

第6章 支承部の性能設計

平成14年3月の道路橋示方書改訂以降、設計基準の上では性能規定化の流れが明確に示された。しかし、支承部における設計実務の動向を考えると、その思想が適切に反映され、従来の仕様規定から継承されている「適合みなし仕様」にとられることなく、新しい設計法や性能検証の方法等が活発に提案されているとは言い難い。この一端には、「ゴム支承を選択しておけば安心」といった、橋梁技術者の安易な考えがあることも否定できない。

これらは、本来の意味での「性能規定化に伴う性能設計」を行うための技術的な土壌、すなわち、性能検証方法の選択肢の充実や妥当性を証明するための知見の蓄積、さらには、橋梁全体系を考慮した支承形式の選定方法（初期建設コスト優先だけではなく、長期的なLCCの観点からの設計法など）が十分に整っていないためという側面もあるが、それ以前に、支承に対しては、経験的な知見などによる側面が根強く残っており、その技術的な背景については、十分に広く知られていないためと思われる。

そこで本章では、支承部の「性能設計」のあり方を考えることを目的として、その確立に向けての参考となり得る資料や既往知見の整理を行い、設計実務の中で活用できるような選択肢を多く提供することを目的としている。6.1では、「性能設計」を考える上で前提となる支承部への要求性能に関する整理を行ったが、ここでは、道路橋支承便覧などに記述されている従来からの観点とは違い、法律の面からのアプローチを試みた。また、6.2では、より具体的に「性能設計」の実現に向けての資料を提供することを目的に、支承部の材料や構造に着目しての性能比較や、現行の「適合みなし仕様」の中で、根拠や背景および目的等が不明瞭となっている項目について整理した。これにより、橋梁技術者が個々の橋梁条件や支承条件に応じた検討を行うことができるとともに、「適合みなし仕様」が定められたケースと異なった場合には、見直しや改良あるいは新しい検証方法の提案等を行うための一助になることに期待したい。そして、6.3および6.4では、支承部の新しい性能設計の具体的検討事例として、損傷制御設計を取り上げ、それに期待される効果と実現に向けての課題と留意点をまとめている。

6.1 支承部への要求性能

平成7(1995)年に発生した兵庫県南部地震以降、支承構造の変化は著しいものとなっている。レベル1地震動を考慮して設計されてきた多くの鋼製支承はタイプAの支承とされ、レベル2地震動に対応可能な支承はタイプBとされているが、現在では、そのほとんどがタイプB（ゴム支承）として採用されている。

橋梁全体系からみた場合、支承部に求められる要求性能は多岐にわたっている。タイプAの支承は、長期間にわたって常時における支持機能を十分に果たしてきており、第2章で紹介した鋼製支承についても、実際に発生してきた損傷を克服するために様々な改良が加えられてきた。ある意味では、鋼製支承には常時における支持機能に関して技術的な「熟度」があるといえる。

一方、免震支承や積層ゴム支承は、兵庫県南部地震以降多く採用されるようになったが、常時における振動挙動や、大規模地震の発生時における進行性的な破壊メカニズム（桁間衝突と衝撃現象）の制御方法など、未解明な部分も多い。大規模地震に対する支承部の設計は、損傷制御設計法の観点を整理した6.3および6.4で述べるが、ここでは、常時における支持機能に対する要求性能について整理した。

6.1.1 道路の機能

通常、技術者が法律面に立ち入って考える機会は少ないため、ここでは、道路法や道路構造令などを引用しつつ、道路機能と支承部に求められる要求性能について考えてみる。

支承構造は、橋梁を支持する重要な部材である。その要求性能を明確にして、構造照査の要件を満たすものが性能設計とすると、支承の損傷と、その損傷が引き起こす道路機能の障害とは密接な関係がある。道路法 19 条によると、橋梁は「安全であることを計算または試験により確認しなければならない」とされ、また、同法 42 条には「良好な状態に維持修繕しなければならない」とされている。なお、技術的な基準については政令に定めることになっており、道路構造令は施行令として運用されている。

平成 15 年に改訂された道路構造令では、それまでは漠然と「自動車の通行機能」が求められていたものに対し、①通行機能、②接続機能、③滞留機能、④都市空間、⑤防災空間、⑥環境空間、および⑦収容空間など、道路構造における「機能と空間構成」について定められた。道路法で規定されていた「安全」と「良好な状態に維持」とを具体化して7つの機能や空間を定めたものである。

技術の進歩が著しいために、橋梁の構造基準を定めても後に変更になる可能性が高く、政令などの法律面での数値規制が困難になる。道路法（昭和 27 年）が制定されてから 50 年以上経過したにも関わらず、技術基準（力学規定）が政令として定められていない。しかしながら、今までは、道路機能として車両の通行機能を中心に規定されていた道路構造令が、様々な議論を経て、7つの道路機能と空間について規定したのは、時代の変化に対応した結果であり、道路の幾何学的な要求性能に関する立法措置がとられた時代から、大幅に変化したといえる。

具体的には、①車両等の通行機能は段差やガタのない構造であり、走行に必要な路面の平坦性や縦断勾配について規定している。②接続機能は、車線数や幅員の急激な変化のない、走行に必要な横断構成の連続性や視距について規定している。③滞留機能は、非常時における停車や事故などの救出活動のための停止状況がありえることから、今までにはない駐車帯や待避所に関する規定となっている。④都市空間の機能は、交差環境にあって、橋梁構造の保有する空間機能が適合されることを求めている。⑤防災空間としては、地震や豪雨豪雪などの災害時に安心・安全を求めるものである。さらに、⑥環境空間のあり方や⑦インフラの収容空間などを求めている内容となっている。これらの道路としての利用機能や空間機能を言葉として定義したものが、道路構造令になっている。

このような、道路の機能を達成するための道路橋とそれを支持する支承部に要求される性能について、分かりやすくする必要がある。つまり、言葉を用いて規定された法律としての機能と、具体的な支承部が果たすべき性能とが関連付けされないことには、要求される性能が明確にはならない。

6.1.2 支承部への要求性能と設計概念

6.1.1 に述べた7つの道路機能に、保全機能を加えた8つの道路機能と支承部の機能を対応づける。表 6.1 は、道路橋の支承部に対する要求性能と設計概念を整理したものである。なお、表中には「フリーデザイン」というキーワードによる設計概念を付記した。

表 6.1 道路橋支承部に対する要求性能と設計概念

| 機能 | 着目損傷 | 想定被害 | 設計概念 |
|-------------------|---------------------|--|---|
| 1) 通行機能 鉛直支持機能 | 正反力 ガタツキ 段差発生 | 段差に起因する事故 (杵座モルタル部など) 死荷重・活荷重の分配計算 | 路面段差解消設計 バリアフリーデザイン R_{max} , R_{min} (鉛直) |
| 2) 接続機能 回転支持機能 | 支承水平移動 せん断, ずれ | 拘束応力による疲労き裂 (支承取付け部・段差発生) 製作キャンバー, 施工, 活荷重 | 接続不良解消設計 アクセスフリーデザイン θ_{max} , θ_{min} (拘束) |
| 3) 滞留機能 荷重偏心作用 | 負反力 ガタツキ 段差発生 | 段差に起因する事故 (通行, 接続機能を連成した段差) 斜角, 曲線など分配係数 | 渋滞時偏載解消設計 イベントフリーデザイン M_{max} , M_{min} (偏心) |
| 4) 交差機能 桁の伸縮移動 | 伸縮装置開口 移動と回転 | 伸縮開口による事故 (軟弱地盤や下部構造変位) クリープ, 乾燥収縮などの計算 | 交差スパン解消設計 スパンフリーデザイン T_{max} , T_{min} (温度) |
| 5) 防災機能 地震損傷量 | 大地震被害 被災と復旧 | 橋脚の残留変位 1/100 以下 伸縮開口変位による走行不能 支承と桁逸脱による段差 | 復旧しやすい制御設計 ダメージフリーデザイン 地震時水平力の分離 |
| 6) 環境機能 騒音振動量 | 騒音・振動 再資源化材料 | 沿道住民の安心, 安全, 安定 再生資源・環境資源の活用 ゴム系と鋼の併用 | 公害抑止, 環境資源 エコフリーデザイン |
| 7) 収容機能 杵座空間量 | 閉所, 密所 防水, 管理 | 作業性の確保 (電気, ガス等) 桁端部の収容空間の確保 | 収容物の管理空間 レイアウトフリーデザイン |
| 8) 保全機能 維持修繕費 | 路線交通量 桁端部損傷 | メンテナンス全般 (舗装と伸縮装置の保全) | ミニマムメンテナンス メンテナンスフリーデザイン |

(1) 通行機能：車両の走行性能 → 鉛直支持機能

道路でもっとも重要な役割は、車両の通行機能いわゆる走行性能である。多数の支承に支持された上部構造の自重反力の偏りやガタツキなどは、通行機能を著しく阻害する。鉛直荷重を適切に支持できる機能や、据付け調整により鉛直荷重の偏りなどが防止できる機能を持つ支承構造とする。

(2) 接続機能：車両走行の連続性 → 桁回転防護機能

橋梁の架設時、桁のキャンバーが死荷重によって平坦になり、それによって、桁端部に回転変形が発生するが、橋桁と橋台との接続部分に設けられた伸縮装置によって、支承の据付時における桁回転を吸収したり、車両走行時の回転変形を拘束または回転可能な状態にしたりすることで車両走行の連続性を確保する。特に、斜橋や曲線橋では、橋梁の伸縮方向と桁の回転方向とが相違することに留意し、路面の連続性が確保できる支承構造とする。

(3) 滞留機能：事故や渋滞などによる走行停止事態 → 偏心支持（上揚力の照査）

道路橋では、偶発的な事故などによって、車両による偏載荷重が作用したり、渋滞などによって、車両が走行停止状態になったりすることがある。偏載荷重を受ける場合は、死荷重（正）と活荷重（負）によって、2倍の上揚力が発生する可能性があり、大型車両が滞留した場合には、特に浮き上がり防止の機能が求められる。

(4) 交差機能：桁の温度変化による伸縮 → 桁伸縮による水平移動

気温の変化によって生じる桁の伸縮量を開放する機能や、拘束はするが下部構造の回転変形などにより、桁応力の負担がないような機能としての支承性能が求められる。なお、斜橋や曲線橋のように桁の移動方向と回転方向が相違する橋梁については、特別の注意が払われるべきである。

(5) 防災機能：耐震性能（中小規模の地震）

鋼製支承は、固定タイプと可動タイプに分けられる。しかし、橋軸直角方向には固定支持されることが多い。中・小規模の地震では破壊は免れるが、大規模地震時においては破壊を制御することが難しい。大規模地震に対しては、変位制限構造を設けるか、あるいはダンパーやストッパー機能を設けて、支承の損壊によって生じる桁の被害を防止することが必要になる。免震支承のように大きな変形を受ける場合には、桁端部の衝突などを防止する必要がある。大規模地震と中・小規模地震における防災機能を同時に満足するものとして、支承の機能を分けた機能分離型の支持機構が開発されている。本章では、後述する 6.3, 6.4 において、損傷制御設計に関する考え方を整理する。

(6) 環境機能：騒音・振動などの公害系および環境資源系

最近の環境問題の多くは、毒性物質や有害物質などの使用を防止する法律に関わるもので、防錆材やグリース類などの中には、法律で制限されているものがある。一方、支承構造に関する環境問題といえば、ほとんどが振動や騒音である。このため、環境機能の観点からは、振動や騒音問題に配慮した多機能型支承が必要となるが、これには耐震性能上の要求から採用事例がみられる。水平支持機能と鉛直支持機能とを分離させた構造（機能分離型支承）などが該当する。なお、持続型循環社会への対応として、今後は、支承廃材の再利用なども課題となる。

(7) 収容機能：支承座面を劣悪な空間にしない（桁端部空間）

電気、ガス、水道などのインフラを収容する機能も、道路の重要な機能である。橋梁では、これらの施設を添架していることが多く、支承付近は、これらの防護や機能保持のための重要な空間になっている。機能分離型支承や落橋防止システムなどにより、支承座面が輻輳することを避け、支承周辺を劣悪な環境にしないことが要求される。とりわけ、支承が設置された直上に伸縮装置がある場合には、漏水や滞水などによって支承のみならず、桁端部や落橋防止システムおよび変位制限構造などが早期に劣化することがある。支承部において、管理しやすい空間と状態を確保することが要求性能となる。

(8) 保全機能：総合的な機能

道路法第 42 条には「良好な状態に維持修繕しなければならない」とある。いわゆる保全性能であるが、橋梁については、設計上の耐用年数が 100 年という目標があっても、支承部については 5 年に一回程度は詳細点検を行う必要がある。しかし、点検については良好な状態についての数値目標が示されておらず、また、維持修繕における処方箋（対処）についても、明瞭には示されていない。

6.1.3 性能設計の考え方

橋梁全体系からみた支承部に対する要求性能を概念的に整理すると、支承部の要求性能としては、6.1.2. に述べた「8つの機能」に集約されたが、このような考え方は、ある種の機能の阻害要因を克服するための性能として考えることもできる。

- ① 通行機能を阻害させる事態（鉛直支持・段差）
- ② 接続機能を阻害させる事態（桁回転変位・開口変位）
- ③ 滞留機能を阻害させる事態（反力異常・浮き上がり・アップリフトなど）

- ④ 交差機能を阻害させる事態（温度変化・桁伸縮の移動変位と回転機能）
- ⑤ 防災機能を阻害させる事態（耐震・免震・制震；復旧機能とのバランス）
- ⑥ 環境機能を阻害させる事態（沿道公害・振動騒音源・環境汚染物質・資源循環）
- ⑦ 収容機能を阻害させる事態（電気・ガス；道路インフラとしての収容機能）
- ⑧ 保全機能（点検確認の時間遅延；リスクマネジメント）

機能を阻害させることを「損傷」とすると、損傷を引き起こさないように求められるのが「性能」となる。損傷という「事態」は、「事故」を引き起こすこともあり、事故が発生した場合は「事件」として扱われることがある。道路管理者は、損傷を発見し、安全性を確認する必要があるが、損傷を放置し事故を未然に防ぐ手段を講じなければ、管理瑕疵に問われることもある。

技術者は、これまで「法律」といった面で、無頓着なところがあったものの、今後は、関連法規にも目を通して、事態を事件に発展させないように努力するべきであると思われる。何もしないことは、「未必の故意」とされ、責任（アカウントビリティ）が問われる時代となっている。

このようなことが発生しないように設計することが性能設計であり、要求性能を高く掲げ、より安全性の高い支承構造の開発が必要となる。表 6.1 において、「フリーデザイン」というキーワードは安心、安全な設計であり、利用者の満足度を最大にする努力である。性能設計というと、極めて漠然とした概念に感じられる側面があるが、具体的な事故に直結するとか、沿道への影響であるとか、次第に細目的な要素に関係して具体性を帯びるような考え方に整理することができる。机上で考えただけの性能設計では、いずれ破綻するだろうし、事実に基づくさまざまな検証事例や損傷事例あるいは事故などの分析を設計へとフィードバックすることで、より精緻な構造設計へと結びつく。

6.2 性能設計において留意すべき事項

次に、性能設計に関する具体的な課題を考えるため、性能の面からみた支承形式や構成部材の違いによる整理を行うとともに、現行の「適合みなし仕様」の技術的背景や既往の知見（特に経験的な要素が強い事項）などについて検討を行った。

具体的な各論に入る前に、性能設計のそもそもの定義に立ち戻って考えてみると、一般に性能設計とは、構造物の設計に当たって、目標とする性能を明確化した上で、その設定した性能を達成するような設計方法とされている。一方、性能規定や、それと対をなして用いられる仕様規定という用語は、法令の技術基準のタイプや規制の手段のことを表すもので、法令が性能または仕様（材料、形状、寸法等）を規定していることであり、これは、強制的な要求項目となる。つまり、性能設計は法令と関係なく、「目標とする性能を明確化した上で、その設定した性能を達成するような設計方法」という設計手法の一つである。したがって、性能設計には多種多様な手法が存在することになる。

ここで、規定について比較すると、仕様規定は「〇〇は、〇〇cm以上としなければならない」というように、材料や形状などを具体的に規定するものであるが、性能規定では「〇〇cm以上としなければならない」ことの目的を明確に示し、その目的を実現するための性能検証方法を規定するものである。このように記述すると、両者には違いが感じられるが、仕様規定も何らかの目的を達成するために、詳細な仕様を規定しているものであるもので、本質的には性能規定と変わりはない。ただし、中にはその仕様自体が経験的に決められた規定などでも存在しており、時間的な経過とともに、その記録が伝承されずに、本来の目的が不明瞭に（分かりにくく）なっているものもある。支承の場合は、この要素が特に強いため、性能規定型基準による設計の自由度や柔軟性の向上が生かし切れていないのが現状である。

現行の設計法では、従来の仕様設計による適合みなし仕様を用いることができ、活用されている。しかし、上記のような点から、それぞれの技術的な背景を十分に理解せず、画一的な設計を行うと、場合によっては不合理な状態に対する設計となったり、その設計式が求められた仮定条件とは異なる領域で特性を評価したりするなど種々の問題を内在し、性能設計の実現とは遠ざかってしまう恐れもある。また、従来の性能検証方法の中には、安全側の評価に大きく偏っているものもあり、将来的に限界状態設計法への移行を念頭におくと、各要素の部分係数検討のためにも、各要求性能（それぞれの限界状態）に対する余裕量（安全率）の程度を明確にすることも重要な課題であると思われる。

そこで、ここでは、性能設計を行う上での留意点をとりまとめることを目的に、客観的な視点からの性能比較や実験的検証結果について幾つか紹介する。

6.2.1 支承材料の違いによる性能比較

支承の種類を、その主要材料の違いで分類すると、ゴム支承と鋼製支承に大別することができる。兵庫県南部地震以後、大規模地震までを考慮した耐震性能の向上のみが重要視され、ゴム支承の採用が激増した経緯があるが、ここでは、両者の種々の性能・特徴を様々な観点から客観的に整理することで、個々の特徴（性能）を明らかにすることを試みる。

(1) 材料の改良

鋼製支承に用いている鋳鋼材料は、兵庫県南部地震において大型のピボット支承が二つに割れた事例（写真 3.31 参照）などが見られたことから、脆くて耐震性に劣るものという認識が浸透している。しかし、このような損傷事例に関しては、そもそも、設計時に想定していた地震力よりも大きな地震力が作用しなかったことや、応力超過部位からき裂が発生し、そのき裂が鋼材内部に伝搬して、最終的に破壊へと進展していく際に、材料（炭素鋼鋳鋼品：SC450、低マンガン鋼鋳鋼品：SCMn1A など）のじん性が乏しいために、脆性的な破壊が生じたことなどが原因として挙げられている。この兵庫県南部地震の経験を受けて、現在では、鋳鋼材料そのものの改良と支承各部の構造細目の見直しを行っており、材料的には第2章（表 2.2）で示したとおり、じん性の高い鋳鋼材料（溶接構造用鋳鋼：SCW480N）を採用し、構造的には、応力集中の発生を回避するための改良なども実施されている。加えて、当然のことながら、設計地震力もタイプB支承として大規模地震を想定した断面設定が行われるようになってきていることから、ひとくちに鋼製支承といっても、平成8年以降の道路橋示方書に準拠したものでは、兵庫県南部地震前に比べて大きく耐震性能の改善が施されている。

一方、ゴム支承は、弾性的な変形特性を有していることから、荷重を柔らかく支持することが可能で、かつ減衰性能を付加することで効果的に地震エネルギーを散逸させることができ、非常に優れた耐震性能を発揮できる材料であるといえる。そのようなゴム材料も、ゴム支承が導入された当初から現在と同じような性能を有していたものではなく、近年の材料開発により、耐候性（紫外線やオゾン劣化）、耐寒性および耐久性等の面で著しい性能向上が図られている。このような意味では、ゴム材料についても、兵庫県南部地震後に新たな変化を遂げたといえる。

ただし、以上のような材料改良やその検証作業は、実験室レベルの材料試験によるものがほとんどであるため、実大の支承構造を対象にした性能検証や第4章 4.4.6 で取り上げた約10年間供用された免震ゴム支承に対する物性および性能変化の追跡調査事例のように、今後、より実際の構造物に近い状態における知見が蓄積されていくことが期待される。

また、ゴム材料の場合には、製造時の加硫工程（ゴム分子と硫黄とを反応させるため、熱と圧力を加えて成型を行う工程）の影響で、支承形状や材料ロットなどのばらつきが鋼部材に比べて

大きいことから、いまだに製作した全数量一品一品に対しての性能検査を必要としている。そのため、コスト高や工場出荷前に大変位を経験したゴム支承が実橋に設置されることなどの問題点も抱えている。さらに、現在、実橋で多数供用されているゴム支承が将来的に更新期を迎えたとき、その回収方法や材料の処分あるいはリサイクルの方法などについての課題も残されている。これは、6.1.2で述べた環境機能に対する性能設計を実現する観点からも、重要な検討課題である。

(2) 防食面での比較

鋼製支承の主要部材は、圧延鋼板 (SS400, SM490 など) または鋳鋼材料 (SCW480N など) であるため、腐食対策は宿命的な課題である。その点では、支承のように腐食環境下にある部材については、ゴム材料は鋼材に比べて非常に優位である。しかし、コンクリート桁などに用いられるパッド型ゴム支承のような簡易型のタイプ (1.1.3 (2) a 参照) を除き、ゴム支承の多くは図 6.1 (b) に示すように、すべてがゴムで覆われているのではなく、鋼部材が露出する部分も含めて、支承を構成している。このため、支承機能の中核をなすゴム本体は、長期間の供用年数に対する耐候性を有していても、それを上・下部構造と締結する部分に腐食が発生し、強度低下が生じてしまうと、地震発生時に上下部構造との連結部分で破損し、ゴム本体に慣性力が想定どおりに伝達されず、弾性支持としての機能が十分に発揮されない懸念もある。また、図 6.2 に示したように、ゴム本体へ慣性力を伝達する部材は支承内部に設置され、外部からの確認は困難な状況にあることから、支承製作時における適切な防錆処理および架設後の効果的な維持管理に十分な配慮が必要となる。

一方、鋼部材の防錆処理に関しては、従来の塗装や溶融亜鉛めっきなどのほかに、金属溶射などの重防食施工の例も増加しつつある。また、発錆が生じた鋼製支承のリフレッシュ手法として、「若返り工法」と呼ばれる技術も確立されており、支承の防錆面に関しても適切な配慮が望まれる。

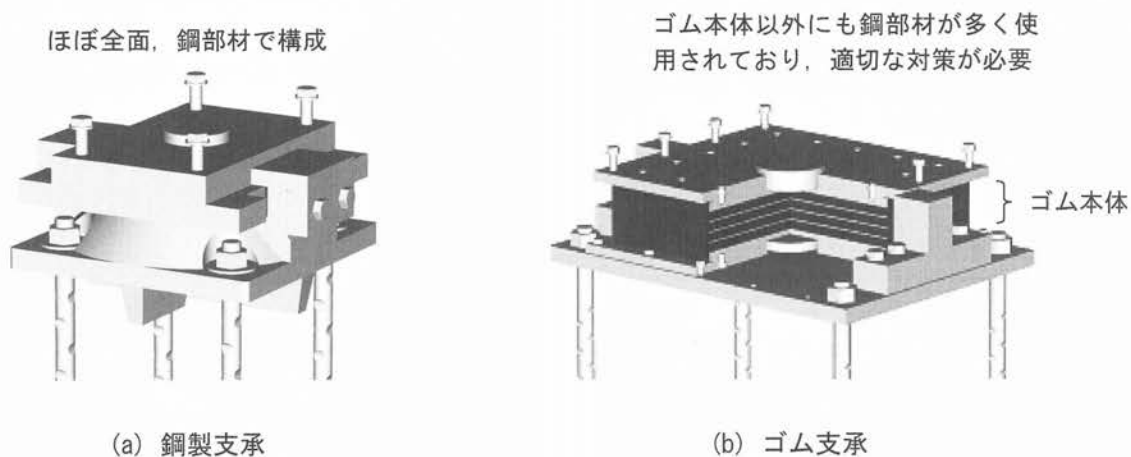


図 6.1 防食対策が必要な部材

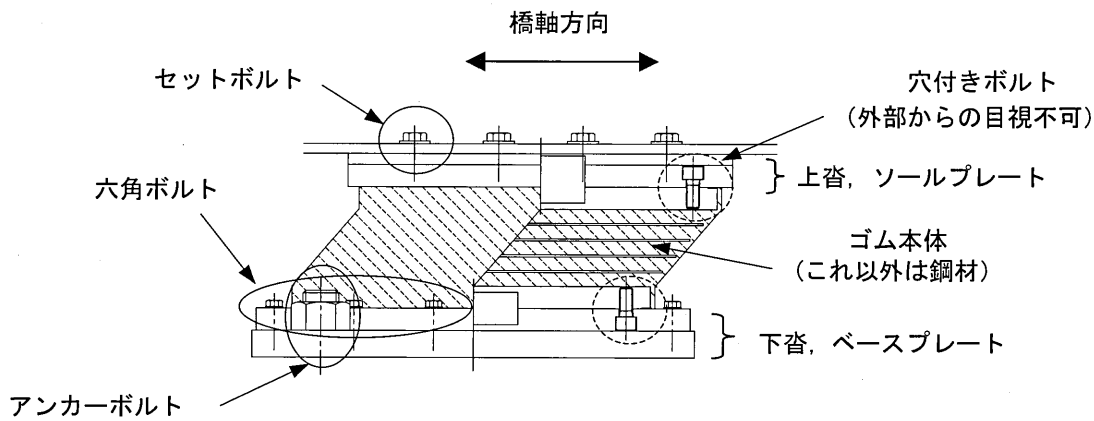
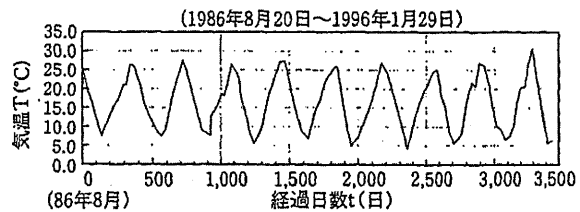


図 6.2 ゴム支承の防食対策箇所

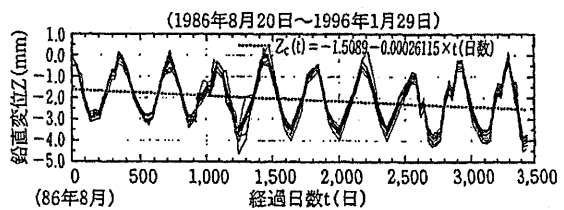
(3) 鉛直荷重支持性能

支承のもっとも基本的な要求性能である上部構造重量の支持機能を考えると、第5章でまとめた交通振動などに関する支承挙動の問題とともに、さらに、ゴム特有の課題も認識されている。

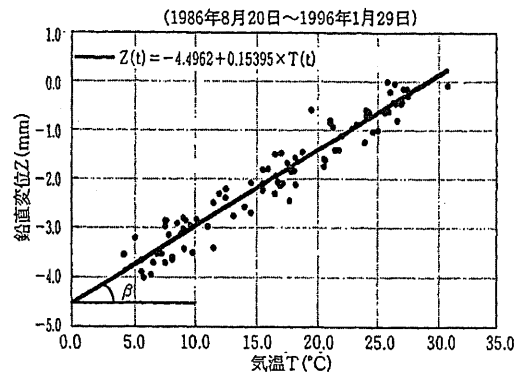
ゴム材料は、鋼材料に比べて、比較的大きな線膨張係数を持っているため、ゴム支承が曝される年間を通じての外気温度の変化に対して、支承形状（特に高さ方向の寸法）に変化がみられるデータが報告されている。約10年間にわたって行われた免震建物における積層ゴム支承の追跡調査結果では、図6.3に見られるように、気温の変化とゴム支承の高さ変化とは相関性があり、伸縮量の変動幅は、年間4mm程度と比較的大きいことが分かる。このときのゴム支承形状は、ゴム層の総厚が268.4mm（建築用のため1層厚4.4mm×61層と非常に多層構成）となっており、年間4mmの変化をゴム総厚に対する比率に換算すると1.5%に相当する。図6.3(c)に示した気温と鉛直変位との相関から、計測対象となったゴム支承の見かけの線膨張係数を求めると約 5.6×10^{-4} （データの傾き $0.15/\text{ゴム総厚 } 268.4\text{mm}$ ）となり、鋼の 1.2×10^{-5} に対して約50倍もの値になっている。



(a) 気温変化



(b) ゴム支承の高さ変化



(c) ゴム支承高さと気温の関係

図 6.3 ゴム支承の高さ寸法の変化量

ここで得られた線膨張係数は、建築用と橋梁用とでは支承に用いるゴム材の硬さ（G値）や積層構成、形状等が異なるため、橋梁用ゴム支承を対象にした詳細な検証が望まれる。

また、ゴム支承に生じる経年的な高さ変化は、日々の温度変化による影響以外にも、持続荷重を支持することによるクリープ変形も懸念される。2005年に制定されたゴム支承のISO規格には、その性能試験方法および規格値（60年後の推定値でゴム総厚の10%以下であること）が規定されているが、実橋における継続的な調査・計測事例は、現在のところ少ない。建築分野では、実構造物における10年後の実測値として、0.5～2%程度のクリープ変形量（高さの沈下量）が確認されており、この結果から推定すると、60年後のクリープ変形量は数%以内と予測されている。図6.3(b)において、鉛直変位Zが右下がりの傾向になっているのは、持続荷重を支持していることによるクリープ変形の影響であると考えられる。また、供試体を用いた加熱劣化促進試験結果では60年後の推定値として2～8%のクリープ変形が生じるとのデータが得られている。

このような結果についても、建築用と橋梁用とではゴム支承の仕様が異なり、また、クリープ変形量は1次形状係数（ゴムの平面積と1層厚との比率）に対する感度が高いことや、各支承が支持している重量（面圧）にも大きく影響することから、実際の供用下に置かれている橋梁用支承を対象に、詳細な検討が望まれるところである。

参考までに、その検証の必要性を示すために、クリープの影響度について簡単に試算してみると、仮定条件として、地震時の変位量を250mm（L2時の支承部変形量）、60年後のクリープ変形量をゴム厚の5%とすると、許容せん断ひずみ250%から必要なゴム総厚は最低でも100mmとなるため、このときのクリープ量（支点沈下量）は5mmにもなり、先に述べた外気温に対する線膨張係数の影響も加味すると、路面の走行性に影響を与えるような段差発生の可能性も一概には否定できないことになる。また、上記の仮定条件は、近年の分散・免震ゴム支承の設計事例から考えると、比較的小規模な条件であるため、実際にはもっとゴム総厚の厚いケースも多く存在している。したがって、クリープ変形の影響度はさらに支配的になる可能性もある。

以上のような点をふまえ、ゴム支承の本格採用が始まって10年以上が経過した現在、実橋梁における長期的な経過観察や計測等によるデータ蓄積、および詳細検討が重要な課題であると考えられる。

一方、鋼製支承の場合は、ゴム支承のように高さ方向の寸法が変化することは考えにくいですが、それ以外の要因として、沓座モルタル部の損傷などにより、支承全体が沈下しているケースがこれまでも多く見られている。これらは、モルタル施工時の品質管理に起因する要素が大きいが、設計上、鋼製支承はゴム支承に比べて耐荷性能に優れていることから、同じ鉛直荷重に対しても支承の面積を小さく（許容支圧を大きく）することができるため、モルタル部に作用する圧縮応力度が高くなっていることも一因にあると考えられる。支承部周辺の施工性の悪さは、古くから重要な課題として認識されているが、その根本的な解決には至っていない。そのため、支承形式の選定、設計法および施工性等を包括的に勘案した検討が行われる必要がある。

6.2.2 固定・可動支承における性能比較

支承構造を、水平力に対する支持方式によって大別すると、固定支承、可動支承および分散・免震支承に分けることができる。分散・免震支承に関しては、ゴム支承の弾性支持性能や減衰性能等を中心に、既に様々な議論がされていることから、ここでは、これまであまり議論されてこなかった固定支承および可動支承に関して、その性能を整理する。

(1) 固定支承への要求性能

固定支承は、常時機能として橋桁の温度伸縮時の不動点となり、地震時機能としては、上部構

造重量に起因する慣性力を負担し、支承部の相対変位を抑え込むストッパーの機能などを期待して設計される支承形式である。このような支承タイプにも、現在、鋼製支承の構造・ゴム支承の構造の両方ともが適用されているが、ゴム支承構造を選択する場合、固定機能の面では次の点を念頭におく必要がある。

固定支承に対する要求性能は、「支承部の相対水平変位を固定」することであるが、積層ゴム本体のみでは、その弾性性能のため「固定条件」は作り出せない。そのため、ゴム支承を用いる場合でも、その固定部材は鋼部材によるかみ合わせ（上沓の切り欠き部分とサイドブロックの接触）等によることになる。これを支承本体に設置するか、あるいは、固定装置・変位制限装置などとして別途設置するか的设计的な選択肢は分かれるところであるが、多くの場合は、橋座面の空間的制約などから、別置きよりも支承本体に組み込むことになる。つまり、積層ゴムを用いて固定の支持条件を期待する場合、実際に機能する部材は図 6.4 に示したように、一般的な鋼製支承（BP.B 支承など）と同様に鋼部材で構成されることになり、ゴム支承が本来有している弾性支持性能による耐震上のメリットはL2 相当の設計地震動の範囲内では発揮されないことになる。したがって、固定機能の面では、鋼製支承とゴム支承との両者には本質的な違いはない。

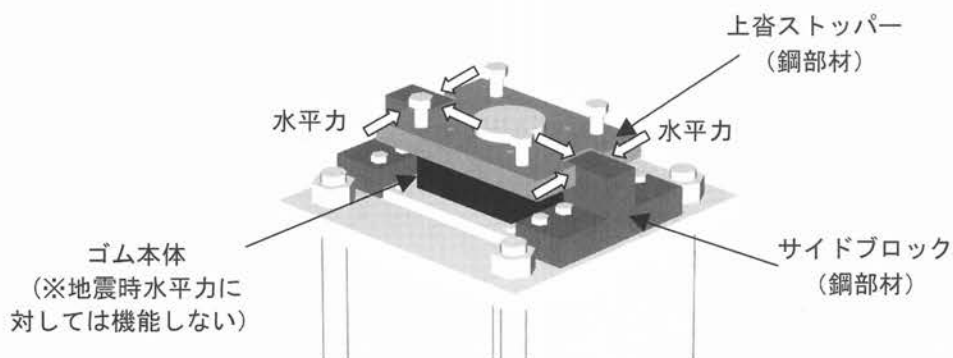


図 6.4 固定ゴム支承で地震力を負担する部材

一方、固定ゴム支承に対する考え方として、ゴム本来の弾性支持性能を設計地震動のL2 以上が作用した場合に、想定外地震に対して付加的に期待する設計思想を選択する場合も考えられる。しかし、このような場合には、その弾性支持性能が確実に発揮できるように、下記の項目について、設計段階から配慮しなければならない。

現在の通常的设计思想、すなわち、設計地震力以上の付加的な挙動は支承に期待せず、常時荷重に対してゴム形状を求め、鋼部材でL2 地震時までの外力に抵抗させる設計思想の場合、タイプBの固定ゴム支承の標準形状は、図 6.5 のような構造となる。この特徴としては、大きな地震時水平力を負担するために、サイドブロック等の鋼部材が大きい一方、常時機能のみを考慮しているゴム本体は小さな断面となっており、かつ、その締結方法は、小径のボルト数本（200kN 沓の場合、M16-8 本）で行われている点にある。これは、設計上、ゴム本体のせん断変形を想定していないことから、コスト増にならないように配慮した結果である。つまり、固定用の鋼部材が破壊した後、ゴムにせん断変形が生じ、弾性的に支持する状態を設計的に想定する場合、そのような強度が確保されていないボルト等の連結部分に過大な力が集中し、ゴム本体に、十分に慣性力を伝達できない懸念がある。

このことは、図 6.5 に示した固定ゴム支承と同規模の反力条件で設計された図 6.6 に示した地震時水平力分散設計を行った分散ゴム支承の構造とを比べると分かりやすい。分散ゴム支承には、

ゴム本体への慣性力の伝達を確実にを行うためにせん断キーが配置されており、締結ボルトも固定ゴム支承に比べると大きくなっている (M30-12本). 加えて、ゴム本体の形状も大きくなっており、L2地震時の慣性力を受け持つためには、相応の断面が必要であることが分かる. つまり、付加的にでもゴム本体に、せん断ひずみ 250%の変形性能を期待するのであれば、その条件に基づいた構造や設計手法を選択する必要がある、それを行わないと、ゴム支承~用いた場合でも、本来の弾性支持性能の効果は期待できないことになる.

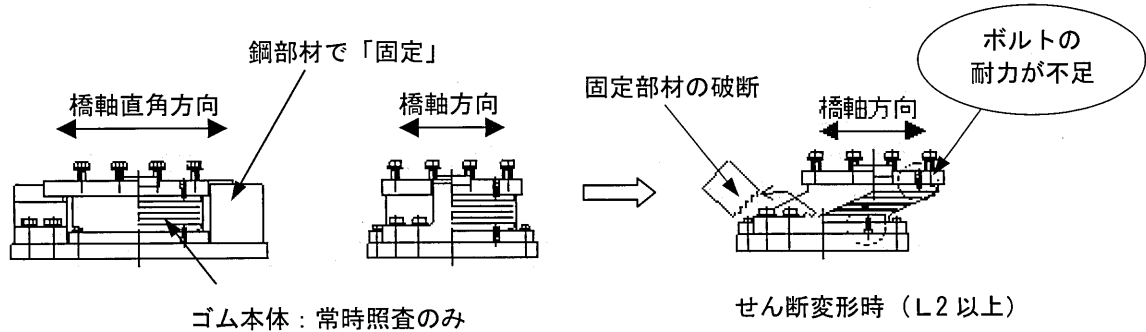


図 6.5 固定ゴム支承の構造図

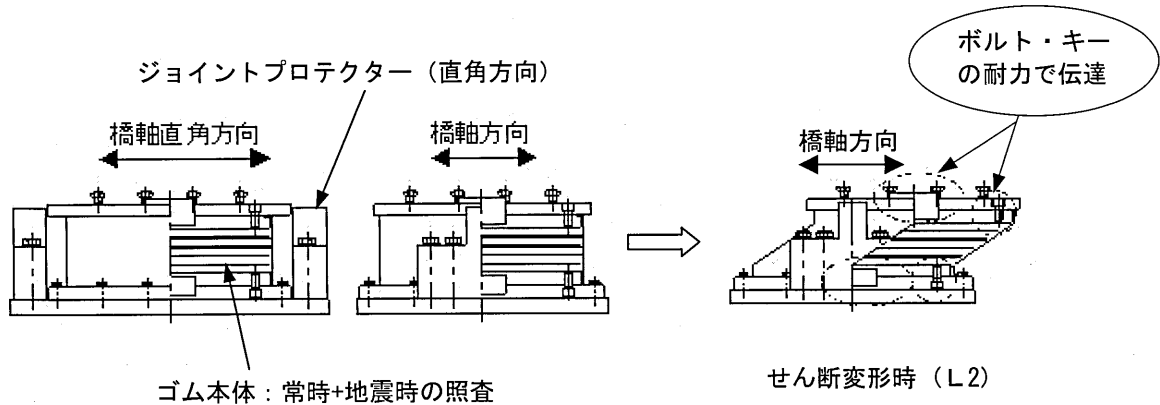


図 6.6 分散ゴム支承の構造図

(2) 可動支承への要求性能

可動支承は、温度変化に伴う橋桁の伸縮や地震時慣性力による上部構造との相対変位など、支点的の移動に対して、スムーズに (小さな抵抗力で) 追従することが要求される. このような支承タイプには、従来は鋼製支承によるすべり機構または転がり機構によるものが多かったが、ここに、ゴム支承による、せん断変形機構が追加されることになった.

このせん断変形による機構は、すべりや転がりのように支持している上部構造重量に摩擦係数を乗じて水平抵抗力を求めるといった簡易的な手法での評価ではなく、原則として、水平移動距離に水平バネ定数を乗じた弾性支持として設計を行う必要があるが、その一方で、支承部の腐食環境を考慮した場合、機械的な機構では、防錆・防じん対策がその可動性能の維持のためには非常に重要な要素であったが、移動機能そのものが、一部材から構成されるゴム支承の場合には、その安定性は格段に向上している (図 7.7 参照). この点で、ゴム支承の機構は可動支承として非常によい特性を有しているといえる.

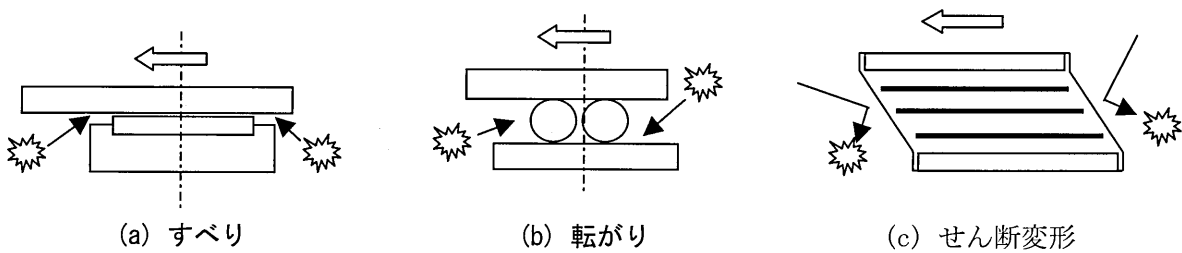


図 6.7 移動機構の違い

鋼製支承の場合，じん埃の堆積やさびの発生などによって可動機能が損なわれる恐れが懸念されることが多いが，すべり機構に関する実構造物の追跡評価として，約 10 年経過したすべり支承について回収後，実験検証を実施した結果では，有害な損傷もなく，安定した摩擦特性を維持していることが確認されている。また，ローラー支承などの転がり機構に対しては，カバーを外しての清掃やグリースアップ工法などの比較的簡単なメンテナンスで，十分に機能回復が図れることも多い。

6.2.3 現行設計基準の技術的背景

ここまでは，支承形式や各部材それぞれの性能面についての概念的な整理を行ってきたが，さらに具体的な項目として，現在の適合みなし仕様のうち，代表的な許容応力度に関する設定方法や形状決定に関する下限値規定などに着目して，それぞれの技術的背景を整理する。これらは，道路橋支承便覧などに記述されている項目と重複する部分も多いが，性能設計を考える上では，性能照査の検証方法を個々の設計条件に即して具体化する必要があるため，過去の知見および最新の動向なども踏まえて，それぞれに対して簡単な考察を加えることとした。

(1) ゴム支承の許容支圧応力度

ゴム支承の許容支圧応力度の設定に関する設計基準の変遷としては，おおむね以下のような経緯をたどってきている。ここでの一番の着目点は，表 6.2 に示すように，許容支圧応力度 $\sigma_{\max a}$ の設定に当たっては桁の温度伸縮に対する許容せん断ひずみ γ_{sa} との相関性の上に検討されてきている点である。

表 6.2 ゴム支承の許容支圧応力度に関する規定の変遷

| 年代 | 項目 | 概要 |
|----------|-------------------|--|
| 昭和30年代後半 | | ゴム支承の採用が始まる（主として支間15m未満の単純桁，床版橋に限り採用） |
| 昭和57年 | 東名・名神高速道路支承損傷要因分析 | ゴム支承は損傷率が低く，経済性に優れている（パッド型ゴム支承） |
| 昭和57～58年 | 日本道路公団試験研究所 | 20年使用されたゴム支承を含めた載荷試験，物性試験を実施 → ゴム支承の耐久性を再確認し，耐荷力には十分な余裕がある |
| 昭和62～63年 | 日本道路公団試験研究所 | 最大圧縮応力度 σ_{maxa} ，許容せん断ひずみ γ_{sa} に関する疲労試験を実施 (①) |
| 平成3年 | 道路橋支承便覧 | それまでの $\sigma_{maxa}=5 \text{ N/mm}^2$ ， $\gamma_{sa}=50\%$ を， $\sigma_{maxa}=8 \text{ N/mm}^2$ ， $\gamma_{sa}=70\%$ に引き上げ |
| 平成6～12年 | | $\sigma_{maxa}=12 \text{ N/mm}^2$ に引き上げた場合の疲労耐久性試験を実施 (②) |
| 平成16年 | 道路橋支承便覧 | ゴムの形状に関する条件（制限）付きで， $\sigma_{maxa}=12 \text{ N/mm}^2$ ， $\gamma_{sa}=70\%$ に引き上げ |

表 6.2 に示した①の疲労試験では，ゴムに作用する圧縮の応力振幅が $3 \sim 8 \text{ N/mm}^2$ となるように設定され，②の疲労耐久性試験では，応力振幅が $5.5 \sim 12 \text{ N/mm}^2$ となるように設定されている。水平方向への載荷については，①，②とも同じで，桁の温度伸縮状態を想定して，一定のせん断ひずみ ($\gamma_{sa}=70\%$) を与えた状態上で，圧縮の応力振幅を合計 200 万回与えている。試験に用いられた供試体の諸元を表 6.3 に示す。また，試験結果のうち，変化率に着目して整理したものを表 6.4 に示す。

表 6.3 供試体の諸元

| 載荷条件 | 供試体 | 諸元 | 形状係数 | 備考 |
|--|-----|---------------|------|-----------------------------|
| ① 圧縮応力振幅 $3 \sim 8 \text{ N/mm}^2$ (200 万回， $\gamma_{sa}=70\%$) | A | □300/CR -G8 | 6.25 | 切断加工タイプ |
| | B | □300/CR -G8 | 6.25 | 切断加工タイプ |
| | C | □300/CR -G10 | 4.69 | |
| | D | □300/NR -G10 | 5.77 | リングタイプ° |
| ② 圧縮応力振幅 $5.5 \sim 12 \text{ N/mm}^2$ (200 万回， $\gamma_{sa}=70\%$) | N-1 | □400/NR -G12 | 12.5 | |
| | N-2 | □600/NR -G12 | 8.3 | |
| | CR | □400/CR -G10 | 11.1 | |
| | LG | □410/NR -G14 | 11.4 | リングタイプ |
| | H-1 | □400/HDR -G10 | 11.1 | |
| | H-2 | □400/HDR -G10 | 11.1 | |
| | H-3 | □400/HDR -G10 | 11.1 | |
| | L-1 | □400/LRB -G10 | 11.1 | 鉛 $\phi 57\text{mm}$ ，5-4 本 |
| | L-2 | □400/LRB -G10 | 11.1 | 鉛 $\phi 57\text{mm}$ ，5-4 本 |

表 6.4 200 万回载荷前後の特性変化率

| 载荷条件 | 供試体 | 圧縮バネ定数 Kc | せん断バネ定数 Ks | 減衰定数 hB | 残留変形 (水平方向) |
|---|-----|--------------|---------------|------------|----------------|
| ① 圧縮応力振幅 $3\sim 8 \text{ N/mm}^2$ (200 万回, $\gamma_{sa}=70\%$) | A | -1% | +2% | - | 3.2% |
| | B | -4% | -6% | - | 1.7% |
| | C | +1% | +3% | - | 9% |
| | D | -1% | -5% | - | 5% |
| ② 圧縮応力振幅 $5.5\sim 12 \text{ N/mm}^2$ (200 万回, $\gamma_{sa}=70\%$) | N-1 | -13% | -1% | - | 8% |
| | N-2 | -7% | +2% | - | 11% |
| | CR | -5% | -5% | - | 12% |
| | LG | -25% | -3% | - | 5% |
| | H-1 | +7% | +5% | -2.5% | 36% |
| | H-2 | - | +3.4% | -1.9% | - |
| | H-3 | - | +0.9% | -8.4% | - |
| | L-1 | -15% | -5.4% | +4.7% | 35% |
| L-2 | - | -0.6% | -1.5% | - | |

以上の結果から、「 12N/mm^2 までを200万回载荷した場合でも、外観上および性能上の変化は小さい。このため、 $\sigma_{\max}=12\text{N/mm}^2$ 、 $\gamma_{sa}=70\%$ の引き上げに関してはおおむね耐久性が確認された。しかし、 8N/mm^2 までの载荷結果と比べると、 12N/mm^2 での結果は、バネ定数の変化率がやや大きくなり、残留変位は約2倍となっている。このため、 12N/mm^2 はゴム支承特性に大きな変化を生じない上限に近い状態であるといえる」と結論づけられている。

このような性能検証結果を経て、現行の適合みなし仕様では、許容応力度が定められているが、上記のような検証方法を念頭におくと、いかなる支承条件においても、常に上限に近い状態であるとは言い難いケースも考えられる。例えば、

- ① 最大圧縮応力度は、常に許容せん断ひずみとの相関性を持たせて評価されている。このため、固定ゴム支承のように、せん断ひずみを伴わない支承の場合には、表 6.4 に示した疲労特性とは異なる結果が期待できる。
- ② せん断ひずみを伴う場合でも、許容値 γ_{sa} の上限 (70%) 付近までのひずみが想定されるのは、多径間連続橋の場合、端支点のみとなり、橋桁の温度伸縮の不動点に近い中間支点などでは、せん断ひずみ量は非常に小さくなる。
- ③ 架設時荷重など短期的な荷重に対しての検討の場合には、疲労特性自体、要求されない。
(短期荷重による载荷試験では、 $36\sim 56\text{N/mm}^2$ もの支持性能を有しているデータもある)
- ④ 地震時水平力でゴム形状が決定されており、圧縮応力度が許容値に比べて非常に小さい場合、逆に許容できる常時のせん断ひずみの上限値は70%より向上する可能性がある。

このように、多様なケースが想定される。つまり、性能設計の観点からすれば、別途、性能検証を行い詳細な検討を実施することを前提に、より個別の設計条件に即した合理的な設計を行うことが可能である。これまでは、様々な橋梁条件、使用条件を包括する形での性能検証が実施され、想定される多くのケースに対して、常に安全側となるような検討が行われてきたが、今後は、費用対効果を考慮しつつ、柔軟な対応による知見の蓄積が望まれる。

ただし、一方で注意すべき点として、新たな評価を実施する場合には、単純に疲労特性などの

一つの性能を検討すればよい訳ではない。ここで示した許容圧縮応力度の場合で考えると、例えば、高面化を図ると、先に述べたようなゴムのクリープ変形による支承高さの変化（路面高さの沈下）に関する懸念があることや、図6.8に示したように、その圧縮バネ定数の評価法自体も、これまで想定していた範囲と異なる使用条件となるため、ゴムのハードニング（硬化）現象等、新たな課題が生じることになる。このため、多方面からの十分な検討が必要である。

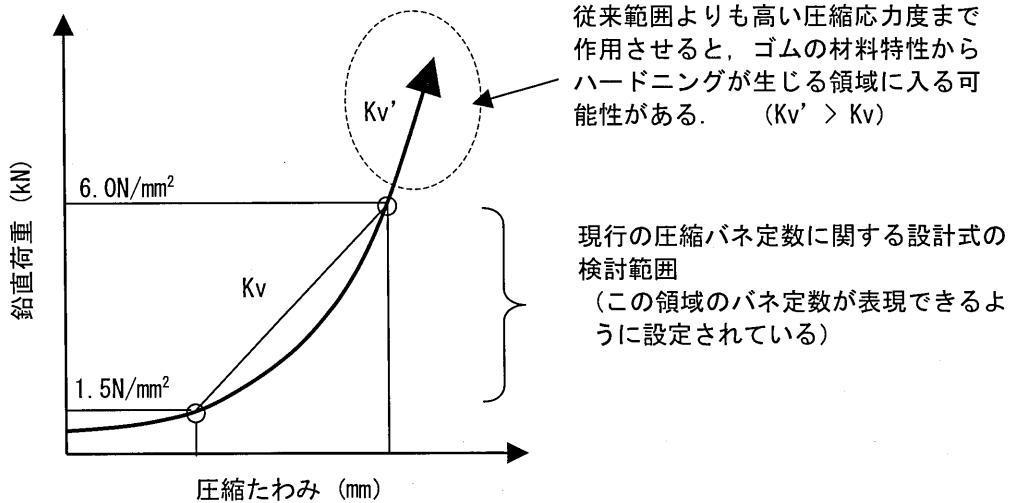


図 6.8 圧縮バネ定数の評価

(2) ゴム支承の許容せん断ひずみ

1) 桁の温度伸縮に対する許容せん断ひずみ γ_{sa}

先にも述べたように、 γ_{sa} は許容支圧応力度 σ_{maxa} との相関性から求められているが、繰り返し作用するせん断変形自体に対する疲労耐久性の性能検証も行われており、ここでは、この性能検証方法について記述する。このときの試験条件は、一定の圧縮応力状態に保ち、その上で供試体にせん断ひずみ γ_{sa} (70%)を合計 5000 回振幅させることとして設定されている。この条件は、表 6.5 に示した試算から求められており、100 年相当のせん断ひずみ量をトータルで一致させたものである。しかしながら、この設定結果をゴムへの負荷の指標として、エネルギーに換算してみると、ひずみエネルギーは2乗に比例することから、想定している使用条件よりもはるかに過酷な性能試験になっていることが分かる (表 6.6 参照)。

ゴム支承の疲労現象は、ひずみの载荷という物理的な要因と材料自体の経年劣化としての化学的な要因が、複合して生じるものであるため、最適な検証方法を定めるのは非常に難しく、現時点では、その合理的な手法は未だ確立されていない。

表 6.5 荷条件の設定方法（ひずみ量をあわせる）

| | 項目 | 計算値 | 備考 |
|-------------|------------------------------|---------------------------------|-----------------------|
| 想定条件 の計算 | 1日の平均日最高温度と 日最低温度の差 | 12℃ | 理科年表 |
| | 1年間の温度差 | 50℃ | 道路橋支承便覧 |
| | 1日の変形量の計算 | 12℃/50℃×70%=16.8%（±8.4%） | |
| | 1年間の変形量の計算 | 8.4%×4×365回+70%×4×1回 =12544% | |
| 荷条件 の設定 | 1年間の変形量を±70% の変位で繰返し荷すると… | 12544/(70×4)=44.8回 | |
| | 100年間で想定すると… | 44.8×100(年)=4480回 → 約5000回 | 左記の結果から “5000回”に設定 |

表 6.6 想定条件と試験条件でのエネルギー比較

| 項目 | 計算値 | 備考 |
|---------------------------|---|------------------------------|
| 想定条件での入力エネルギー (1年分で計算) | $8.4^2 \times 365 + 70^2 \times 1 = 30,654$ | 1日12℃, 1年で50℃を想定した時 |
| 試験条件での入力エネルギー (1年分で計算) | $70^2 \times 50 = 245,000$ | 上記の想定条件に対して, 約8倍のエネルギーを与えている |

1) 大規模地震時における許容せん断ひずみ γ_{ea}

一方, 大規模地震時の許容せん断ひずみは $\gamma_{ea} = 250\%$ と規定されているが, この数値の背景については, 以下のように整理することができる。

図 6.9 はゴム支承に対して行われた破断性能試験のデータ分布図である。これによると, ばらつきが大きいものの, 300%以上の破断ひずみを有していることが分かる。

また, ゴム支承の品質管理方法を定めた構造物施工管理要領では, せん断変形性能試験(破断試験)の実施を要求しており, この管理値は, 原則として300%以上と規定され, 定期的な(最低1年に1回)品質確認が行われている。このようなゴム支承の破断性能に対して, ISO規格によれば, 設計に用いる許容せん断ひずみの設定に際しては, 安全率1.2を考慮することが示されている。したがって, 300%に対して安全率1.2を考えると, 現行の許容せん断ひずみ250%が設定されることになる。



図 6.9 ゴム支承の破断性能

(3) すべり支承の許容支圧応力度

鋼製支承に関する代表的な適合みなし仕様を考えると、すべり支承に対する許容支圧応力度の設定が挙げられる。これまで、一般にすべり支承の摩擦材料としては、主に高力黄銅板や PTFE が用いられてきたが、それらに対する設計上の許容支圧応力度は、表 6.7 のように示されている。

表 6.7 すべり支承の許容支圧応力度

| タイプ | すべり材 | 許容支圧応力度 (N/mm ²) | |
|----------|-------|------------------------------|------------|
| | | すべりのない平面接触 | すべりのある平面接触 |
| BP. A 支承 | 高力黄銅板 | 60 | 30 |
| BP. B 支承 | PTFE | 60 | 30 |

これらは、過去の実験データ等から設定された経験値であり、技術的な根拠には乏しいと言わざるを得ない。特に、すべりのある平面接触に対する許容支圧応力度（橋桁の温度伸縮に追随する際の許容面圧）については、材料の圧縮強度のみならず、長期間のすべり挙動に対する摩擦（摩耗）特性の安定性にも配慮が必要となるため、理論的には設定が難しく、また、その性能検証の方法も、これまでは明確な基準がない状態であった。

このような点に対して、機能分離型支承に代表されるような、すべり支承の摩擦特性を利用した免震設計法の検討が各方面で進められ、特に「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）」の作成作業において、その性能検証方法がまとめられた。これにより従来材料および今後の新しいすべり材も含めて同じ土俵で性能の比較が可能となった。この検証方法の概要を表 6.8 に示す。

表 6.8 すべり材の性能試験方法

| 分類 | 試験の名称 | 概要 | 試験条件 | | | | 判定 |
|------|------------------------------|---|---------|----------------------|---------|---------|-----------------------------|
| | | | 温度 | 鉛直荷重 | 振動数 | 加振変位 | |
| 静的特性 | 鉛直荷重に対する限界状態を確認するための基本特性試験 | 鉛直荷重の単調荷重による荷重支持性能の検証を目的とし、安全率 3 以上を有していることを確認する | 特に規定しない | 3σ maxa | - | - | 有害な損傷がないこと |
| | 温度変化に伴う常時の水平繰返し変位に対する安定性確認試験 | 橋梁の設計供用年数として 100 年を想定し、合計 700m の累積すべり経験を与え、すべり材料の耐久性を確認する | 特に規定しない | σ maxa | 特に規定しない | 累計 700m | 有害な損傷がないこと/動摩擦特性に大きな変動がないこと |
| 耐久性 | 活荷重に伴う鉛直荷重の変動に対する安定性確認試験 | 活荷重振幅に対する鉛直荷重支持性能を確認する | 特に規定しない | 1/2~1 × σ maxa | 特に規定しない | - | 有害な損傷がないこと/動摩擦特性に大きな変動がないこと |

この中で、許容支圧応力度の設定にあたっては、①鉛直荷重の支持性能として3倍の荷重に耐えること（安全率3を有すること）、②累計700m（100年の供用期間中に想定される桁の温度伸縮量の目安）のすべり移動に対する耐久性を有すること、③交通荷重を想定した荷重振幅に対して、十分な耐久性を有すること、の3点を満足する値として定義されている。

(4) アンカーボルト

支承部のアンカーボルトには、一般に図6.10に示した形状のものが採用されている。この中で、特徴的な点は、まず標準タイプの丸鋼（SS400またはS35CN）には、押し型の節目を設けたものが古くから採用されているが、設計的にはその効果（付着強度の向上）は見込んでいないこと。もう一点は、特に付着強度が必要な場合には、異型棒鋼（SD295またはSD345）を採用するが、これには、D51のまでの直径しかないため、これよりも大きな径が必要となるケースには、異型化丸鋼として、異型棒鋼を模擬した形状（押し型のない丸鋼に、細径の鉄筋を螺旋状に溶接したもの）を用いており、アンカー表面の凹凸による付着強度の増加を期待した構造としている。

このようなアンカーボルト形状に対して、その付着強度を確認するための実験が実施されている。その一例を簡単に示すと、図6.11、写真6.1に示す試験装置を用いて、コンクリート内に埋め込んだアンカーボルトにセンターホールジャッキによる引き抜き力を与え、そのときの抜けだし量および荷重の計測を行うものである。

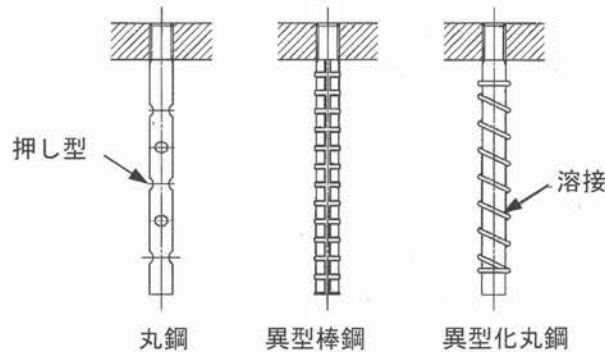


図 6.10 アンカーボルトの種類

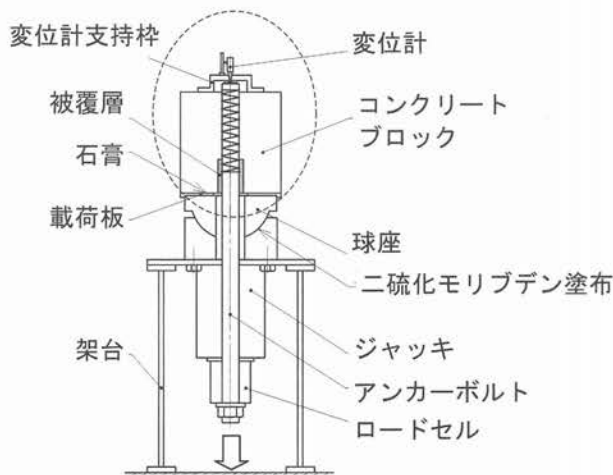


図 6.11 試験装置の概要



写真 6.1 試験状況

この結果、写真6.2のようにコンクリートとの定着部分に引き抜きが生じ、このときの履歴性は、図6.12となった。図6.12を見ると微小な滑動は2N/mm²当たりから生じているものの、最大値は、12~18 N/mm²程度であり、現在の許容付着応力度の規定である1.8N/mm²（コンクリートの設計基準強度30 N/mm²）は、かなりの安全側であるといえる（表6.9参照）。タイプB支承本体の設計では、地震時の割増係数を1.7として、材料の降伏強度付近までを使用していることから考えても、このアンカーボルトの付着強度評価については極端に大きな安全率を含んでいる。アンカーボルト周辺の強度発現に関しては、施工現場における作業性などにも大きく作用されるため、支承部のアンカーボルトとして、適切な限界状態を詳細に検討すべきである。

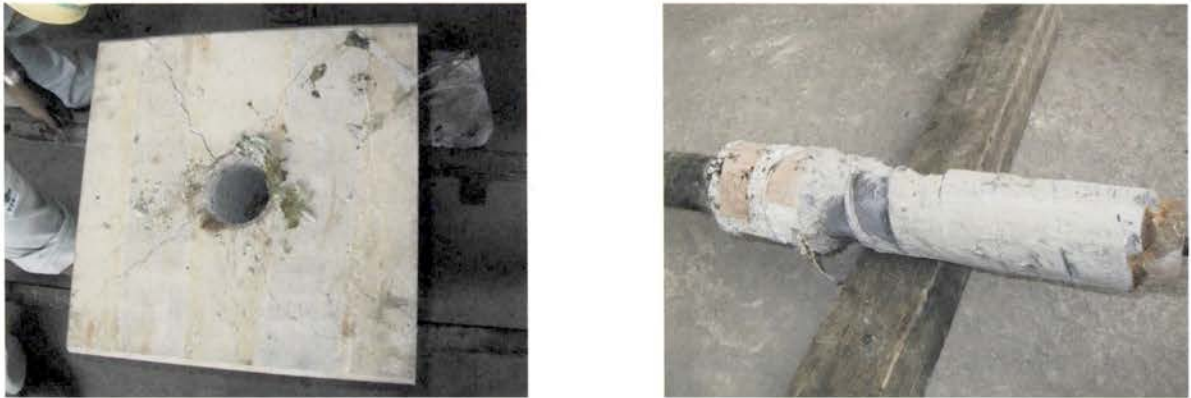


写真6.2 引き抜き試験結果

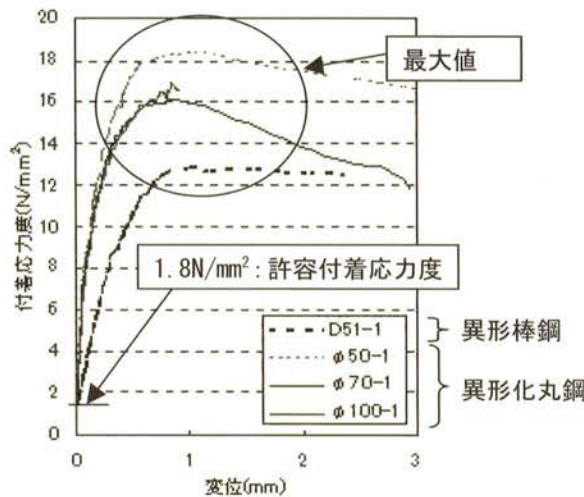


図6.12 アンカーボルトの付着強度試験結果

表6.9 無収縮モルタルと鋼材の許容付着応力度 (N/mm²)

| コンクリートの設計基準強度 | 21 | 24 | 27 | 30 | 40 | 50 | 60 |
|---------------|------|------|------|------|------|------|------|
| 丸鋼 | 0.70 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 異形棒鋼, 異形化丸鋼 | 1.40 | 1.60 | 1.70 | 1.80 | 2.00 | 2.00 | 2.00 |

また、アンカーボルトに関する適合みなし仕様では、特徴的なものとして定着長（埋込み長）に関する下限値規定がある。現行の設計基準では、アンカー直径の10倍（ 10ϕ ）以上を確保することとされているが、この根拠については、明確に示されたものはなく、詳細な経緯が明らかではない。第2章でまとめたように、この基準は、昭和14年の鋼道路橋設計製作示方書にて、アンカー定着長は直径の15倍以上とされており、その後、昭和31年の鋼道路橋設計示方書において、直径の10倍と改訂され、以降、現在までの同じ基準が継承されている。

ここで、支承部以外のアンカーボルトにも対象を広げて、技術基準や検討事例についての整理を考えると、アンカーボルトには、橋座面の拡幅ブラケットの定着用を始めとして、落橋防止装置やダンパー部材の取付けなど多様な用途がある。また、構造的にも、あと施工アンカーとして樹脂カプセルを用いるものや、機械式アンカーのように打ち込みに伴い、先端が広がり、引き抜き力に抵抗するものなどもある。表6.10には、これらの技術基準の例を示した。設計法など、具体的な面での違いはあるが、それぞれ実験データによる分析結果が言及されており、例示した3つの基準とも、定着長の下限値を規定した根拠は、アンカー本体（軸部）の降伏強度が発揮される前にコンクリートとの定着部が先行して破断しないように配慮した結果となっていることが分かる。このことから考えると、支承部のアンカーボルトにおける下限値規定の根拠についても、同じような視点から定められたものと推定することができる。

また、アンカーボルトには引き抜き力以外にも、水平方向へのせん断力が同時に作用するため、この面からの検証も重要である。過去の載荷実験事例からすると、供試体形状や試験条件等は異なるが、包括的に見れば、水平力に対して抵抗する（コンクリートとの支圧により、ひずみが生じる）範囲は、アンカー直径の7倍程度の埋め込み深さまでであることが示されている。

支承部の設計手法は、タイプAからタイプBへと変化し、想定する地震力は非常に大きなものとなった。そのため、アンカーボルトの断面は従来よりも大型の傾向にあり、これに対して、一律に定着長の下限値規定を適用すると、水平力が極端に卓越し、引き抜き力が小さいケースなどでは、非常に不合理な設計となる恐れがある。特に耐震補強工事などでは、アンカーボルトの定着のために、既存のコンクリートに内部の鉄筋を避けながら削孔する必要があるため、その干渉を避ける意味からも、設計段階から適切な配慮を行うことが重要となる。

表 6.10 アンカーボルトに対する設計法

| 対象 | 部材 | 設計方法の概要 | 定着長の 下限値規定 |
|------|--------------|---|---------------|
| 道路橋 | 支承部 アンカー | <設計式> ※①~②の下限値を耐力とする ①付着応力度 ②アンカーの降伏強度 | 10φ |
| | 桁座 アンカー | 「引き抜き力に対してアンカー鉄筋が降伏強度を発揮するための定着長は、種々の条件（材料、施工条件）により8~15φの範囲にある」 → 条件を限定しない場合、15φが必要 | 15φ |
| 鉄道橋 | あと施工 アンカー | 「引き抜き力に対して実験的にコンクリートが先行破壊しないことが確認できた範囲としては15φあれば安全側」（このときのコンクリート強度は210kgf/cm ² ） → 15φおよびコンクリート強度は210kgf/cm ² 以上とする <設計式> ※①~②の下限値を耐力とする ①コンクリートの破壊により決まる耐力 $T_{ud1} = \left(\alpha \times 6.3\pi \phi (D + 5.5\phi) f'_{cd} \sqrt[3]{3} + 2.1\pi D(L - 4\phi) f'_{cd} \sqrt[3]{\frac{2}{3}} \right) / \gamma_b$ ②アンカーボルトの降伏で決まる耐力 $T_{ud2} = f_{syd} \cdot A / \gamma_b$ φ：アンカー径，D：削孔径，L：埋込長，f'cd：設計圧縮強度 α：Ac（水平投影面積）が重複する場合の低減係数， γb：部材係数（①は1.5，②は1.0），f _{syd} ：アンカーの設計引張降伏強度，A：アンカーの有効断面積 | 15φ |
| 建築分野 | あと施工 アンカー | 「引張に対してアンカーの降伏強度を保証する箇所は10φ以上，その他は7φ以上とする」 <設計式> ※①~③の下限値を耐力とする ①アンカーボルトの降伏で決まる耐力 $T_{a1} = \sigma_y \times a_0$ ②コンクリートのコーン破壊で決まる耐力 $T_{a1} = 0.75 \sqrt{\sigma_B} \times A_c$ ③樹脂の破壊で決まる耐力 $T_{a3} = \tau_a \times \pi \times d_a \times l_e$ σ _y ：アンカーボルトの降伏強度，a ₀ ：アンカーボルトの断面積， σ _B ：既存コンクリートの圧縮強度，A _c ：コーン破壊面の有効水平投影面積，τ _a ：付着強度，d _a ：アンカー径，l _e ：埋込み長さ | 10φまたは 7φ |

6.2.4 支承定着部の構造

鋼製支承には鋳鋼材料が用いられ、任意の形状に成型がしやすい特徴があったため、下沓下面に突起（リップ）を設けて、支承に作用する水平方向の外力に対する抵抗力（モルタルとの密着度）を高めた構造が古くから採用されてきた。このリップに関する構造細目に関しては、経験的な慣例による側面が強く、その必要性や効果、設計上での考え方などについて、あまり整理されていない。ここでは、それらの経緯とアンカーボルト構造との相関性について述べる。

本来の目的は、上下部構造への水平力の伝達を確実に行うことにあり、アンカーボルト部分では、アンカー孔と軸部におけるガタが存在するため、モルタルとの密着性および支圧強度に期待したものである（図6.13参照）。

しかし、道路橋においては、リブによる水平強度増加を実験的に確認している事例があるが、モルタルの施工時に、その充填性の妨げとなる懸念などから、リブ高さを 80mm までとする制限を設け、なおかつ、設計上では、リブの水平力負担効果は見込まずに、アンカーボルトの断面のみを考慮する方法が用いられている。

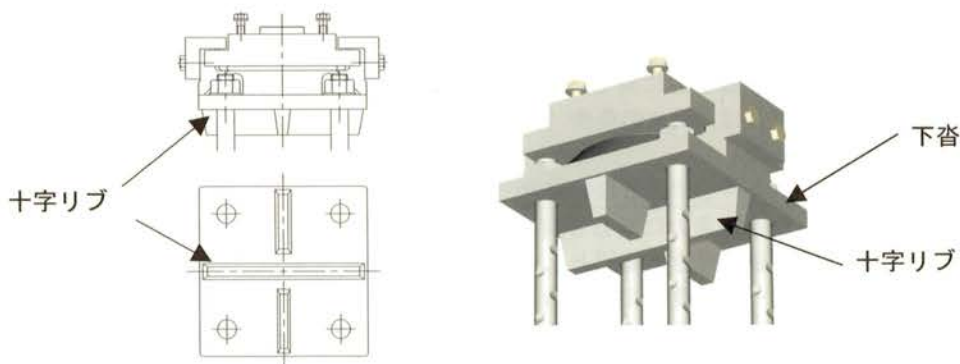


図 6.13 下沓下面のリブ

一方、鉄道橋では、逆に水平力の伝達はリブとモルタルとの支圧強度で行い、アンカーボルトは、上揚力に対しての付着強度のみを期待した設計法を採用している。また、この場合、十分に支圧強度が確保できるように、その高さは 150mm までを使用している (図 6.14 参照)。

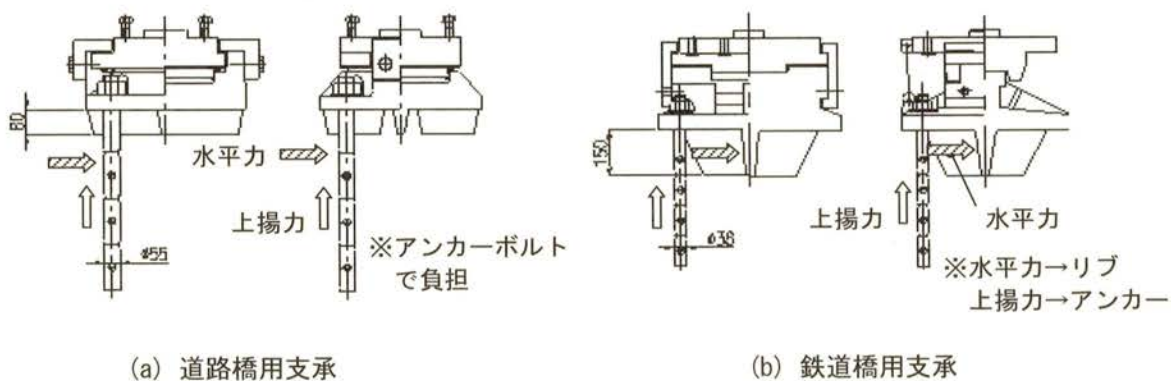
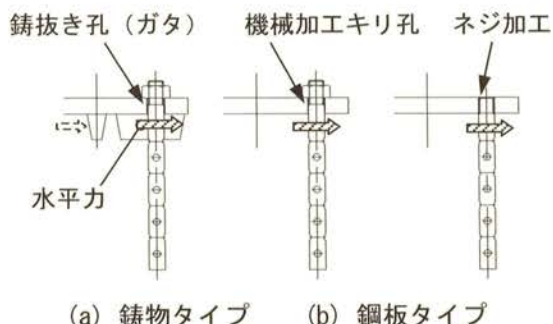
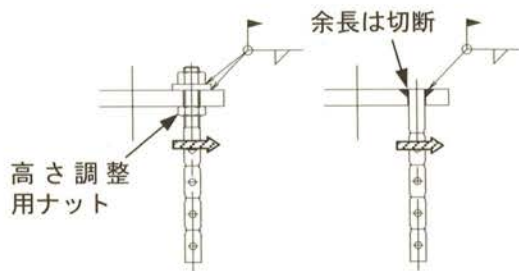


図 6.14 支承定着部の構造比較



(a) 鑄物タイプ (b) 鋼板タイプ

図 6.15 アンカーボルトの定着方法



(a) 先埋めアンカー (b) 既設アンカー

図 6.16 アンカーボルトの定着方法 (溶接)

アンカーボルトと支承本体との定着方法には、図 6.15 や図 6.16 のような種類がある。鋳物（鋳鋼）タイプの場合、その製作工程上、アンカー孔として鋳抜き孔（木型の段階で孔を設ける）を採用するため、機械加工によるキリ孔に比べると、高い精度を確保することが比較的難しい。このため、アンカー孔と軸部とのガタの存在を懸念し、水平力伝達の不均一性を低減するために、下面にリブを設けてモルタルとの密着性を高めた構造としている。

その後、ゴム支承の採用増加や材料コストの問題などから、支承材料は鋳物から鋼板へと変化を遂げることになった。鋼板タイプの場合には、キリ孔として機械加工が可能であるため、その精度がよく、軸部とのガタが小さい特徴がある（例えば $\phi 50$ のアンカー径の場合、鋳抜き孔では $\phi 55$ 、キリ孔では $\phi 52$ ）。このため、鋳物タイプに比べるとリブを設けなくても、水平力の伝達は行いやすい。より確実に水平力を伝達するには、ねじ込み式のアンカーボルトとした方がガタの要素を抑えることができ、また、支承本体の真下にアンカーを配置することも可能なため、見かけ上の支承形状は、コンパクトになる。ただし、アンカーボルトが支承の下に完全に隠れてしまうと、維持管理上、架設後の目視確認ができなくなり、地震後の損傷確認等の面からは問題点もある。

以上のタイプは、下部構造にあらかじめ箱抜き施工された場合の定着方法であるが、より確実にアンカーボルトに水平力を伝達させるためには、先埋めのアンカー方式として、図 6.16(a) のようにナット、座金部分を溶接する手法も用いられている。また、支承取替え工事の際に既設のアンカーボルトを転用する場合には、図 6.16(b) のように、開先を施したベースプレートに溶接する構造が一般的である。これらの構造であれば、水平力の伝達は、支承本体からアンカーへと確実に行うことが可能である。

6.2.5 性能設計のための課題

以上、ここでは、支承材料や構造の違いによる性能比較や適合みなし仕様による現行設計基準の技術的背景および支承定着部の構造細目等を例にとり、それぞれ既往の知見などを中心に整理を行った。

性能設計の実現のためには、常に問題意識を持ち、個々の本質を見定める必要がある。従来基準を鵜呑みにした一律の設計を行うのではなく、それぞれの橋梁条件に即した合理的な検討が実現できるように、広範囲な視点からの情報収集と有用な実験データの蓄積、および具体的な要求性能に対する設計思想の整理を行っていくことが重要であると考えられる。

6.3 支承部における損傷制御設計の考え方

ここでは、性能設計の一つの形態として、新しい支承部への要求性能に関する考え方を提案することを考える。まず、その導入部分として、損傷制御設計に関する概要と期待される効果などについて整理を行う。

6.3.1 傷制御設計とは

構造物の耐震性能の向上を図る方法としては、大きく以下の2つに分類される。

- ① 構造的な変更・改良による構造物全体系としての耐震性向上策
- ② 損傷部位を特定することで、それ以外の箇所の塑性化を抑制した耐震性向上策

第1の方法は、従来からの「耐震構造」の考え方であり、新設構造物であれば、主に断面の増加などで、耐震性を向上させ、既設構造物であれば、鋼板巻立てやコンクリートの部分充填や補剛材の追加配置などの耐震補強工法で行われる。これらの手法は、特定部材に塑性変形を集中さ

せずに構造物全体で広く分散させることによるものといえる。

一方、第2の方法は、地震時に大きな損傷を起こさせる部材を、地震後に取り替えまたは補修が容易にできる部材に限定し、それ以外の部材の損傷を極力小さくする方法である。特に、損傷を許容する部材にエネルギー吸収性能を期待する場合には、各種ダンパー装置を用いることも考えられる。このような構造系の場合、主構造物の損傷を小さく抑えることができるため、第1の方法に比べ、震災後の使用性の向上や、本復旧に向けての補修工事が容易となるなどのメリットが期待できる。

ここでは、上記の第2の方法を支承部に対して適用することを提案する。つまり、橋梁における損傷形態を考えると、

- ① 基礎
- ② 下部構造（橋脚基部、段落とし部）
- ③ 支承部（支承本体、沓座モルタル周辺）
- ④ 上部構造（支存取付け部位（下フランジ等））
- ⑤ 桁端構造（伸縮装置、パラペット）

などが挙げられるが、これらのうち、支承部に損傷制御機構を設けることを検討する。

構造物が地震時に塑性化して非線形な応答を示すことを、設計で許容するようになって以来、非線形挙動を許さない部材との間に十分な耐力差を設けることの重要性は、すでに明確に認識されてきた。道路橋示方書にも、「塑性化を考慮した部材のみ塑性変形が生じ」るよう設計することが規定されており、これらは、キャパシティ・デザインの考え方として一般的に認知されている。ただし、従来は、部材の一部に塑性ヒンジを設けて、その部分の履歴応答で地震のエネルギーを吸収（消費）しようとする考え方が主流であり、常時の荷重支持機能を有する柱部材（橋脚など）に、地震時のエネルギー吸収も期待する、いわゆる耐震構造がほとんどであった。しかし、近年の免震構造物の発展に伴い、主要部材以外のデバイスで地震エネルギーを吸収させようという考え方も受け入れられるようになってきた。塑性ダンパーなどの制震デバイスを付加することにより、地震時の非線形化に伴う損傷を、付加デバイスに集中させるという損傷制御の考え方である。これらは、特に建築分野では広く取り入れられるようになり、ダンパーを付加した建物が数多く建設されてきている。

一方、阪神・淡路大震災のあとで支承ヒューズ論というものが提唱されたことがあった。地震で支承を損傷させることによって、橋梁本体を守るという考え方であるが、次節で詳しく述べるように、もともとヒューズとして設計された物ではない支承の地震被害分析からは、その有効性が明らかではなく、破壊現象の不確実さからも一般に受け入れられるまでには至っていない。そこで、ヒューズという健全か破壊かという二値的な見方で橋梁本体を守るという考えではなく、地震時の損傷を支承部に集中させたいうえで、震後復旧過程までもを含めて橋梁全体系の地震時性能を考えるとという観点から、橋梁用支承の損傷制御設計について検討する。

6.3.2 被災事例分析による損傷制御設計の有効性

(1) 支承部の被災度との相関性

ここでは、これまでの地震被害事例より、支承の被災と橋脚の被災との相関性について検討し、大規模地震時に支承破壊を許容することの是非について考察を行う。

まず、1995年阪神・淡路大震災における道路橋の被害に関して、橋脚と支承に関する被災度は、報告書では、表6.11のように分類されている。なお、支承は鋼製支承を想定した記述になっており、ゴム支承に関する被災度については、新たに定義していく必要がある。また、橋脚被災度

と支承被災度との相関に関する被災統計は、同報告書において、表 6.12 のように公表されている。

表 6.11 被災度の区分

(a) 橋脚

| 被災度 | 定義 |
|-----|---|
| As | 倒壊したもの。損傷変形が著しく大きなもの。 |
| A | き裂、座屈、鉄筋の破断等の損傷、または変形が大きなもの。 |
| B | 鋼材の座屈や部材の変形が部分的に見られるもの。 鉄筋の一部の破断やはらみだし及び部分的な被りコンクリートの剥離やき裂がみられるもの。 |
| C | 鋼材の座屈や変形が局部的かつ軽微なもの。 ひび割れの発生や局部的な被りコンクリートの剥離が見られるもの。 |
| D | 損傷がないか、あっても耐荷力に影響のない極めて軽微なもの。 |

(b) 支承

| 被災度 | 定義 |
|-----|---|
| A | セットボルト、アンカーボルトの破断やソールプレート、ボス部の被害があるもの。沓座コンクリートが破壊したもの。 |
| B | ピンの切断、上沓ストッパーの破断があるもの。ローラー、アンカーボルトの拔出しがあるもの。移動制限装置が破損したもの。沓座モルタルが破壊したもの。 |
| C | 上沓、下沓が変形したもの。セットボルトが緩んだもの。 移動制限装置に変形もしくはき裂が生じたもの。 沓座コンクリート、沓座モルタルにき裂が生じたもの。 僅かな層間剥離、層間ずれ、変形を生じたもの。 |
| D | 損傷がないか、あっても耐荷力に影響のない極めて軽微なもの。 |

表 6.12 橋脚の被災度と支承の被災度の関係（支承線）

| | | 橋脚の被災度 | | | | | 合計 |
|------------|----|---------|----------|-----------|-----------|-----------|-------|
| | | As | A | B | C | D | |
| 支承の 被災度 | A | 10 (3%) | 34 (10%) | 48 (14%) | 157 (44%) | 106 (30%) | 355 |
| | B | 7 (3%) | 21 (8%) | 33 (12%) | 106 (39%) | 104 (38%) | 271 |
| | C | 5 (1%) | 21 (6%) | 22 (6%) | 148 (39%) | 183 (48%) | 379 |
| | D | 48 (5%) | 82 (8%) | 110 (10%) | 324 (31%) | 490 (46%) | 1,054 |
| | 合計 | 70 (3%) | 158 (8%) | 213 (10%) | 735 (36%) | 883 (43%) | 2,059 |

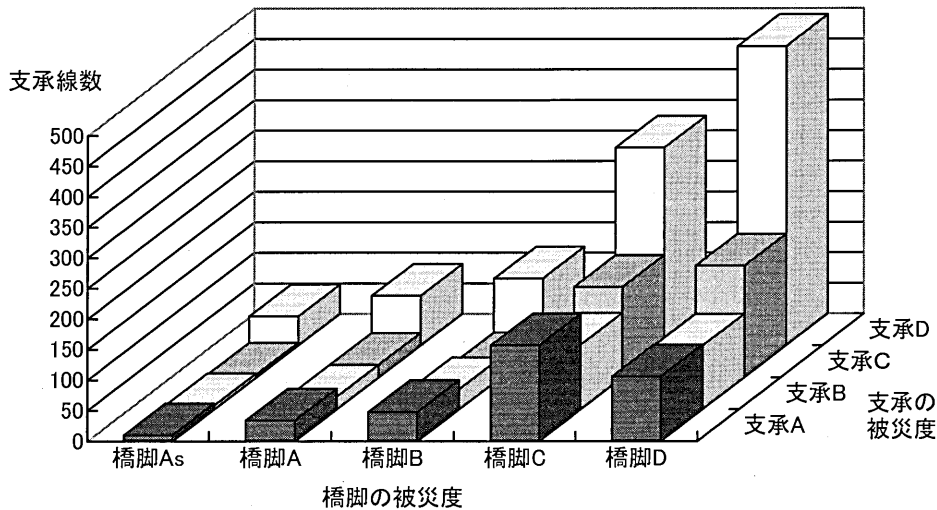


図 6.17 橋脚の被災度と支承の被災度の関係

表 6.12 の統計をもとにグラフ化すると、図 6.17 のようになる。このグラフからは、支承の被災度 D の場合が、もっとも橋脚被災度が低い。支承の被災度が A で橋脚の被災度が低い場合もあるし、その逆もいえるということで、報告書では、明確な相関がないと総括されている。

しかし、このデータには、外力のことが考えられていないため、両者とも被災していない橋脚被災度 D で支承被災度 D は別にして考えるべきであろう。そうすると、橋脚の被災度が C または D の 1,618 橋のうち、支承の被災度が A だったものが 263 橋ある。これは、橋脚も支承も被災度が D であった 490 橋を除くと（つまり、何らかの被災があった 1218 橋）、23% に当たり少くない割合だといえよう。

2004 年新潟県中越地震において被災した橋梁についても、各種の調査が行われているが、ここでも、支承破壊と橋脚破壊との間に明確な関連は見いだせない。ただし、固定支承は健全であったが、主桁の下フランジに座屈や変形が生じていた橋梁（小千谷大橋、塩殿橋、木沢川橋、越後川口橋など）や、固定支承は健全で下部構造に大きなクラックが発生していた橋梁（魚沼橋）などの例が見られ、支承の破壊を許容した場合の影響について検討する価値はあるものと考えられる。

しかし、これらの統計だけでは、支承を破壊させることの是非を判断することは難しい。なぜなら、これらの支承は、当初から地震時には破壊するものとして設計されたものではなく、あくまでも結果として、支承破壊によって橋脚の致命的な破壊を救う結果を示したものが存在するに過ぎないからである。よって、当初より破壊する部材として設計されていれば、被災度 B であった橋脚を、被災度 C または D にすることは可能かもしれない。経済的かつ信頼性に富む損傷制御部材として、支承を設計する考え方も、選択肢としての価値はあると考えられる。

既設橋梁の耐震補強工法事例集においても、支承の損傷時には、支承が過度の地震力を伝達しないことにより、橋脚が損傷を免れる場合があるとして、宮城県沖地震の被災事例に基づいて検討を行った事例が掲載されている。支承部の破断耐力が橋脚耐力の 0.5 倍程度以下の場合、地震時に支承が損傷して、橋脚が損傷しない場合が考えられるとし、橋脚補強にあたって、支承との耐力差に注意するよう述べられている。今後、このような解析事例が蓄積されることにより、合理的な支承設計が進められると期待される。

支承破壊を許容する設計法を考える上では、その限界についても念頭に置く必要がある。つまり、どのような被災もこの考え方を採用すれば防ぐことが可能だとは考えにくい。ある程度までの外力に対しては、支承が先に損傷することによって、橋脚の損傷を減少させ、それ以上の外力に対しては、橋脚も含めた橋梁全体系で耐える構造を考えることが、合理的な損傷制御設計につながるものと考えられる。そのためには、ダンパーの設置など、付加的な減衰機構を備えることも必要になる可能性がある。ただし、ダンパーの付加を考える場合には、支承を絶対に破壊させない場合との経済比較も必要になる。

特に、損傷制御部材としての支承が破壊し、さらに、それだけでは防ぎきれないほどの想定外の外力が作用した場合には、最終的な防御機構である落橋防止システムの果たすべき役割が大きくなる。現行基準で定められている死荷重の1.5倍の強度を担保するだけの設計では、検討が不十分であり、落橋防止システムの作動状況をも検討した設計が必要になる。そのためには、想定外の挙動に備えるという現行基準の思想から、さらに踏み込み、外力や作動状況を明示した設計法の提案が望まれる。

例えば、レベル3地震動のような現行基準よりさらに発生確率の低い設計地震動の想定や、支承等がすべて破壊し、橋脚も著しく劣化した状況でのレベル2地震動に対する応答計算などが考えられる。

(財) 土木研究センター発行の落橋防止構造設計ガイドライン(案)では、これまでのレベル2地震動を安全性照査用設計地震動とし、それを上回る地震動として、「建設地点とその周辺で想定される発生可能性のある最大地震動で、場所によっては、マグニチュード8クラスの断層近傍地震動」である終局照査用地震動(最大6G程度)を提案している(図6.18参照)。これら最終的な落橋防止対策を講じた上で、支承破壊を許容する設計法を展開していくことが必要である。

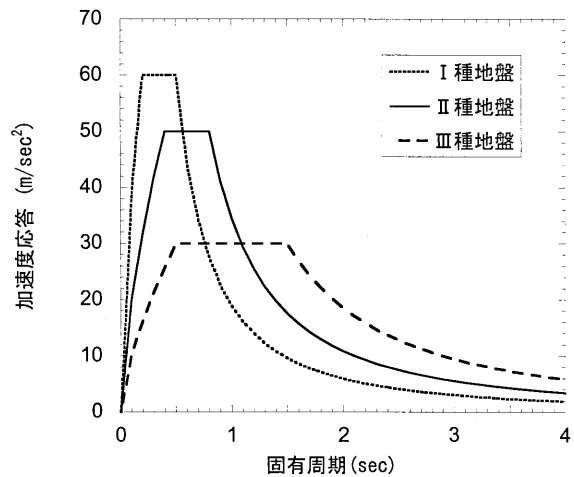


図 6.18 終局照査用標準加速度応答スペクトル

(2) 損傷を許容する部位による比較

従来の耐震設計において、損傷を許容する部位としては、橋脚基部が一般的であった。不静定次数の低い橋梁構造物において、地震時に安定した弾塑性曲げ変形によって履歴エネルギーを吸収することを考えると、橋脚基部に損傷を許容するのが効果的だと考えられる。しかし、このことは同時に、死荷重を支えるべき部位にある種の不安定性を許容することにもなり、その設計には細心の注意が必要である。一方、支承部に関しては、免震支承が導入されるようになってから、支承部に地震時の非線形挙動を許容するようになった。主たる非線形性を支承部に持たせることは、構造物全体の安定性という面では有利である。しかし、従来の支承部の設計は、デバイスが破壊せずに非線形応答をする範囲を主に想定しており、支承部の損傷に対しては、まだ、十分な検討がなされていないのが現状である。そこで、損傷を許容する部位として、橋脚基部と支承部とを考えた場合の、それぞれの得失について検討を行っている。

それぞれの部位が損傷した場合の得失をまとめると、表 6.13 のようになる。

- ① 損傷時の交通機能の確保については、想定している程度の損傷に対しては、どちらもほぼ同

等と見なせる。ただ、橋脚は一般に外から見えやすい位置にあるため、損傷がある場合には、不安感を与えやすい。想定以上の損傷を受け、橋脚基部が大きな損傷を受けると通行止めを余儀なくされる。しかし、支承部の損傷では、段差防止構造を設置あるいは仮受けなどの応急処置により、車両走行性は確保できる。

- ② 施工性については、一般に、支承部は作業空間に著しい制約を受けることが多い。鋼桁では比較的作業空間は確保可能であるが、コンクリート桁、特に RC ホロー桁などの場合には、その作業空間は著しい制約を受ける。また、鋼桁の場合、支承損傷に伴う桁側の損傷拡大を防止するための設計上の配慮が必要であり、また、補修時の施工性を向上させるため、ジャッキアップ位置を確保しておくことが望ましい。コンクリート桁では、アンカーバー周辺（上沓と桁との定着部）が損傷した場合には、コンクリートの上向きの施工となるために、補修作業が困難となる。一方、橋脚基部の損傷を補修する場合は、一般に支承部よりも施工性はよい。ただし、河川や海上にかかる橋脚および基部が地中にある場合など、条件によっては、損傷部位の確認や復旧作業が困難となる。
- ③ 補修方法に関しては、橋脚のデータは文献を参考とし、また、支承については、想定される数ケースの損傷例に対して、補修方法の概念を簡単に整理して示した。
- ④ 復旧期間は、その橋梁の損傷状況のみならず、被災地全体の被災状況によってもかなり異なってくる。また、橋梁がひとつひとつ特注のため一般論としての得失比較は難しい。この表では、橋脚補修の欄には、スパン 30m、幅員 17.6m の鋼 I 桁橋 RC 床版で、高さ 10.8m、2m×2m 断面の RC 橋脚を考えた場合の現場における作業日数を文献から参考として抽出して示しており、ここには資材の工場製作や搬入に必要な日数は含まれていない。

支承補修の欄については、一般的な作業日数の目安として示している。支承の製作に要する期間については、そのときの全体の被害規模によっては、一度に過剰な量の出荷が要求され、メーカー各社の工場の生産能力を上回るようなケースも想定される点に注意が必要である。

これまでは、支承が個別製作品で、しかも、損傷することを前提として作られていないことから、橋脚基部の損傷を許容した方が、復旧期間も費用も優位である場合が多かった。しかし、ここに来て状況が少し変化しつつある。それは、RC 橋脚の耐震補強として鋼板が巻き立てられたり、鋼製橋脚の内部にコンクリートが充填されたりし、いったん損傷を受けた場合に、補修しにくい橋脚が増加したということである。例えば、鋼板が巻き立てられた RC 橋脚では、目視はおろか非破壊検査も難しく、内部状況の把握が困難であり、補修する際にも鋼板撤去方法や効果的な樹脂注入方法など、まだあまり検討が進んでいないのが実情である。今後、損傷した場合の交換が容易な標準支承の開発が進めば、支承部の損傷を許容する設計法も十分に成り立つことになるであろう。特に、想定外の地震により想定以上の損傷を受けた場合でも、段差防止構造を設置あるいは仮受けなどの応急処置により、車両走行性は確保できることと、落橋防止システムとの併用により、落橋を防ぐことは可能であることは、支承部を損傷制御部位とする上で優位である。

表 6.13 損傷時の検討項目

| 検討項目 | 橋脚補修 | 支承補修 |
|--------------|---|---|
| ①損傷時の交通機能の確保 | 制御された損傷範囲内であれば、車輛走行性には影響を与えない | 段差防止構造を設置しておけば、車輛走行性は確保できる |
| ②施工性 | 一般に支承部よりも施工性はよい 河川、海上にかかる橋脚および基部が地中にある場合、損傷部位の確認、復旧作業が困難となる | 作業空間に著しい制約を受けることが多いので、橋梁条件によっては、施工性はあまり良くない 上部構造との定着部に損傷が生じた場合には、それらの補修・補強なども必要となる |
| ③補修方法 | 被災度 As, A: 橋脚を撤去し、耐震性を確保した新しい橋脚を構築 被災度 B, C: 損傷したコンクリート部分を撤去し、座屈鉄筋を切断補修。クラックは樹脂注入し、断面修復 被災度 D: クラック注入等により修復 | 機能喪失 (本体の破断, 破損) 支承取替え 部材の損傷 (ストッパー等) 対象部材の交換または変位制限装置の設置 杓座の損傷 (ひび割れ, き裂等) モルタル注入 |
| ④復旧期間 (試算例) | 鋼 I 桁+RC 橋脚の場合 被災度 As, A: 撤去+再構築 75 日 被災度 B, C: RC 巻き立て 24 日 被災度 D: 樹脂注入 5 日 (資材製作や搬入日数は含まない) | 支承取替えの場合 施工: 1 支承線ごとに約 2 週間 (撤去, 据え付け作業を含む) (製作期間は約 1~2 ヶ月) |
| 損傷判定 | 鋼板で巻き立てられた RC 橋脚の内部等, 条件によっては困難 | 容易 |

※ ④復旧期間の「橋脚補修」の欄は、下記の橋梁条件を想定したもの

鋼 I 桁橋 RC 床版 (スパン 30m, 幅員 17.6m), RC 橋脚 (高さ 10.8m, 2m×2m 断面構成)

6.4 支承部の損傷制御設計による耐震性能向上策

6.4.1 損傷制御設計における要求性能

ここでは、道路橋示方書等を参考に、損傷制御設計を橋梁として、満足すべき要求性能について述べる。目標とする橋の耐震性能として、道路橋示方書では表 6.14 のように規定されている。

表 6.14 目標とする橋の耐震性能

| 設計地震動 | A 種の橋 | B 種の橋 |
|-----------|---------------------------------|--|
| レベル 1 地震動 | 地震によって橋としての健全性を損なわない性能 (耐震性能 1) | |
| レベル 2 地震動 | 地震による損傷が橋として致命的とならない性能 (耐震性能 3) | 地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能 (耐震性能 2) |

耐震性能1については基本的に弾性設計であるため、損傷制御設計を適用するのであれば、耐震性能2と3を対象とすることになる。その場合、塑性化を考慮する部材の組み合わせと、それぞれの部材の限界状態について検討する必要がある。道路橋示方書では、塑性化を考慮する部材として、橋脚、橋脚と上部構造、基礎、免震支承と橋脚という4つの例について記述されている。その中で、耐震性能2と3の違いは、橋脚の限界状態のみであり、耐震性能3では、橋脚の水平耐力が大きく低下し始める状態まで許容するのに対し、耐震性能2では、橋脚の損傷の修復を容易に行い得る限界の状態にとどめることになっている。

支承の損傷を許容する損傷制御設計を適用する場合、耐震性能2も3も、橋脚は損傷の修復を容易に行い得る限界の状態、あるいは、副次的な塑性化にとどまる限界の状態にとどめることを目的とすべきであろう。これをまとめると、表6.15のようになる。

表 6.15 耐震性能2と3に対する各部材の限界状態

| 各部材の限界状態 | 塑性化を考慮する部材：支承 |
|----------|----------------------------------|
| 橋脚 | 副次的な塑性化にとどまる限界の状態 |
| 橋台 | 力学的特性が弾性域を超えない限界の状態 |
| 支承部 | 基本的に壊れてよい。復旧の容易さ、他部材の動きを妨げないよう配慮 |
| 上部構造 | 力学的特性が弾性域を超えない限界の状態 |
| 基礎 | 副次的な塑性化にとどまる限界の状態 |
| フーチング | 力学的特性が弾性域を超えない限界の状態 |
| 適用する橋の例 | 免震橋やラーメン橋以外の一般的な桁橋等 |

また、土木学会地震工学委員会・動的耐震設計法に関する研究小委員会（大塚久哲委員長）による「橋の動的耐震設計」では、目標とする耐震性能として、性能水準1～4の4段階と定義している。これに対応して、部材の健全度もレベル1～4に分け、それぞれの組み合わせで耐震性能マトリックスを提案している。表6.16と表6.17に、提案された目標耐震性能水準と部材健全度レベルの定義を示す。

表 6.16 限界状態と目標耐震性能

| 限界状態 | 目標耐震性能 | 地震後の機能 | 橋の機能 |
|--------|--------|------------------------|----------|
| 使用限界状態 | 性能水準1 | 地震後も補修せずに通常の供用機能を保持できる | 橋の通行は可能 |
| 損傷限界状態 | 性能水準2 | 軽微な補修により通常の供用機能を保持できる | 橋の通行は限定的 |
| | 性能水準3 | 補修や補強により供用機能を保持できる | |
| 安全限界状態 | 性能水準4 | 橋は崩壊しない | 橋の通行は困難 |

表 6.17 部材の健全度レベル

| | |
|---------|-------------------------|
| 健全度レベル1 | 無損傷 |
| 健全度レベル2 | 場合によっては補修が必要な損傷 |
| 健全度レベル3 | 補修が必要な損傷 |
| 健全度レベル4 | 補修が必要で、場合によっては部材の取替えが必要 |

この提案に基づき、各部位の耐震性に関する健全度レベルの組み合わせの定義例を、表 6.18 に示す。それぞれの部材の健全度レベルを適切に設定することにより、合理的な性能設計を目指すことになる。支承本体の構造特性等に対して、必要となる基本的な要求性能としては、以下の4点が考えられる。

- ① 支承として常時機能を満足すること
- ② 支承の限界状態（損傷強度）が明確であること
- ③ 損傷後の挙動が明確であり、予期しない挙動により損傷がほかに進展しないこと
- ④ 損傷後の復旧が容易であること

これらの条件を満足するためには、なるべくシンプルな構造であることが望ましいと考えられる。具体的な構造の概要については6.4.4「支承部の損傷制御を可能とする新しい構造形式の提案」に示す。

表 6.18 各部位の耐震性に関する健全度レベルの組み合わせの定義例

| | | 使用限界状態 | 損傷限界状態 | | 終局限界状態 |
|--------|-------|-----------------|---|--|--------------------------------------|
| 目標性能水準 | | 性能水準 1 | 性能水準 2 | 性能水準 3 | 性能水準 4 |
| 支承 | | 健全度レベル 1 弾性域 | 健全度レベル 2 | 健全度レベル 4 基本的に壊れてよい。 復旧の容易さ、他部材の動きを妨げないように配慮する。 | 健全度レベル 4 壊れてよい。 |
| 伸縮装置 | | 健全度レベル 1 | 健全度レベル 4 基本的に壊れてよい。復旧の容易さを妨げないように配慮する。 | 健全度レベル 4 基本的に壊れてよい。 復旧の容易さを妨げないように配慮する。 | 健全度レベル 4 壊れてよい。 |
| 落橋防止構造 | | 作動しない。 | 作動しない。 | 作動しない。 | 健全度レベル 1 弾性域 |
| 上部構造 | | 健全度レベル 1 弾性域 | 健全度レベル 1 弾性域 | 健全度レベル 1 弾性域 支承よりも耐力があるように配慮する | 健全度レベル 3 |
| 下部構造 | RC 橋脚 | 健全度レベル 1 弾性域 | 健全度レベル 2 | 健全度レベル 2 | 健全度レベル 4 $\alpha = 1.0$ の状態の塑性率未満 |
| | 鋼製橋脚 | 健全度レベル 1 弾性域 | 健全度レベル 2 | 健全度レベル 2 | 健全度レベル 3 鋼材のひずみく 限界ひずみ |
| | 橋台 | 健全度レベル 1 弾性域 | 健全度レベル 1 弾性域 | 健全度レベル 1 弾性域 | 健全度レベル 3 |
| 基礎構造 | 基礎 | 健全度レベル 1 弾性域 | 健全度レベル 1 弾性域 | 健全度レベル 1 弾性域 | 健全度レベル 3 非線形域 |
| | フーチング | 健全度レベル 1 弾性域 | 健全度レベル 1 弾性域 | 健全度レベル 1 弾性域 | 健全度レベル 1 弾性域 |

6.4.2 損傷制御シナリオの提案

支承損傷を許容する設計法を考える場合、どの程度の外力に対して支承破壊を許容するのかということを決定する必要がある。

道路橋示方書では、原則として L2 地震動が発生した場合でも、支承に損傷は想定しておらず、レベル 2 以上の地震動が発生した場合には、落橋防止システムで対応するという考え方をとっている。このとき、支承が L2 地震動以上において、どのような挙動をすべきかについては触られていない。

一方、L2 地震動が発生した場合に、支承の損傷を許容する考え方は、実際に、長大橋梁の耐震補強において、既設の支承がレベル 2 地震動に耐えることができない場合などに、採用された事例がある。例えば、阪神高速・西宮港大橋（ニールセンアーチ橋）の耐震補強では、近い将来

に発生が予想されている海溝型地震である南海・東南海地震による強震動に対する検討を行ったところ、固定支承が耐力を超過することが確認された。既設支承のセットボルト、ストッパー等の部材を交換、補強する方法（高材質化、サイズアップ）では、対処が困難と判断され、支承が損傷した場合のフェイルセーフ対策として、変位制限構造および段差防止構造を設置することとされた。この他の橋梁でも、もし、支承が破壊しても、安定した地震応答を示すように、段差防止構造にすべり支承の機能も付加し、支承破壊後の挙動をすべり支承に支持された橋梁と同じになるようにする補強案も考えられている。耐震補強では、個々の部材の耐震性能だけに着目するのではなく、橋梁全体系の地震時挙動を考えた対策をとることが重要であり、そのなかで、支承の破壊をある程度許容する対策も実際に用いられるようになってきている。

耐震設計上の考え方として、例えば、L1地震時以後、すぐに、損傷を許容する場合、L2地震時には、支承は損傷した状態にあるので、そのときの反力特性等を適切にモデル化し、耐震設計の計算に反映する必要がある。このためには、既存支承の破壊モードを十分に検証した上で、モデル化する方法や、既存支承を改良あるいは取り替えることにより、破壊モードが単純でシンプルな機構となる構造を採用する方法などが考えられる。一方、L2地震時までは損傷せず、その後、L2を超える外力に対して、最初に損傷する部位を支承部に特定する設計法（耐力の階層化）を考える場合には、損傷以後の挙動は、想定外地震に該当するため、現行の耐震設計の範囲外となる。そのため、支承部の精緻なモデル化は前述のケースよりは必要性が低く、最弱リンクとして、どの部材が終局強度に至り、どのような破壊形態となるかを吟味する程度でよいと考えられる。後者の設計法の場合、前者に比べると、建設費の抑制といったコスト面でのメリットは得られにくい。過去の震災事例などにみられる、固定支点部において、支承の余剰耐力が過大であったために、下部構造あるいは上部構造に損傷が発生するような事態を回避することが可能となると考えられる。

支承損傷制御設計のメリットとしては、必ずしも、橋としての耐震性能を全く被害を受けないまでに向上させる（耐震性能2であったものを1とする）のではなく、橋脚の塑性化の程度を従来よりもある程度下げ（健全度レベルを高め：3→2）て、震災後の使用性を向上させることと、橋脚および支承断面の設計上の合理化を図り、建設コストを抑えることの2点といえる。

ここで、損傷制御機能を満足するための条件を整理すると、

- ① 橋脚の健全度レベルが高まること
- ② 落橋防止システムとの相関性を含め、想定外地震動に対しても、フェイルセールが成り立つこと
- ③ 震災後の復旧が橋脚復旧に比べて、容易であること（時間・コストの両面から）
- ④ 初期の建設コストが抑えられるようなシンプルな構造であること

などが考えられるが、②、③の解決は非常に難しい課題である。

そこで、本項では、下記の設計思想を提案する。

- ① 耐力の階層化を図り、損傷部位を明確に定義する。
- ② 制震ダンパー等を活用し、支承損傷後の挙動を制御する
- ③ すべり機構を利用したオールフリー構造により地震力の遮断を行う

以下にそれぞれの特徴を整理する。

(1) 耐力の階層化

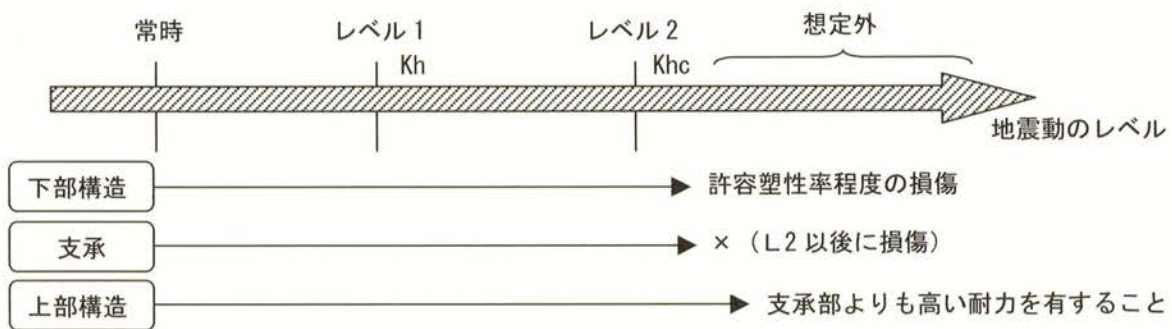


図 6.19 損傷制御設計（耐力の階層化）の概念図

図 6.19 に示した設計概念は、支承・下部構造（橋脚）および上部構造（主桁ウェブ、下フランジ等）の破壊強度の階層化を、設計地震動以上の外力（想定外地震のレベル）に対して考慮する手法である。このモデルの一番の目的は、既設橋梁の固定支点における橋脚および上部構造の損傷を抑制することである。



(a) 鉋桁の損傷



(b) 鉋桁の損傷



(c) 箱桁の損傷



(d) 沓座の損傷

写真 6.3 上部構造、下部構造の損傷事例

写真 6.3 は、新潟県中越地震で被災した、鋼製支承を有する支点の上部構造および下部構造の被害の一部の写真である。特に、固定支承の場合には、地震時慣性力を一点で受けることが多いため、大きな水平力が支承部に集中することになる。このとき、上部構造の主桁側の耐力が十分に確保されていないと、下フランジやウェブに座屈が進展するなど、橋梁の機能維持の面では、非常に重大な損傷が生じる可能性が高い。また、下部構造に対しても、橋脚基部における損傷以外に、沓座モルタル周辺に大きな損傷が生じると、支承本体が健全であったとしても、橋桁の重量および交通荷重の支持の面から見れば著しい性能低下が懸念される。このような被害が生じた場合、その復旧作業は決して容易でなく、また緊急性を要することになるため、避けるべき破壊形態である。

このようなことから、ここで想定している破壊強度の階層化を図ることで、橋桁がその耐力に到達する前に、必ず支承部が先に損傷することを確認する手法である。この場合、基本的にはL2地震動までは、現行の設計法と同じであり、異なる点は、支承の実破断強度を算出し、それ以上の耐力となるように上部構造（橋桁）断面および沓座周辺の照査を実施することである。

具体的には、支承部にL2の地震力に対する耐力を確保した上で、それ以上の外力が生じた際に壊れる部材を支承構造内で特定し、その耐力を算出する。そして、その支承耐力を使って、上部構造の照査および沓座周辺の照査を行い、支承が損傷する前に、復旧が困難な損傷が他の部材に生じないことを確認することになる。なお、この場合、支承の耐力算定にあたっては、材料の公称強度を用いるのではなく、鋼材の実強度を想定した詳細な検討を実施することが望まれる。

(2) ダンパー部材の併設

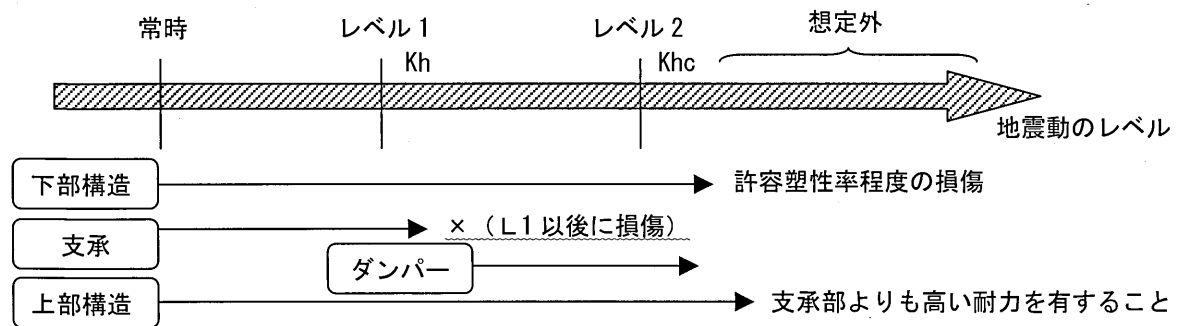


図 6.20 損傷制御設計（ダンパーの併設）の概念図

二つ目は、図 6.20 に示すように、既設構造物になどに対して、支承の損傷は許容しつつ、他の部材で耐震性を確保する設計思想であり、制震ダンパーによる耐震補強のイメージである。支承部をヒューズとして、積極的に作動させる場合、レベル1を超えた時点から支承の損傷を想定することになるが、この場合、損傷後の挙動・特性を耐震設計に適切に取り込む必要があり、これは、非常に難しい課題となっている。また、早期に支承が損傷した場合、レベル2の状態では、相対変位量が著しく増大することも考えられ、この制御も必要となってくる。このような点の解決を図る方法として、制震ダンパーによる応答制御法が本手法のキーポイントである。もちろん、制震ダンパーを用いる場合には、支承を損傷させずに機能させることも可能なケースもあるが、ここでは、損傷制御設計の思想を推し進めた形を提案している。

なお、このときの支承の損傷形態としては、例えばジョイントプロテクターとして現在も設計が行われている部材のように、ロックオフ機能を想定した構造などが、もっとも効果的であると

思われる。つまり、支承の損傷と言っても、主構造が破壊するのではなく、L1までは、過度な変位の発生を抑制するストッパーを設置し、それがL1以降に解放され、すべり機構などによる鉛直荷重を支持しながらの移動機能を期待することなどが考えられる。

(3) すべり機構による地震力の遮断（アイソレート）

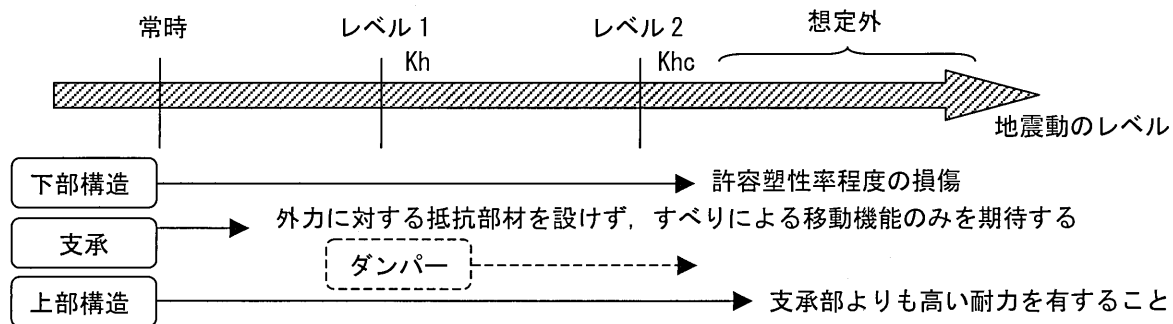


図 6.21 損傷制御設計（ダンパーの併設）の概念図

三つ目は、支承部にすべり支承を採用し、地震時の外力が支承の静摩擦力を上回る時点をヒューズ機構の一つとしてとらえ、それ以降はすべり挙動により慣性力を逃がす構造（オールフリー構造）である（図 6.21 参照）。この場合、慣性力の伝達を支承部では行わないことになるため、橋梁全体系に対して、広義な意味での損傷制御となる。ただし、このような構造系の場合にも、支承部の相対変位が増大することによる桁の衝突など、応答をある程度制御する必要も考えられるため、必要に応じて、ダンパーの併設を検討することになる。

6.4.3 従来支承構造の問題点

先に示した過去の被災事例分析では、支承部が先行して損傷することによるヒューズ効果は、顕著な傾向としては認められていない。これは、従来用いられている支承構造が、このような損傷制御設計には適さない（損傷モードが複雑な）ものであったことも、その一因として考えられる。そのため、損傷制御の観点から考えた従来構造の問題点に関する整理を、各支承タイプごとの損傷事例、載荷試験結果などから実施した。

設計的な観点からすると、従来の支承部の設計では、一支承線上の設計反力は、斜橋や曲線橋など各主桁間で大きな反力を生じるケースでも、上部構造の格子計算結果による数値をそのまま使用するのではなく、必ず、平均反力以上を用いることとされている。この設計法は、現行でも用いられているが、支承部の耐力を大きめに要求していることになるので、意図した地震力で損傷が生じない要因となる問題点もある。また、鋼材に対しては、降伏点を基準とした許容応力度法が用いられているが、実際には鋼材の降伏・引張強度は公称値に対して下限値が規定されており、その上限に関する管理が行われていない。この点も、支承部の過強度の要因といえる。

このような点をふまえ、支承部の終局強度を適切に評価することが可能な手法について検討を行い、特に、既設構造物に対しては、支承部の耐震診断（終局耐力の算定法）を行うための考え方を以下に提案する。

(1) 損傷制御を行うために必要な条件

以下に損傷制御設計の検討に必要な課題等を列記する。

a) ノックオフ構造の設定

- ・どこでどのように壊すか、最弱リンクをどの部材に設定するか。

・設計で想定した耐力で破壊させるために、応力状態がシンプルな部材を選定すること。

支承構造のうち、どの部材に損傷を許容するかによって、本機構の優位性が決定されると言っても過言ではない。すなわち、どこをどのように破壊させることが経済性、復旧性に関して有効か見極めることが最重要項目となる。現在、タイプBの支承は、下部構造からアンカーボルト→下杓取付けボルト（または溶接部）→支承本体→せん断キー（セットボルト）→上部構造へという力の伝達を想定している。この中の、どこかを破壊させ、地震力の伝達を断ち切る必要がある。また、複雑な破壊形態であるほど、設計が煩雑になり、予想される破壊が起こらない可能性が高まるため、破壊はできる限りシンプルであることが望ましいといえる。

b) 実部材の材料強度の設定

・設計において、鋼材の機械的性質（降伏耐力、引張耐力）としては、公称値による下限値が用いられるため、計算どおりに破壊するとは限らない。

ロックオフ部を破壊させるにあたり、耐力計算を行うことになるが、その耐力は、通常は JIS 等で定められた材料の公称値（下限値）を用いて計算されるため、実際の鋼材やボルトの耐力差により、想定以上に部材が耐えてしまう可能性がある。すなわち、設計時に「耐力：〇〇kN」と計算された値では破壊せず、予想以上の耐力を有することが常である。

c) 破壊後も支承機能のある程度維持させる

・ロックオフ部での破壊後、上部構造の支持・路面の走行性確保のため、段差が生じないような構造、あるいは別途、段差防止構造の設置が必要となる。

ロックオフ部が破壊した後も、上下部構造は健全であることが望ましい。つまり、最低限、上部構造反力を支持し続けなければならない。つまり、支承高さが変化せず、反力支持が可能である箇所で破壊する必要がある。また、変位拘束の機能を失い、全方向に大きく移動する可能性も生じることから、桁かかり長等も同時に考慮する必要があると思われる。

d) 支承破壊後の復旧性

・地震後の損傷箇所の復旧（本体の取替え、部品交換、補修等の作業）が比較的容易であること。

通常、支承取替えの際にネックとなるのは、せん断キーである。せん断キー部が各部材と勘合しているため、その高さ以上にジャッキアップしなければ、支承を取り出して、新しい支承を挿入することはできない。せん断キーの高さは、通常 20mm～30mm 以上であることから、最低でも数十 mm のジャッキアップが必要となってしまう。その意味では、せん断キー部分の構造についても改良が必要である。

(2) 支承各部における問題点

支承の各部材ごとに着目して、問題点等を整理すると表 6.19 のようになる。

a) せん断キー

せん断キーの破壊モードは、支圧による局部変形を伴い、せん断破壊に至るものと考えられる。ただし、部材の設計計算上、その断面は、支圧応力度で求まることが多いため、せん断破壊については、大きな余剰耐力を有することになる。そのため、せん断キーを優先的に破断させるためには、その直径を小さくする（せん断抵抗面積を小さくする）必要がある。一方で、損傷後の復旧を考えると、その設置位置が支点中央にあり、外部から着脱などの作業はできないため、総合的に見てロックオフ部材としてはあまり適していないと考えられる。

表 6.19 ノックオフ部材の選定

| 支承部位 | 予想される破壊形態 | 予想される問題点 |
|----------|-----------------|---|
| ①せん断キー | せん断破壊 | <ul style="list-style-type: none"> 支圧応力度で決定するため、せん断耐力は非常に大きい（支圧では破壊に至りにくい） 交換の際に、比較的大きなジャッキアップが必要となる |
| ②締結ボルト | せん断破壊 (引張破壊) | <ul style="list-style-type: none"> ボルト孔と軸部とのガタの存在により、各個撃破が生じる可能性がある |
| ③下沓溶接部 | せん断破壊 | <ul style="list-style-type: none"> 溶接が必要となり、施工性が悪くなる 溶接脚長の厳密な管理が難しく、また破壊形態の想定も困難である |
| ④上沓ストッパー | せん断破壊 + 曲げ破壊 | <ul style="list-style-type: none"> せん断+曲げ破壊となるため、破壊形態が予想しにくく、耐力のコントロールが難しい 想定破壊面の部材が壊れないと、その後の支承部の挙動を阻害する可能性もある |
| ⑤アンカーボルト | せん断破壊 | <ul style="list-style-type: none"> コンクリート内に埋まっているため、取替えが困難である |

b) 締結ボルト

ボルトにて損傷制御を行うことは、施工面から見ると、その取替えが容易であることから、有効であると考えられる。しかし、この場合には、ボルト孔と軸部とのガタの存在により、複数本が配置されたボルトに均等に外力が作用せず、個々に撃破してしまう可能性が懸念される。

c) 下沓溶接部

下沓とベースプレートの接合に、溶接が施される場合がある。溶接部で破壊後、下沓とベースプレートの間で滑動が期待できることから、ノックオフ部としては比較的考えやすいと思われる。しかし、溶接の施工性や溶接脚長の管理などの課題もある。

d) 上沓ストッパー

移動拘束用のストッパーの破壊は、せん断と曲げが同時に生じると考えられるため、破壊モードが複雑になり、設計も煩雑になると考えられる。また、破壊面が生じる位置によっては、その部分にて上下沓を拘束してしまい、破壊後に固定構造となってしまう可能性がある。そのため、損傷が進展する位置を特定するために切り込みを入れるなどの構造的配慮が必要である。

e) アンカーボルト

アンカーボルトをせん断破壊させると、ベースプレートとモルタルの間で滑動できるようになるが、アンカーボルト自体は、コンクリート内に埋まっており、取替えが困難であるために、復旧性に問題がある。

6.4.4 支承部の損傷制御を可能とする新しい構造形式の提案

これまでに整理してきた内容を踏まえて、特に支承部の損傷制御設計を行うのに適した新しい支承構造について、その概略イメージを以下に示す。

前述の6.4.3の検討結果から、損傷制御を行う部材には、それぞれ一長一短があり、具体的には、個々の橋梁条件、支承構造の種類などから決定する必要があるが、ここでは、支承本体と下部構造との定着部分におけるノックオフ機構について例示する。

図 6.21 は、下沓とベースプレートとを工場溶接により取り付けした溶接破断型、図 6.22 は、ベースプレートと下部構造間のアンカーボルト上面に設置した六角ボルトを機能させるボルト破断型の概念図である。溶接破断型の場合は、せん断による破壊モードが期待できるが、その実証事例は現在のところ少なく、机上の域を出ていない。また、溶接脚長のビード管理が、破壊強度に直接的に影響を与えることから実施にあたっては、詳細な検証作業が必要である。

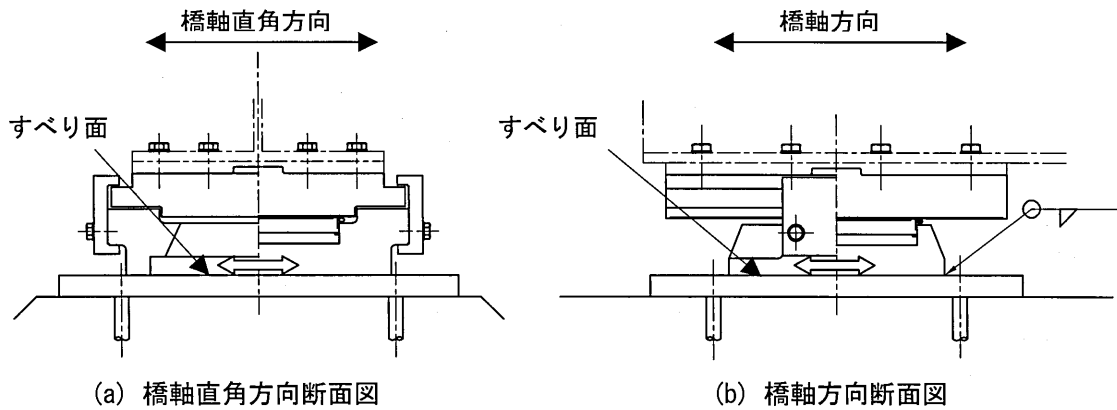


図 6.21 溶接破断型

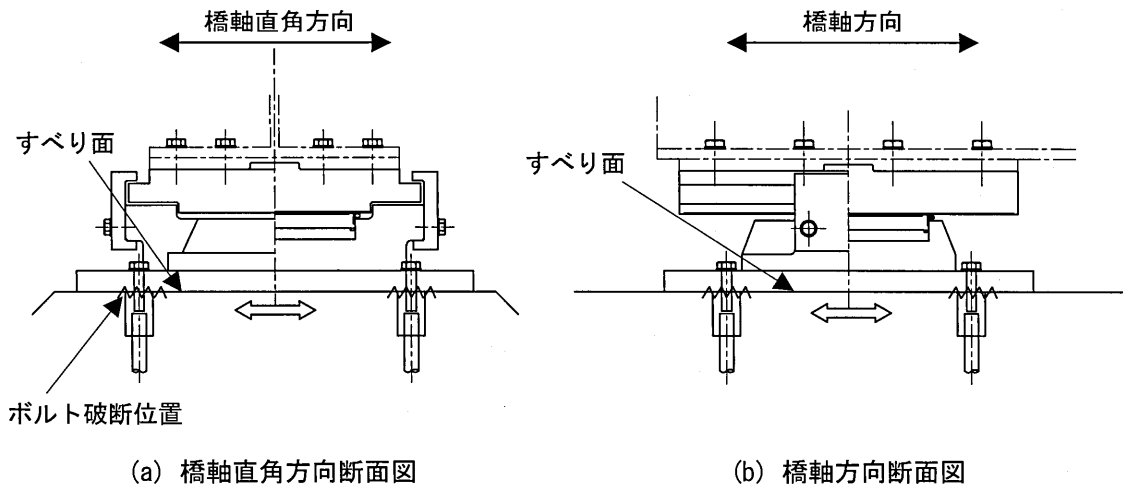


図 6.22 ボルト破断型

図 6.22 のボルト破断型は、せん断破壊による耐力コントロールの確実性と地震後の復旧作業のしやすさを念頭においた構造である。具体的には、通常アンカーボルトの定着方法とは異なり、アンカーの上部にカップラーを設けることで、支承本体との連結は上面から締め付ける六角ボルトによっている。こうすることで、地震時水平力が作用した際に、六角ボルトのせん断により破断が生じ、それ以降は、ベースプレートが下部構造上でスライドできる構造となる。また、その復旧の際には、支承本体を本来の位置に戻し、上面から六角ボルトで締結することで、当初の機能に復帰させることができる。

このような構造形式は、損傷制御設計に限らず、取り替えのしやすい構造として、何らかの支承交換の必要性が生じた場合に、六角ボルトを外すことで、簡単に支承本体を引き出せるメリッ

トもある (図 6.23 参照).

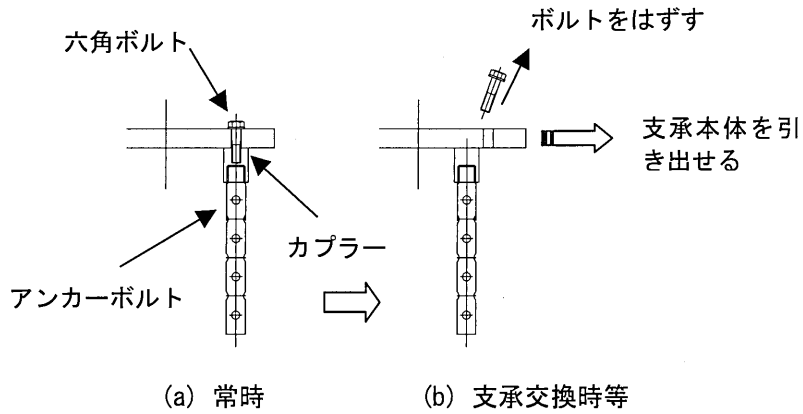


図 6.23 カプラー方式による定着

また、上記の例の他にも、図 6.24、図 6.25 に示すように、ボルトの軸部にくびれを設けて、支承本体とベースプレート間でのすべりを期待する構造も考えられる。くびれ（ノッチ）を設けることでせん断破壊面を特定し、その後の挙動のコントロールしやすくするアイデアの一つである。このように、ロックオフ部材の選定は、幾つかの選択肢が考えられるので、6.4.3 でまとめた課題や留意点等を参考にしながら、新しい支承構造、設計法の提案がなされることに期待したい。

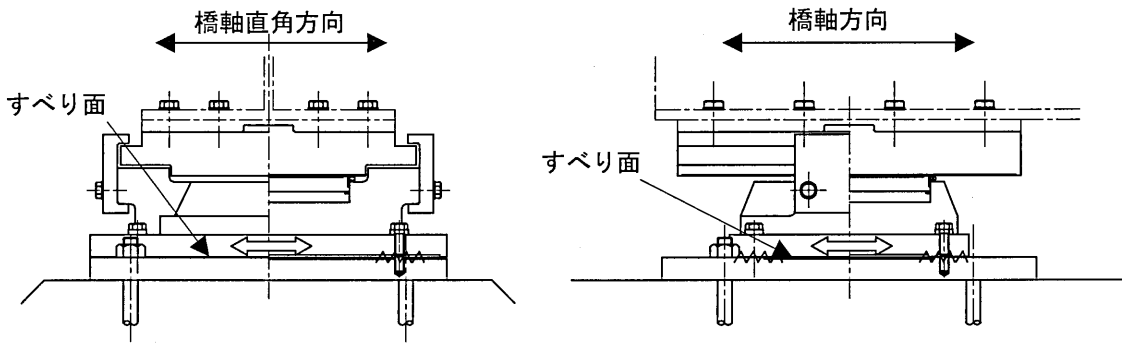


図 6.24 ノッチボルト型

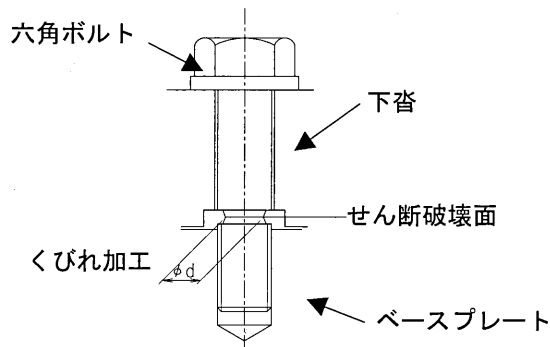


図 6.25 ノッチボルトの例

6.4.5 支承部周辺の構造細目に関する留意点

ここでは、損傷制御設計を行う際に、必要な支承部周辺の構造細目として、上下部構造側の設計において配慮すべき事項を整理して示す。

(1) 耐力の階層化に対する対応

補強リブの配置と設計上の考え方として、**図 6.26** に示すように、鈹桁や一般的な箱桁の場合の補強リブは、橋軸方向側のソールプレート端部に配置し、レベル2地震時でも、弾性範囲内の設計で断面を決定し、かつ各支承部の耐力を上回ることを照査する。

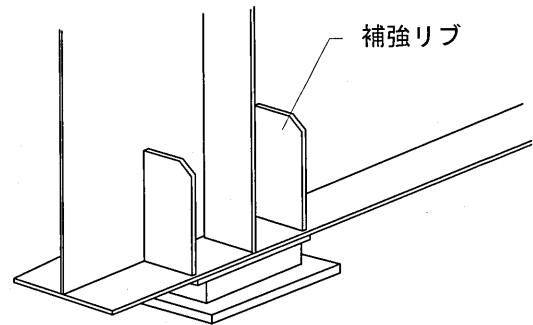


図 6.26 補強リブ

(2) 支承部の復旧性の確保

a) ソールプレートは、溶接ではなく、高力ボルトによる締結とする (**図 6.27** 参照)。

せん断キーがある構造の場合は、ソールプレートの高力ボルトをはずすことで、容易に取替えが可能となる。

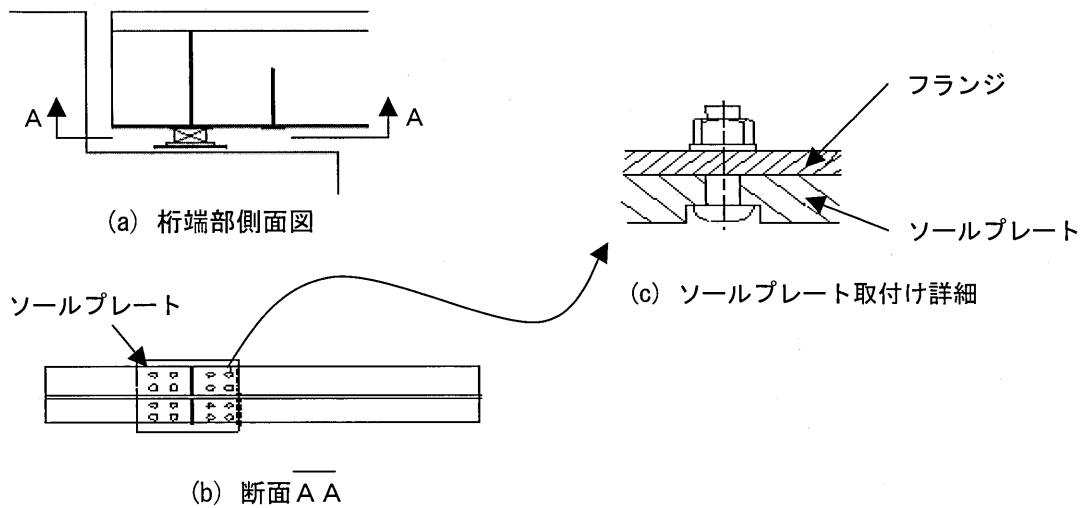


図 6.27 ソールプレート構造

b) 復旧時にジャッキアップできる構造とする (図 6.28 参照).

地震による支承部の損傷への対応 (取替え作業) や, 上部構造の残留変位の除去作業のために, ジャッキアップできる構造にしておく.

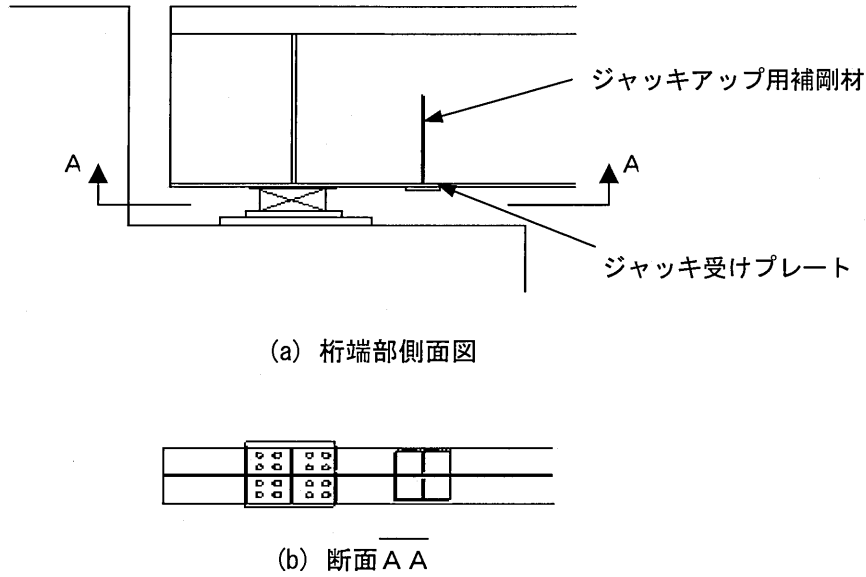


図 6.28 ジャッキアップ用補剛材およびジャッキ受けプレートの設置

(3) 移動量の増大に対する対応 (図 6.29 参照)

① 上部構造に対しては偏心モーメントが作用するため, 支点補剛材等により補強する

② 桁遊間の確保あるいは衝突に関する対策

支承の移動後に桁が橋台や隣接桁に衝突しないだけの桁遊間を確保する場合と桁遊間を確保しないであえて衝突させ, そこで変位を拘束する場合とが考えられる. 衝突させる場合は, 桁損傷や橋台損傷を低減させる緩衝材の設置も考慮する. 復旧期間とコストの比較検討を行い, 方針を決定する必要がある.

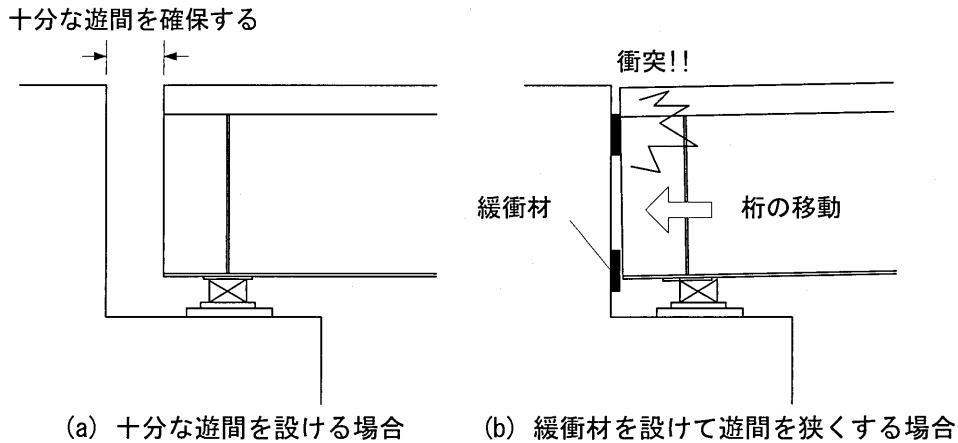


図 6.29 桁遊間

(4) 想定外への対応（フェイルセーフ）

想定外の移動量に対する配慮として、図 6.30 に示す橋座面の確保や段差防止構造、および図 6.31 に示す落橋防止装置の設置を入念に検討する必要がある。

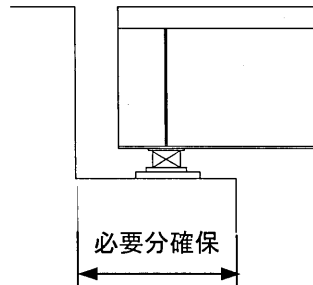


図 6.30 橋座面の確保

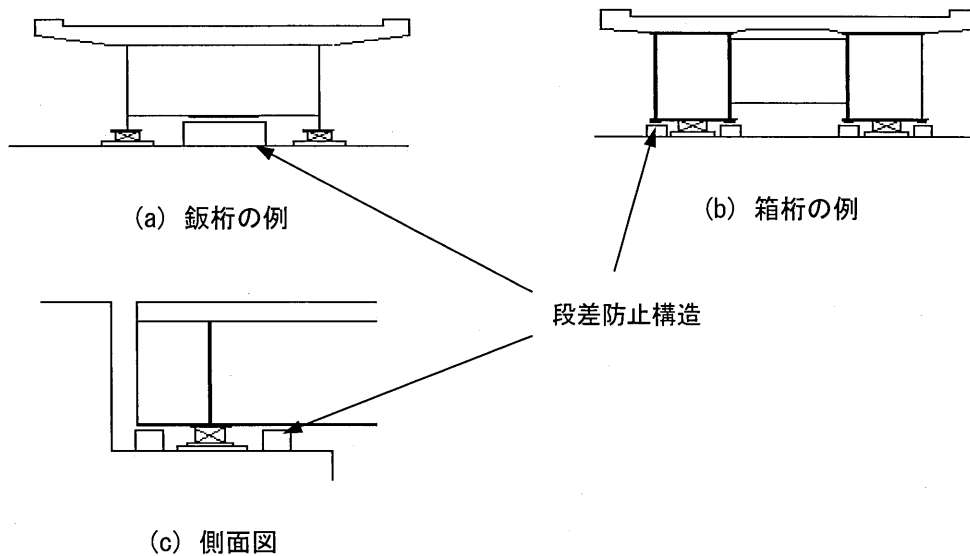


図 6.31 段差防止構造

参考文献（第6章）

社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，平成 14 年 3 月

社団法人日本道路協会：道路橋支承便覧，平成 16 年 4 月

電子政府の総合窓口 (<http://www.e-gov.go.jp/index.html>)

社団法人日本道路協会：道路構造令の解説と運用，2004.

日本地震工学会性能規定型耐震設計法に関する研究委員会：性能規定型耐震設計法の現状と課題
平成 15 年度報告書，2004. 3

須藤千秋，西敏夫，島田源一，矢崎文彦，奥津宣幸：10 年間使用後の免震支承の性能変化評価と
内部物性分布，第 58 回土木学会年次学術講演会講演概要集，第一部，pp. 763-764，2003

- 松田泰治, 西敏夫, 須藤千秋, 矢崎文彦, 末安知昌: 10年間使用後の免震支承性能変化実測による経年変化予測技術の妥当性評価と ISO 規格化, 第 58 回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 1 部, pp. 765-766, 2003
- 社団法人日本支承協会: かなめ, No. 5, 1990
- 中村嶽, 岡田宏: 免震建物の維持管理に関する研究 (その 1) - 実免震建物の積層ゴムの経年変形状について -, 大林組技術研究所報, No. 53
- ISO 22762-2 Elastomeric isolators-Part2: Applications for bridges - specification, 2005
- 日本ゴム協会免震用積層ゴム委員会: 設計者のための免震用積層ゴムハンドブック, 理工図書, 2000. 1
- 技術委員会・標準品リスト作成WG: 免震部材標準品リスト-2005-, (社) 日本免震構造協会, 2005. 1
- 日本橋梁建設協会: '06 Design Data Book, 2006. 6
- 社団法人日本支承協会, ゴム支承協会: ゴム支承の鋼材部の設計標準 (案) 道路支承便覧 (平成 16 年 4 月版対応), 平成 17 年 10 月
- 前野裕文, 長谷川秀也, 澤田敏幸, 青木徹彦, 水野豪, 大畑和夫, 生野英治, 既設鋼製支承 (BP-A) の水平耐荷力に関する実験的研究, 第 57 回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 1 部, pp. 797-798, 2002
- 姫野岳彦, 運上茂樹: 経年変化特性に着目した支承部のすべり摩擦特性に関する研究, 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. 103-108, 2005. 2
- 原田孝志, 鶴野禎史, 金治英貞, 石橋照久, 増田耕一: 約 15 年を経過した既設支承の PTFE・SUS 間すべり基本特性, 第 60 回年次学術講演会講演概要集, 1-073, 2005. 9
- 日本道路公団名古屋管理局, 東名・名神高速道路支承損傷要因分析業務委託, 昭和 57 年度報告書, p202, 1983
- 室井智文: 日本道路公団における支承の現況 - 東名・名神高速道路の調査より -, 橋梁と基礎, Vol. 17, No. 8, pp. 165-169, 1983
- 日本道路公団試験所: ゴム支承の耐荷力に関する試験 昭和 57 年度報告書, p. 55, 1983
- 日本道路公団試験所: ゴム支承の耐荷力に関する試験 昭和 58 年度報告書, p. 214, 1984
- 中村正人, 宮川政勝: ゴム支承の耐荷力に関する試験, 第 15 回道路会議論文集, pp. 607-608, 1983
- 日本道路公団試験所: ゴム支承の適用性に関する試験研究 (その 1) 報告書, p. 238, 1988
- 日本道路公団試験所: ゴム支承の適用性に関する試験研究 (その 2) 報告書 (ゴム支承の圧縮疲労試験編), p. 133, 1989
- 社団法人日本道路協会: 道路橋支承便覧, 平成 3 年 7 月
- 高速道路技術センター: 第二東名高速道路 ゴム支承の特性に関する技術検討報告書 (日本道路公団静岡建設局委託), 平成 14 年 3 月
- 鶴野禎史, 森重行雄, 今井隆, 竹之内勇: 天然ゴム系ゴム支承のせん断変形性能, 第 2 回免震制震コロキウム講演論文集, 2000. 10
- 東日本, 中日本, 西日本高速道路株式会社: 構造物施工管理要領, 平成 18 年 10 月
- 官民共同研究: 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), 土木研究所, 民間 8 社, 平成 18 年 10 月
- 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I. 共通編, 平成 14 年 3 月

- 内務省土木局：鋼道路橋設計製作示方書，昭和14年
- 社団法人日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，昭和31年
- 建設省土木研究所地質化学部コンクリート研究室：桁座拡幅に関する実験資料及び桁座拡幅標準設計（改訂案），土木研究所資料，第1828号，昭和57年3月
- 鉄道総合技術研究所：支承部の耐震補強設計の手引き，1996
- 日本建築防災協会：改訂版既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断設計指針，2001
- 首都高速道路公団，（株）協和コンサルタンツ：沓の標準設計に用いるアンカーボルトの実験報告書，昭和44年3月
- 多久和勇，石田博，安松敏雄：アンカーバーの耐荷力に関する載荷試験，日本道路公団試験所報告，vol. 26，pp. 135-152，1989
- 北後征雄，斎藤啓一，大坪政行：アンカーボルト比較試験，コンクリート工学，vol. 22，No. 7，pp. 28-33，1984
- 日本道路協会：道路橋支承の標準設計，平成5年
- 鋼橋設計内規，昭和59年4月1日
- 土木学会地震工学委員会地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会：耐震設計，地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計法の現状と今後，9章，p. 190，2006年2月
- M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi 著（川島一彦監訳）：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂出版，1998年4月
- 和田章・岩田衛・清水敬三・安部重孝・川合廣樹：建築物の損傷制御設計，丸善，1998年9月
- 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：土木構造物の被害（橋梁），阪神・淡路大震災調査報告，第1巻，pp. 13-20，1996年12月
- 日本橋梁建設協会：平成16年新潟中越地震被災橋梁調査報告，2005年2月
- 財団法人海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，2005年4月
- 落橋防止構造に関する研究委員会：落橋防止構造設計ガイドライン（案），（財）土木研究センター，2005年7月
- 足立幸郎，庄司学：兵庫県南部地震で被災を受けた都市高速道路橋の復旧費に関する検討，土木学会地震工学論文集，CD-ROM，2003. 12
- 庄司学，藤野陽三，阿部雅人：高架道路橋システムにおける地震時損傷配分の最適化の試み，土木学会論文集，No. 563，I-39，pp. 79-94，1997年4月
- 土木学会地震工学委員会・動的耐震設計法に関する研究小委員会：橋の動的耐震設計，丸善，2003年3月
- 土木学会地震工学委員会地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会：耐震設計，地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計法の現状と今後，11章，pp. 229-287，2006年2月