛性は文献[4.21]に従い、式(4.10)および式(4.11)により算定する。具体的には、変位制限装置の緩衝材は、形状を $a = 500$ mm, $b = 750$ mm, $t = 100$ mm (ゴム全高は、ゴム厚 $t = 100$ mm + 内部鋼板厚 $t' = 20$ mm), 硬度 55 のゴムを変位制限装置 1 基当たり 2 基設けることを想定し、履歴特性は式(4.8), 式(4.9), 式(4.10)および式(4.11)に基づき算定する。

$$K_{E1} = \frac{1.2}{\alpha^2} \quad (4.8)$$

$$\alpha = \frac{A_{Ef}}{A_f} \quad (4.9)$$

ここに、

K_{E1} : 緩衝材の初期剛性(kN/mm)

α : 補正係数

A_{Ef} : 自由面面積で図 4.23 における斜線部の面積
($=2 \times a \times t + 2 \times b \times t$) (mm²)

A_E : 荷重を受ける面積 ($=a \times b$) (mm²)

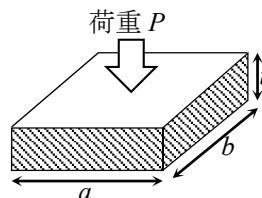


図 4.23 緩衝材として用いるゴムの形状[4.20]

$$K_{E2} = 12 \times K_{E1} \quad (4.10)$$

$$K_{E3} = 24 \times K_{E1} \quad (4.11)$$

ここに、

K_{E2} : 緩衝材の 2 次剛性(kN/mm)

K_{E3} : 緩衝材の 3 次剛性(kN/mm)

なお、4.2 項において、反発係数より算定される粘性減衰 C によるダッシュポット、緩衝材の初期剛性から算定される剛性を有するバネ要素により緩衝材を備えた変位制限装置をモデル化すると、変位制限装置への衝突現象を比較的精度よく再現できることを確認した。ただし、縮小模型を対象とした検討であり実構造への適用性は確認できていないことから、安全側の配慮から本解析では粘性減衰は考慮しない。

(4) ノックオフ部材の設計

ノックオフ部材には鋼製ピン型ノックオフ部材を用いる。鋼製ピン型ノックオフ部材の破壊特性は、同じスリット形状であれば破壊荷重のばらつきが小さく、式(2.5)および式(2.12)より破壊荷重を算定することができる。

鋼製ピン型ノックオフ部材は、レベル 1 地震動に相当する水平力（地盤種別 I 種，地域区分 A2 地域，レベル 1 地震動に相当する設計水平震度 $k_h=0.20$ ）を上回り，かつ下部構造の保有水平耐力以下に設定することが要求される。ノックオフ部材の破壊荷重 P_{ud} の設定が動的応答に影響を与えると考えられることから，断面縮小部の断面積を変化させることによって P_{ud} を，レベル 1 地震動を少し上回る $k_h = 0.3$ および 0.5 ， 0.7 の計 3 パターンに設定して道路橋示方書[4.16]に示される I 種地盤に対するレベル 2 地震動を橋軸方向に入力する動的解析を実施し，それぞれの応答性状や橋脚に発生する断面力を比較する。

解析ケースを表 4.14 に示す。変位制限装置の遊間量は後述する次項(5)の解析より， $u = 180 \text{ mm}$ と設定する。すべり支承，ノックオフ部材，変位制限装置の履歴特性は 4.3.3 節で述べる。

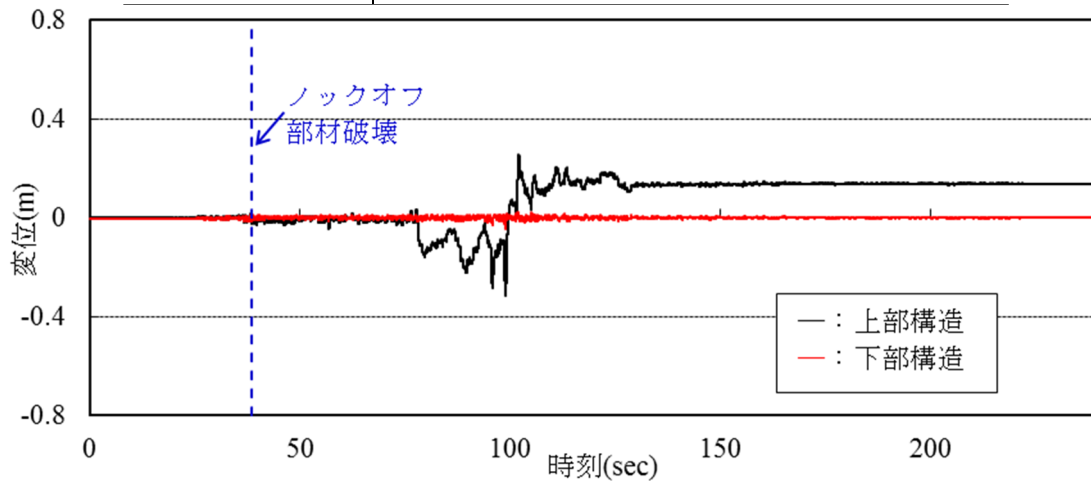
表 4.15 に解析結果を，図 4.24～図 4.26 に中間橋脚の主な応答値を示す。表 4.15 より，ノックオフ部材の破壊荷重をいずれに設定しても橋脚に発生する曲率およびせん断力は表 4.12 に示した許容曲率およびせん断耐力以下であり，変位制限装置に生じる最大衝突荷重は設計値以下である。また，図 4.24 および図 4.26 より P_{ud} の大きさが異なるとノックオフのタイミングおよび変位制限装置への衝突荷重が異なる。ただし， $kh=0.7$ では，変位制限装置への衝突が生じないケースも認められた。

図 4.25 より橋脚に発生する曲率は， $kh=0.3$ および $kh=0.5$ の場合にはノックオフ部材の破壊後に変位制限装置の衝突時に最大値を示し， $kh=0.7$ の場合にはノックオフ時に最大値を示した。 P_{ud} と上部構造の変形量とは関係性は認められなかったが，表 4.15 より $kh =$

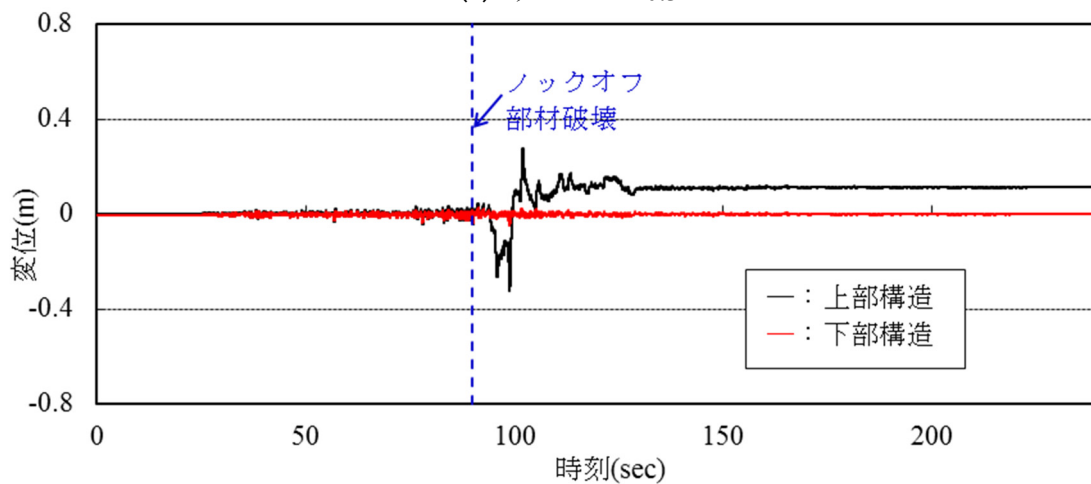
0.3 および $kh = 0.5$ の場合に $kh = 0.7$ と比べ橋脚に発生する曲率およびせん断力は小さくなる傾向を示した。そのため、橋脚に生じる断面力を小さくするためには、ロックオフ部材の破壊荷重 P_{ud} はレベル 1 地震動を少し上回る $k_h = 0.3 \sim 0.5$ 程度に設定することが望ましいと考えられる。

表 4.14 解析ケース（破壊荷重 P_{ud} の違い）

解析ケース	設定
kh=0.3	ロックオフ部材の破壊荷重 P_{ud} を $k_h = 0.3$ にて設計
kh=0.5	ロックオフ部材の破壊荷重 P_{ud} を $k_h = 0.5$ にて設計
kh=0.7	ロックオフ部材の破壊荷重 P_{ud} を $k_h = 0.7$ にて設計

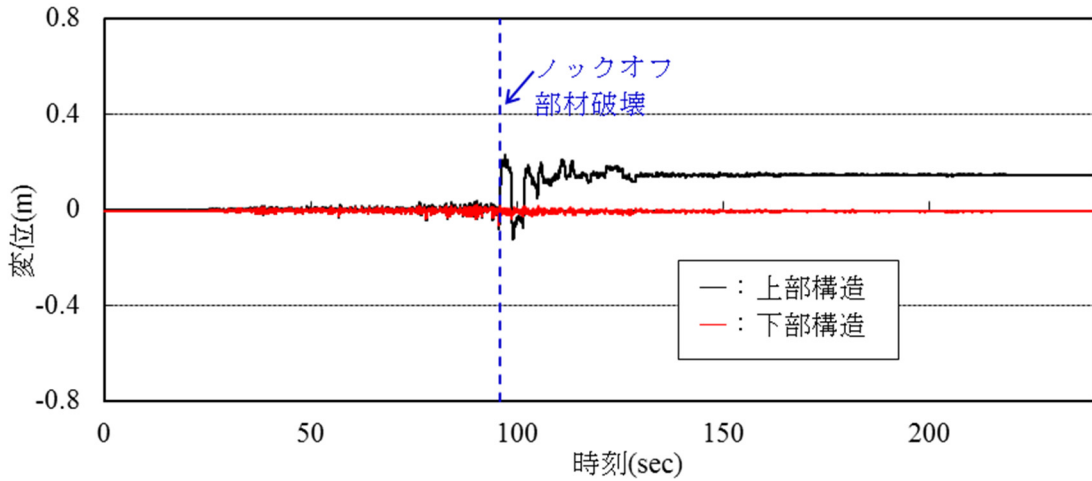


(a) ケース kh=0.3



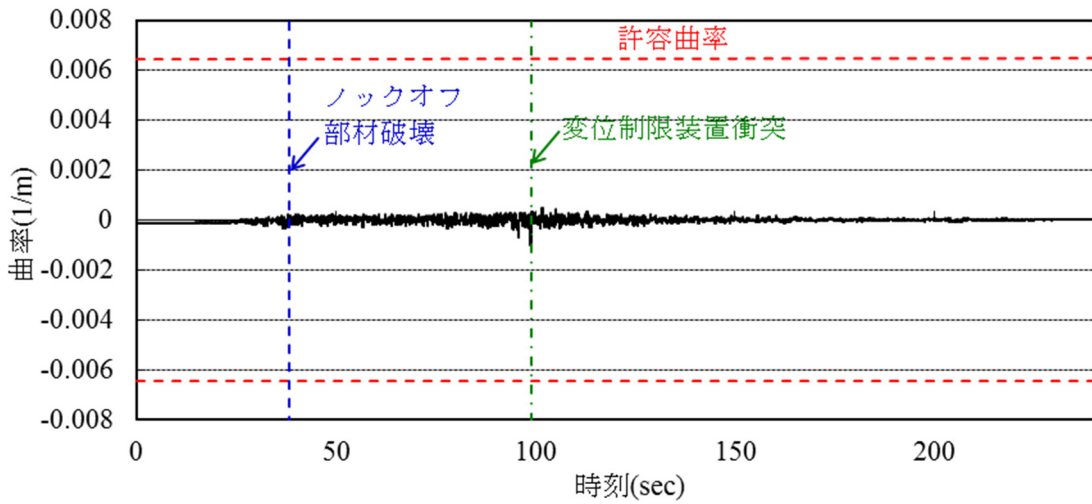
(b) ケース kh=0.6

図 4.24 P3 橋脚の時刻歴応答変位 (I-I-3) (破壊荷重 P_{ud} の違い) (つづく)

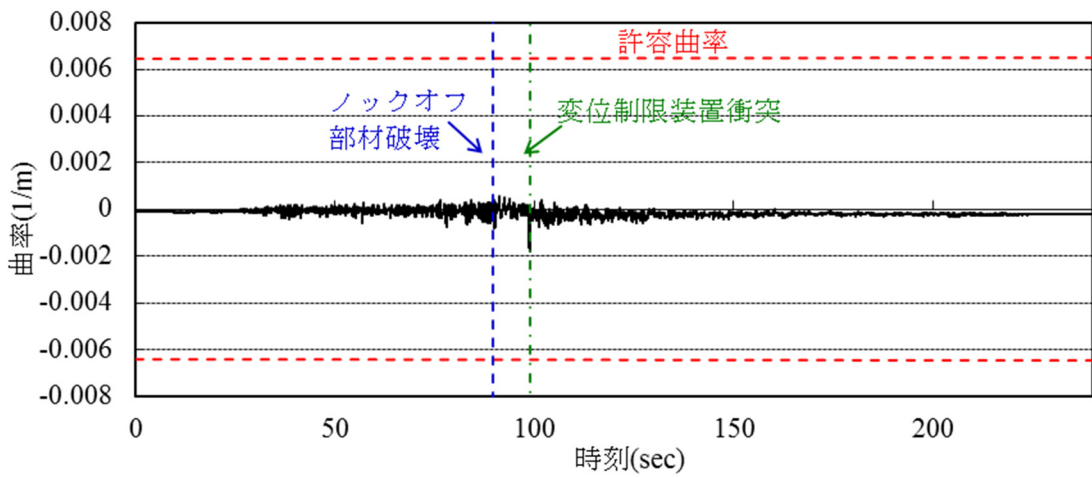


(c) ケース kh=0.7

図 4.24 P3 橋脚の時刻歴応答変位 (I - I -3) (破壊荷重 P_{ud} の違い) (つづき)

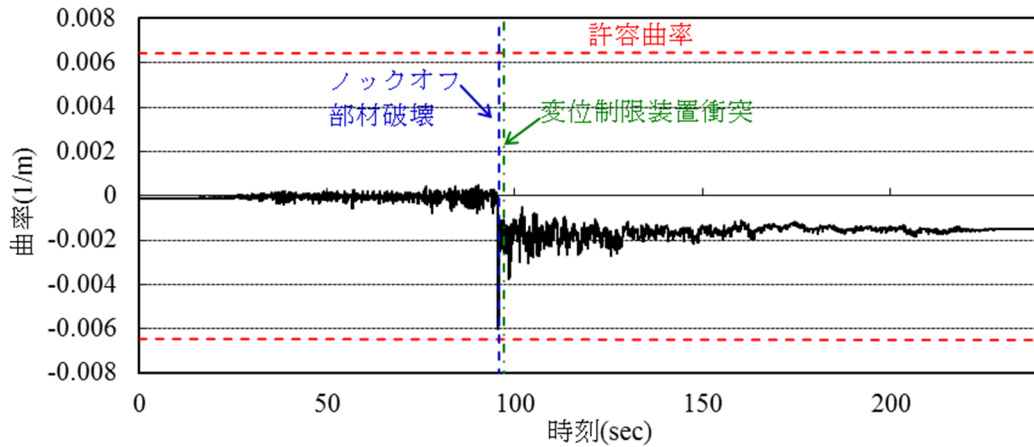


(a) ケース kh=0.3



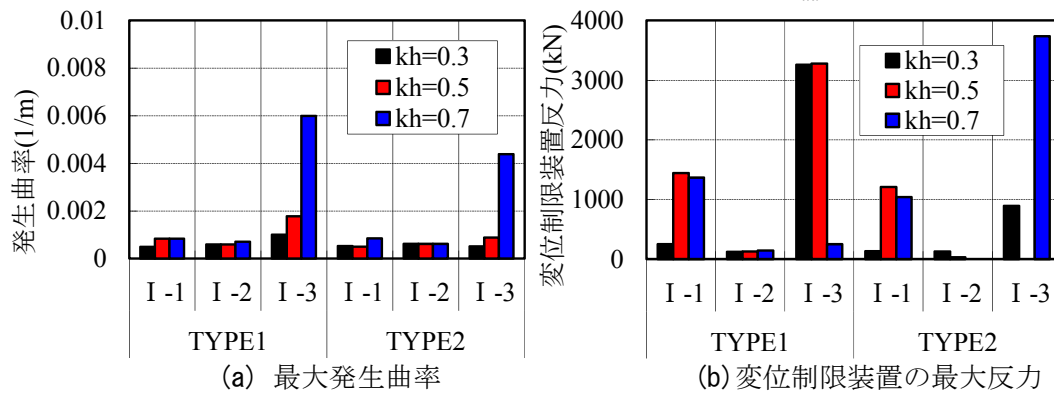
(b) ケース kh=0.6

図 4.25 P3 橋脚の曲率の時刻歴応答 (I - I -3) (破壊荷重 P_{ud} の違い) (つづく)



(c) ケース kh=0.7

図 4.25 P3 橋脚の曲率の時刻歴応答 (I-I-3) (破壊荷重 P_{ud} の違い) (つづき)



(a) 最大発生曲率

(b) 変位制限装置の最大反力

図 4.26 P3 橋脚 主な解析結果 (破壊荷重 P_{ud} の違い)

表 4.15 解析結果 (破壊荷重 P_{ud} の違い)

項目	ケース kh=0.3		ケース kh=0.6		ケース kh=0.9	
	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値
P1 発生曲率 (1/m) 注1	0.0006 (0.09)	0.0007 (0.10)	0.0006 (0.09)	0.0006 (0.10)	0.0006 (0.09)	0.0007 (0.10)
P3 発生曲率 (1/m) 注1	0.0007 (0.11)	0.0006 (0.09)	0.0011 (0.17)	0.0007 (0.10)	0.0025 (0.39)	0.0019 (0.30)
P1 発生せん断力 (kN) 注1	4083 (0.44)	4688 (0.51)	4045 (0.44)	4619 (0.50)	4049 (0.44)	4777 (0.52)
P3 発生せん断力 (kN) 注1	4977 (0.54)	4299 (0.47)	5640 (0.61)	5183 (0.56)	6127 (0.67)	6107 (0.67)
P1 支承移動量 (mm)	264	222	277	198	230	243
P3 支承移動量 (mm)	234	219	245	201	230	217
P3 上の変位制限装 置反力(kN) 注1	1211 (0.22)	386 (0.07)	1619 (0.29)	413 (0.07)	589 (0.11)	1593 (0.29)
上部構造移動量 (mm)	255	222	272	204	240	244

注1 括弧内は許容値に対する比率を示す。

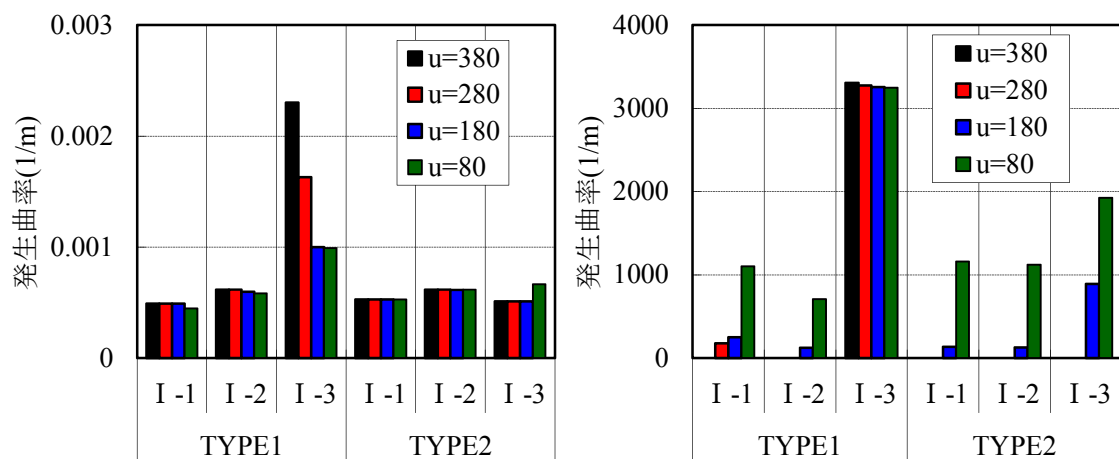
(5) 変位制限装置の遊間量の設計

遊間量を $u = 80 \text{ mm}$, 180 mm , 280 mm , 380 mm の 4 パターンに設定して、変位制限装置の遊間量 u が動的応答に与える影響を検討する。変位制限装置の遊間量は、桁の温度伸縮に対して干渉しないように余裕量を考慮して設定する必要がある。今回の解析では、桁の温度伸縮量 $\pm 50 \text{ mm}$ から施工誤差などを考え $\pm 15 \text{ mm}$ の余裕量を考慮し、最小値を 80 mm と設定し 100 mm ピッチで拵げている。移動量の大きい橋軸方向に対して設計し、その結果を橋軸直角方向にも適用する。解析ケースを表 4.16 に示す。ロックオフ部材の破壊荷重 P_{ud} は前項(4)の解析より設計水平震度 $k_h=0.3$ に設定する。

表 4.17 に解析結果を、図 4.27 に中間橋脚の主な応答値を示す。表 4.17 より、すべてのケースにおいて橋脚に発生する曲率およびせん断力は表 4.12 に示した許容値以下であり、変位制限装置へ生じる最大反力は設計値以下である。また、遊間量が広い $u=380$, $u=280$ では変位制限装置への衝突が生じないケースも確認できた。

表 4.16 解析ケース (遊間量 u の違い)

ケース	設定
$u=80$	変位制限装置の遊間量を $u=80 \text{ mm}$ と設定
$u=180$	変位制限装置の遊間量を $u=180 \text{ mm}$ と設定
$u=280$	変位制限装置の遊間量を $u=280 \text{ mm}$ と設定
$u=380$	変位制限装置の遊間量を $u=380 \text{ mm}$ と設定



(a) 最大発生曲率

(b) 変位制限装置の最大反力

図 4.27 P3 橋脚の主な解析結果 (遊間量 u の違い)

I - I - 3 地震動を入力したすべてのケースで変位制限装置への衝突が生じて、 u の設定によらず変位制限装置に生じる最大反力は概ね同じ値であったが $u=80$, $u=180$ のように遊間量が小さいと橋脚に生じる曲率も小さく、遊間量が大きい場合の最大曲率は、小さい場合の約 2.3 倍であった。

以上から、橋脚に生じる曲率を小さくするためには、変位制限装置の遊間量は衝突直前の相対速度が小さくなる $u = 180 \text{ mm}$ 程度以下に設定することが望ましい。

表 4.17 解析結果 (遊間量 u の違い)

項 目	ケース $u=80$		ケース $u=180$		ケース $u=280$		ケース $u=380$	
	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値	TYPE I 平均値	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値	TYPE II 平均値	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値
P1 発生曲率 (1/m) 注1	0.0005 (0.08)	0.0007 (0.10)	0.0006 (0.09)	0.0007 (0.10)	0.0006 (0.09)	0.0007 (0.10)	0.0006 (0.09)	0.0007 (0.10)
P3 発生曲率 (1/m) 注1	0.0007 (0.10)	0.0006 (0.09)	0.0007 (0.11)	0.0006 (0.09)	0.0009 (0.14)	0.0006 (0.09)	0.0011 (0.18)	0.0006 (0.09)
P1 発生せん断力 (kN) 注1	3786 (0.41)	4784 (0.52)	4083 (0.44)	4688 (0.51)	4092 (0.45)	4670 (0.51)	4096 (0.45)	4670 (0.51)
P3 発生せん断力 (kN) 注1	4816 (0.52)	4654 (0.51)	4977 (0.54)	4299 (0.47)	5120 (0.56)	4306 (0.47)	5162 (0.56)	4306 (0.47)
P1 支承移動量 (mm)	185	185	264	222	328	231	369	231
P3 支承移動量 (mm)	157	156	234	219	297	231	341	231
P3 上の変位制限 装置反力(kN) 注1	1686 (0.30)	1403 (0.25)	1211 (0.22)	386 (0.07)	1151 (0.21)	衝突 なし	1102 (0.2)	衝突 なし
上部構造移動量 (mm)	187	168	255	222	319	229	362	229

注1 括弧内は許容値に対する比率を示す。

4.3.3 高架橋への適用性

ここでは、すべり支承、ロックオフ部材、変位制限装置の履歴特性を述べるとともに、分散支承および免震支承を用いる場合と比較して、SKS システムの適用可能性を検討する。また、想定を上回る地震動に対する余裕度について検討する。

(1) 解析ケース

表 4.18 に解析ケースおよび支承条件を示す。ケース E はすべての橋脚上に分散支承を用いるケースであり線形モデルに、ケース HDR はすべての橋脚上に免震支承を設置するケースでありバイリニア型にモデル化する。ケース SKS は SKS システムを採用したケースを表しており、4.3 項の結果よりロックオフ部材の破壊荷重は $k_h=0.3$ 、緩衝材を有する変位制限装置の遊間量は $u=180\text{ mm}$ である。ロックオフ部材には設定した荷重に到達すると剛性がゼロとなる要素を用いる。

各解析モデルの減衰特性は、実務設計と同様に初期状態、すなわち橋脚の剛性には降伏剛性を、PTFE および E の支承の剛性は初期剛性を、HDR は等価剛性を用いて固有値解析を行い、加振方向の有効質量比が卓越する 2 つの振動モードを参照して図 4.28 に示す Rayleigh 減衰にてモデル化する。摩擦減衰を過度に評価しないよう、すべり支承の減衰には要素別 Rayleigh 減衰を用いて減衰の剛性項は $\beta=0$ に設定する。なお、2.4 項にて述べたように、ロックオフ部材の部材破壊などによる急な剛性変化を伴う振動系を対象とする場合、減衰特性の設定については留意が必要であるが、この過渡的な応答は短時間で収束し、最大応答変位等の構造系全体の振動性状に与える影響は小さいと考えられることから、本解析では部材破壊の前後で減衰特性は変更せず剛性マトリクスのみを更新している。入力加速度は、道路橋示方書[4.16]に示される I 種地盤用のレベル 2 地震動の加速度波形 6 波であり、解析の時間刻みは 0.002 秒である。

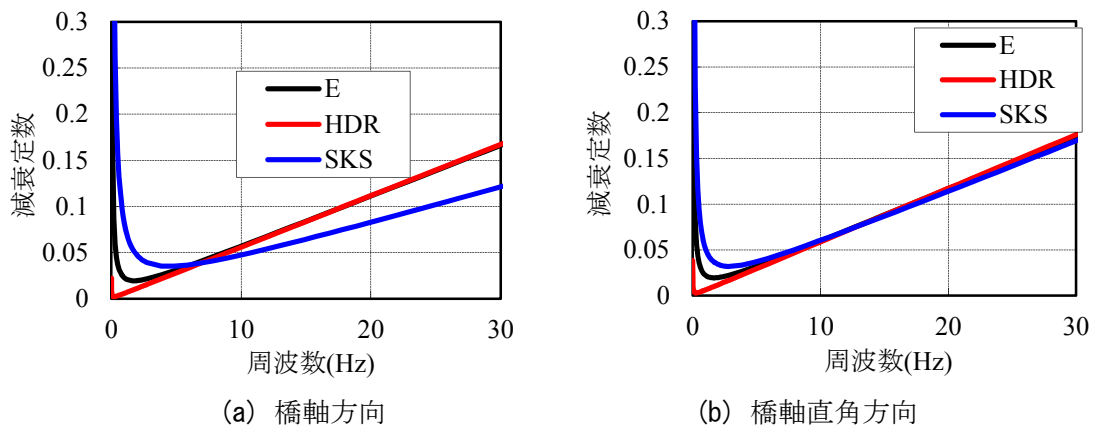
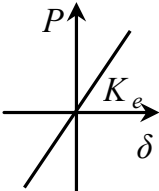
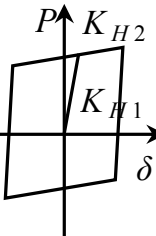
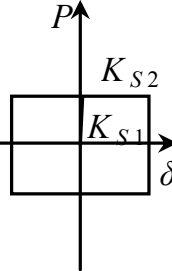
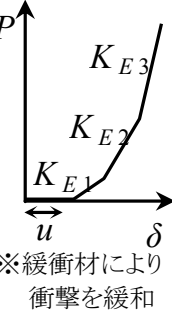


図 4.28 Rayleigh 減衰の設定

表 4.18 解析ケースおよび支承条件

		支承履歴特性		
E	項目	P1, P4	P2, P3	備考
	剛性 K_e (kN/mm)	2.25	5.90	
	許容変位 δ_a (mm)	500	420	ゴム厚250%
				
HDR	項目	P1, P4	P2, P3	備考
	初期剛性 K_{H1} (kN/mm)	14.50	37.10	
	2次剛性 K_{H2} (kN/mm)	1.40	3.50	
	等価剛性 K' (kN/mm)	1.95	4.90	
	降伏荷重 (kN)	130	300	
許容変位 δ_a (mm)	375	325	ゴム厚250%	
PTFE	すべり支承			
	項目	P1, P4	P2, P3	備考
	初期剛性 K_{S1} (kN/mm)	4,603	4,603	橋脚剛性の10倍と設定
	2次剛性 K_{S2} (kN/mm)	0.0001	0.0001	
	限界摩擦力 R_d (kN)	200	370	$\mu=0.1$
	鉛直反力 R_d (kN)	2,000	3,700	1支承当り
	変位制限装置(緩衝材を2基設置)			
	項目	P1, P4	P2, P3	備考
	初期剛性 K_{E1} (kN/mm)	5.4	5.4	
	2次剛性 K_{E2} (kN/mm)	64.8	64.8	60%ひずみ時 $K_{E2}=12 \times K_{E1}$
3次剛性 K_{E3} (kN/mm)	129.6	129.6	80%ひずみ時 $K_{E2}=24 \times K_{E1}$	
遊間量 u_E (mm)	180	180		
設計荷重 P_u (kN)	3,000	5,550	$1.5 \times R_d$	
				
ノックオフ部材				
項目	P1, P4	P2, P3	備考	
初期剛性 K_k (kN/mm)	700	1,100	実験結果より	
破壊荷重 P_{ud} (kN)	520	1,110	$k_h=0.3$	
遊間量 u_k	橋軸 (mm)	50	5	橋軸の遊間は常時移動量より
	直角 (mm)	5	5	
				

(2) 解析結果

a) 橋軸方向の応答

表 4.19 および図 4.29 に解析結果を、図 4.30、図 4.31 に中間橋脚 P3 の発生断面力を、図 4.32 には P3 橋脚上の支承部の荷重変位履歴、図 4.33 には P3 橋脚天端および上部構造の時刻歴応答変位の一例および上部構造に発生する加速度の応答倍率（入力加速度に対する増分比率）を示す。

図 4.29、図 4.32 および図 4.33 に示すように、支承条件が HDR の場合には、支承によるエネルギー吸収が期待できることから上部構造の応答変位や下部構造の発生断面力は E よりも顕著に減少し、桁遊間量も小さくできるため下部構造の設計上、優位となることが明らかである。しかし、HDR の場合には大きな支承反力が生じる。

一方、図 4.29(c) に示すように、SKS の場合には、摩擦限界荷重以上の支承反力は生じない。ただし、摩擦係数の低い PTFE と SUS によるすべり支承 ($\mu=0.1$) でエネルギー吸収はほとんど期待できないため、上部構造の移動量が大きくなり変位制限装置への衝突が生じる。ただし、変位制限装置の設置遊間量により上部構造の最大応答変位は HDR と同程度に抑えられ、地震後に支承位置は初期の位置からずれが生じる。橋脚に発生する曲率およびせん断力は、変位制限装置を設置しない端部橋脚では HDR より小さく、変位制限装置を設置する中間橋脚では 3 波平均で HDR と同程度である。I-I-3 を入力する場合には変位制限装置の最大反力が大きくなり橋脚にも比較的大きな曲率およびせん断力が生じている。また、変位制限装置に生じる最大衝突荷重は設計値以下であることが確認できる。

また、図 4.33(d) に示すように、支承条件 E では共振付近において約 6 倍の応答加速度の増幅が認められる。剛性変化を伴う HDR では E と比べ周期依存性は低いが、橋軸方向では約 2.5 倍の増幅が確認できる。一方、支承条件 PTFE ではロックオフ部材の破壊後の応答加速度は増幅せず、周期に対する依存性は認められない。

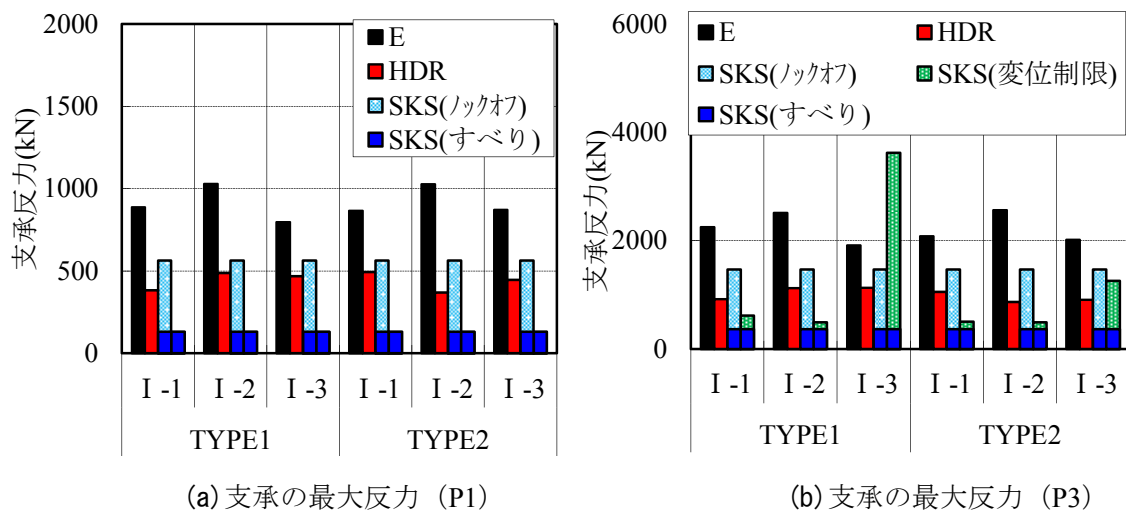


図 4.29 橋軸方向の解析結果（道示波）（づづく）

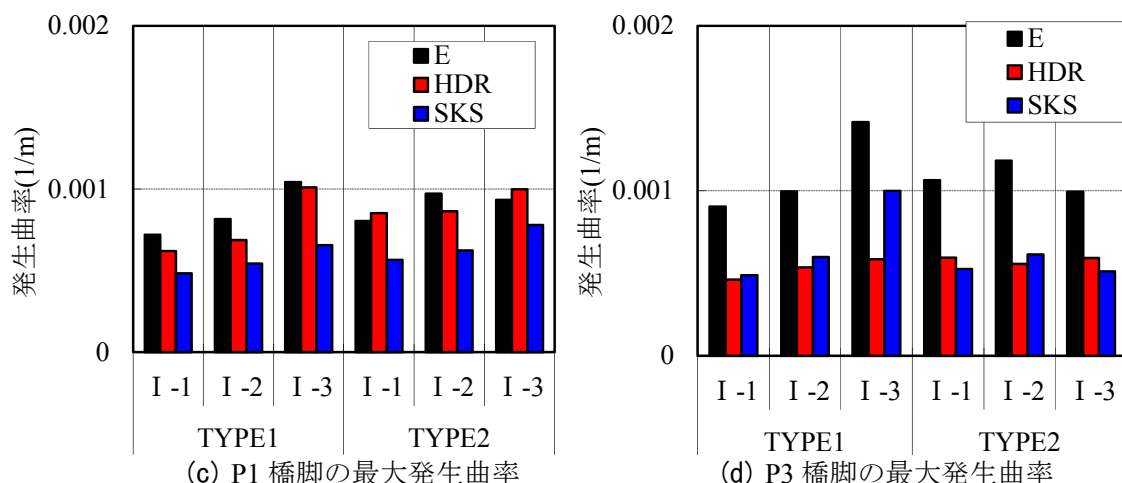


図 4.29 橋軸方向の解析結果 (道示波) (つづき)

表 4.19 橋軸方向の解析結果 (道示波)

項 目	ケース E		ケース HDR		ケース SKS	
	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値
P1 発生曲率 (1/m) 注1	0.0009 (0.07)	0.0009 (0.07)	0.0008 (0.12)	0.0009 (0.14)	0.0006 (0.09)	0.0007 (0.10)
P3 発生曲率 (1/m) 注1	0.0011 (0.09)	0.0011 (0.08)	0.0005 (0.08)	0.0006 (0.09)	0.0007 (0.11)	0.0006 (0.09)
P1 発生せん断力 (kN) 注1	5,942 (0.65)	6,516 (0.71)	5,407 (0.59)	6,370 (0.69)	4,083 (0.44)	4,688 (0.51)
P3 発生せん断力 (kN) 注1	6,915 (0.75)	7,060 (0.77)	3,962 (0.43)	4,518 (0.49)	4,977 (0.54)	4,299 (0.47)
P1 支承移動量 (mm)	397 (0.79)	421 (0.84)	235 (0.63)	228 (0.61)	264	222
P3 支承移動量 (mm)	379 (0.90)	383 (0.91)	224 (0.69)	192 (0.59)	234 (0.72)	219 (0.67)
P1 上の支承反力 (kN)	904	920	446	436	衝突なし	衝突なし
P3 上の支承反力 (kN) 注1	2,223	2,218	1,056	943	1,211 注2 (0.22)	386 注2 (0.07)
上部構造移動量 (mm)	417	420	236	196	255	222

注 1 括弧内は許容値に対する比率を示す。

注 2 SKS については、変位制限装置の最大反力を示す。

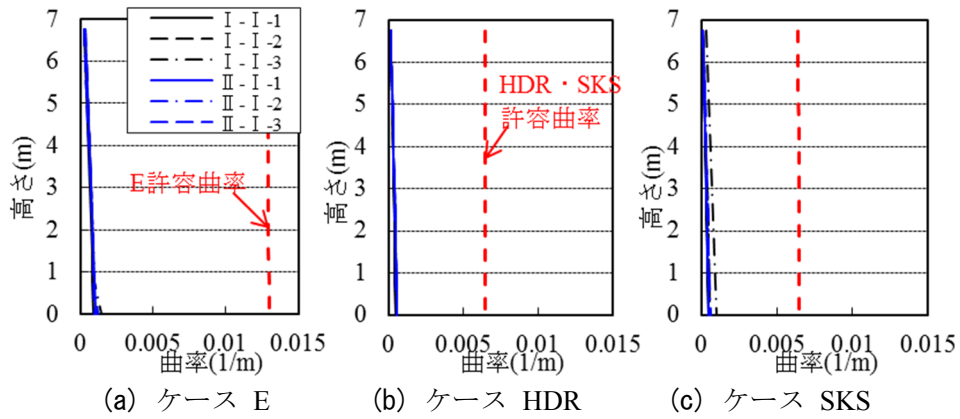


図 4.30 P3 橋脚 最大曲率分布 (橋軸方向 道示波)

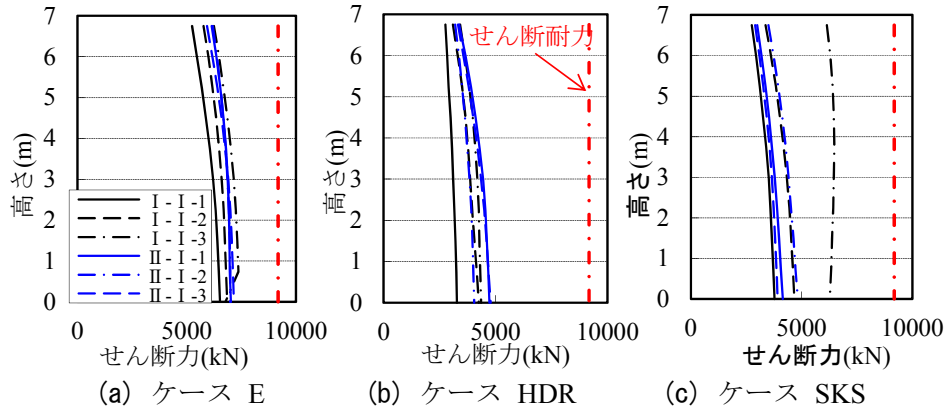


図 4.31 P3 橋脚 最大せん断力分布 (橋軸方向 道示波)

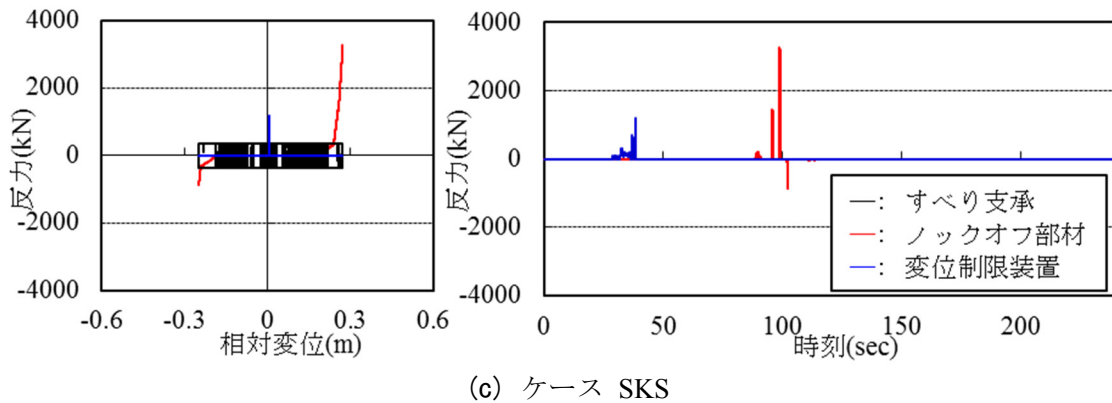
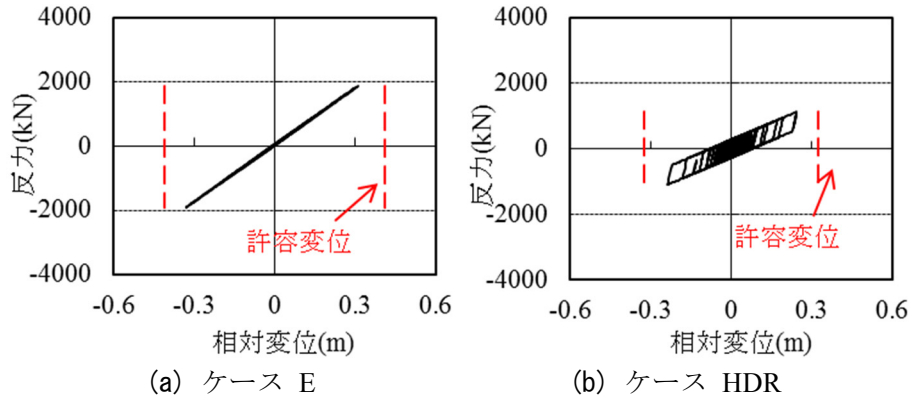
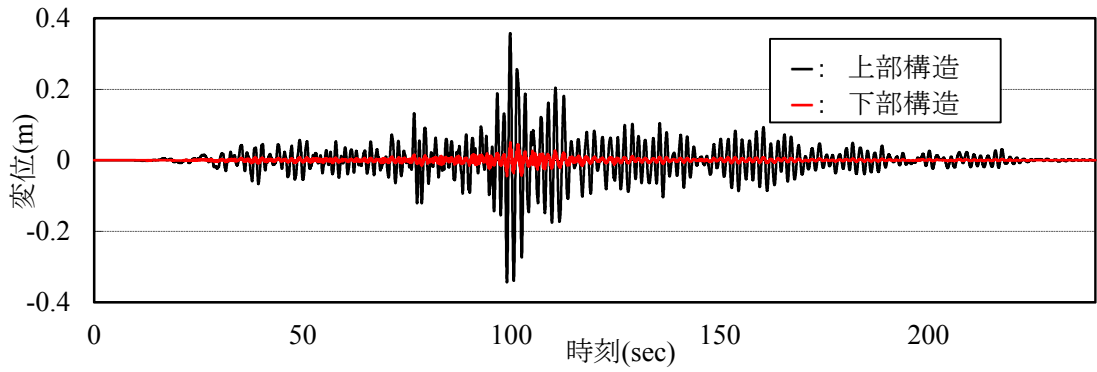
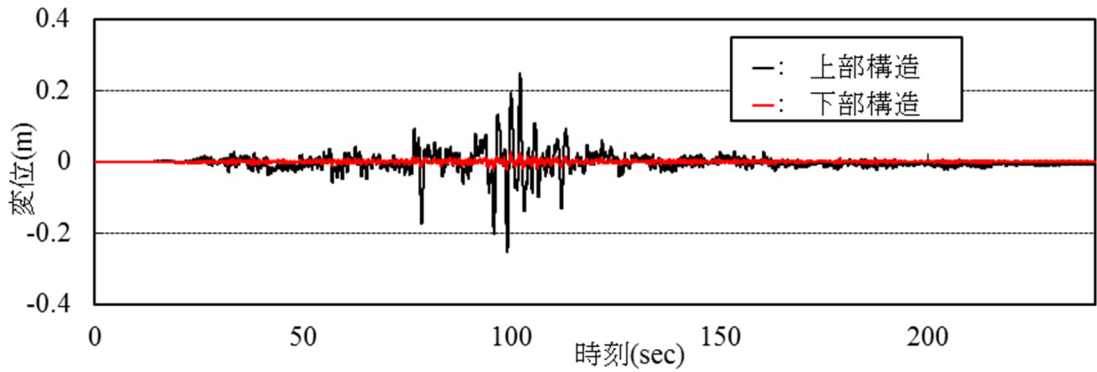


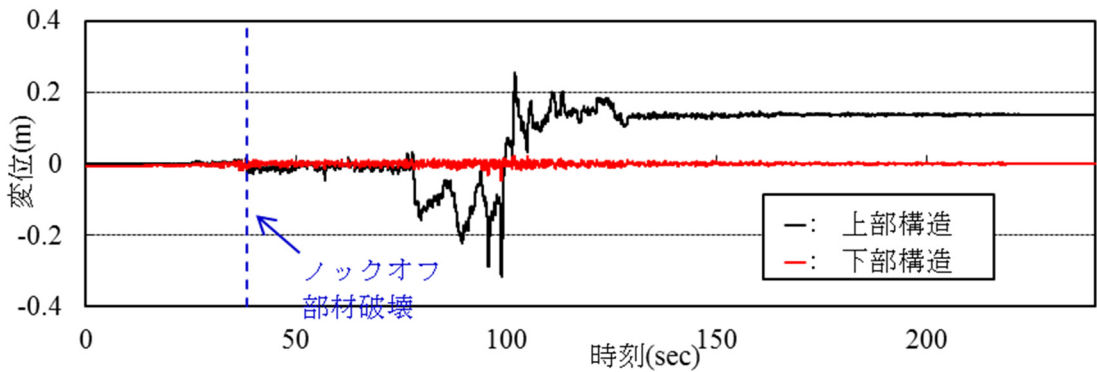
図 4.32 P3 橋脚上支承の時刻歴応答 (橋軸方向 I-I-3) (道示波)



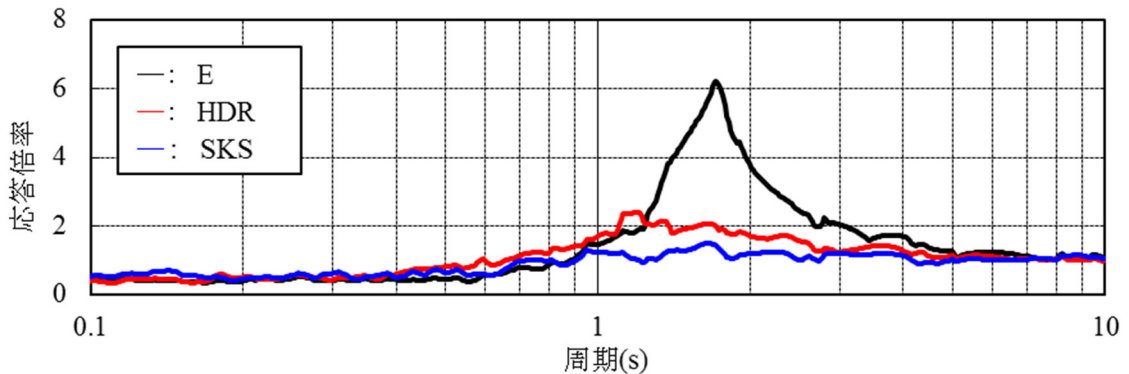
(a) ケース E



(b) ケース HDR



(c) ケース SKS



(d) 加速度の応答倍率

図 4.33 P3 橋脚の時刻歴応答 (橋軸方向 I - I -3) (道示波)

b) 橋軸直角方向の応答

解析結果を表 4. 20, 表 4. 21 および図 4. 34～図 4. 37 に示す。

表 4. 20 に示すとおり, 支承条件が E の場合, 他のケースと比較して, 上部構造の変位量が大きく, 橋脚に発生する曲率・せん断力も大きくなる。支承条件 PTFE では, 上部構造の変形は大きくなり変位制限装置への衝突が生じるが, 図 4. 34(c), (d), 図 4. 35 および図 4. 36 に示すとおり, 橋脚に発生する曲率および発生せん断力は HDR と同程度であった。また, 橋軸方向と同様に支承条件 PTFE ではロックオフ部材の破壊後の応答加速度は増幅せず, 周期に対する依存性が認められない。なお, 表-4. 21 に示すとおり, PTFE においてすべり支承には地震時に浮き上がり力は生じない。

c) 支承形式のコスト比較

各支承条件の概算直接工事費を図 4. 39 に示す。概算直接工事費は, 物価版やメーカーヒアリング結果を参考に算定した。上部構造および下部構造は各支承条件にて同一であることから, 支承本体および鋼製突起の費用に着目すると, SKS システムでは支承本体の費用が安価である点で HDR や E よりも経済性に優れている。

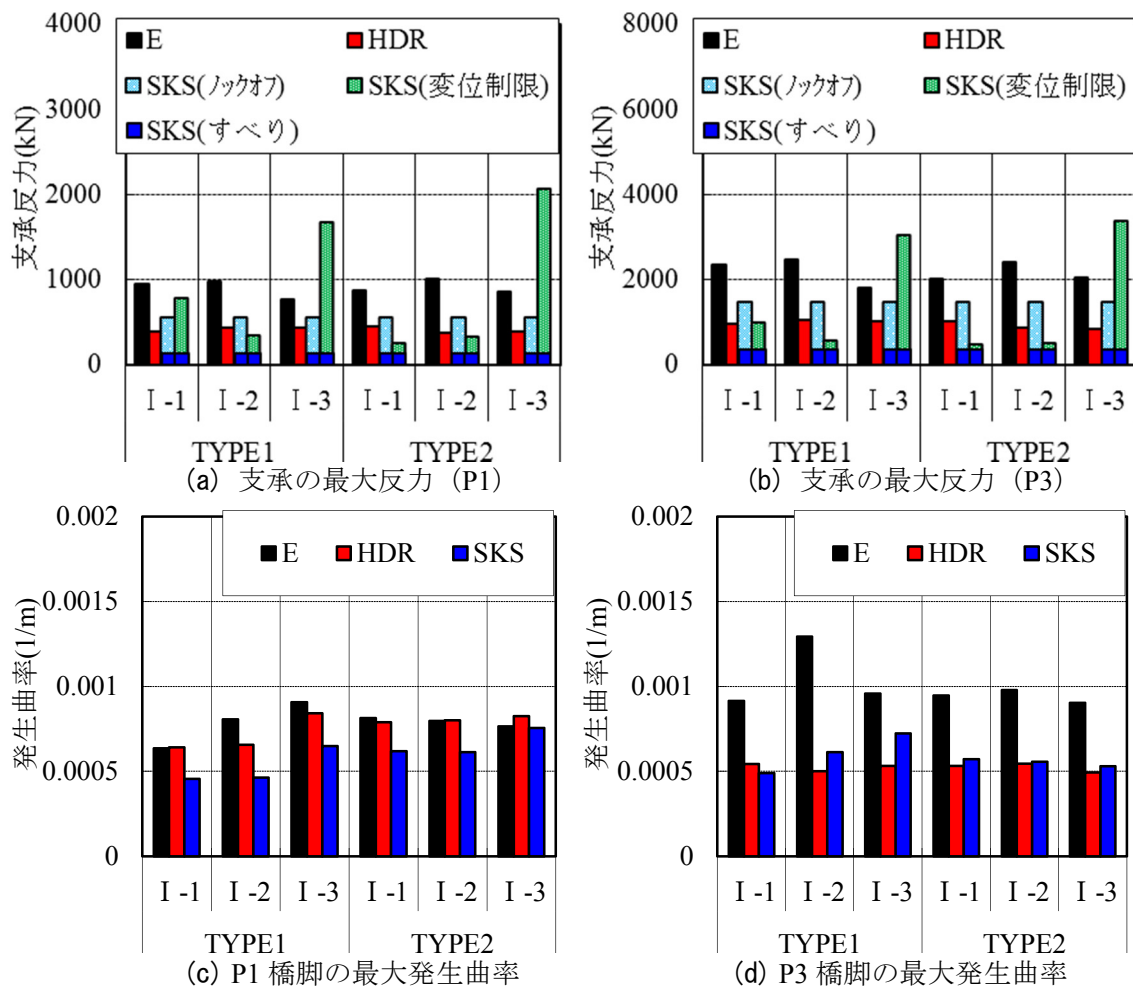


図 4. 34 橋軸直角方向の解析結果 (道示波)

表 4.20 橋軸直角方向の解析結果（道示波）

項目	ケース E		ケース HDR		ケース SKS	
	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値
P1 発生曲率 (1/m) 注1	0.0008 (0.06)	0.0008 (0.06)	0.0007 (0.11)	0.0008 (0.13)	0.0005 (0.08)	0.0007 (0.10)
P3 発生曲率 (1/m) 注1	0.0011 (0.08)	0.0009 (0.07)	0.0005 (0.08)	0.0005 (0.08)	0.0006 (0.09)	0.0006 (0.09)
P1 発生せん断力 (kN) 注1	5,163 (0.56)	5,576 (0.61)	4,916 (0.53)	5,824 (0.63)	3,638 (0.40)	4,785 (0.52)
P3 発生せん断力 (kN) 注1	5,515 (0.60)	5,586 (0.61)	3,390 (0.37)	3,745 (0.41)	4,184 (0.45)	4,337 (0.47)
P1 支承移動量 (mm)	401 (0.80)	407 (0.81)	220 (0.59)	210 (0.56)	241	228
P3 支承移動量 (mm)	375 (0.89)	367 (0.87)	214 (0.66)	186 (0.57)	243 (0.75)	226 (0.70)
P1 上の支承反力 (kN) 注1	903	915	426	411	805 注2 (0.27)	757 注2 (0.25)
P3 上の支承反力 (kN) 注1	2,213	2,164	1,019	924	1,172 注2 (0.21)	1,091 注2 (0.20)
上部構造移動量 (mm)	435	421	237	200	266	235

注1 括弧内は許容値に対する比率を示す。

注2 SKS については、変位制限装置の最大反力を示す

表 4.21 橋軸直角方向 PTFE すべり支承の鉛直浮き上がりの照査結果（道示波）

項目	TYPE I 地震時		TYPE II 地震時	
	端部橋脚	中間橋脚	端部橋脚	中間橋脚
h_s (m)	2.70			
R_D (kN)	2,000	3,700	2,000	3,700
x (m)	3.25			
H_B (kN)	400	740	400	740
R_{HEQ} (kN)	166	307	166	307
k_v	0.25		0.54	
R_{VEQ} (kN)	500	925	1,080	1,998
R_U (kN)	1,473	2,725	907	1,679
判定	OK	OK	OK	OK

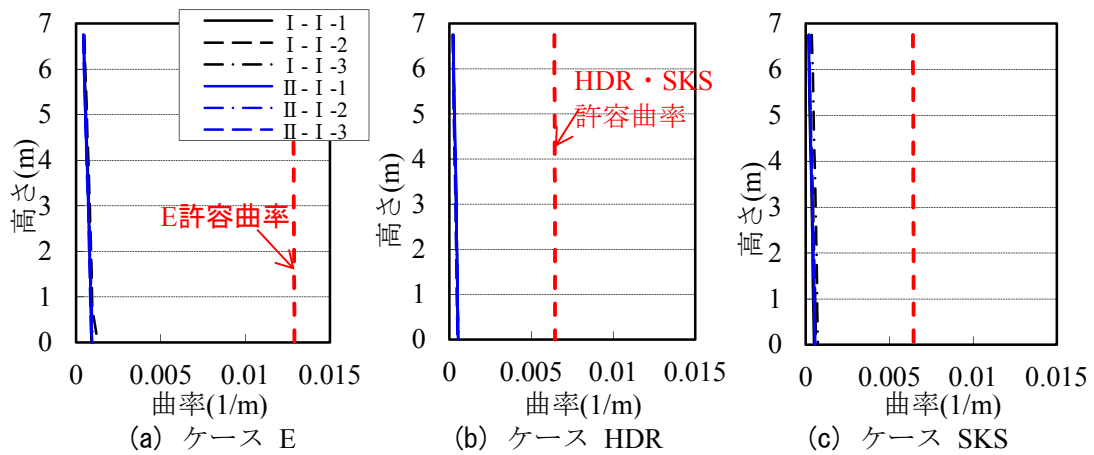


図 4.35 P3 橋脚 最大曲率分布 (橋軸直角方向 道示波)

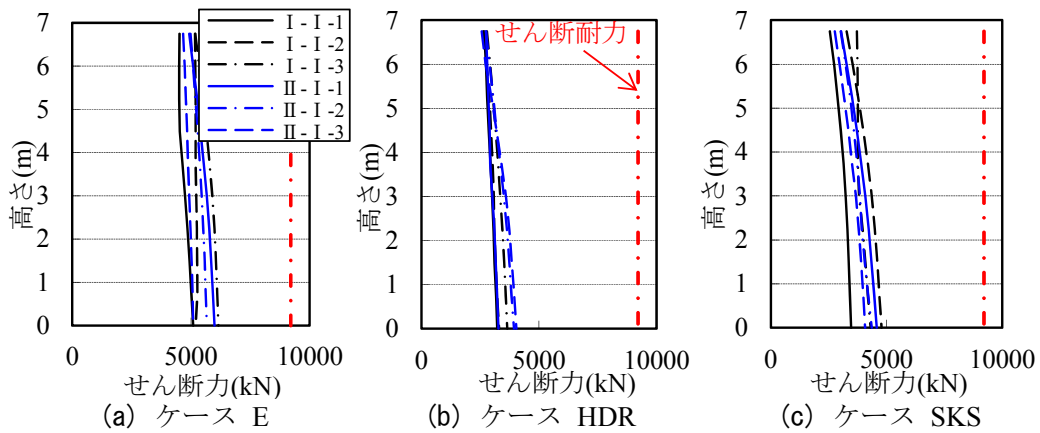


図 4.36 P3 橋脚 最大せん断力分布 (橋軸直角方向 道示波)

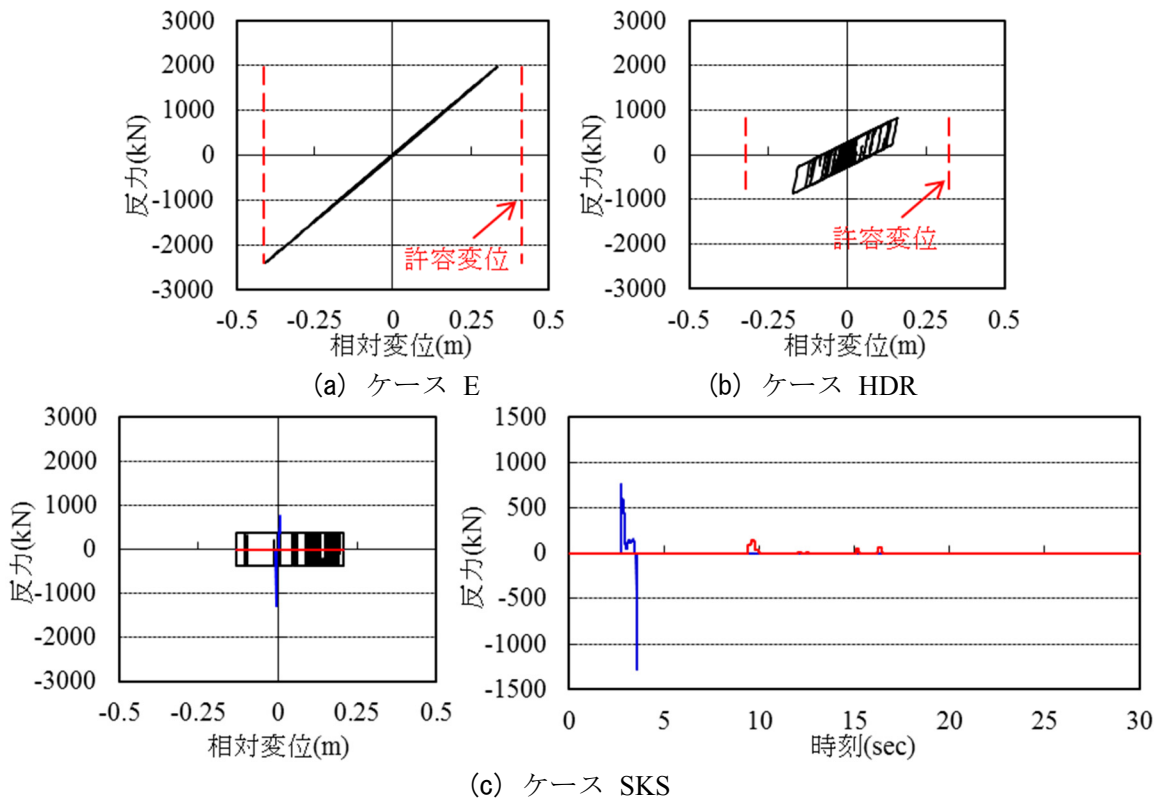


図 4.37 P3 橋脚上支承の時刻歴応答 (橋軸直角方向 II-I-2) (道示波)

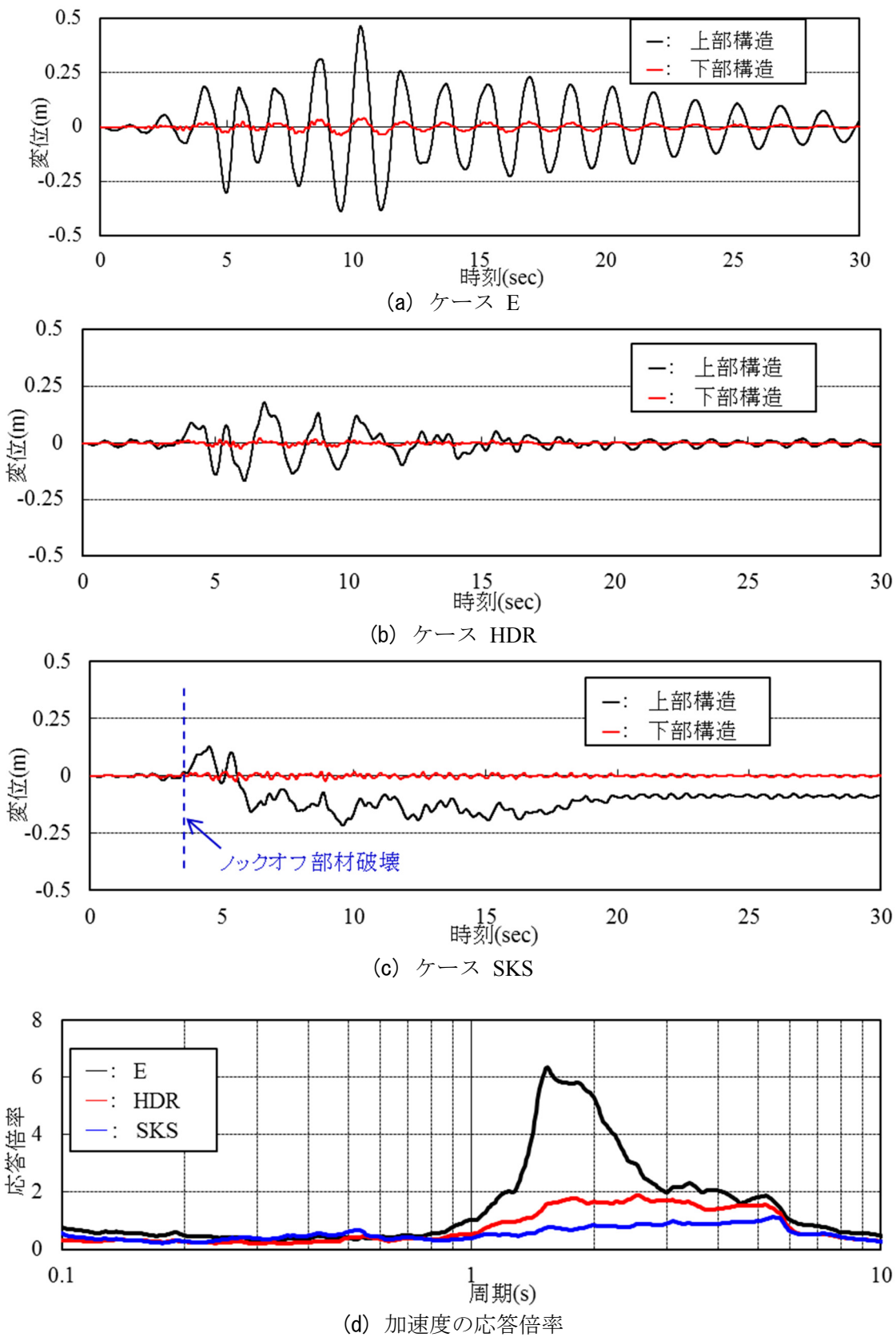


図 4.38 P3 橋脚の時刻歴応答 (橋軸直角方向 II-I-2) (道示波)

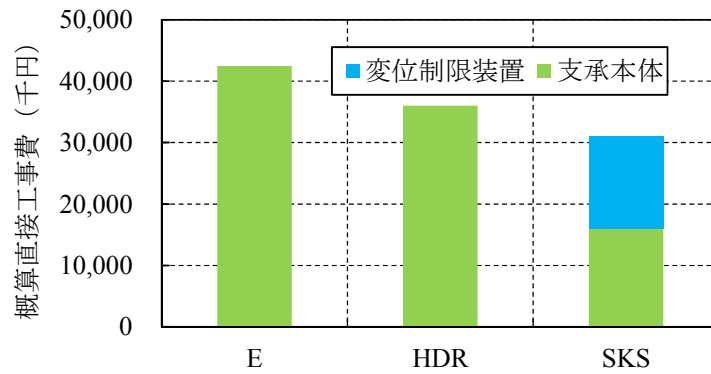


図 4.39 各支承条件の概算直接工事費

(3) 強地震動に対する余裕度

I 種地盤用のレベル 2 地震動の加速度振幅を 1.5 倍に増幅した地震加速度を入力し，設計地震動を上回る加速度に対する余裕度を検討する．表 4.22 および図 4.40 に橋軸方向の解析結果を，表 4.23 および図 4.41 に橋軸直角方向の解析結果を示す．

橋脚に発生する曲率およびせん断力は，支承条件が E，HDR の場合には許容値を超過するが，PTFE では衝突が生じた場合においても許容値以下であり，最大衝突荷重は設計値以下であった．また，支承変位についても E，HDR の場合には許容値を超過するが，PTFE の場合には変位制限装置への衝突は生じるものの設置遊間量により移動量自体が制限されている．

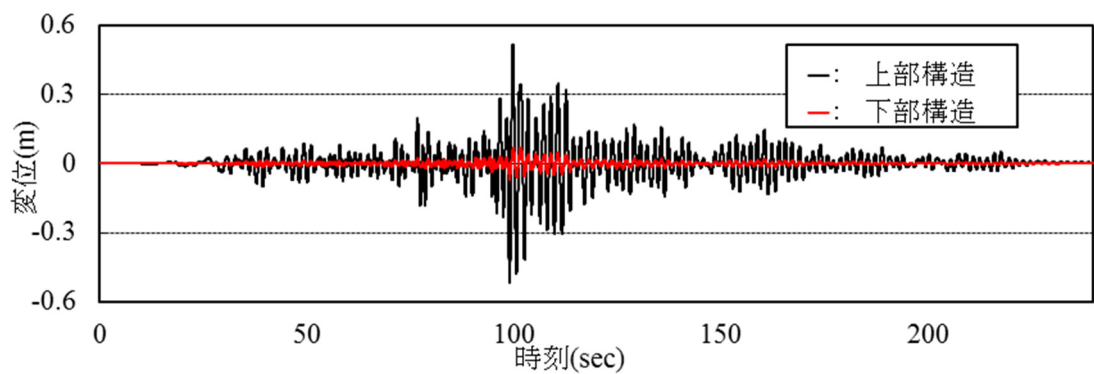
以上から，支承条件が PTFE の場合には，他の支承条件と比べ，加速度の大きな地震作用に対しても上部構造の応答変位や加速度の応答倍率の増加が少なく，設計で想定する以上の加速度を有する地震に対する余裕度があるといえる．

表 4.22 橋軸方向の解析結果（道示波 1.5 倍）

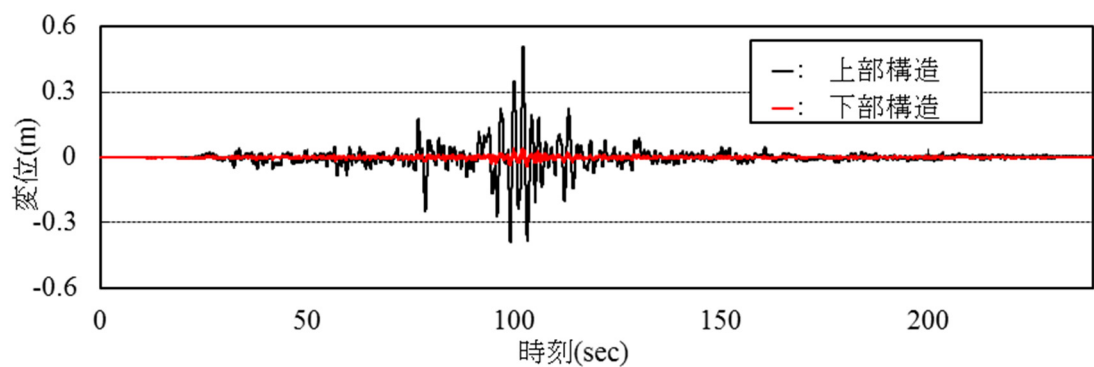
項 目	ケース E		ケース HDR		ケース SKS	
	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値
P1 発生曲率 (1/m) ^{注1}	0.0031 (0.24)	0.0039 (0.30)	0.0037 (0.58)	0.0063 (0.98)	0.0008 (0.12)	0.0016 (0.24)
P3 発生曲率 (1/m) ^{注1}	0.0087 (0.67)	0.0090 (0.70)	0.0009 (0.14)	0.0009 (0.13)	0.0013 (0.20)	0.0008 (0.12)
P1 発生せん断力 (kN) ^{注1}	9,616 (1.05)	10,485 (1.14)	8,201 (0.89)	9,144 (1.00)	5,947 (0.65)	7,132 (0.78)
P3 発生せん断力 (kN) ^{注1}	11,645 (1.27)	34,786 (3.79)	6,750 (0.74)	6,588 (0.72)	6,225 (0.68)	6,336 (0.69)
P1 支承移動量 (mm)	569 (1.14)	616 (1.23)	431 (1.15)	370 (0.99)	313	301
P3 支承移動量 (mm)	530 (1.26)	531 (1.27)	424 (1.30)	340 (1.05)	265 (0.82)	261 (0.80)
P1 上の支承反力 (kN) ^{注1}	1,275	1,335	721	636	衝突なし	衝突なし
P3 上の支承反力 (kN) ^{注1}	3,142	3,094	1,754	1,462	2,326 ^{注2} (0.42)	1,741 ^{注2} (0.31)
上部構造移動量 (mm)	600	614	444	353	318	273

注 1 括弧内は許容値に対する比率を示す

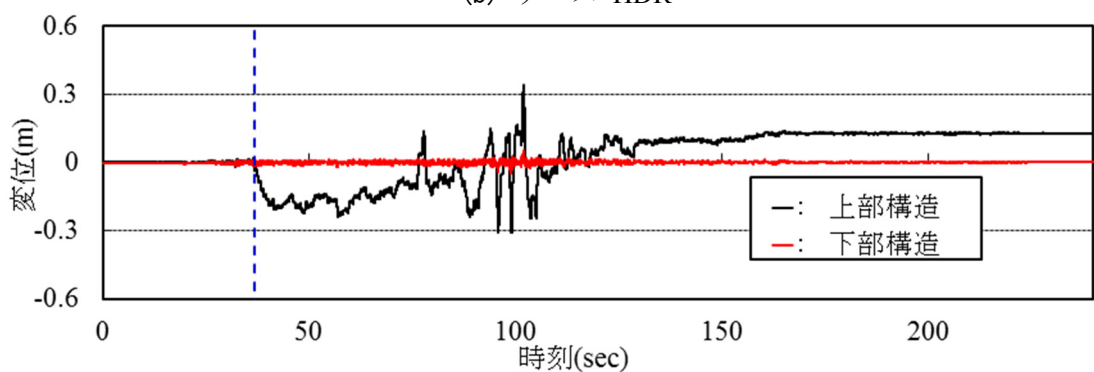
注 2 SKS については、変位制限装置の最大反力を示す。



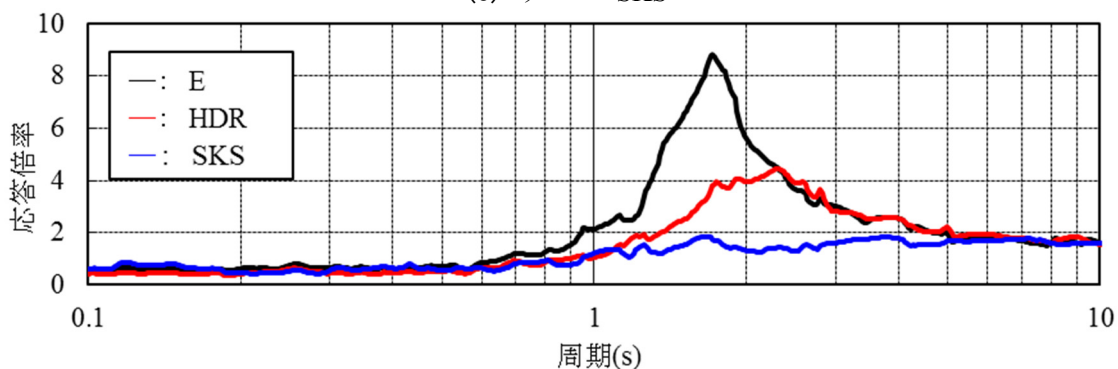
(a) ケース E



(b) ケース HDR



(c) ケース SKS



(d) 加速度の応答倍率

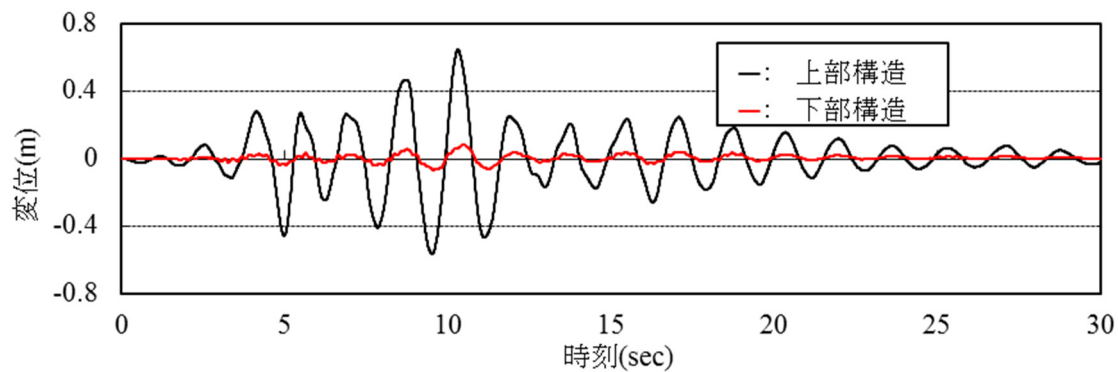
図 4.40 P3 橋脚の時刻歴応答変位 (橋軸方向 I - I -3) (道示波 1.5 倍)

表 4.23 橋軸直角方向の解析結果（道示波 1.5 倍）

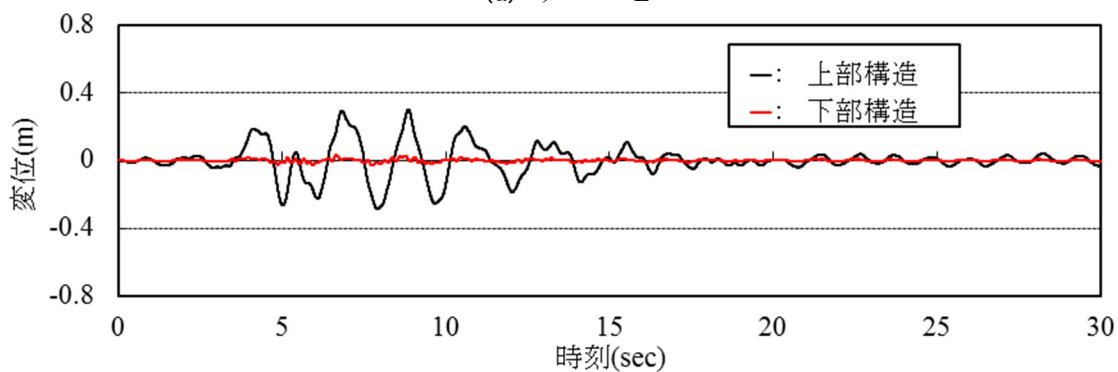
項 目	ケース E		ケース HDR		ケース SKS	
	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値	TYPE I 平均値	TYPE II 平均値
P1 発生曲率 (1/m) ^{注1}	0.0027 (0.21)	0.0024 (0.18)	0.0019 (0.29)	0.0022 (0.34)	0.0008 (0.13)	0.0009 (0.14)
P3 発生曲率 (1/m) ^{注1}	0.0103 (0.80)	0.0097 (0.76)	0.0008 (0.13)	0.0008 (0.12)	0.0011 (0.18)	0.0017 (0.27)
P1 発生せん断力 (kN) ^{注1}	7,093 (0.77)	7,930 (0.86)	7,289 (0.79)	8,056 (0.88)	6,014 (0.66)	6,735 (0.73)
P3 発生せん断力 (kN) ^{注1}	14,041 (1.53)	11,461 (1.25)	5,410 (0.59)	5,461 (0.59)	6,109 (0.67)	6,202 (0.68)
P1 支承移動量 (mm)	549 (1.1)	581 (1.16)	424 (1.13)	349 (0.93)	270	268
P3 支承移動量 (mm)	501 (1.19)	511 (1.22)	407 (1.25)	319 (0.98)	282 (0.87)	277 (0.85)
P1 上の支承反力 (kN) ^{注1}	1,235	1,307	711	606	2,889 ^{注2} (0.96)	2,623 ^{注2} (0.87)
P3 上の支承反力 (kN) ^{注1}	2,953	3,013	1,696	1,388	4,463 ^{注2} (0.80)	3,871 ^{注2} (0.70)
上部構造移動量 (mm)	603	606	446	341	337	311

注1 括弧内は許容値に対する比率を示す

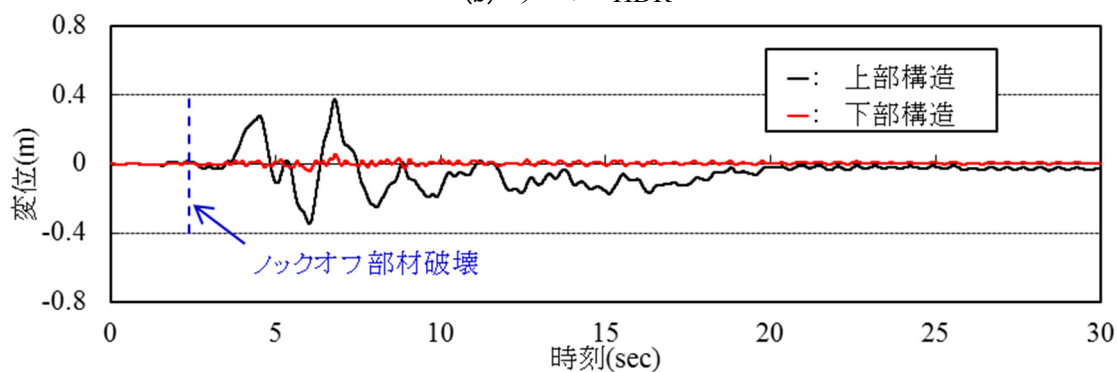
注2 SKS については、変位制限装置の最大反力を示す。



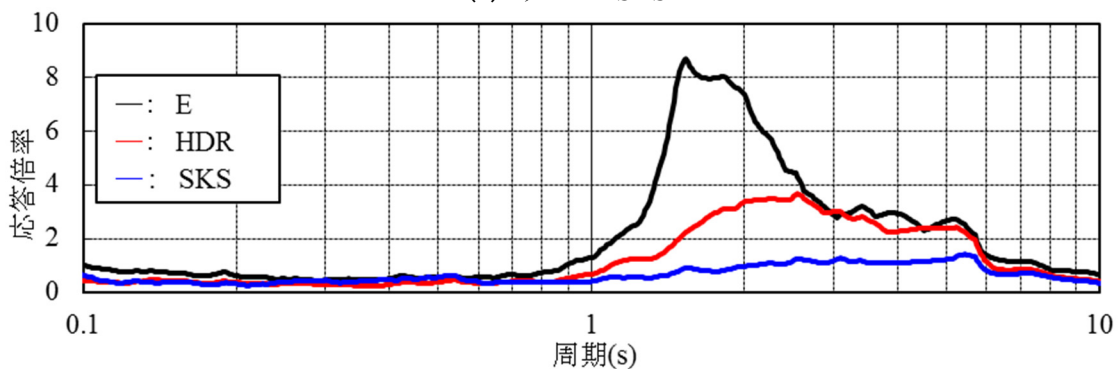
(a) ケース E



(b) ケース HDR



(c) ケース SKS



(d) 加速度の応答倍率

図 4.41 P3 橋脚の時刻歴応答 (橋軸直角方向 II-I-2) (道示波 1.5 倍)

4.4 まとめ

鋼製ピン型ロックオフ部材，すべり支承および変位制限装置を用いた SKS システムの動的挙動を振動台実験により確認し，その再現解析により各部材の解析モデル化の方法について検討した．また，その高架橋への適用可能性を動的解析により検討した．本検討で得られた主な結果を以下に示す．

- 1) 振動台実験により，SKS システムにより，常時およびレベル 1 地震時には固定，レベル 2 地震時には可動へと移行する機構が実装できることがわかった．また，ロックオフ部材の破壊荷重の違いにより，変位制限装置への衝突荷重の最大値が異なり，振動台実験の結果に基づくと 2 割程度の差異が生じること，上部構造と変位制限装置の設置遊間量が変位制限装置への衝突荷重に及ぼし，最大で 6 割程度の差異が生じた．SKS システムを設計する際には，変位制限装置の遊間量の設定および緩衝材の選定が重要な項目であることを確認した．
- 2) 再現解析により，変位制限装置を，反発係数より算定される粘性減衰 C によるダッシュポット，緩衝材の初期剛性から算定される剛性を有するバネ要素により簡易的にモデル化すると，実験により得られた変位制限装置への衝突現象を比較的精度よく再現できることがわかった．また，ロックオフ部材を，設置遊間等を含め，実部材の荷重変位関係を忠実にモデル化することにより，解析精度の向上が期待できる．
- 3) 高架橋を対象とした動的解析により，SKS システムを採用することにより，免震支承を用いる場合と同等の耐震性が確保できることを確認した．ただし，上部構造の変形量が大きい場合変位制限装置への衝突荷重が大きくなることもあるため留意が必要である．また，ロックオフ部材とすべり系支承を併用した支承形式は，免震支承や分散支承と比べ，経済性に優れ，かつ設計で想定するよりも大きな加速度を有する地震動に対する裕度が期待できる．

参考文献

- [4.1]林訓裕，足立幸朗，甲元克明，八ツ元仁，五十嵐晃，党紀，東出知大：経年劣化した鉛プラグ入り積層ゴム支承の残存性能に関する実験的検証，土木学会論文集，Vol.70 A1，pp. I_1032-I_1042，2014.
- [4.2]友澤武昭，星谷勝，矢部正明：オールフリー支持形式の多径間連続高架橋への実用化に関する基礎的な検討，構造工学論文集，pp985-996，Vol.46A，土木学会，2000.
- [4.3]大塚久哲，西田壮宏，田中弘紀：低摩擦すべり支承を有する連続桁橋の地震時挙動および変位制御に関する考察，構造工学論文集，Vol.55A，pp525-531，土木学会，2007.
- [4.4]すべり系支承を用いた地震時遮断機構を有する橋梁の免震設計法マニュアル（案），(独)土木研究所，2006.
- [4.5]坂井田実，吉田雅彦，北田俊行，松村政秀：支承サイドブロックにおける破断特性制御

- 構造の提案, 地震工学論文集, Vol.26, 8pages on CDROM, 土木学会, 2003.
- [4.6]池田学, 豊岡亮洋, 家村浩和, 比志島康久, 鶴野禎史, 池永雅良, 原田孝志: 鉄道免震構造用緩衝型移動制限装置の振動台実験, 第 8 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.177-184, 土木学会, 2005.
- [4.7]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, 土木学会, 2009.
- [4.8]杉岡弘一, 間嶋信博, 松下裕明, 姫野岳彦, 松村政秀: スリット型ノックオフ支承を用いた既設アーチ橋の耐震補強, 構造工学論文集, Vol.57A, pp467-478, 土木学会, 2011.
- [4.9]平田寛, 武田篤史, 鈴木雄吾, 金田和男: 鋼材のせん断破壊を利用したノックオフ機構, 第 18 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, pp215-220, 土木学会, 2015.
- [4.10]佐合大, 西幡巨千昭, 大前暢, 永木勇人: 既設支承をノックオフ機能付すべり支承に改造した耐震補強工事, 土木学会第 67 回年次学術講演会, I -399, 2012.
- [4.11]中西泰之, 松村政秀, 山口隆司: ノックオフ部材とすべり支承からなる支承形式のモデル化に関する検討, 土木学会論文集 Vol.71 No. 4, pp. I_265-I_273, 2015.
- [4.12]金田貴洋, 松村政秀, 中西泰之, 山口隆司: スリット加工を施した鋼製ピンのせん断破壊実験, 土木学会第 69 回年次学術講演会, I -065, 2014.
- [4.13]川島一彦, 庄司学: 衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果, 土木学会論文集, No. 612/I-46, pp. 129-142, 1999.
- [4.14]渡邊学歩, 川島一彦: 衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析, 土木学会論文集, No. 675, pp.125-139, 2001.
- [4.15]阿部雅人, 藤野陽三, 吉田純司, 朱平, 柳野和也: 地震時における橋桁の衝突現象のモデル化と実験的検証, 土木学会論文集, No.759, pp.181-197, 2004.
- [4.16] (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I ~ V, 2012.
- [4.17]Masato Kano, Masahide Matsumura, Toshiyuki Kitada : development of an elasto-plastic and finite displacement dynamic analysis for spatial bridge structures consisting of thin-walled steel and composite members, IABSE Reports, Vol.92, pp102-103, 2006.
- [4.18]Catherine O' Sullivan 著 鈴木輝一訳: 粒子個別要素法, 森北出版 (株), pp.76-77,2014.
- [4.19]監崎達也, 伊津野和行: すべり摩擦型免震支承のモデル化における初期剛性と減衰の与え方に関する検討, 地震工学研究発表会講演論文集, Vol.26, pp.1073-1076, 土木学会, 2001.
- [4.20]北原武嗣, 梶田幸秀, 西本安志: 桁間衝突用緩衝材ゴムの圧縮剛性に関する実験的検討, 第 10 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.285-288, 2007.
- [4.21]川島一彦, 庄司学: 衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果, 土木学会論文集, No.612, I-46, pp.129-142, 1999.

第5章 結論

5.1 結論

免震構造では、繰り返し荷重などによる支承本体の劣化や、比較的剛性が低いため荷重作用により変位応答を伴い車両走行性が損なわれるなどの課題がある。本論文では、常時・レベル1地震時とレベル2地震時に支承条件の変化を促すロックオフ部材を用いることによって、免震構造に対して耐久性や走行性などに優れた構造を付与することを目的とし一連の研究を実施した。その実現のための支承形式として、ICSB 支承（ロックオフ型サイドブロックを用いた免震支承）、およびSKS システム（すべり支承、鋼製ピン型ロックオフ部材および変位制限装置を組み合わせる支承形式）に着目し、ロックオフ部材の設計手法および動的解析へのモデル手法を検討するとともに、振動台実験および動的解析により、ICSB 支承、SKS システムによる高架橋の耐震性能向上効果を明らかにした。本論文は5章より構成されており、各章で得られた主な結論を要約すると、以下のとおりである。

まず、第1章では、本論文の背景および本論文に関連する既往研究について述べ、本論文の位置づけと目的を明らかにするとともに、本論文の内容の構成を述べた。

第2章では、まず、ロックオフ型サイドブロックを対象に静的せん断実験を行い、既往研究にて未検討であった、破壊部の形状がその破壊性能や破壊メカニズムに及ぼす影響を明らかにし、ロックオフ型サイドブロックの設計式を提案した。

次に、鋼製ピン型ロックオフ部材の静的せん断実験を行い、鋼製ピン型ロックオフ部材は、破壊荷重のばらつきが小さいこと、ロックオフ型ボルトに対して提案されている設計式を用いて破壊荷重を算定可能であることを明らかにした。

さらに、支承に併設されるロックオフ部材の破壊などにより初期状態から剛性が急変する構造系に着目した動的解析を行い、剛性変化を伴う構造物の解析モデル化手法について検討した。その結果、部材破壊の考慮の有無で解析結果が異なる結果を示し、部材剛性が急変する振動系の振動性状をより正確に再現するためには、部材破壊のモデル化が必要であることを明らかにした。また、剛性変化に伴う Rayleigh 減衰の設定手法の違いにより、基部に発生する反力は最大で7%程度の差異が生じるものの、最大応答変位など構造系全体の振動性状に与える影響は小さいことから、部材の代表的な剛性より算定した Rayleigh 減衰によりモデル化することによりロックオフ部材の破壊などにより初期状態から振動モードが急変する構造系の振動性状を再現できると考える。

第3章では、ICSB 支承を用いた高架橋の地震時挙動を検討するため、免震高架橋を対象とした小型振動台実験および動的解析を行った。

その結果、振動台実験によると、ロックオフ型サイドブロックの破壊直後に、支承の相対変形およびおもりの応答加速度の急増は観察されず、解放直後から免震系の振動へ移行することがわかった。免震高架橋を対象とした動的解析より、ロックオフ型サイドブロックの

破壊荷重をレベル 1 地震からレベル 1 地震の 1.5 倍程度に設定することにより、ICSB 支承に期待する効果が得られること、ICSB 支承では、ロックオフ型サイドブロックの破壊荷重が小さいほど、橋脚の発生曲率を小さくできることを明らかにした。

第 4 章では、まず、SKS システムの小型振動台実験を実施し、SKS システムにより常時およびレベル 1 地震時には固定、レベル 2 地震時には可動へと移行する機構が実装できることを明らかにした。また、ロックオフ部材の破壊荷重や変位制限装置の設置遊間量が、変位制限装置への衝突荷重に影響を与え、これらのパラメータが SKS システムの設計を行う上で重要であることを示した。

次に、SKS システムでは、ロックオフ部材の破壊後に過大な上部構造の移動が生じる場合には変位制限装置との衝突が生じることから、振動台実験の再現解析を実施し、このエネルギー損失を表現するための変位制限装置のモデル化手法について検討した。その結果、変位制限装置を、反発係数より算定される粘性減衰によるダッシュポット、緩衝材の初期剛性から算定される剛性を有するバネ要素により簡易的にモデル化すると、実験により得られた変位制限装置への衝突現象を比較的精度よく再現できることがわかった。

さらに、高架橋の動的解析を通じて、SKS システムに用いる鋼製ピン型ロックオフ部材の破壊荷重や変位制限装置の設置遊間量の設計手法を示すとともに、SKS システムの高架橋への適用可能性を確認した。また、分散支承や免震支承を設置した場合と比較して、SKS システムでは、免震支承を用いる場合と同等の耐震性が確保できること、経済性に優れることを明らかにした。

5.2 今後の課題

常時・レベル 1 地震時とレベル 2 地震時に支承条件の変化を促す ICSB 支承、SKS システムによる高架橋の耐震性能向上に関する研究課題として、以下が挙げられる。

- 1) 提案する SKS システムの実用にあたっては、構造詳細や部材の取り合いなどの検討が必要である。
- 2) SKS システムのモデル化の妥当性を、縮小模型を用いる振動台実験の解析による再現性から検証した。実橋梁へ提案形式を適用する場合には実物を用いた各要素の実験を実施することにより、適用後の動的挙動を解析により再現することができると考えられる。

謝 辞

本研究を遂行するにあたり、終始懇切なるご指導とご鞭撻を賜りました、大阪市立大学大学院山口隆司教授には衷心より謝意を表します。大阪市立大学大学院鬼頭宏明教授および谷口与史也教授には、本論文をまとめるにあたり、種々の貴重なご助言を賜りましたことに、厚く御礼を申し上げます。また、著者の学部生時代からの指導教員である、松村政秀准教授（現京都大学大学院）には、お忙しい中、本研究の進め方に関しまして、昼夜を問わず、親切なるご助言とご支援を賜りました、心より感謝申し上げます。

大阪市立大学名誉教授北田俊行先生には、著者の学部生時代から、大変貴重なご教示とご助言を賜りました。ここに記して、心より感謝の意を表します。

後期博士課程入学にあたりご支援いただきました、株式会社ニュージェック松本正毅前社長をはじめ、森本浩社長、山崎裕之氏および同社の方々には心より感謝いたします。また、本研究を進めるにあたり、暖かく見守ってくださいました、水口尚司氏、山本英哉氏には厚く御礼申し上げます。特に道路グループ橋梁チームの皆様にはご協力いただきましたことに、深く感謝いたします。

石原和之氏（現日立造船株式会社）、金田貴洋氏（現大成建設株式会社）、研究室在籍生山本敦史氏には、実験や解析にあたりご支援いただきました。ここに記して、感謝の意を示します。また、大阪市立大学橋梁工学研究室の大学院生諸氏、ならびに学部生諸君をはじめ多くの方々には、ご協力をいただきました。ここに感謝いたします。

最後に、丈夫な体を授けていただきました両親、そして論文の作成にあたり、わがままな時間の使い方を許してくれた妻に感謝します。

2016/2/25

本論文の関する著者の公表論文

(第2章)

1. 金田貴洋, 松村政秀, 中西泰之, 山口隆司:スリット加工を施した鋼製ピンのせん断破断実験, 土木学会第69回年次学術講演会, I-065, 2014.
2. 中西泰之, 松村政秀, 山本淳史, 山口隆司:剛性の急変を伴う構造の動的解析におけるRayleigh減衰の設定方法, 鋼構造年次論文報告集, 第23巻, pp.154-159, 日本鋼構造協会, 2015.

(第3章)

3. Masahide Matsumura, Yasuyuki Nakanishi, Toshiyuki Kitada: Fundamental study on seismic response of steel bridge piers through dynamic analysis and shaking table test using small-size specimens, International Journal of Steel Structures, Vol.8, pp. 261-266, 2008.
4. 中西泰之, 松村政秀, 北田俊行:小型供試体を用いた振動台実験による鋼製橋脚の地震時挙動の定量評価に関する基礎的実験, 第11回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.305-310, 土木学会, 2008.
5. 中西泰之, 松村政秀, 北田俊行:円形断面橋脚のモデル化と耐震性評価に関する解析的研究, 鋼構造年次論文報告集, 第16巻, pp.191-196, 日本鋼構造協会, 2008.
6. 松村政秀, 金田貴洋, 中西泰之, 山口隆司, ノックオフ部材を併設した免震支承を有する鋼製橋脚の地震時挙動, 鋼構造年次論文報告集, 第21巻, pp.437-440, 日本鋼構造協会, 2013.
7. Masahide Matsumura, Takahiro Kanata, Yasuyuki Nakanishi and Takashi Yamaguchi : Study on Dynamic Behavior of Isolated Viaduct with Triggers, Modeling and Analysis Procedure, Proceedings of the 7th International Symposium on Steel Structures, ISSS, pp.264-265, 2013.8.
中西泰之, 松村政秀, 山口隆司:ノックオフ型サイドブロックを併設した免震高架橋の地震時挙動, 鋼構造論文集, 第22巻, pp.23-32, 日本鋼構造協会, 2015.

(第4章)

9. 中西泰之, 松村政秀, 北田俊行, 山口隆司:橋梁構造物の耐震性評価のための小型振動台の有効利用法に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 第17巻, pp.415-420, 日本鋼構造協会, 2009.
10. 松村政秀, 中西泰之, 金田貴洋, 山口隆司, 低摩擦型すべり支承にノックオフ部材を組み込んだ支承構造の地震応答解析, 第15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.385-388, 土木学会, 2012.
11. Takahiro Kanata, Masahide Matsumura, Yasuyuki Nakanishi, Takashi Yamaguchi : Fundamental study on the dynamic behavior of sliding bearing with trigger for bridge structures, The Thirteenth

East Asia –Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, 2013.

12. 中西泰之, 松村政秀, 山口隆司 : ノックオフ部材とすべり支承からなる支承形式のモデル化に関する検討, 土木学会論文集 Vol. 71, No. 4, p. I_265-I_273, 2015.
13. Yasuyuki Nakanishi, Masahide Matsumura, Takashi Yamaguchi : Application of damage controlling method using slide bearing installed the trigger to a viaduct, The Fourteenth East Asia –Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, 2016.
14. 中西泰之, 松村政秀, 山口隆司 : ノックオフ部材とすべり支承からなる支承形式の高架橋への適用性 土木学会論文集 (査読通過, 投稿中) .