

8.2 対比表作成

読合せ会議資料として、道路橋示方書（Ⅰ・Ⅱ・Ⅲ編）の条文・解説の新旧対比表を作成した。

8.2.1 道路橋示方書（Ⅰ・Ⅱ・Ⅲ編）の条文・解説の新旧対比表の作成

「8.1 道路橋示方書読合せ会議対応」の会議資料（全 12 回）として、道路橋示方書（Ⅰ・Ⅱ・Ⅲ編）の条文・解説の、新旧対比表を作成した。

新旧対比表は、改定箇所がわかるように、改定案（左欄）と現行（右欄）を横並びに整理した。また、改定された文言は、下線表示とした。

次頁以降に、新旧対比表を示す。

新旧対比表

III コンクリート橋・コンクリート部材編		III コンクリート橋・コンクリート部材編	現行	備考
改定案				
III コンクリート橋・コンクリート部材編 1章 総 則 1.1 適用の範囲 この編は、コンクリート部材及び主たる部材がコンクリート部材からなる上部構造に適用する。 コンクリート橋・コンクリート部材編は、共通編 1.3、1.7 を満足するためのコンクリート部材又は主たる部材がコンクリート部材からなる上部構造について規定したものである。 コンクリート橋・コンクリート部材編は、基本的なコンクリート部材の設計に関する内容が規定されており、鉄筋コンクリート橋及びプレストレストコンクリート橋の上部構造に加えて、道路橋に用いられるコンクリート部材に適用できる。また、下部構造に特有な事項は IV 下部構造編の規定による。 適用する橋及び準用の取扱いについては、共通編 1.1 適用の範囲に定めるとおりである。 この編の構成は、1 章から 7 章までに設計における構造形式や部材の種類等によらない基本的な部材等の性能照査について、8 章では主桁や主構等の部材を上部構造として立体的に機能させるための構造について規定され、9 章から 16 章までは上部構造を構成する個別の構造要素や構造形式ごとに上部構造として用いる場合に必要事項等についてそれぞれ規定されている。そして、17 章に施工について規定されている。 以下、基本的に、「I 共通編」を「I 編」、「II 鋼橋・鋼部材編」を「II 編」、「III コンクリート橋・コンクリート部材編」を「この編」、「IV 下部構造編」を「IV 編」、「V 耐震設計編」を「V 編」と表記する。		III コンクリート橋編 1章 総 則 1.1 適用の範囲 この編は、主としてコンクリート製の上部構造に適用する。 コンクリート橋編の適用の範囲を明らかにしたものである。 適用する橋及び準用の取扱いについては、共通編 1.1 適用の範囲の規定に定めるとおりである。しかしながら、コンクリート橋では、共通編に規定する適用の範囲内でも、構造形式によっては我が国の施工実績を超える場合がある。したがって、それぞれの構造形式における最大支間に近い支間を有する橋又はそれを超えるような橋を設計する場合は、応力や変形の解析、材料管理の面からこの編に規定する事項以外の諸事項の検討を行う必要がある。 この編は、鉄筋コンクリート橋及びプレストレストコンクリート橋の主として上部構造への適用を目的としているが、ラーメン構造橋等上部構造と下部構造の区別が明確でない部材の水平部材にも適用するため節点部の設計についても規定している。なお、ラーメン構造橋の橋脚等の柱部材の設計については、下部構造編で規定されている。ただし、斜張橋の塔及びアーチ橋の鉛直材については、本編に規定している。 また本編は、JISR 5210 に適合する普通ポルトランドセメント及び早強ポルトランドセメントを使用したコンクリートを前提に記述しているため、他のコンクリートを使用する場合は、十分な検討を行う必要がある。 本編の構成は、鉄筋コンクリート橋及びプレストレストコンクリート橋の設計に共通な章（1 章総則から 7 章床版）と、個別の構造に特有な事項を記載した章（8 章床版橋から 19 章その他の部材の設計）及び 20 章施工から成る。したがって、この編を適用するにあたっては、章構成を十分勘案の上、適用する必要がある。		

改定案	現行	備考
1.2 用語の定義 この編で用いる用語の定義は次のとおりとする。 (1) 制限値 橋及び部材等の限界状態を超えないとみなせるための適当な安全余裕を考慮した値 (2) 規格値 日本工業規格 (JIS) 等の公的規格に定められた、材料強度等の物性値 (3) 相反応力 死荷重による応力と活荷重 (衝撃の影響含む) による応力のそれぞれの符号が異なる場合のその応力 (4) 二次応力 通常の構造解析仮定に従って得られる主要な応力 (一次) に対して、構造解析上の仮定と実際の相違によって、実際には生じるがその構造解析では直接には考慮されない付加的な応力 (5) 外ケーブル構造 コンクリート部材の外部に PC 鋼材を配置して、これを緊張することにより部材断面にプレストレスを与える構造 (6) 横方向鉄筋 部材軸に対して直角方向に配置する鉄筋 (7) せん断補強鉄筋 せん断力により部材断面に生じる引張応力に対して配置する鉄筋 これまで道路橋示方書に記載のあった、設計荷重作用時、終局荷重作用時という用語については、この示方書ではこれらの概念が用いられていないため削除されている。この示方書では、各荷重のばらつき、施工精度のばらつき等を考慮して、設計で考えるべき作用の条件を見直し、I 編 3.3 に作用の組合せと荷重側の係数が与られている。プレストレストコンクリート構造という用語は、耐荷機構に基づきこれまでの示方書とは異なる定義が 5 章に規定されている。斜引張鉄筋という用語は、せん断力及びねじりモーメントにより部材断面に生じる引張応力に対して配置する鉄筋に対して与えられていた。この示方書では、せん断力に対する補強鉄筋はせん断補強鉄筋と呼び、(7) に規定されている。鉄筋と定着具、接続具、有効幅、定着具におけるセット量、有効プレストレス、有効引張力、有効係数、ダクト、シーす、フック、偏向部、プレキャスト部材、プレキャストセグメント工法については、用語としての特別な定義がなくとも、条文の中で異なる意味として理解される可能性が少ないことから、今回の改定で削除されている。鋼材の降伏点、鋼材の引張強さ、配合強度という用語については、材料強度の特性値という概念が導入されたことに伴い削除されている。鉄筋の	1.2 用語の定義 この編で用いる用語の意味は次のとおりとする。 (1) 鋼材……コンクリート構造物に用いられる鉄筋及び PC 鋼材 (2) 定着具……ボステンション方式によるプレストレストコンクリート部材において、引張力を与えた PC 鋼材を硬化したコンクリートに固定するための器具 (3) 接続具……PC 鋼材と PC 鋼材又は定着具と定着具を接続するための器具 (4) 設計荷重作用時……構造物の施工中及び施工後における許容応力度に対する照査を行うときの荷重の状態 (5) 終局荷重作用時……構造物の破壊に対する安全度の照査を行うときの荷重の状態 (6) プレストレストコンクリート構造……衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せに対して、計算上のひび割れを許容しないようにプレストレスを与えるコンクリート構造 (7) 有効プレストレス……PC 鋼材の有効引張力によりコンクリートに与えられているプレストレス (8) 有効引張力……プレストレスを与えたのち、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮、PC 鋼材のリラクセーションが終わったときに PC 鋼材に作用している引張力 (9) 有効係数……PC 鋼材の有効引張力をプレストレンジ直後の PC 鋼材に作用している引張力で除した値 (10) PC 鋼材の見かけのリラクセーション率……一定のひずみを保持した状態で時間の経過とともに応力が減少する現象に、コンクリートの乾燥収縮及びクリープ等による影響を考慮した PC 鋼材引張力の減少量を、最初に与えた PC 鋼材引張力に対する百分率で表した値 (11) 定着具におけるセット量……PC 鋼材を定着具に定着するときに PC 鋼材が定着具のところで引込まれる量 (12) 有効幅……T 桁等の応力度の照査において設計上考慮できるフランジの幅 (13) ダクト……ボステンション方式によるプレストレストコンクリート部材において、PC 鋼材を配置できるようにコンクリート中にあけておく孔 (14) シース……ダクトを形成するための筒	

改定案	現行	備考
直径については、I 編 9.1 による。PC 鋼材のみかけのリラクセーション率については、4.2.2 による。 (2) この編では、JIS による試験法に基づき定められた特性値が 4 章に示されている。 (7) 桁などに配置されるせん断補強鉄筋にはスカラーアップ及び折り曲げ鉄筋がある。	(15) 鋼材の降伏点……日本工業規格(JIS)に示される降伏点又は耐力の規格最小値。PC 鋼線及び PC 鋼より線については、0.2%永久伸びひずみに対する荷重の最小値 (16) 鋼材の引張強さ……日本工業規格(JIS)に示される引張強さの規格最小値。PC 鋼線及び PC 鋼より線については、引張荷重の最小値 (17) 鉄筋の直径……日本工業規格 (JIS)に示される鉄筋コンクリート用棒鋼の呼び名で表される鉄筋の直径 (18) 斜引張鉄筋……せん断力及びねじりモーメントにより部材断面に生じる引張応力に対して配置する鉄筋 (19) 横方向鉄筋……部材軸に対して直角方向に配置する鉄筋 (20) フック……鉄筋の定着又は重ね継手のために折曲げられた鉄筋の部分 (21) プレキャスト部材……場所打ちコンクリート部材以外の部材のうち、製造設備の整った工場又はこれと同等の施工条件が備わった現場近くのヤードで製作される部材 (22) プレキャストセグメント工法……いくつかのセグメントに分けて製作したプレキャスト部材を接着剤を用いて接合し、プレストレスを与えて一体化する工法 (23) 外ケーブル構造……コンクリート部材の外部に PC 鋼材を配置して、これを緊張することにより部材断面にプレストレスを与える構造 (24) 偏向部……外ケーブルを偏向させ、外ケーブルの位置を保持するための部位 (25) 配合強度……コンクリートの配合を定めるときに目標とするコンクリートの圧縮強度 (26) プレグラウト PC 鋼材……ポリエチレン管で被覆された PC 鋼材に遅延硬化型のエポキシ樹脂をあらかじめ充てんしてグラウト材とした緊張材 (4) 2.2(2)に規定する組合せの荷重が作用するときの状態である。 (5) 2.2(3)に規定する組合せの荷重が作用するときの状態で、破壊に対する安全度の照査に用いられる。 (6) プレストレストコンクリート構造は、一般に、PC 鋼材によりプレストレスを与えるコンクリート構造をいうが、本編では条文のとおり衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せに対して、計算上のひび割れを許容しないようにプレストレスを与えるコンクリート構造と定義し、衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せに対して、計算上のひび割れを許容する構造 (PRC 構造等) と区分している。また、コンクリ	

改定案	現行	備考
	ート構造は乾燥収縮等によるひび割れの発生を完全に防ぐことは困難である。ここで、計算上のひび割れとしたのは、計算上で算出されるひび割れの発生を許容しないことを意図したものである。 (11) ポストテンション方式によりプレストレスを導入するときに、P C鋼材が定着具の位置で引込まれる現象をセットと称する。セット量は定着具の種類により異なり、ねじ式及びばたん式の定着具を用いる場合はこの量を無視することができるが、くさび式の場合は比較的大きな量となる。 (15) (16) 鉄筋コンクリート用棒鋼、P C鋼棒及びP C鋼線、P C鋼より線の JIS 規格は、それぞれ JIS G 3112、JIS G 3109 及び JIS G 3536 である。 (17) 本編の設計において、JIS 規格に適合する鉄筋コンクリート用棒鋼を使用する場合の鉄筋の直径を定義したものである。 (18) 桁に配置される斜引張鉄筋は、腹鉄筋ともいう。斜引張鉄筋にはスタラープ及び折曲げ鉄筋がある。 (19) 帯鉄筋、スタラープ等の鉄筋である。帯鉄筋は柱部材に配置される。 (20) 鉄筋の端部を半円形に 180° 折曲げたフックを半円形フック、90° 折曲げたフックを直角フック、135° 折曲げたフックを鋭角フックという。 (22) 従来、プレキャストブロック工法と称していた工法である。 (23) 外ケーブル構造は、コンクリート部材の外部に P C鋼材を配置して部材断面にプレストレスを与える構造であり、この P C鋼材を外ケーブルと称している。外ケーブル構造に対して、コンクリート部材の内部に P C鋼材を配置して、これを緊張することにより部材断面にプレストレスを与える構造は、内ケーブル構造と呼ばれ、P C鋼材とコンクリートに付着がある場合及び付着がない場合がある。 (25) コンクリートの製造条件に応じた強度のばらつきを考慮して、あらかじめ設計基準強度に係数を乗じて割増した、配合を定めるために必要なコンクリートの圧縮強度である。 (26) ポリエチレン管で被覆された P C鋼材に、常温で硬化する遅延硬化型のエポキシ樹脂を工場であらかじめ充填した緊張材で、エポキシ樹脂の硬化後はシースと緊張材の付着が確保されるものである。	

改定案	現行	備考																					
1.3 設計計算の精度 (1) 設計計算の精度は、設計条件に応じて、適切に定めなければならない。 (2) 設計計算は、最終段階で有効数字 3 桁が得られるように行うことを標準とする。 (1) 設計計算では、計算の最終段階となる照査の信頼性が確保されるよう、設計計算の途中で必要とされる桁数を適切に考慮する必要がある。 (2) この編で示される諸規定は、標準的な設計計算において最終段階で有効数字 3 桁となることを前提として定められているため、設計計算の最終段階で照査の対象となる数値の有効数字は、その制限値の有効数字が 3 桁以上で示されているものに対し、3 桁までを確保すればよい。 ただし、特性値及び抵抗側の部分係数等の有効数字が 2 桁以下の場合には、最終段階の有効数字の桁数を特性値等の有効桁数と同じとしても照査の信頼性が失われたいため、特性値等の有効桁数に合わせて、最終段階の数値の桁数を少なくしてもよい。 また、設計計算の途中で必要とする有効数字の桁数は、その計算方法や構造計算に用いる計算モデルに関する諸条件に適したものを選ぶ必要があるが、例えば高次の不静定構造系を取扱う場合には、多くの有効数字を用いないと最終段階で 3 桁まで確保できなくなるので注意する必要がある。表-解 1.3.1 に計算値の最小値の目安を示す。 <table><tr><th>項 目</th><th>単 位</th><th>計算値の最小値</th></tr><tr><td>コンクリート軸方向圧縮応力度</td><td>N/mm²</td><td>0.1</td></tr><tr><td>コンクリート曲げ圧縮応力度</td><td>N/mm²</td><td>0.1</td></tr><tr><td>コンクリート支圧応力度</td><td>N/mm²</td><td>0.1</td></tr><tr><td>コンクリートせん断応力度</td><td>N/mm²</td><td>0.01</td></tr><tr><td>コンクリート付着応力度</td><td>N/mm²</td><td>0.01</td></tr><tr><td>鉄筋及び PC 鋼材の応力度</td><td>N/mm²</td><td>1</td></tr></table>	項 目	単 位	計算値の最小値	コンクリート軸方向圧縮応力度	N/mm ²	0.1	コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	0.1	コンクリート支圧応力度	N/mm ²	0.1	コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.01	コンクリート付着応力度	N/mm ²	0.01	鉄筋及び PC 鋼材の応力度	N/mm ²	1	1.3 設計計算の基本 (1) 設計計算の精度は、設計条件等の精度を十分把握した上で、適切に定めなければならない。設計計算は、最終段階で有効数字 3 桁が得られるように行うのがよい。 (2) 設計計算にあたっては、荷重状態に応じた部材の材料特性、構造の幾何学特性、支持条件等を適切に評価できる解析理論及び解析モデルを用いなければならない。 (1) 荷重条件、材料の設計基準値、設計計算の基本となる諸方法等に誤差が含まれていないという前提で、断面算定の最終段階で照査の対象となる数値の有効数字を 3 桁まで確保すればよいとの趣旨である。例えば、高次の不静定構造系を取り扱う場合は、多くの有効数字を用いないと最終段階で 3 桁を確保できなくなる場合があるので注意を要する。なお、コンクリートの応力度は曲げ応力度で 0.1N/mm²、せん断応力度で 0.01N/mm²、鋼材の応力度で 1N/mm²の単位まで算出すればよい。 (2) 解析理論は、材料の非線形特性を考慮するか否かで弾性理論と非弾性理論とに、変形による二次的効果を考慮するか否かで微小変形理論と有限変形理論とに区別される。例えば線形解析は弾性微小変形理論に基づく解析である。 構造解析においては、構造部材の材料的特性は力－ひずみ関係、クリープ・乾燥収縮、材料強度、照査の対象とする荷重強度(設計荷重作用時、終局荷重作用時)、桁構造や吊構造、アーチ構造といった構造形式等に応じて適切な解析理論を用いて構造解析を行う必要がある。 また、構造解析に用いる解析モデルは、橋の形状等に応じて、これを適切に評価できる場合には、はりや柱等の棒部材、スラブやシェル等の版部材及びこれらの接合状態、構造系外部からの支持条件からなる単純化した構造解析モデルを選定してよい。	
項 目	単 位	計算値の最小値																					
コンクリート軸方向圧縮応力度	N/mm ²	0.1																					
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	0.1																					
コンクリート支圧応力度	N/mm ²	0.1																					
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.01																					
コンクリート付着応力度	N/mm ²	0.01																					
鉄筋及び PC 鋼材の応力度	N/mm ²	1																					
1.4 設計の前提となる材料の条件 (1) 使用する材料は、その材料がおかれる環境、施工、維持管理等の条件との関係において、設計の前提として求められる機械的性質及び化学的特性が明らかであるとともに、必要とされる品質が確保できるものでなければならない。																							

改定案	現行	備 考
(2) 使用する材料の特性は、測定可能な物理量により表されなければならない。		

(1) 使用する材料の機械的又は化学的的特性は、使用期間中や施工中においても明らかであり、かつ、設計で前提とする確からしさを有することが求められる。特性の確からしさ、すなわち品質の確保は、17 章の各規定による。材料の力学的特性は、Ⅰ編の各規定による。プレキャスト製品など、施工時に品質の確保が直接行えない部材は、部材としての品質が検証された範囲で、また、品質保証の前提となる条件の下で用いる。なお、この編における標準的な設計では、原則としてⅠ編に規定されているコンクリートが前提とされている。そのため、その他のコンクリートを使用する場合には、状況や施工法に対する基本的な特性が明らかであり、また品質が確保できるものでなければならない。

なお、使用する材料は、材料としての機械的特性や化学的的特性が明らかであるだけでなく、部材として構成された場合に部材として求められる強度や変形性能及び耐久性などの特性を満足する必要がある。部材として求められる耐荷性能については、3 章以降の各規定による。

Ⅰ編に規定されている SD390 及び SD490 は、軸方向鉄筋への適用性に関する実験的検証等に基づき規定されている。下部構造における各部材・部位への SD390 及び SD490 の適用性を検証する実験は、30N/mm² 以上の強度を有するコンクリートを用いて実施されているため、下部構造の鉄筋コンクリート部材に SD390 及び SD490 を使用する場合には、設計基準強度 30N/mm² 以上のコンクリートを選定するのがよい。

コンクリート橋及びコンクリート部材の耐久性能を確保するためには、一般的にコンクリート中の鉄筋及び PC 鋼材の腐食や疲労の影響を求められる水準以下に抑制するとともに、コンクリートの劣化機構である凍害、塩害、中性化、アルカリ骨材反応等への対応が必要となる。コンクリート部材における鋼材の防食及び疲労の影響に対する耐久性確保の方法に関する標準的な方法は 6 章に規定されている。また、場所によって、温泉地域などの著しい腐食環境に対する対策が必要な条件となることもある。これらは、用いるコンクリートの材料条件に関連するものであり、一般的な環境作用に対しては、従来から使用する材料の特性を考慮して仕様を決定することにより材料に求められる機能が確保できる。例えば、凍結融解作用については、AE コンクリートを標準的に用いることで、凍害による劣化が過度に生じることは抑制されるといえる。また、コンクリート中のアルカリ総量の制限や、混合セメントの使用などによって、設計供用期間中にアルカリ骨材反応による劣化が過度に生じることは抑制される。このように、コンクリート橋及びコンクリート部材に化学的な作用の影響が生じるおそれのある場合に対して耐久性能を確保するため、材料の特性を考慮し、適切に材料を選定することにより、これらの影響を適切に考慮していると考えてよい。

改定案	現行	備 考
この編に規定されない材料については、他編によるとともに、道路橋示方書に規定されていない材料の適用の検討に際しては、道路橋示方書に規定される材料との関係を明確にしたうえで、設計・施工方法など関連する事項について、要求性能が満足される条件を明確にし、所要の性能が得られることを検証する必要がある。鋼材などの補強材に対する検証項目については、Ⅱ編1.4が参考となる。また、種々の混和材や骨材等を用いたコンクリート材料の適用にあたっては、それらの適用条件と実条件との適合性に加えて、コンクリート材料の少量なくとも以下の項目に関して、所要の性能を満足するかどうか検討する必要がある。 1) 強度特性(圧縮強度、引張強度、付着強度、疲労強度 等) 2) 変形特性(ヤング係数、クリープ係数、収縮ひずみ 等) 3) 機械的特性(熱特性、密度、水密性、塩化物イオンの侵入、凍結融解作用に対する抵抗性 等) 4) 化学特性(中性化、化学的侵食に対する抵抗性、耐食性 等) 5) 施工性(ワーカビリティ 等) 6) 材料が接合集成された部材としての強度特性(引張強度、座屈強度、疲労強度等) 検証にあたっては、国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋の技術評価手法に関する研究－新技術評価のガイドライン(案)－(国総研資料第609号、平成22年9月)を参考に、試験等による直接的手法、解析等による間接的手法及び経験的手法により所要の性能が満足されることを確認するのがよい。 (2) 材料は、機械的材料特性である圧縮・引張・せん断等の強度特性やヤング係数等の変形特性、化学的特性である熱特性等の材料特性によって、その適用性を評価する必要がある。また、材料特性は、設計に用いる計算モデルに適切に反映される必要がある。そのため、材料特性は、測定可能な物理量で表現される必要がある。	1.4 設計の前提となる施工の条件 (1) コンクリート橋の設計にあたっては、施工の条件を適切に考慮しなければならない。 (2) 19章までの規定の適用にあたっては、20章の規定が満たされることを前提とする。したがって、20章により難しい場合においては、施工の条件を設計において考慮しなければならない。 (2) コンクリート橋は、その施工が安全性、耐久性等を大きく左右するため、設計にあたっては20章に規定する施工の条件を満足し、さらに施工のしやすさに配慮することが重要である。 20章に規定する施工の条件が満たされない場合は、試験等を別途行い、19章まで	1.5 設計の前提となる施工の条件 (1) 設計にあたっては、設計の前提となる施工の条件を適切に考慮しなければならない。 (2) 16章までの規定は、17章の規定が満足されることを前提とする。したがって、17章の規定により難しい場合には、施工の条件を適切に定めるとともに、設計においてそれを考慮しなければならない。 (1) コンクリート橋及びコンクリート部材の設計にあたっては、施工が現実的、かつ、確実なものとして行えるよう、施工の条件を適切に考慮しなければならない。橋の性能の達成手段は様々である。一方で、維持管理の方法や耐久性を確保する方法とも密接に関連している。そのため、設計においては、想定する手段が施工可能ななどについて、維持管理も

改定案	現行	備 考
含めた総合的な検討が必要である。 <u>施工の方法によっては設計で前提とした条件が成立しなくなるため、設計の前提となる施工の条件を定めたうえで、それを前提に設計する必要があるが、架設工法についても設計の前提として適切に設定する必要がある。コンクリート橋では、例えば部材ごとの材齢差による不静定力が生じたり、材齢によりコンクリートの強度が変化したりすることで、部材断面が完成系の荷重状態で決定されずとは限らない。特に不静定構造については、施工方法によって施工段階ごとの構造系が変化するので、構造系の変化を考慮して設計しなければならぬ。</u> <u>仮設設備の設計等においても、完成系の設計で見込む有効断面などの諸条件が担保されるよう、施工中の条件に応じた設計を行う必要がある。なお、架設工法等の設計の前提となる施工の条件は施工段階で変更が必要となる場合もあり、それに伴い、設計の照査や見直しの必要性が生じることもある。したがって、設計図等には設計において前提とした架設工法等の施工の条件について明示することで、施工に先立って設計との整合性が確認できるように配慮し、それらの前提条件の変更に適切に対応できるようにしておくかなければならない。</u> <u>(2) この編における各種の規定は、17章に規定される材料の選定や施工において所定の品質が確保されることを前提に規定されている。架設地の条件等によっては、一般的な施工方法による施工が困難となる場合も想定される。そのような例において、特殊な工法を採用する場合、新しい材料を採用する場合等、17章の規定により難しい場合には、別途試験を行うなどによって、17章までの規定による場合と同等以上の性能が確保されるように構造物を設計する必要がある。</u> 1.6 設計の前提となる維持管理の条件 <u>設計にあたっては、設計の前提となる維持管理の条件を適切に考慮しなければならない。</u> <u>橋の設計にあたっては、I編 1.8.1に規定されるように、目標とする橋の性能を達成するために、耐久性確保の方法と合わせて適切に維持管理条件を定めることが求められる。そのため具体的にコンクリート橋及びコンクリート部材の設計を進めるにあたっては、近接目視等による点検の実施方法など維持管理方法を予め設定し、それが実施可能であるように設計する必要がある。また、維持管理において取替えを前提とする部材を設定した場合などには、3.8.2の規定に従い確実、かつ、容易に維持管理が行えるよう構造設計上の配慮を行う必要がある。</u>	の規定によった場合と同等以上の安全度が確保されるように構造物を設計する必要がある。	

改定案	現行	備考
1.7 設計図等に記載すべき事項 (1) 設計図等には、施工及び維持管理の際に必要な事項を記載しなければならない。 (2) 設計図等には、I 編 1.9 に規定する事項の他、少なくとも 1) から 5) の項目を記載することを標準とする。 1) 使用材料に関する事項 2) 設計の前提とした施工方法及び手順 3) 設計の前提とした施工品質(施工精度、検査基準) 4) 設計で前提とした維持管理に関する事項 5) 設計において適用した技術基準等 (1) 設計で前提とした事項を確実に施工及び維持管理の段階に引継ぐことが重要である。設計において標準的でない施工方法や維持管理方法を想定する場合には、それらを前提として適切に行われるよう配慮して記録する。 (2) 設計図や設計計算書などの記録には、I 編 1.8 によるほか、コンクリート橋及びコンクリート部材においては少なくとも下記の項目を記載するとよい。 1) 使用材料に関する事項 ① 鉄筋やPC 鋼材の材質、種類 ② コンクリートの品質 コンクリートの品質には、セメントの種類、配合(耐久性能上想定している水セメント比等)、設計基準強度、スランプ、最大骨材寸法、空気量等がある。 ③ シースの材質、径、空隙率 2) 設計の前提とした施工方法及び手順 施工における設計上の前提条件であり、施工において満足しなければならない事項等を記載する。 ① 施工方法 ② 設計計算書 例えば、プレストレストコンクリート構造物では、施工の各段階において構造形式が異なる場合が多く、それぞれの状態において構造物が安全であるだけでなく、設計上の前提となる状態に構造物が留まることが求められているため、施工者が各段階で求められている状態を十分理解できるような設計計算書を作成する必要がある。 ③ コンクリートの打継目位置、処理方法 コンクリートの打継目の位置や処理方法によっては、部材の耐荷性能及び耐久性に影響するため、可能な限り記載することが望ましい。	1.5 設計図等に記載すべき事項 設計図等には、施工及び維持管理の際に必要な事項を記載しなければならない。 設計図等に記載すべき事項は共通編 1.7 に記載しているが、特にコンクリート橋においては少なくとも下記の項目を記載するとよい。 1) 施工に関する事項 ① 施工方法 ② 設計の計算過程 プレストレストコンクリート構造物では、施工の各段階において構造形式が異なる場合が多く、それぞれの状態における部材の安全性を確認することが重要であり、施工者がこれを十分理解できるような設計計算書を作成する必要がある。 ③ 鋼材の配置、あき、かぶり ④ 鋼材の材質、種類 ⑤ コンクリートの品質 コンクリートの品質には、セメントの種類、配合、設計基準強度、スランプ、最大骨材寸法、空気量、塩化物含有量等がある。 ⑥ コンクリートの打継目位置、処理方法 コンクリートの打継目位置、処理方法は、強度及び耐久性に影響するため、可能な限り記載することが望ましい。 ⑦ シースの材質、径 ⑧ 鋼材の継手方法、継手位置 ⑨ プレストレッシングの計算の仮定及び結果 ⑩ その他 PCグラウトの注入口、排出口、排気口等のグラウト注入に関する事項を記載するこ	

改定案	現行	備 考
④ 鉄筋の継手方法、 継手位置 ⑤ プレストレッシングの計算条件 ⑥ その他 PCグラウトの注入口,排出口,排気口等のグラウト注入に関する事項を記載することが望ましい。 3) 設計の前提とした施工品質 ① 鋼材の配置, あき, かぶり 設計図には, 計算上必要となる鋼材の配置, あき, かぶりを記載する。また, 組立て筋等の配置が設計で前提とされる場合には, 必要な事項を記載する。なお, 施工時に記録として残すべき事項については, この編 17 章による。 ② 設計時に見込んだ施工誤差 施工誤差の具体的数値を想定してかぶりが定められているなど, 設計上数値として明確に施工誤差を見込んでいる場合には, 維持管理上重要な情報となりうるため記載するのがよい。 ③ 適用した検査基準 4) 設計で前提とした維持管理に関する事項 維持管理の方法などについて, 設計で配慮した事項, 設計にあたって想定した将来の維持管理条件等を記載する。例えば, 部材ごとの定期点検の方法, 検査路などの維持管理施設, それらを設置するための治具等の能力や, 更新を想定した部材や更新の条件などを記載するとよい。また, 構造設計上の配慮事項である I 編 1. 8. 3 に係わる検討については, 設計の最重要項目のひとつであり, 架設中や供用中に損傷等があった場合に必要情報となるため, 設計図等に記載するのがよい。 5) 設計において適用した技術基準等 設計に適用した技術基準等が特定できるように, 適用した技術基準類や学協会等の図書や文書について名称や発行年などを記載する。このとき, 基準や図書の一部のみを設計で用いた場合には, 必要に応じてどの部分をどのように反映したのかが特定できるように記載するのがよい。	とが望ましい。 2)設計の前提とした施工の条件 施工における設計上の前提条件であり, 施工において満足しなければならない事項等を記載する。 3)設計で考慮した維持管理に関する事項 維持管理について設計で配慮した事項, 想定した将来の維持管理条件等を記載する。	

新旧対比表

III コンクリート橋・コンクリート部材編		
改定案	現行	備考
2 章 調 査 2.1 一般 設計にあたっては、コンクリート橋のコンクリート部材等の耐荷性能、耐久性及びその他必要な事項の設計を行うため、並びに設計の前提となる材料、施工及び維持管理の条件を適切に考慮するために必要な事項について、必要な情報が得られるように計画的に調査を実施しなければならない。 調査は、設計供用期間において性能を確保し、安全性に優れたコンクリート橋及びコンクリート部材を構築するために、設計・施工条件及び供用後の維持管理に必要な事項を明らかにするために実施する。調査を十分に行わないと、初期の構造物の具備すべき耐荷性能及び耐久性が満足されなくなるおそれがあることはもとより、施工時においてもあらかじめ予期していなかった補助工法の導入や架設工法の変更などの手戻りを余儀なくされる可能性が高くなる。さらに、長期的にも劣化環境の調査不足による構造部位の予期せぬ腐食など、供用中に不測の事態を生じ、結果的に目標とした耐久性能を維持できない橋となるおそれがある。このため、調査にあたっては、その範囲・内容・数量・方法などについて計画的、かつ、慎重に検討を行い、求められる精度を勘案するとともに内容の重複がないよう、適切に設計・施工条件を設定するために必要な内容のものを実施する必要がある。I 編に規定しているとおり、調査の結果次第で支間割や橋梁形式にまで遡って計画を変更せざるを得ない場合もあるので、手戻りを防ぐためにも、特に計画・設計の初期の段階においては、調査は慎重に行う必要がある。 2.2 調査の種類 設計にあたっては、少なくとも 1) から 4) の調査を行わなければならない。 1) 架橋環境条件の調査 2) 使用材料の特性及び製造に関する調査 3) 施工条件の調査 4) 維持管理条件の調査		

改定案

現行

備考

設計では、設計で想定する状態が適切な施工や維持管理によって確実に達成される必要がある。そのため、設計段階にて想定する条件が実現可能であるかを確認する目的で、少なくとも 1) から 4) の調査を実施する必要がある。表-解 2.2.1 に、この編の適用範囲にある構造に対して 1) から 4) を実施するにあたって、着眼すべき主な事項を挙げている。これらの着眼点に留意し、表-解 2.2.1 に示される具体的項目の中から、必要な調査を実施するのがよい。設計段階においても、施工に関する事項について綿密に調査を行い、設計の前提とする施工の条件が適正なものになるようにするのがよい。施工段階における条件については設計段階で不明な事項も多いが、少なくとも設計で想定する施工条件が、施工段階で実現可能であることを確認する必要がある。施工段階においては、設計段階で行った種々の調査結果を十分にかを理解したうえで、必要に応じて施工に関する調査を補足するのがよい。なお、下部構造における地盤に関する調査、河相・利水状況に関する詳しい調査等の内容については、IV 編 2 章に示されている。また、施工箇所付近で過去に同種のコンクリート橋の新設や補修の施工事例がある場合には、設計、施工及び維持管理の全般にわたって検討するうえで参考になることが多い。したがって、必要に応じて実施例の設計図書、施工記録及び関係資料も調査するのが望ましい。

(3) 表-解 2.2.1 コンクリート橋及びコンクリート部材の設計、施工及び維持管理のための

調査の種類		調査の種類	
1) 架橋環境条件の調査	① 腐食環境	調査の主要目的	調査内容
		・ 腐食に関わる事項の調査	・ 地理的条件 (海岸からの距離、地形形状等)
	② 疲労環境	・ 荷重条件の設定	・ 凍結防止剤の使用有無
	③ 路線条件	・ 将来計画を見込んだ構造設計条件の把握 ・ 将来計画を見込んだ設計荷重としての付属施設重量の設定、付属施設設置のための構造詳細の検討条件の把握 ・ 構造寸法に関する制約条件の把握 ・ 床版設計条件として的大型車交通量の把握	・ 大型車交通量 (a) 道路構造条件 ・ 将来拡張計画等 (b) 付属施設計画 ・ 標識、照明、添架物、防護柵等の設置要件 ・ 環境アセスメント (遮音壁の設置・構造要件) (c) 交差条件 ・ 交差道路・鉄道の建築限界 ・ 交差河川の計画高水位等 (d) 大型車交通量 ・ 道路交通センサス等

改定案			現行	備考
	④気象・地形条件	・橋面排水設計条件の把握 ・支承、伸縮装置遊間量、セッ条件等の把握 ・設計荷重として見込む必要のある標識、照明等の付属施設設置のための耐震設計条件の把握 ・地盤変動の影響の把握	(a) 温度変化 ・寒冷地・普通の地域の区分 (b) 橋面排水 ・計画降雨量 ・排水流末 (c) 設計水平震度 (d) 地盤変動の有無 ・支点沈下の有無	
2) 使用材料の特性及び製造に関する調査		・コンクリート製造プラントの選定 ・使用材料の選定 ・レディミックスコンクリートの品質確認	・ブラントの立地条件、設備、品質管理体制などの調査 ・セメント、水、骨材、混和材などの採取地、量、質等の調査、試験 ・コンクリートの配合、強度、耐久性等の試験	
	3) 施工条件の調査	①関連法規等	・資材運搬、架設工事に関わる法規による制限の把握	・労働安全衛生関連法規 ・クレーン等安全規則、クレーン等構造規格 ・道路法、道路構造令、道路交通法、車両制限令
		②運搬路等	・プレキャスト部材及び資機材の輸送条件の把握 ・架設計画にあたっての輸送ルート設定のための条件把握	(a) 道路条件 ・交差橋梁、ずい道、電線の高さ ・道路幅員 ・交差点(曲がり角) ・橋、仮設物(覆工板等)の耐荷力 (b) 支障物件 ・電柱、看板、緑石、地下埋設物等 (c) 迂回路の有無 (d) 軌跡 (e) 航路条件 ・交差橋梁、水門の高さ ・航路、橋脚、水門幅等 ・水深 ・閘門(河口堰)長さ
		③現場状況等	・架設工法検討、架設計画作成のための施工条件の把握	(a) 既設構造物 ・既設構造物(架空線、地下埋設物、道路、その他構造物の有無と位置及び寸法等) (b) 現場地形等 ・現場地形の調査(資材ヤード、架設ヤード、進入路、仮置きヤード用地及び機材、設備の配置) ・現場付近の土地利用状況調査(プレキャスト部材の製作及びストックヤードの用地確保) ・支持地盤の調査(仮設構造物等のアウター、基礎及びクレーンのアウターガー位置等の土質、地盤耐力、地下水位)

改定案			現行	備考	
④自然現象	・架設工法検討，架設計画作成のための施工条件の把握	(a)気象 ・降雨日数，気温，風向，台風，霧等 (b)水文 ・降雨量，降雪量等 (c)海象 ・潮位，潮流，波高，漂砂等			
	⑤現場周辺環境	(a)自然環境 ・森林，湖沼，景観，生態系等 (b)歴史的背景 ・歴史的遺跡等 (c)生活環境 ・居住環境，地盤沈下，騒音，振動，日照，交通状況等			
4)維持管理条件の調査		・維持管理計画の設定のための環境条件，路線条件の把握			・環境条件(海岸からの距離，地形形状等) ・使用条件(凍結防止剤の利用の有無，大型車交通量等) ・管理条件(点検の頻度，構造物の重要度，構造物への進入方法等)
1) 架橋環境条件の調査 周辺環境の調査のうち，①腐食環境及び②疲労環境の調査は，主に計画段階で必要となる。コンクリート橋及びコンクリート部材の主たる劣化要因である内部鋼材の腐食や，コンクリート床版の疲労等について，計画段階において考慮すべき調査事項を示している。 また，周辺環境の調査のうち，③路線条件については主に計画段階で必要とされるが，④気象・地形条件については，設計段階で事前に把握しておくべき事項として挙げられている。 ③及び④の詳細を以下に示す。 ③ 路線条件 コンクリート橋及びコンクリート部材の設計にあたっては，I編1.6の規定に従い，十分に調査，情報収集を行う必要がある。また，河川，道路や鉄道などの交差条件が生じる場合には，構造上の制約条件や供用後の維持管理性についても事前に調査，整理する必要がある。 使用目的との適合性に関しては，当該路線の道路線形条件や設計速度を調査する必要がある。また，周辺環境などについては，前後の道路平面線形によって道路橋梁上での車両の衝突や逸脱による重大事故が発生する可能性，及び2次被害，落下時の第三者被害等の懸念について調査する必要がある。 また，供用開始後に路線の収縮が予定され，増設が必要となることが予想されるなど，供用後に構造系が変化することが予想される場合がある。このような場合には，供用後の構造変化を考慮して設計するのが望ましい。 ④ 気象・地形条件 条件によっては，個別に基準温度や温度変化の範囲を設定し，主構造及び伸縮装置や支					

改定案	現行	備考
承の構造設計、凍結融解作用に対するコンクリート材料の選定などに反映させる必要がある。また、架橋地点によっては風の動的作用によって構造安全性に支障をきたすおそれもある場合には、必要に応じ、風況調査を実施し、橋の性能を低下させる振動などの発現が懸念される場合には構造上の配慮が必要となる。また、架設地点の耐震設計上の地域区分、地盤種別、設計水平震度等など耐震設計において必要な情報を得るとともに、必要に応じ支点沈下などの影響を考慮すべく、地盤条件の調査が求められる。さらに、地山近接や隣接橋の条件などの地形環境や、湖畔など汽水域との位置関係についても調査が求められる。 2) 使用材料の特性及び製造に関する調査 コンクリートの材料の品質は、構造物の安全性、耐久性に大きく影響するため、使用するコンクリートについて、事前に調査する必要がある。表-解 2.2.1 で調査内容の具体事例として示している項目は、一般には、施工段階で確認するものである。設計にあたっては、少なくとも設計で前提とする品質を確保したコンクリートが施工段階に調達可能か確認しておく必要がある。例えば、高強度コンクリートや流動性の高いコンクリート、あるいは耐久性の観点から特殊な混和材等を使用することを設計の前提とする等の場合には、設計段階においても、使用する骨材や混和材料等のコンクリート材料の調達状況や、施工するコンクリート量に対応できるプラントが運搬可能な位置に存在するか等を事前に確認しておく必要がある。 3) 施工条件の調査 施工の安全性、確実性等に十分な配慮がなされた設計を行うためには、施工条件について綿密な調査が必要である。残留応力や二次応力ができるだけ小さく、また、完成形において想定された応力状態が達成されるように、施工の各過程で管理すべき反力、変位や打設量や打設順序を設計段階に検討しておくことで、施工品質の確保も含め施工の確実性が高まる。なお、設計で想定している事項を施工で実現可能かを確認する目的で、施工段階では、実施工条件を踏まえて、設計を精査することが重要である。また、現場地形及び迂回路などの情報や、既設構造物などの情報は、計画段階においても調査することが望ましい。 ① 関連法規等 プレキャスト部材や資機材の運搬、架設工事については、関連する法規について十分に理解し、これを守りながら施工計画を立案する必要がある。 ② 運搬路等 プレキャスト部材や資機材の運搬路の選定にあたっては、道路条件、支障条件、迂回路の有無等について十分に調査、情報収集を行う必要がある。また、必要に応じて関係機関と綿密な協議を実施の上、制約条件について事前に整理し、施工計画に反映する必要がある。		

改定案	現行	備 考
③ 現場状況等 <u>架設工法の選定にあたっては、既設構造物、現場地形、支持地盤、下部工出来形等について十分に調査、情報収集を行う必要がある。また調査結果に基づいて、制約条件等を施工計画に反映する必要がある。</u> ④ 自然現象 <u>安全に施工するためには、架設工法の選定および架設計画の作成において、気象、水文、海象等について十分に調査し、検討を行う必要がある。</u> ⑤ 現場周辺環境 <u>架設工法の選定、架設計画作成にあたっては、自然環境、遺跡などの歴史的背景、生活環境について十分に調査、情報収集を行い、制約条件について事前に整理し、施工計画に反映する必要がある。</u> 4) 維持管理条件の調査 <u>全ての構造物は、その重要度、予定する供用期間、環境条件などが同一ではないため、設計においては、それぞれの構造物に対する点検の時期、頻度、方法等の維持管理の方針や計画を考慮し、維持管理が容易に実現できる設計上の工夫や維持管理のための配慮を行うことが必要である。そのためには、劣化に影響する海岸からの距離や凍結防止剤の利用の有無、大型車交通量等の環境条件や使用条件、また、計画している点検の頻度や構造物の重要度等の管理条件について、事前に調査しておく必要がある。</u>		

新旧対比表

III コンクリート橋・コンクリート部材編		
改定案	現行	備考
3 章 設計の基本	2 章 設計の基本	
3.1 総則	2.1 設計一般	
(1) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の設計は、I 編 1.8 に規定する橋の性能を満足するようになさなければならない。 (2) コンクリート橋の上部構造は、少なくとも I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有する他、橋の性能を満足するために必要なその他の事項を満足しなければならない。 (3) コンクリート橋の上部構造の耐荷性能を部材等の耐荷性能で代表させる場合のコンクリート部材等は、少なくとも I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有する他、橋の性能を満足するために必要なその他の事項を満足しなければならない。 (4) コンクリート部材等は、I 編 6 章に規定する部材等の耐久性能を有しなければならない。 (5) コンクリート部材等の設計にあたっては、部材等を主要部材と二次部材に適切に区分して扱う。 (6) I 編 1.8.2 に規定される設計の手法のうち、コンクリート橋における構造解析については、3.7 によることを標準とする。	(1) 使用目的との適合性及び構造物の安全性の照査は、2.2 に規定する荷重の組合せを用いて、2.3 の規定により行わなければならない。地震の影響の照査は、本編及び耐震設計編により行わなければならない。 (2) 耐久性の検討は、5 章の規定により行わなければならない。 (1)は構造設計による要求性能の確保について規定したものであり、(2)は耐久性を確保するために規定したものである。共通編 1.3 に規定する基本理念のうち施工の確実性、安全性、維持管理の確実性及び容易さ、環境との調和及び経済性については、構造設計、耐久性の検討を行う際に常に念頭におき、いくつかの構造設計を行って比較する等により最適なものとなるよう検討する必要がある。 (1) 通行者が安全かつ快適に使用できる供用性を確保するためには、供用性を害するような過大な変形を生じないこと及び通行者に不快感を与えるような振動を生じないことが要求される。また構造物の安全性を確保するためには、断面の破壊によって耐荷能力が失われることを避ける必要がある。 構造設計とはこうした要求を満足するために、設計計算を行うことにより最適な構造諸元を決定する作業であり、コンクリート橋の構造設計においては、次のような 2 種類の照査を行うこととしている。 1) 供用性を低下させないこと及びこのための構造物の安全性を確保することに関しては、設計で想定する期間に車両や群集等による最も不利な荷重によって橋の各部材に生じる応力が部材の安全を確保できるレベルに留まること、ひび割れが有害なものとならないことを照査する。 2) 破壊に対する構造物の安全性を確保するために、設計荷重よりも大きな終局荷重によって橋の各部材に生じる断面力よりも、部材の破壊に対する耐力の方が大きいことを照査する。 3) 地震の影響の検討、すなわち、地震の影響に対する応答値の算出や部材の照査は、耐震設計編の規定による。ただし、レベル 1 地震動に対する耐震性能 1 の照査は、本編の	

改定案	現行	備 考
設計計算を行う場合には、隔壁を二次部材として扱うこともできる。ただし、二次部材として扱えるかどうかは、橋の構造や設計思想、照査内容や方法によって異なるため、個々の橋及び照査内容に対し、都度、適切に定める必要がある。 3. 2 耐荷性能に関する基本事項 3. 2. 1 耐荷性能の照査において考慮する状況 コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の耐荷性能の照査にあたっては、Ⅰ編 2. 1 に規定する、橋の耐荷性能の設計において考慮する以下の異なる 3 種類の設計状況を考慮する。 1) 永続作用による影響が支配的な状況(永続作用支配状況) 2) 変動作用による影響が支配的な状況(変動作用支配状況) 3) 偶発作用による影響が支配的な状況(偶発作用支配状況) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材の設計は、それらの状態が前提となつて達成される当該の橋の耐荷性能の照査において考慮される状況に対して、所要の耐荷性能を満足させる必要がある。なお、Ⅰ編 2. 1 に規定されるとおり、状況とは、橋が置かれる外的環境を作用の組合せで代表させることができる。 3. 2. 2 耐荷性能の照査において考慮する状態 (1) コンクリート橋の上部構造の耐荷性能の照査にあたっては、Ⅰ編 2. 2 に規定する橋の状態を満足するために考慮する上部構造の状態を、1) から 3) の区分に従って設定する。 1) 上部構造として荷重を支持する能力が低下しておらず、耐荷力の観点からは特段の注意なく使用できる状態 2) 上部構造として荷重を支持する能力の低下があるものの、その程度は限定的であり、耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲の特別な注意のもとで使用できる状態 3) 上部構造として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態 (2) コンクリート部材等の耐荷性能の照査にあたっては、Ⅰ編 2. 2 に規定する橋の状態を満足するために考慮する部材等の状態を、1) から 3) の区分に従って設定する。 1) 部材等として荷重を支持する能力が低下していない状態 2) 部材等として荷重を支持する能力が低下しているものの、その程度は限	規定による。 (2) コンクリート橋における耐久性確保について記述したものであり、5 章に基づき検討を行う必要がある。	

改定案		現行	備考						
定期的であり、あらかじめ想定する範囲にある状態 3) 部材等として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態		I 編 4.2 上部構造, 下部構造, 上下部接続部の限界状態 表-4.2.1 上部構造, 下部構造, 上下部接続部の限界状態 <table><tr><td>上部構造, 下部構造, 上下部接続部の限界状態 1</td><td>部分的にも荷重支持機能の低下が生じておらず, 耐力の観点からは特段の注意無く使用できるとみなせる限界の状態</td></tr><tr><td>上部構造, 下部構造, 上下部接続部の限界状態 2</td><td>部分的に荷重支持機能の低下が生じているものの限定的であり, 耐力の観点からは予め想定する範囲の特別な注意のもとで使用できるとみなせる限界の状態</td></tr><tr><td>上部構造, 下部構造, 上下部接続部の限界状態 3</td><td>荷重支持機能が低下しているものの, 荷重支持機能が損なわれていないとみなせる限界の状態</td></tr></table>	上部構造, 下部構造, 上下部接続部の限界状態 1	部分的にも荷重支持機能の低下が生じておらず, 耐力の観点からは特段の注意無く使用できるとみなせる限界の状態	上部構造, 下部構造, 上下部接続部の限界状態 2	部分的に荷重支持機能の低下が生じているものの限定的であり, 耐力の観点からは予め想定する範囲の特別な注意のもとで使用できるとみなせる限界の状態	上部構造, 下部構造, 上下部接続部の限界状態 3	荷重支持機能が低下しているものの, 荷重支持機能が損なわれていないとみなせる限界の状態	
上部構造, 下部構造, 上下部接続部の限界状態 1	部分的にも荷重支持機能の低下が生じておらず, 耐力の観点からは特段の注意無く使用できるとみなせる限界の状態								
上部構造, 下部構造, 上下部接続部の限界状態 2	部分的に荷重支持機能の低下が生じているものの限定的であり, 耐力の観点からは予め想定する範囲の特別な注意のもとで使用できるとみなせる限界の状態								
上部構造, 下部構造, 上下部接続部の限界状態 3	荷重支持機能が低下しているものの, 荷重支持機能が損なわれていないとみなせる限界の状態								
3.2.3 耐荷性能 (1) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等は, I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するよう, 3.2.1 で設定する耐荷性能の照査において考慮する状況に対して, 3.2.2 で設定する耐荷性能の照査において考慮する状態に, 設計供用期間中において所要の信頼性をもって留まるようにしなければならぬ。 (2) 3.3 から 3.5 による場合には, (1)を満足するとみなしてよい。		I 編 4.3 部材等の限界状態 表-4.3.1 部材等の限界状態 <table><tr><td>部材の限界状態 1</td><td>部材等としての荷重支持機能が確保されているとみなせる限界の状態</td></tr><tr><td>部材の限界状態 2</td><td>部材等として荷重支持機能は低下しているものの予め想定する荷重支持機能の範囲にあるとみなせる限界の状態</td></tr><tr><td>部材の限界状態 3</td><td>部材等として荷重支持機能が予め想定する範囲を超えて低下しているものの, 部材等としての荷重支持機能を喪失していないとみなせる限界の状態</td></tr></table>	部材の限界状態 1	部材等としての荷重支持機能が確保されているとみなせる限界の状態	部材の限界状態 2	部材等として荷重支持機能は低下しているものの予め想定する荷重支持機能の範囲にあるとみなせる限界の状態	部材の限界状態 3	部材等として荷重支持機能が予め想定する範囲を超えて低下しているものの, 部材等としての荷重支持機能を喪失していないとみなせる限界の状態	
部材の限界状態 1	部材等としての荷重支持機能が確保されているとみなせる限界の状態								
部材の限界状態 2	部材等として荷重支持機能は低下しているものの予め想定する荷重支持機能の範囲にあるとみなせる限界の状態								
部材の限界状態 3	部材等として荷重支持機能が予め想定する範囲を超えて低下しているものの, 部材等としての荷重支持機能を喪失していないとみなせる限界の状態								
(1) この示方書では, 橋の性能は, 大局的には耐荷性能と耐久性の組合せとして捉えられるものとされており, 橋の耐荷性能に関しては, 設計供用期間中に生じる可能性がある状況と設計供用期間中に橋に生じることを考慮する橋の状態をそれぞれ適切に設定したうえで, 両者の求める組合せが所要の信頼性で実現することと定義されている。同様に, コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の耐荷性能も, 設計において考慮する状況のそれぞれに対して, 実現しようとする状態が必要な信頼性でもって満足されることと定義されている。 (2) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の耐荷性能は, 状況を 3.2.1, 状態を 3.2.2 とし, 3.3 から 3.5 により照査することとなる。									

改定案	現行	備考
3.3 作用の組合せ及び荷重係数 (1) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の耐荷性能の照査にあたっては、3.2.1に規定する耐荷性能の照査で考慮する状況を、少なくともI編3.2に従い、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定しなければならない。 (2) I編3.2に従い、施工時の状況は、(1)によらず、施工期間、施工方法等の施工条件を考慮して完成時に所要の耐荷性能及び耐久性が得られるよう、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定する。 (1) 設計供用期間中にコンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等がおかれる状況は、耐荷性能の照査においては基本的に作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数で考慮することとされており、それらについて少なくとも考慮すべき事項がI編3.3に規定されている。また、主としてコンクリートの上部構造及びコンクリート部材等への	2.2 設計計算に用いる荷重の組合せ (1) 設計計算に用いる荷重は、(2)及び(3)とする。 (2) 設計荷重作用時の荷重の組合せは、表-2.2.1 の荷重の組合せのうち、最も不利となる条件を考慮して行わなければならない。 (3) 終局荷重作用時の荷重の組合せは、次のとおりとする。 (a) $1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$ (b) $1.0 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$ (c) $1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重} + \text{衝撃})$ 表-2.2.1 荷重の組合せ 荷重の組合せ 1.主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) 2.主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 温度変化の影響(T) 3.主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 風荷重(W) 4.主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 温度変化の影響(T) + 風荷重(W) 5.主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 制動荷重(BK) 6.主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 衝突荷重(CO) 7.活荷重及び衝撃以外の主荷重 + 地震の影響(EQ) 8.風荷重(W) 9.制動荷重(BK) 10.施工時荷重 (ER) 上 部 構 造 (1) 設計計算に用いる荷重の組合せは設計荷重作用時及び終局荷重作用時としている。ただし斜張橋等の活荷重や風荷重等による影響が大きく、疲労による影響が考えられるときは、適切にこれらの影響を考慮することが望ましい。 (2) この条は、同時に作用する可能性が強い荷重の組合せのうち、構造物及び各部材に不利な影響を与える組合せを示したものである。 これらの組合せではそれぞれ発生頻度や構造物及び各部材に与える影響度が異なるので、この示方書では荷重の各組合せに応じて異なった許容応力度の割増係数を規定している。 なお、プレストレストコンクリート部材の、プレストレス力(PS)の算出は、プレストレッシング直後のプレストレス力及び有効プレストレス力の 2 種類を考慮する必要がある。 (3) 終局荷重作用時における荷重に乗じる係数と組合せについて規定したものである。ここで、地震の影響については、レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査を耐震設計で行うことから、終局荷重作用時の荷重組合せとしては考慮していない。	

改定案	現行	備 考
み適用され、部材一般としては共通的でない作用に関しては、この編に規定されている。例えば、9 章ではコンクリート橋に用いられる床版の耐荷性能の照査のための作用の組合せについて規定されている。ただし、地震の影響についてはV編に規定されている。なお、I 編 3.3 に規定される各係数及び作用の組合せは、作用を組み合わせた結果としての100 年最大値分布に基づくものであることから、設計計算で考慮する断面力は従来の荷重組合せによるものとは異なる。また、今回規定された作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数に対し、これまでの示方書による場合と同程度の安全余裕を確保できることを基本に制限値や部分係数が検討されている。そのため、この示方書に示される制限値は、これまでの示方書に規定されていた許容値とは異なる。 I 編 3.3 に規定される各係数及び作用の組合せは、橋の性能を規定する上で、設計供用期間中に橋がおかれる状況を表すものである。一方、これまでの示方書のコンクリート橋編等では、設計供用期間中に橋がおかれる状況として具体的な対応付けがなされていない。荷重条件として終局荷重時の荷重の組合せ等が規定されていた。この示方書では、I 編 3.3 に規定される各係数及び作用の組合せに対する耐荷性能の照査や、設計状況とは別に5.1.3 に規定される相反応力部材に対する照査によって、これまでの示方書による照査と同等の照査水準が得られていることから、終局荷重時の荷重組合せは規定されていない。 また、この示方書では、橋全体系における部材等の破壊の順序まで考慮した照査を行うための作用の組合せや荷重規模を規定するには至っていない。そのため、全体系における部材等や上部構造の照査を行う場合には、I 編 5.2 に解説される方法を参考に、検討を行うのがよい。 (2) 施工時の荷重については、基本的にはI 編 3.3 解説に示される作用の組合せとしてよいが、これらに加えて想定される状況に合わせて必要に応じて適切に設定する必要がある。レベル2 地震動については、施工時の作用としてレベル2 地震を考慮する必要があるかどうかも含めて検討する必要がある。このとき、供用中の道路・鉄道・航路等の上空、又はそれらに近接して架設する場合、地震動によって施工中の構造物が倒壊したり、落下すると甚大な被害を与える可能性があるため、架設系の設計を十分慎重に行う必要がある。 いずれの作用の組合せに対しても、部材の耐荷性能及び耐久性能の照査に用いる施工時の応力度制限値は、積載荷重の制御が可能であることや、再現期間が短いことなど、施工時特有の状況を考慮したうえで、照査の目的に合わせて作用の組合せとともに適切に定める必要がある。施工時の設計においても適切に限界状態を設定し、部材応答が可逆性を有すること、及び破壊に対する安全性を有することなど所要の性能を有するように検討する必要がある。	荷重に乗じる係数については、各荷重のばらつき、施工精度のばらつき等を考慮して、確率的に定められるべき数値である。しかし、現在の段階では、全ての荷重について、合理的な係数を与える程十分な資料が得られていないので、従来と同様な値を用いることにしている。なお、プレストレストコンクリートの不静定構造においては、プレストレス力及びコンクリートのクリープや乾燥収縮により不静定力が一般に生じるため、終局荷重作用時の照査においてこれを考慮する必要がある。その場合、終局荷重作用時の荷重の組合せにおいて、係数を1.0 としてこれらの不静定力を加える。	

改定案	現行	備 考
3. 4 限界状態 3. 4. 1 一般 (1) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の耐力性能の照査にあたっては、3. 2. 2 に規定する耐力性能の照査で考慮する状態の限界を、コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の限界状態として適切に設定しなければならない。 (2) コンクリート橋の上部構造の限界状態は、3. 4. 2 の規定による。 (3) コンクリート部材等の限界状態は、3. 4. 3 の規定による。 (4) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の限界状態は、その状態を表す工学的指標によって適切に関連付けることを標準とする。 (5) 工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、1) 及び 2) 又は 3) を満足しなければならない。 1) 限界状態を適切に評価できる理論的な妥当性を有する手法、実験等により検証のなされた手法等の適切な知見に基づいた方法により、限界状態に対応する特性値を設定する。 2) 限界状態に対応する特性値及び適切な部分係数を用いて限界状態を超えないとみなせる制限値を設定する。 3) 限界状態を超えないとみなせる制限値を適切に設定する。 (6) 地震の影響を考慮して工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、(5) による他、V 編 2. 4 の規定を満足しなければならない。 (7) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等について、5 章及び 7 章から 16 章の規定、並びに地震の影響を考慮する場合に V 編 6 章及び V 編 8 章以降の規定に従い工学的指標の特性値又は制限値を定める場合には、(5) 及び (6) を満足するとみなしてよい。 (8) 施工時の限界状態は、施工途中の各段階における材料強度、構造等の条件及び完成形での限界状態を満足できることを考慮して適切に設定しなければならない。 (4) <u>耐力性能の照査においては、部材等における応答の可逆性など、所定の限界状態を超えないとみなせることを、適切な工学的指標を用いて示す必要がある。この場合、それぞれの状態における限界点を適切な特性値によって代表させる必要がある。なお、限界状態には、定量的な特性値のみによって表現されるものだけでなく、例えば、ある構造細目に従うなど、これまでの実績や実験的検証により確認された方法に従うことで耐力性能が満足されるとみなすものもある。</u>		

改定案		現行	備考																																						
(5) 工学的指標の特性値は、その妥当について十分な検討が行われている適切な方法により設定しなければならない。 (8) 施工時の限界状態は、材料の強度や構造系などが変化することを考慮して、適切に設定する必要がある。 施工段階より、打設されたコンクリートは材齢毎に強度が変化する。このため、設計基準強度に到達する前の若材齢において、プレストレスの導入や支保工を取り外す場合には、その段階に応じた材齢を考慮した応力度の制限値を適切に設定し、安全性を確認する必要がある。制限値は目的に応じて、また材齢によって適切に与える必要がある。この場合、コンクリートの設計基準強度から定まる水セメント比、セメントの種類及び材齢の温度依存性等を考慮して、若材齢における圧縮強度を推定した上で、十分な安全余裕を確保して制限値を設定するとよい。若材齢におけるコンクリート圧縮強度の推定については、実験等により推定精度が確認された方法による必要があるが、例えば「マスコンクリートのひび割れ制御指針」(公社)日本コンクリート工学会、2016)に示されている推定式が参考となる。 他方、これまでの道路橋示方書では、打設日より 28 日後のコンクリートの発現強度を基準として施工時の許容値が設定されていた。すなわち、一般には、温度作用時の荷重組合せに対して発生する応力度と各強度との比率が、曲げ引張強度で 1.5 程度、曲げ圧縮強度で 2.5 程度、軸圧縮強度で 3.0 程度、斜引張強度で 2.2 程度以上となるよう、許容値が与えられてきた。そのため、材齢に応じた発現強度に対して、これらと同程度の比率となるよう施工時における応力度の制限値を設定するとよい。ただし、これまでの示方書では、プレストレスの導入時にコンクリートに生じる圧縮応力度と実発現圧縮強度との比が 1.7 以上あることを前提としていたことから、プレストレッシング直後におけるコンクリートの圧縮応力度と強度との比は、曲げ圧縮強度で 1.7 程度、軸圧縮応力度で 2.0 程度以上となるよう許容値が与えられてきた。また、プレストレッシング直後の引張応力度に対しては、ひび割れの発生に対してリスクを低減させるために、引張鉄筋を配置するとともに、コンクリートの引張応力度と強度との比が、曲げ引張強度で 1.5 程度、斜め引張強度で 2.2 程度以上となるよう許容値が与えられてきた。そのため、プレストレッシング直後における応力度の制限値については、これらの値を参考にするとよい。ただし、プレストレッシング直後の応力度の制限値は、その状態が短期間に生じることを前提としているため、長期間その状態が持続する場合には、その影響を考慮して適切に制限値を定める必要がある。なお、PC 定着部等の局所応力を受ける箇所に対する応力度の制限値は、上記によらず別途適切に設定する必要がある。ここで、コンクリートの引張強度は、コンクリートの圧縮強度から式(解 3.4.1)により算出してよい。 $\sigma_{ct} = 0.23 \cdot \sigma_c^{2/3} \dots\dots\dots (解3.4.1)$ ここに、σ_{ct} : コンクリートの引張強度 (N/mm2)		プレストレストコンクリート構造に対する P C 鋼材の許容引張応力度は、表-3.4.1 の値とする。 表-3.4.1 P C 鋼材の許容引張応力度 <table><tr><th>応力度の状態</th><th>許容引張応力度</th><th>備考</th></tr><tr><td>1)プレストレッシング中</td><td>$0.80 \sigma_{pu}$又は$0.90 \sigma_{py}$のうち小さい方の値</td><td>σ_{pu} : P C 鋼材の引張強さ (N/mm²)</td></tr><tr><td>2)プレストレッシング直後</td><td>$0.70 \sigma_{pu}$又は$0.85 \sigma_{py}$のうち小さい方の値</td><td>σ_{py} : P C 鋼材の降伏点 (N/mm²)</td></tr><tr><td>3)設計荷重作用時</td><td>$0.60 \sigma_{pu}$又は$0.75 \sigma_{py}$のうち小さい方の値</td><td></td></tr></table>	応力度の状態	許容引張応力度	備考	1)プレストレッシング中	$0.80 \sigma_{pu}$ 又は $0.90 \sigma_{py}$ のうち小さい方の値	σ_{pu} : P C 鋼材の引張強さ (N/mm ²)	2)プレストレッシング直後	$0.70 \sigma_{pu}$ 又は $0.85 \sigma_{py}$ のうち小さい方の値	σ_{py} : P C 鋼材の降伏点 (N/mm ²)	3)設計荷重作用時	$0.60 \sigma_{pu}$ 又は $0.75 \sigma_{py}$ のうち小さい方の値																												
応力度の状態	許容引張応力度	備考																																							
1)プレストレッシング中	$0.80 \sigma_{pu}$ 又は $0.90 \sigma_{py}$ のうち小さい方の値	σ_{pu} : P C 鋼材の引張強さ (N/mm ²)																																							
2)プレストレッシング直後	$0.70 \sigma_{pu}$ 又は $0.85 \sigma_{py}$ のうち小さい方の値	σ_{py} : P C 鋼材の降伏点 (N/mm ²)																																							
3)設計荷重作用時	$0.60 \sigma_{pu}$ 又は $0.75 \sigma_{py}$ のうち小さい方の値																																								
		設計荷重作用時の許容引張応力度は、部材の疲労に関する十分な検討を行わない場合には、従来どおり P C 鋼材の引張強さの 60% 又は降伏点の 75% としている。 プレストレストコンクリート構造に対する P C 鋼材の許容引張応力度を条文に従って算出した結果を表-解 3.4.1 に示す。																																							
		3.2 コンクリートの許容応力度 (2) プレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの許容引張応力度は、表-3.2.3 の値とする。																																							
		表-3.2.3 プレストレストコンクリート構造に対する許容引張応力度 (N/mm2) <table><tr><th>応力度の種類</th><th>コンクリートの設計基準強度</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th></tr><tr><td rowspan="5">曲げ引張 応力度</td><td>1)プレストレッシング直後</td><td>1.2</td><td>1.5</td><td>1.8</td><td>2.0</td></tr><tr><td>2)活荷重及び衝撃以外の主荷重</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr><tr><td>3)床版</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr><tr><td>4)ブレイキャストセグメント構造におけるセグメント継目</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr><tr><td>5)その他の場合</td><td>1.2</td><td>1.5</td><td>1.8</td><td>2.0</td></tr><tr><td>6)軸引張応力度</td><td></td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr></table>	応力度の種類	コンクリートの設計基準強度	30	40	50	60	曲げ引張 応力度	1)プレストレッシング直後	1.2	1.5	1.8	2.0	2)活荷重及び衝撃以外の主荷重	0	0	0	0	3)床版	0	0	0	0	4)ブレイキャストセグメント構造におけるセグメント継目	0	0	0	0	5)その他の場合	1.2	1.5	1.8	2.0	6)軸引張応力度		0	0	0	0	
応力度の種類	コンクリートの設計基準強度	30	40	50	60																																				
曲げ引張 応力度	1)プレストレッシング直後	1.2	1.5	1.8	2.0																																				
	2)活荷重及び衝撃以外の主荷重	0	0	0	0																																				
	3)床版	0	0	0	0																																				
	4)ブレイキャストセグメント構造におけるセグメント継目	0	0	0	0																																				
	5)その他の場合	1.2	1.5	1.8	2.0																																				
6)軸引張応力度		0	0	0	0																																				

改定案		現行	備考																																																															
σ_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²) プレストレッシング中の PC 鋼材の引張応力度は、これまでの示方書による値を踏襲し、表-解 3.4.1 に示す値以下となるよう制御するとよい。		(1) 鉄筋コンクリート構造に対するコンクリートの許容圧縮応力度は、表-3.2.1 の値とする。また、プレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの許容圧縮応力度は、表-3.2.2 の値とする。 なお、二軸曲げが作用する場合の許容曲げ圧縮応力度は、表-3.2.1 及び表-3.2.2 の値に 1.0N/mm²を加えた値とする。																																																																
表-解 3.4.1 PC 鋼材の引張応力度の制限値 <table><tr><th>応力度の制限値</th><th>備考</th></tr><tr><td>0.80σ_{pu}又は 0.90σ_{py}のうち小さい方の値</td><td>σ_{pu} : PC 鋼材の引張強度の特性値 (N/mm²) σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm²)</td></tr></table>		応力度の制限値	備考	0.80 σ_{pu} 又は 0.90 σ_{py} のうち小さい方の値	σ_{pu} : PC 鋼材の引張強度の特性値 (N/mm ²) σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm ²)	表-3.2.2 プレストレストコンクリート構造に対する許容圧縮応力度 (N/mm²) <table><tr><th colspan="2">コンクリートの設計基準強度</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th></tr><tr><th>応力度の種類</th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th></tr><tr><td rowspan="3">プレストレストシング直後</td><td rowspan="2">曲げ圧縮応力度</td><td colspan="4">1) 長方形断面の場合</td></tr><tr><td>15.0</td><td>19.0</td><td>21.0</td><td>23.0</td></tr><tr><td>2) T 形及び箱形断面の場合</td><td>14.0</td><td>18.0</td><td>20.0</td><td>22.0</td></tr><tr><td rowspan="5">その他</td><td colspan="2">3) 軸圧縮応力度</td><td>11.0</td><td>14.5</td><td>16.0</td><td>17.0</td></tr><tr><td rowspan="3">曲げ圧縮応力度</td><td colspan="4">4) 長方形断面の場合</td></tr><tr><td>12.0</td><td>15.0</td><td>17.0</td><td>19.0</td></tr><tr><td colspan="4">5) T 形及び箱形断面の場合</td></tr><tr><td colspan="2">6) 軸圧縮応力度</td><td>11.0</td><td>14.0</td><td>16.0</td><td>18.0</td></tr><tr><td colspan="2"></td><td>8.5</td><td>11.0</td><td>13.5</td><td>15.0</td></tr></table>	コンクリートの設計基準強度		30	40	50	60	応力度の種類						プレストレストシング直後	曲げ圧縮応力度	1) 長方形断面の場合				15.0	19.0	21.0	23.0	2) T 形及び箱形断面の場合	14.0	18.0	20.0	22.0	その他	3) 軸圧縮応力度		11.0	14.5	16.0	17.0	曲げ圧縮応力度	4) 長方形断面の場合				12.0	15.0	17.0	19.0	5) T 形及び箱形断面の場合				6) 軸圧縮応力度		11.0	14.0	16.0	18.0			8.5	11.0	13.5	15.0	
応力度の制限値	備考																																																																	
0.80 σ_{pu} 又は 0.90 σ_{py} のうち小さい方の値	σ_{pu} : PC 鋼材の引張強度の特性値 (N/mm ²) σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm ²)																																																																	
コンクリートの設計基準強度		30	40	50	60																																																													
応力度の種類																																																																		
プレストレストシング直後	曲げ圧縮応力度	1) 長方形断面の場合																																																																
		15.0	19.0	21.0	23.0																																																													
	2) T 形及び箱形断面の場合	14.0	18.0	20.0	22.0																																																													
その他	3) 軸圧縮応力度		11.0	14.5	16.0	17.0																																																												
	曲げ圧縮応力度	4) 長方形断面の場合																																																																
		12.0	15.0	17.0	19.0																																																													
		5) T 形及び箱形断面の場合																																																																
	6) 軸圧縮応力度		11.0	14.0	16.0	18.0																																																												
		8.5	11.0	13.5	15.0																																																													
3.4.2 コンクリート橋の上部構造の限界状態 (1) I 編 4.2 に規定するコンクリート橋の上部構造の限界状態 1 は、1) 及び 2) とする。 1) 上部構造の挙動が可逆性を有する限界の状態 2) 橋が有する荷重を支持する能力を低下させる変位及び振動に至らない限界の状態 (2) I 編 4.2 に規定するコンクリート橋の上部構造の限界状態 2 は、上部構造に損傷等が生じているものの、耐荷力が想定する範囲内で確保できる限界の状態とする。 (3) I 編 4.2 に規定するコンクリート橋の上部構造の限界状態 3 は、コンクリート橋の上部構造に損傷等が生じているものの、それが原因で落橋等の致命的な状態には至ることがない限界の状態とする。		表-解 4.2.1 上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態の力学的な解釈例 <table><tr><td>部分的にも荷重支持機能の低下が生じておらず、耐荷力の観点からは特段の注意無く使用できるとみなせる限界の状態</td><td>・ 挙動等に可逆性を有するとみなせる限界の状態 ・ 構成する部材等に残留変位が残らないとみなせる限界の状態 ・ 橋の荷重支持機能を低下させる変位や振動程度に至らない限界の状態</td></tr><tr><td>部分的に荷重支持機能の低下が生じているものの限定的であり、耐荷力の観点からは予め想定する範囲の特別な注意のもとで使用できるとみなせる限界の状態</td><td>一部の部材等に損傷が残留変位が生じているものの、組み合わせる状況において求める橋の荷重支持機能を確保するために必要な強度や剛性を確保できる限界の状態</td></tr><tr><td>荷重支持機能が低下しているものの、荷重支持機能が損なわれていないとみなせる限界の状態</td><td>落橋しないとみなせる限界の状態</td></tr></table>	部分的にも荷重支持機能の低下が生じておらず、耐荷力の観点からは特段の注意無く使用できるとみなせる限界の状態	・ 挙動等に可逆性を有するとみなせる限界の状態 ・ 構成する部材等に残留変位が残らないとみなせる限界の状態 ・ 橋の荷重支持機能を低下させる変位や振動程度に至らない限界の状態	部分的に荷重支持機能の低下が生じているものの限定的であり、耐荷力の観点からは予め想定する範囲の特別な注意のもとで使用できるとみなせる限界の状態	一部の部材等に損傷が残留変位が生じているものの、組み合わせる状況において求める橋の荷重支持機能を確保するために必要な強度や剛性を確保できる限界の状態	荷重支持機能が低下しているものの、荷重支持機能が損なわれていないとみなせる限界の状態	落橋しないとみなせる限界の状態																																																										
部分的にも荷重支持機能の低下が生じておらず、耐荷力の観点からは特段の注意無く使用できるとみなせる限界の状態	・ 挙動等に可逆性を有するとみなせる限界の状態 ・ 構成する部材等に残留変位が残らないとみなせる限界の状態 ・ 橋の荷重支持機能を低下させる変位や振動程度に至らない限界の状態																																																																	
部分的に荷重支持機能の低下が生じているものの限定的であり、耐荷力の観点からは予め想定する範囲の特別な注意のもとで使用できるとみなせる限界の状態	一部の部材等に損傷が残留変位が生じているものの、組み合わせる状況において求める橋の荷重支持機能を確保するために必要な強度や剛性を確保できる限界の状態																																																																	
荷重支持機能が低下しているものの、荷重支持機能が損なわれていないとみなせる限界の状態	落橋しないとみなせる限界の状態																																																																	
3.4.3 コンクリート部材等の限界状態 (1) I 編 4.3 に規定するコンクリート部材等の限界状態 1 は、1) から 3) とする。 1) 部材等の挙動が可逆性を有する限界の状態 2) 部材等の機能を低下させる変位及び振動に部材等が至らない限界の状態 3) 部材等の設計で前提とする耐荷機構が成立している限界の状態																																																																		

改定案

現行

備考

- (2) I 編 4.3 に規定するコンクリート部材等の限界状態 2 は、V 編 2.4 の規定による。
- (3) I 編 4.3 に規定するコンクリート部材等の限界状態 3 は、部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全には失わない限界の状態とする。

(1) 部材等の限界状態 1 における、部材等の挙動が可逆性を有する限界の状態とは、主として軸方向力、曲げモーメント、せん断力及びねじりモーメントに対して、部材の挙動が弾性挙動する限界の状態である。すなわち、部材等に作用する荷重が除荷された場合に、部材等に残留するひずみや変位が生じない限界の点だが、これに対応すると考えてよい。例えば、鋼材が配置され、コンクリートにひび割れが発生した以後の挙動について適切に制御された鉄筋コンクリート部材が曲げを受けるとき、軸方向に配置された鋼材が降伏するとその部材の状態がこれに対応する。また、鉄筋コンクリート部材がせん断を受けるときには、せん断力に対する部材抵抗の可逆性の限界点が明確でないため、便宜上せん断耐力が可逆性の限界点の基準として与えられている。また、ねじりモーメントに対しても、せん断力に対する耐荷機構と同様に、便宜上ねじり耐力を可逆性の限界点の基準としている。これらの照査では、限界状態 3 を超えないとみなせるための条件が、限界状態 1 を超えないとみなせることも考慮して定められていることから、せん断耐力及びねじり耐力に対する照査を満足することで、限界状態 1 を超えないとみなしてよいとされている。

部材等の機能を低下させる変位及び振動に部材等が至らない限界の状態とは、部材等が生じる変位や振動により、部材等や橋の機能が阻害されないこととみなせる限界の状態である。道路橋の部材として設計される一般的なコンクリート部材においては、部材等の挙動が可逆性を有する範囲内にあるならば、部材等の変位や振動により部材等や橋の機能を阻害する可能性は小さいと考えられる。ただし、部材等の変位や振動により部材等の機能や橋の機能が阻害される可能性が高い場合には、適切な手法によって部材等の変位や振動を制御する必要がある。

部材等の設計で前提とする耐荷機構が成立している限界の状態とは、例えばプレストレストコンクリート構造において全断面が抵抗すると仮定した抵抗機構が成立する限界の状態などがこれに相当する。プレストレストコンクリート構造を含め、プレストレスを導入する構造では、断面に生じる引張力に対し、原則としてコンクリートの引張抵抗に期待せず、引張鉄筋を配置し抵抗することとされている。このように鉄筋を配置すれば、実際にひび割れが発生した場合でも、ひび割れが適切に分散され、かつ、各ひび割れの幅や深さの程度が適切に制御されており、想定する耐荷機構が成立していると考ええてよい。さらに、断面に発生する引張応力が小さい範囲では、全断面が抵抗すると仮定して算出されたコンクリートの応力状態と、コンクリートの引張抵抗を無視して算出された応力状態との乖離が小さいことから、設計上全断面が有効となって抵抗すると考えることができる。

I 編

表-解 4.3.1 上部構造、下部構造、上下部接統部の限界状態の力学的な解釈例

部材等としての荷重支持機能が確保されているとみなせる限界の状態 (特段の注意無く使用できるとみなせる限界の状態)	・挙動等に可逆性を有するとみなせる限界の状態 ・部材機能を低下させる変位や振動程度に至らない限界の状態 ・橋の機能を低下させる変位や振動程度に部材が至らない限界の状態
部材等として荷重支持機能は低下しているものの、予め想定する荷重支持機能の範囲にあるとみなせる限界の状態 (特別な注意のもとで使用できるとみなせる限界の状態)	・部材として最大強度点を越えず、かつ、十分な塑性変形能が残存するとみなせる限界の状態 ・組み合わせる状況に対して求める橋の機能に影響を与える残留変位や剛性低下に達しない限界の状態
部材等として荷重支持機能が予め想定する範囲を超えて低下しているものの、部材等としての荷重支持機能を喪失していないとみなせる限界の状態	・部材として最大強度点を超えない状態 ・部材として変形性能を喪失しない限界の状態

改定案	現行	備 考
プレストレスト構造においては、部材の全断面が有効となって抵抗するとして耐力機構が成立する範囲に留まるよう、引張応力を適切に制御し、かつ、コンクリートに生じる圧縮応力を弾性範囲内に抑えることで、少なくとも部材挙動の可逆性が保証されると考えてよい。なお、偶発作用のように極めて発生頻度が低いと考えられる事象に対しては、必ずしも全断面が有効となって抵抗することへの成立性を担保する必要はなく、PC 鋼材が降伏したときの部材の状態を基準とするなど、必要な修復性等が満足されることにも留意して、応答の可逆性が保証される条件を定めるのがよい。 (2) 部材等の限界状態 2 については、Ⅴ編 2.4 による。 (3) 限界状態 3 として挙げられている、部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐力力を完全には失わない限界の状態とは、一般的に荷重変位曲線における最大荷重点で代表してよい。 曲げモーメントを受けるコンクリート部材については一般に断面圧縮側のコンクリートが圧壊するとき、せん断力を受けるコンクリート部材については斜引張破壊もしくはウェーブコンクリートが圧縮破壊するとき、ねじりモーメントを受ける部材ではねじりによる斜引張破壊もしくはウェーブ又はフランジコンクリートの圧縮破壊が生じるとき、圧縮を受けるコンクリート部材については部材の座屈かコンクリートの圧縮破壊が生じるときなどの部材の状態がこれに該当すると考えてよい。		

3.5 耐力性能の照査

- (1) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の耐力性能の照査は、
3.2.3 に規定する耐力性能を満足することを適切な方法を用いて確認することにより行う。
- (2) Ⅰ編5章の規定に従い橋の耐力性能の照査を部材等の耐力性能の照査で代
表させる場合のコンクリート部材等の耐力性能の照査は、1)から 3)に従い行
うことを標準とする。
- 1) 3.3(1)に規定する作用の組合せに対して、部材等の耐力性能に応じて定
まる 3.4.3 に規定する部材等の限界状態 1 及び限界状態 3 又は限界状態 2
及び限界状態 3 を、各々に必要な信頼性をもって超えないことを式
(3.5.1)及び式(3.5.2)を満足することにより確認する。
- $$\Sigma S_i (\gamma_{qi} \gamma_{pi} P_i) \leq \xi_1 \Phi_{RS} R_S \cdots \cdots \cdots (3.5.1)$$

$$\Sigma S_i (\gamma_{qi} \gamma_{pi} P_i) \leq \xi_1 \xi_2 \Phi_{RU} R_U \cdots \cdots \cdots (3.5.2)$$
- ここに、 P_i : 作用の特性値
 S_i : 作用効果であり、作用の特性値に対して算出される部材等
の応答値
 R_S : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵

改定案	現行	備考
抗に係る特性値 R_{ij} : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る特性値 γ_{pi} : 荷重組合せ係数 γ_{qi} : 荷重係数 ξ_1 : 調査・解析係数 ξ_2 : 部材・構造係数 Φ_{RS} : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数 Φ_{RU} : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数 2) 部材等の限界状態を代表させる事象を、部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 と限界状態 3 のいずれかに区別しがい場合には、当該事象を部材等の限界状態 3 として代表させ、3.3(1)に規定する作用の組合せに対して、部材等の限界状態 3 を必要な信頼性をもって超えないことを式(3.5.2)で満足することにより確認する。 3) I 編 3.3 に規定する以下の作用の組合せを考慮する場合のコンクリート部材等の耐荷性能の照査は、1) 及び 2) によらず、V 編 2.5 の規定による。 ⑩ $D+PS+CR+SH+E+HP+(U)+(TF)+GD+SD+WP+EQ+(ER)$ ⑪ $D+PS+CR+SH+E+HP+(U)+GD+SD+EQ$ (3) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の作用効果は、3.7、5 章及び 7 章から 16 章までの規定に従い算出する。 (4) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の作用の特性値、荷重組合せ係数及び荷重係数は、3.3 の規定に従い設定する。 (5) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の抵抗係数及び抵抗の特性値は、5 章及び 7 章から 16 章までの規定に従い設定する。 (6) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の調査・解析係数は 0.90 を標準値として、十分な検討を行った場合には 0.95 を上回らない範囲で設定することができる。 (7) 式(3.5.2)の部材・構造係数は 5 章及び 7 章から 16 章までの規定に従い設定する。 (8) 衝突荷重を含む作用の組合せを考慮して工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、(5)によらず、適切に工学的指標の特性値又は制限値を設定する。 (9) コンクリート橋の上部構造において特定される条件に対して安全性の検討を行う場合には、I 編 5.2(12)の規定に準じて上部構造の耐荷性能の照査を行う。	2.3 荷重に対する安全性等の照査 (1) 構造物の安全性等を確保するために強度、変形及び安定を照査しなければならない。 (2) (1)の照査にあたっては、設計荷重作用時に部材に発生する応力度が 3 章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。 (3) (1)の照査にあたっては、終局荷重作用時に部材に発生する断面力が耐力以下であることを照査しなければならない。 (4) (2) 及び(3)で規定する照査によるほか、4 章以降の規定に従って安全性等の照査を行う場合においては、基本的事項について (1) を満たすものとみなす。 (2) 設計荷重作用時に部材断面に生じる応力度を許容応力度以下とすることにより、鉄筋コンクリート構造においては過大なひび割れを防ぎ、プレストレストコンクリート構造においてはひび割れが発生しないように設計することができ。そこで、曲げモーメント、軸方向力、せん断力、ねじりモーメントといった断面力に対して、設計荷重作用時には 2.2(2)に規定する荷重組合せにより部材断面に生じる鉄筋やコンクリートの応力度が許容応力度以下であることを照査することとしている。 なお、本編では、プレストレストコンクリート構造を 1.2 に定義しているとおり、衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せに対して、計算上のひび割れを許容しないようにプレストレスを与えるコンクリート構造をプレストレストコンクリート構造と定義している。したがって、上記荷重の組合せに対して計算上のひび割れを許容する構造（PRC 構造等）を採用する場合には、環境条件を十分照査するとともに、採用する部材及び設定する許容ひび割れ幅、導入するプレストレス量等を十分検討した上で採用する必要がある。 (3) 終局荷重作用時には 2.2(3)に規定する荷重組合せにより部材断面に作用する設計断面力が断面耐力以下であることを照査することにより、部材の曲げ破壊、せん断破壊、コンクリートの圧壊を防ぎ、構造物の安全性を照査することができる。そこで、コンクリート橋においては、(2)に加えて終局荷重作用時の照査を行うこととしており、4 章の部材の照査で記述している。 (4) 本編は、コンクリート橋の設計における基本的な事項について記載しているものであり、設計にあたっては、必要に応じて関連する技術基準等を参考とすることがある。 また、本編の規定では、活荷重等による疲労及び振動の照査を直接的には行っていない。このうち、疲労については、コンクリート道路橋のような低応力振幅で多数繰返しを受けられる場合の材料の疲労強度に關して十分な知見が得られていないものの、許容応力度は疲労についてもある程度配慮されており、さらにコンクリート道路橋では疲労が問題となつた	

改定案	現行	備 考
(1) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の耐荷性能の照査は、3.2.3 に規定する耐荷性能を満足することを適切な方法を用いて確認することとされている。この示方書では、1 編 5.2 の規定において、橋の耐荷性能の照査は部材の耐荷性能の照査で代表させてよいと規定されており、(2) では、橋の耐荷性能の照査を部材の耐荷性能の照査で代表させる場合の標準的な照査について規定されている。 1.2(1) の定義に見られるように、この示方書に示されている制限値は、部材等の限界状態を超えないとみなせるための適当な安全余裕を考慮した値である。また、5 章以降に示される制限値は、構造形式、部材の形状や寸法、材料の特性、外力の頻度、応答の特性や計測の方法、環境作用の条件など様々な要因との関連を考慮して規定されている。そのため、この示方書に示されていない照査手法を用いる場合には、この示方書に適合した照査法によって見込まれた様々な要因に対して、同等の安全余裕が得られるように制限値を適切に設定したうえで用いる必要がある。 (2) 1 永続作用支配状況及び変動作用支配状況においては、それぞれの設計状況に対して、限界状態 1 及び限界状態 3 のそれぞれを超えないことを照査することが原則となる。また、耐荷性能の照査に用いられる作用の組合せ及びその係数、並びに限界状態を超えないとみなせるための制限値は、作用と抵抗を確率的な事象としてとらえ、ある信頼性も認められるよう定められている。そのため、限界状態 1 や限界状態 3 を超える可能性も認められた上で、部材や接合部は、少なくとも限界状態 1 から限界状態 3 に至るまで、力学的挙動が適切に制御されていることが求められる。一般に、鉄筋コンクリート部材やプレストレスを導入するコンクリート部材は、鋼材の配置や量に応じて、ひび割れ発生後の挙動や鋼材降伏後の部材が破壊に至るまでの挙動が異なるなど、限界状態 1 を超えた後の挙動は様々である。そのため、この示方書では、鋼材の配置や量を適切に定めることにより、部材が限界状態 1 に達したとしても、急激に耐荷力を失わないよう適切に制御されている必要がある。すなわち、部材としての力学的特性や挙動が弾性範囲を超えないだけでなく、部材の弾性挙動がぜい性的に失われるような破壊形態が生じないよう、部材の破壊性状が制御されている必要がある。よって、この示方書における部材等の耐荷性能の照査では、部材等の力学的挙動を 2 つの限界点である限界状態 1 及び限界状態 3 又は限界状態 2 及び限界状態 3 で代表させ、これらの限界点を超えないことを照査すること、部材等の力学挙動が適切に制御されているものとみなしている。すなわち、耐荷力的な観点からは、部材や接合部の応答が可逆性を有するよう制御され、かつ最大耐力に対しても適切な安全余裕をもって、限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないこと、又は、部材の応答が可逆性を有する範囲を超えて変形が生じるものの、供用性に支障のない程度の残留変形や復元力特性を有する程度の耐荷力が確保され、かつ最大耐力に対しても適切な安全余裕をもって限界状態 2 及び限界状態 3 を超えないことを照査する必要がある。また、それぞれの設計状況において、これら 2 つの限界点に対して照査を行	事例は少ない。また、振動についても、現時点では振動を照査する適切な活荷重モデル、維持管理上目標とする路面性状及び許容される振動レベルが規定されていないもの、許容応力度を満足するコンクリート橋で振動が問題となった事例は報告されていない。以上のことから、本編の規定に従って照査した場合は、これらの疲労及び振動の照査を行う必要はない。 なお、風に起因する振動に対する照査は、「道路橋耐風設計便覧」（日本道路協会、平成 20 年 1 月）により検討を行う。	

改定案	現行	備 考
うことで、部材や照査によって影響を受ける作用の種類が異なることや、作用どうしが互いに打ち消しあうことに対して、十分配慮することができ。以上より、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、式(3.5.1)及び式(3.5.2)の両方の照査を満足すること、それぞれ部材等が限界状態1及び限界状態3又は限界状態2及び限界状態3を超えないことを必要な信頼性で満足することを照査することが標準とされている。なお、永続作用支配状況と変動作用支配状況における応答値の比率や、限界状態1及び限界状態3の制限値の比率などの関係から、一つの照査を満足することで他の照査の一部または全てを満足する場合が多いが、これらすべての照査を行うことが基本となる。 2) 限界状態1と限界状態3とが区分し難い場合で、限界状態3を超えないとみなせるための条件が、限界状態1を超えないとみなせることにも配慮して定められている場合には、対象とする事象を限界状態3として代表させ、限界状態3を超えないとみなせる場合に、限界状態1を超えないとみなしてよいとされた。例えば、支圧破壊、せん断破壊、ねじりモーメントによる破壊などが生じるときについては、耐力の最大値が発揮されるまでの荷重変位関係がほぼ線形であり、可逆性の限界点と最大荷重点のいずれにも区分できると考えられる。この場合には、限界状態1を超えないとみなせる条件も考慮して限界状態3の制限値を定め、応答がその制限値を超えないことをもって限界状態3を超えないことを照査することで、限界状態1を超えないとみなすことができる。 3) I編 3.3に規定される作用の組合せのうち、ここに規定される組合せについて考慮する場合には、限界状態の考え方も含めV編の規定に従う必要がある。ただし、地震時における部材係数の設定については、この編の限界状態に関する条に規定されている。 (4) 式(3.5.1)においては、作用の特性値に対して荷重係数及び荷重組合せ係数が乗じられており、その効果を踏まえて部材の応答値を算出することを前提としている。I編 3.3に示されるこれらの荷重係数及び作用の組合せは、同じ作用に対しても部材によって応答が異なることも含め、一般的な条件で部材の応答値が最大となる作用の組合せに対して定められたものである。抵抗については、材料強度の特性値等から求められる部材抵抗のばらつき等を考慮したものが抵抗係数であるため、部材抵抗の特性値に対して抵抗係数が乗じられている。 これまでの示方書では、特定の荷重特性値どうしを単純に足し合わせる一方で、その荷重規模が同時載荷されることの稀さを考慮して許容値を割り増すことが行われていた。しかし、今回の改定における作用の組合せは、設計供用期間として100年程度を想定し、橋がおかれる交通状況、気象状況、地震発生状況を考慮し、橋に生じる断面力が最も厳しくなる状態を与えるように考慮されている。また、個々の荷重規模が荷重係数により調整されているので、抵抗係数や各種応力度の制限値を作用の組合せ毎に割り増すという概念は存在しないことに留意が必要である。設計状況として想定する、I編 3.3に規定される作用の組合せに含まれる作用のうち、死荷重D、プレストレス力PS、コンクリートのクリー		

改定案	現行	備考
プの影響 CR、コンクリートの乾燥収縮の影響 SH、土圧 E、水圧 HP、浮力又は揚圧力 U については、荷重係数として 1.05 という値が規定されている。これらの作用のうち、プレストレス力、コンクリートのクリープの影響、コンクリートの乾燥収縮の影響については、それぞれが相互に影響し合うことから、個々の特性を単独で評価することが困難である。そのため、これらの作用の特性値の算出にあたっては、死荷重を含め荷重係数を考慮しない作用の組合せに対して有効プレストレス力及び不静定力を算出し、PS、CR、SH 等の値を確定させた後に、その値を特性値として扱う。よって、設計状況としてこれらの作用の組合せを考慮する場合には、その特性値に対して荷重係数 1.05 を乗じた作用に対して断面力を算出する。 プレストレス力の算出では、適切に鉄筋拘束の影響を考慮することが 5.4.2 に規定されている。鉄筋拘束の影響は、プレストレス力、クリープ及び乾燥収縮に付随するものであることから、上記荷重の特性値を算出する際に考慮するとともに、二次力に対しては他の作用と同様、荷重係数 1.05 を乗じる必要がある。鉄筋拘束の影響については、5.4.2 に解説されている。鉄筋拘束の影響については、鉄筋拘束の影響の考慮の方法については、「コンクリート標準示方書〔設計編〕」（土木学会、平成 25 年 3 月）を参考にするのがよい。なお、プレストレスコンクリート構造においても鉄筋拘束の影響を考慮する必要があるが、比較的少量の鉄筋しか配置されていない場合において、コンクリートと PC 鋼材との間に付着がある場合、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による PC 鋼材引張応力度の減少量は、式 (解 3.5.1) により算出してよい。 $\Delta\sigma_{p\varphi} = \frac{n \cdot \varphi \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_s}{1 + n \cdot \frac{\sigma_{cp}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi}{2}\right)} \dots\dots\dots \text{式 (解 3.5.1)}$ ここに、$\Delta\sigma_{p\varphi}$: コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による PC 鋼材応力度の減少量 (N/mm²) φ : 式 4.2.3 に示すコンクリートのクリープ係数 ε_s : 式 4.2.3 に示すコンクリートの乾燥収縮度 n : ヤング係数比 $n = \frac{E_p}{E_c}$ E_p : 式 4.2.3 に示す PC 鋼材のヤング係数 (N/mm²) E_c : 式 4.2.3 に示すコンクリートのヤング係数 (N/mm²) σ_{cp} : PC 鋼材図心位置におけるコンクリート断面の持続荷重による応力度 (N/mm²)。この場合の持続荷重は、プレストレス直後のプレストレス力及び死荷重とする。 σ_{pt} : プレストレス直後の PC 鋼材の引張応力度 (N/mm²) σ_{pt} : PC 鋼材図心位置におけるプレストレス直後のコンクリートの圧		

備 考	現 行	改 定 案
		縮応力度 (N/mm²) ただし、死荷重の一部がプレストレス導入後に作用する場合には、必要に応じてその影響を考慮するのがよい。 また、外ケーブル構造のように PC 鋼材とコンクリートとの間に付着がない場合には、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による PC 鋼材引張応力度の減少量は、付着がないことの影響を考慮して算出することが望ましい。 (5) 基本的に、各種ばらつきを考慮した上部構造を構成する部材等の限界状態の評価の信頼性に係る安全余裕は抵抗係数ϕ_{Rs}もしくはΦ_{Ru}にて、部材等が限界状態 1 又は限界状態 2 を超えた後の挙動に対する制御は部材・構造係数ξ_rにて、また、部材の状態の把握に用いる応答評価に係る不確実性は調査・解析係数ξ_sにて考慮されている。なお、これらの係数の意味については、I 編 5.2 及び V 編 2.5 に解説されている。 I 編 5.2 に解説されているように、永続作用支配状況や変動作用支配状況のうち、I 編 3.2 の作用組合せ①から⑨を考慮する場合の抵抗係数については、各ばらつきの要因に関するデータの有無や影響度等を踏まえたうえで、必要なばらつきの要因を考慮して規定されている。なお、原則として、材料に係るばらつきの要因を個別に材料係数として設定することはせず、抵抗側に係るばらつきの要因を全て抵抗係数に含めている。コンクリート部材では、十分な施工管理が行われるという前提条件の下ではその設差要因を少なくできるとみなし、材料強度に関しては主として材料特性のばらつきにより評価を行っている。 また、設計上の特性値とする材料強度は、ある値以上となることが保証された値であることから、実際の材料強度には統計的な偏りが生じることになる。しかし、材料強度の特性値は、実際の強度に対する最低限の保証値であることから、設計上材料強度の偏りは見込まない立場をとっている。なお、コンクリートの圧縮強度のばらつきを設計基準強度及び材料係数によって見込む考え方もある。この示方書においては、設計基準強度はコンクリート圧縮強度の設計上の代表値として与えており、材料強度に関するばらつきは、最終的に部材耐力としてのばらつきとして抵抗係数に見込む立場をとっている。 部材一般としての抵抗係数や各種発生応力度の制限値は 5 章で設定されている。コンクリートの強度については材料製造・受け入れ時の圧縮強度のばらつきを見込み、鉄筋や PC 鋼材の強度については引張強度及び降伏強度のばらつきを見込んでいる。さらに、配筋や躯体寸法のばらつきとして標準的な出来形のばらつきを見込んでいる。また、強度計算式が実際の挙動に対して誤差を有することのモデル誤差も考慮している。なお、強度計算式における統計的な偏りについては、普遍的な偏りであることから、特性値に考慮されている。これらに加えて、最終的に、打設の影響や施工時の応力管理精度なども加味した残留応力の影響も考慮し、抵抗係数が設定されている。キャリブレーションはこの示方書の適用範囲にある構造物のうち代表的なものに対して行われているので、この示方書の適用範囲内にある構造物に対しては、ここで示される抵抗係数や応力度の制限値を用いてよい。

改定案	現行	備考
ただし、この編に示す照査に用いる抵抗係数の全てについて、ばらつきや不確実性を評価できるだけの十分な実験値等があるわけではない。一方で、経験的に妥当性が確認されている照査式や照査値もあるため、こうした場合には、ばらつきに基づき抵抗係数を設定しているのではなく、従来の道路橋示方書で設計された構造と同程度の性能を与えるよう抵抗係数を設定している。 なお、この示方書では、設計の前提条件が明確で、その設計法や信頼性が経験的にも明らかであるプレストレストコンクリート構造と鉄筋コンクリート構造について制限値や部分係数が定められている。一方、プレストレスの導入量に応じて部材の状態を制御するという設計概念に基づくいわゆる PRC 構造も提案されている。このような設計を行う場合には、耐荷性能の前提として設定する耐荷機構に適合するよう、また、式(3.5.1)及び式(3.5.2)に従い目標とする状態が十分な信頼性をもって達成されるよう、適切に照査の前提条件や制限値を定める必要がある。この示方書では、プレストレス量を任意に制御して特性の異なる様々な構造を自由に設計するための普遍的な設計法が示されておらず、このような制御を可能とする照査方法について制限値等は示していない。そのため、PRC 構造に対しては、プレストレストコンクリート構造と鉄筋コンクリート構造に対する基準を参考に、かつ、ひび割れの制御については十分安全側となるように応力度の制限値や部分係数を個別に検討し、設計を行う必要がある。 他方、変動作用支配状況のうち I 編 3.2 の作用組合せ⑩を考慮する場合の抵抗係数や、偶発作用支配状況のうち I 編 3.2 の作用組合せ⑪を考慮する場合の抵抗係数は、I 編 5.2 及び V 編 2.5 に解説されているように、これらの状況に対してこれまでの示方書による場合と同程度の性能が確保できるようにキャリブレーションにより求められた値が与えられている。 (6) 永続作用支配状況や変動作用支配状況のうち、I 編 3.2 の作用組合せ①から⑨を考慮する場合の調査・解析係数については、I 編 5.2 に解説されており、0.90 が標準値として設定されている。また、作用組み合わせ⑩を考慮する場合の調査・解析係数は、V 編 2.5 に解説されているように、I 編 3.2 の作用組合せ①から⑨を考慮する場合の調査・解析係数と同じ値とされている。一方、作用組み合わせ⑪を考慮する場合の調査・解析係数は、V 編 2.5 に解説されているように、1.00 とされている。 (7) 部材・構造係数は、弾性域から非弾性域に移行したのちの余剰強度の違いにも着目し、これまでの示方書による場合と同程度の性能が得られるよう、限界状態 3 に対応する特性値に乗じる形で導入されている。部材一般としての部材・構造係数は 5 章で設定されている。なお、限界状態 1 を超えないことの照査とは別に、限界状態 3 を超えないことの照査が行われている場合、限界状態 1 を超えた後の部材の制御が行われていることから、部材・構造係数を 1.0 としている場合もある。なお、V 編 2.5 に解説されているように、この係数は状況によらず定まる値であるため、⑩及び⑪の作用の組合せを考慮する場合にも、①		

改定案	現行	備 考
から⑨の作用の組合せを考慮する場合と同様の値を見込む必要がある。 (9) 橋全体の安定などの照査は、I 編 5.2(12)の規定に従い、適切に抵抗係数や作用の組合せなどを定めて行う必要がある。	5 章 耐久性の検討 5.1 一般 コンクリート橋の設計にあたっては、経年的な劣化による影響を考慮しなければならない。 1.3 設計計算の基本 (2) 設計計算にあたっては、荷重状態に応じた部材の材料特性、構造の幾何学特性、支持条件等を適切に評価できる解析理論及び解析モデルを用いなければならない。	(1) 橋の主方向及び断面方向を構成する各部材等の断面力、応力及び変位の算出にあたっては、荷重状態に応じた部材の材料特性、破壊過程、構造形式に応じた幾何学的特性、応力状態の複雑さ、支持条件等を適切に評価できる解析理論及び解析モデルを用いなければならない。 (2) 橋の主方向及び断面方向を構成する部材の断面力の算出にあたっては、鉛直又は水平方向の腹圧力、ねじりモーメントによる付加応力、及び部材相互の作用等の影響を適切に考慮しなければならない。 (3) 1)から3)を満足する場合には、部材等の耐荷性能の照査において5章以降に規定する制限値を用いてよい。 1) 部材をはり理論、版理論等に従い棒部材又は版部材としてモデル化する。 2) 橋及びそれを構成する部材等を骨組み、格子及び版としてモデル化する。 3) 線形解析により部材の断面力、変位及びその断面力に基づく応力を算出する。 (4) 部材の断面力は、コンクリートの全断面を有効とした弾性体として、鉄筋及びPC鋼材を無視して算出された部材の曲げ剛性、せん断剛性及びねじり剛性の値を用いて算出してよい。 (1) 橋の主方向を構成する部材と同様に、横桁など横方向に配置された部材や、主方向を構成する部材の断面を構成するフランジやウェブを部材として扱う場合(以下断面方向の部材という)についても、3.3に規定される作用の組合せに対して、断面力及び変位に対して

改定案	現行	備考
必要な照査を行う。主方向の部材の性能を担保するにあたって、主方向の部材の耐力や耐久性の照査の前提条件を満足させるためには、断面方向のそれぞれの部材に必要な抵抗断面と剛性を確保する必要があるため、断面方向のそれぞれの部材についても断面力及び変位に対して、必要な照査を行うことが必要である。 この編では、コンクリート上部構造の耐力性能の照査として、設計計算により得られる部材の応答値が、部材に関する限界状態を必要な信頼性をもって超えないとみなせることを照査する。設計に用いる解析手法や解析モデルといった計算手法は、照査の対象となる限界状態付近での応答を含め、想定する作用に対する部材の応答を適切に表現できる手法とする必要がある。そのためには、部材の材料特性、構造の幾何学的特性等を適切に考慮して、応力度、断面力等の照査に用いる工学的指標を適切に算出できる解析理論及び解析モデルを用いる必要がある。5 章以降では、こうした条件を満足し各限界状態と関連付けられた計算手法、限界状態を表す工学的指標及び安全係数が、相互に関連付けられて規定されている。 解析理論は、材料特性の可逆性に応じて弾性理論と非弾性理論とに、変形による二次的効果(幾何学的非線形性)を考慮するか否かで微小変形理論と有限変形理論とに区別される。例えば、線形解析は線形弾性体における微小変形理論に基づく解析である。 構造解析においては、構造部材の材料特性(応力度－ひずみ関係、クリープ・乾燥収縮、材料強度)、設計で考慮する荷重、桁構造や吊構造、アーチ構造といった構造形式等に応じた適切な解析理論を用いる必要がある。 構造解析に用いる解析モデルは、橋の形状等に応じ、一般に、はりや柱等の棒部材、スラブやシェル等の板部材及びこれらの接合状態、構造系外部からの支持条件からなる単純化した構造解析モデルを選定してよい。なお、骨組みや棒部材を用いた断面力算定時には、一般に鉄筋断面積の影響が軽微であるため、断面定数(たとえば、断面積 A、断面二次モーメント I、断面二次極モーメント J)には鉄筋断面を換算しなくともよい。 全断面を有効とする完全弾性体の部材を対象としたはり理論や版理論においては、ひずみは線形分布し、そのひずみ分布に応じて応力を算出することになる。しかし、局所的な二次応力が大きい箇所、温度応力など施工時の残留応力が大きい箇所、また、荷重集中点近傍などにおいては、ひずみが線形分布せず、結果として複雑な応力状態が生じている。このような箇所については、はり理論や版理論によって応力状態を正しく評価することができないため、適切な解析手法によって応力状態を評価する必要がある。例えば、応力性が複雑な部位として PC 鋼材の定着部周囲などが該当する。また、骨組みモデルによる構造解析で部材耐力性能の照査を行うものの、複雑な応力性状を有する部位が生じている部材として、例えば、斜角を有する場合、曲線箱桁、断面幅が変化する箱桁がこれに該当する。その他、応力性状が複雑になると懸念される部位やそのような部位を有していると懸念される部材についても、本条の規定による必要がある。このように、はり理論や版理	(2) 解析理論は、材料の非線形特性を考慮するか否かで微小変形理論と有限変形理論とに区別される。例による二次的効果を考慮するか否かで微小変形理論と有限変形理論とに区別される。例えば線形解析は弾性微小変形理論に基づく解析である。 構造解析においては、構造部材の材料特性(応力度－ひずみ関係、クリープ・乾燥収縮、材料強度)、照査の対象とする荷重強度(設計荷重作用時、終局荷重作用時)、桁構造や吊構造、アーチ構造といった構造形式等に応じた適切な解析理論を用いて構造解析を行う必要がある。 また、構造解析に用いる解析モデルは、橋の形状等に応じ、これを適切に評価できる場合には、はりや柱等の棒部材、スラブやシェル等の板部材及びこれらの接合状態、構造系外部からの支持条件からなる単純化した構造解析モデルを選定してよい。	

改定案	現行	備考
論を用いた線形解析による方法と異なる応答計算による場合、応答値の取り扱い方については個別に検討することが必要である。 (2) 部材断面を構成する部位を部材として扱った場合の構成部材の断面力(例えば、部材軸直角方向のフランジの断面力、ウェブの断面力など)を算出するための構造解析では、箱桁の場合、図-解 3.7.1 や図-解 3.7.2 に示すような骨組みモデルに置き換えるなど、上フランジ、ウェブ、下フランジのそれぞれを、骨組みモデルを構成する部材として捉える。そして、3.3 に規定する作用の組合せに対して、断面力を算出する。このとき、原則的に腹圧力が生じうる全ての構造に対して腹圧力の影響を考慮することになるが、プレストレスの鉛直、水平分力なども適切に考慮する。斜橋の場合には、斜角の方向も考慮した方向を構成する各部材に対しても、適切に断面力及び変位を算出する。また、以下に例示するような部材相互の作用等についても適切に考慮する。 - ウェブの設計において、床版からウェブに伝達されるモーメントによる応力がウェブに作用する影響として考慮できること。 - 床版の設計において、傾斜ウェブにおける腹圧力やウェブに作用するねじりモーメント等がウェブから床版にモーメントとして伝達され、床版に作用する影響として考慮できること。 - 鉛直方向、水平方向又は両方向の腹圧力の影響を考慮する必要がある桁、たとえば、傾斜ウェブ等の影響を受ける上フランジ(床版)では、ウェブ、下フランジの各部材の面外方向への作用力を適切に考慮できること。特に、ウェブに配置された橋軸方向 PC 鋼材が曲げ上げられている場合、プレストレスの鉛直分力によって生じる断面力や応力について適切に考慮できること。 - 曲線橋においては、平面曲線の影響による腹圧力の影響を考慮できること。 - 部材高の変化がある箱断面のフランジ断面やウェブ断面に作用する断面力の算出においては、下フランジに作用している垂直応力及びプレストレス力の鉛直分力の影響を考慮できること - その他、部材の性能に影響する挙動を考慮できること - ただし、版部材の押し抜きせん断では、面に垂直なせん断変形の影響を無視した、いわゆる薄板理論を一般に適用する。 - 隔壁などの部材も、格子モデルや骨組みモデルにおいて曲げモーメントやせん断力などを受ける部材として設計した場合には、5 章において規定される部分係数を適用できる。		

改定案	現行	備考
図 解 3.7.2 PC鋼材定着部付近の箱桁に作用するモーメント分布(偏向力)		(3) この示方書で与えられる応力度の制限値、断面強度や抵抗係数の多くは、部材実験結果や観察結果の解釈を行う際に梁理論やトラス理論等の力学モデルを仮定し、それらにより算出される断面力及びその断面力に基づく応力と計測強度との比較で整理されている。そのため、設計計算においては、仮定された力学モデルの条件に適合する値を求めることが基本となる。各部材は、棒、版部材やその組合せとして置き換え、又は、置き換えできないように設計したうえで、直接的に断面力に基づく応力を計算し、5章の応力度の制限値や抵抗係数を適用することが基本である。はり理論や版理論など耐荷機構が明確で確立された理論による断面力に基づく応力を直接算出できないような構造は極力避けるのがよく、また、複合構造の接合部など断面力に基づく応力を直接的に算出できない手法により応答を評価する場合には、適切な調査・解析係数と抵抗係数を別途検討する必要がある。 (4) コンクリートは、応力度とひずみが直線的に比例せず、また完全弾性体ではない。しかし、これを線形弾性体とみなすことで部材に発生する断面力の算出が容易になる。また、構造部材に生じる断面力は、構造物を構成する部材相互の剛性の比により定まり、剛性の大きなものの影響は少ない。同時に部材の剛比に及ぼす鉄筋等の影響は一般に小さい。したがって、これまで道路橋の設計における断面力の算出では、コンクリートを弾性体とみなし、コンクリートの全断面を有効として、また、部材の剛性に及ぼす鉄筋等の影響を無視して作用力を算出することが行われてきた。この示方書でもこれを踏襲して、線形の完全弾性体を仮定して計算する方法を基本として、各制限値等が設定されている。なお、

改定案	現行	備 考
このように求められた応力状態に対して部材断面が最大耐力に至らなければ、部材が部分的に塑性化するなどとして求められる応答解に対しても、応答が大きくなり安全側の解を与えることになるため、限界状態 3 に対する照査においても、同様に部材を線形完全弾性体と仮定して応答を算出してよい。 3.8 その他の必要事項 3.8.1 一般 (1) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の設計においては、3.5 及び 3.6 に規定する耐荷性能及び耐久性能の照査の他、耐荷性能及び耐久性能の照査の前提となる事項、上部構造又は下部構造に求められる変位の制限値等、橋の性能を満足するために必要な事項を検討し、適切に設計に反映させなければならない。 (2) 風の動的な影響に対する照査を、部材等に発現するおそれのある現象を適切に考慮して行わなければならない。 (1) 部材等は、橋の使用目的との適合性を満足するよう、部材の耐荷性能及び耐久性能だけでなく、その前提となる事項や、必ずしも耐荷性能や耐久性能と関連付けられない事項についても満足する必要がある。橋の使用目的との適合性を満足するために必要なその他の検討については、Ⅰ編 7 章に解説されている。 部材等の耐荷性能の前提として、例えばコンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響について、5.1.5 に規定される条件を満足する必要がある。相反応力を生じる部材に対しては、活荷重の増大に対して安全となるように、設計状況とは別に 5.1.3 の規定を満足する必要がある。さらに、耐荷性能を確保する前提として、長期的なたわみの影響が生じないことが求められている。また、構造としての耐荷機構を成立させるよう組込まれた部材については、構造としての安定性が満足されることも前提として求められることから、例えばアーチ構造の安定性なども前提として満足する必要がある。それぞれ対象となる章に規定が示されている。このように、部材等の耐荷性能を確保する前提として求められる条件に対しても、適切に照査を行う必要がある。 (2) Ⅱ編 3.8.1(2)解説による。 3.8.2 構造設計上の配慮事項 設計では、経済性、地域の防災計画及び関連する道路網の計画との整合性も考慮したうえで、少なくとも 1) から 5) の観点について構造設計上実施できる範囲を検討し、必要に応じて構造設計に反映させなければならない。		

改定案	現行	備 考
1) 設計で前提とする施工品質の確認方法の観点 2) 橋の一部の部材及び接続部の損傷、地盤変動等の可能性に対する、構造上の補完性又は代替性の観点 3) 点検及び修繕が困難となる箇所をできるだけ少なくすることの観点。少なくとも部材の端部等の狭隘な空間となる箇所については、検討すべき箇所とすることを標準とする。 4) 設計供用期間中の更新及び修繕の実施方法について検討しておくことが望ましい部材の選定とそれを確実にける橋の構造とすることの観点。少なくとも床版及びケーブル部材については検討すべき部材とすることを標準とする。また、支点部についても、支承等の更新及び修繕が確実にける構造であるよう検討すべき箇所とすることを標準とする。 5) 局所的な応力集中、複雑な挙動、滞水等が生じにくい細部構造とすることの観点。少なくとも、支点部付近及びケーブル定着構造については検討すべき箇所とすることを標準とする。 1) 例えば、グラウト充填状況の確認やかぶりの確認が容易となる構造とすることや、施工時に品質確認がしやすいよう継手などを目視しやすい箇所に設置するなどがある。 2) 一部の部材が損傷することにより構造物全体の安定性が失われるような構造形式の構造物では、全体への影響が大きい部材が損傷した場合に、橋全体の安全性が著しく低下する可能性がある。そのため、構造形式の選定にあたっては、不測の事態においても容易に全体の安定性を喪失しない構造とすることや、主要部材が損傷した場合の代替性や補完性等を考慮した検討を行うのがよい。地震時における構造物の安全性についてはV編2.7解説が参考となる。 3) 維持管理を確実に実施するにあたり、少なくとも点検が困難な箇所はできる限り少なくする必要がある。桁高の高い箱桁であっても検査路などを設けることにより、上床版などの近接目視等が確実に行えるようにすることができる。このように、構造形式に応じて維持管理上必要と判断された場合には、検査路の設置を行うことも考えられる。また、ケーブル定着部や桁端部に点検のために空間を確保しておくことなども、点検困難箇所を排除し確実な維持管理を達成するためには有効である。 なお、プレストレスを導入する部材を用いる場合には、外ケーブル構造を用いることにより、いわゆる内ケーブルを用いた場合よりも点検や交換は確実となる一面がある。一方で、外ケーブル構造ではコンクリートとの付着がないため、PC 鋼材によるひび割れの分散性が期待できないなど、外ケーブル構造特有の事項により部材の耐荷力特性が全く同じとはならない。そのため、点検の確実さだけでなく、部材や構造としてのどのように安全余裕を確保すべきかを個々に検討して、ケーブル構造を選択する必要がある。 4) I 編 1.8.3 の規定に従い、コンクリート橋の設計にあたっては、維持管理が確実に行え		

改定案	現行	備 考
るよう配慮する必要がある。その観点から、更新を具体的に計画しない部材であっても過去の知見から更新の可能性が考えられるものに対しては、その実現性も含め検討すべきものと考えられる。例えば、ケーブル構造においては、過去車両による衝突や落雷などにより、ケーブル部材が損傷した事例もある。そのため、設計上取替えを行う維持管理を前提としない場合でも、ケーブル部材の交換がでうる構造とすることについて経済的合理性も考慮して、その必要性を検討するのがよい。なお、ケーブル部材を交換することを想定する場合には、交換時にケーブル部材を取り外した場合でも橋としての機能が失われないことを確認するなど、実際に交換が可能かどうかを検討したり、ケーブルの交換が確実に行えるように、例えば外ケーブルに対してその偏向部にケーブル取り換えのための予備孔を設けるなど、部材の交換を考慮した構造とすることを検討したりすることも必要である。 部材内部に設置しているPC鋼材は、交換が困難となることから、内部のPC鋼材の機能が失われた場合でも、部材としての耐荷力を確実に回復できるよう、外ケーブルの設置を想定した設計や外ケーブルとの併用なども検討すべき項目として考えられる。これらの検討において、予備孔の設置や外ケーブルの付加的な設置を行っておくことが妥当と判断された場合には、予備孔や外ケーブルを設置する部材がケーブルの緊張力に抵抗できることを確認しておく必要がある。 支点部については、支承が交換を前提とする部材であるため、供用期間中に支承の交換が確実かつ容易に行えるように配慮するなど、支承の維持管理が確実となるよう検討を行うべき部材としている。 コンクリート橋の床版については、取替えの事例は少ないものの、床版が薄い構造などにおいては、床版が劣化する可能性もあることから、必要に応じて更新や修繕の実施方法を検討するのがよい。 5) 耐久性に関する配慮事項として、耐久性を低下させる因子が局所的に集中しないよう、部材の組み方や形状等の構造詳細について検討する必要がある。例えば、特定の個所で滞水が生じると、耐久性上の想定を逸脱し局所的に鋼材の腐食が促進する可能性がある。そのため、床版や箱桁内部などでは、滞水が生じないよう必要に応じて排水経路を定め、排水勾配や排水孔などの設定を行うなど、確実な排水が実現できるよう設計する必要がある。伸縮装置を有する桁端部においては、伸縮装置からの漏水により局所的に内部鋼材の腐食が進展する可能性がある。そのため、漏水が生じたとしても腐食状況が想定と著しく異ならないように、必要に応じて桁端部に防水処理を行うなどの配慮が必要である。		

新旧対比表

III コンクリート橋・コンクリート部材編														
改定案	現行	備考												
4 章 材料の特性値 4.1 材料の強度の特性値 4.1.1 一般 (1) 材料の強度の特性値は、適切に定められた材料強度試験法による試験値のばらつきを考慮したうえで、試験値がそれを下回る確率がある一定の値以下となることが保証された強度の値としなければならない。 (2) 4.1.2 の規定による場合には、鋼材の強度は(1)を満足するとみなしてよい。 (3) コンクリートの圧縮強度は 4.1.3 の規定による。 4.1.2 鋼材の強度の特性値 鉄筋コンクリート用棒鋼、PC 鋼線、PC 鋼より線、PC 鋼棒及びアンカーボルトの強度の特性値は、表-4.1.1 から表-4.1.4 に示す値とする。 表-4.1.1 鉄筋コンクリート用棒鋼の強度の特性値 <table><thead><tr><th>鉄筋の種類</th><th>降伏強度 (N/mm²)</th><th>引張強度 (N/mm²)</th></tr></thead><tbody><tr><td>SD345</td><td>345</td><td>490</td></tr><tr><td>SD390</td><td>390</td><td>560</td></tr><tr><td>SD490</td><td>490</td><td>620</td></tr></tbody></table>			鉄筋の種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	SD345	345	490	SD390	390	560	SD490	490	620
鉄筋の種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)												
SD345	345	490												
SD390	390	560												
SD490	490	620												

改定案

現行

備考

表-4.1.2 PC 鋼線及びPC 鋼より線の強度の特性値

記号	呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
SWPRIAN SWPRIAL SWPDIN SWPDIL	5mm	1420	1620
	7mm	1320	1510
	8mm	1270	1470
	9mm	1220	1410
SWPRIBN SWPRIBL	5mm	1520	1720
	7mm	1420	1610
	8mm	1370	1560
SWPR2N SWPR2L	2.9mm, 2 本より	1710	1930
SWPR7AN SWPR7AL	9.3mm, 7 本より	1460	1720
	10.8mm, 7 本より	1460	1720
	12.4mm, 7 本より	1460	1720
	15.2mm, 7 本より	1470	1730
SWPR7BN SWPR7BL	9.5mm, 7 本より	1580	1850
	11.1mm, 7 本より	1590	1860
	12.7mm, 7 本より	1580	1850
	15.2mm, 7 本より	1600	1880
SWPR19N SWPR19L	17.8mm, 19 本より	1580	1850
	19.3mm, 19 本より	1580	1850
	20.3mm, 19 本より	1550	1820
	21.8mm, 19 本より	1580	1830
	28.6mm, 19 本より	1510	1780

表-4.1.3 PC 鋼棒の強度の特性値

種類	記号	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
丸鋼 A 種	2 号	SBPR785/1030	785
	1 号	SBPR930/1080	930
丸鋼 B 種	2 号	SBPR930/1180	930

表-4.1.4 アンカーボルト強度の特性値(N/mm²)

鋼材の種類 強度の種類	鋼材の種類			
	SD345	SS400	S35CN	S45CN
引張降伏強度	345	235	305	345
せん断降伏強度	200	135	175	200

鉄筋コンクリート用棒鋼及びPC鋼材の材料強度の特性値をJISにより定められている規格値の最低値とした場合には、その値を強度の特性値とみなすことができる。なお、規格値の最低値を特性値とした場合、実際の材料強度は特性値よりも大きくなるが、設計上安全側となるように、設計では最低値を特性値として用いている。

4.1.3 コンクリートの圧縮強度の特性値

- (1) コンクリートの圧縮強度の特性値をもって設計基準強度とする。

(2) コンクリートの圧縮強度の特性値は、材齢 28 日における試験強度に基づき、試験値がその値を下回る確率が 5% となるように定められた値とする。

(3) JIS A 5308 に適合するレディーミクストコンクリートを用いる場合には、その呼び強度をコンクリートの圧縮強度の特性値としてよい。

(1) コンクリートの圧縮強度の特性値を設計基準強度とした。圧縮強度の特性値は、製造時のばらつきを考慮して大部分の試験値がその値を下回らないように定められたものである。なお、試験強度時の材齢を 28 日に確定せず、原則としているのは、フライアッシュを用いたコンクリート等、28 日を超えて長期の強度増進が期待できる場合は 28 日強度を用いると不適当になる場合もあるためである。この場合、主な荷重の作用する時期や施工条件に応じて適切な材齢における試験強度に基づいて定めるのがよい。

(2) 試験強度時の材齢を 28 日としているが、フライアッシュを用いたコンクリート等、28 日を超えて長期の強度増進が期待できる場合は 28 日強度を用いると不適当になる場合もある。この場合、主な荷重の作用する時期や施工条件に応じて適切な材齢における試験強度に基づいて定めるのがよい。

改定案	現行	備考																																					
4.2 設計に用いる定数 4.2.1 一般 (1) 設計計算に用いる定数は、使用する材料の特性及び品質を考慮したうえで適切に設定しなければならない。 (2) 4.2.2 及び 4.2.3 の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 4.2.2 鋼材に関する定数 (1) I 編 9.1 に示す鋼材に関する定数は表-4.2.1 の値とする。 表-4.2.1 鋼材に関する定数 <table><tr><th>鋼</th><th>種</th><th>定数</th></tr><tr><td rowspan="8">鋼及び</td><td>鋼及びのヤング係数</td><td>$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$</td></tr><tr><td>PC鋼線のヤング係数</td><td>$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$</td></tr><tr><td>PC鋼より線のヤング係数</td><td>$1.95 \times 10^5 \text{N/mm}^2$</td></tr><tr><td>PC鋼棒のヤング係数</td><td>$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$</td></tr><tr><td>鋼鉄のヤング係数</td><td>$1.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$</td></tr><tr><td>鋼のせん断弾性係数</td><td>$7.70 \times 10^4 \text{N/mm}^2$</td></tr><tr><td>鋼及びのポアソン比</td><td>0.30</td></tr><tr><td>鋼鉄のポアソン比</td><td>0.25</td></tr></table> (2) プレストレスの減少量を算出する場合の PC 鋼材の見かけのリラクセーション率は、コンクリートのクリープ、乾燥収縮等の影響を考慮して適切に定める。ただし、PC 鋼材の見かけのリラクセーション率は、PC 鋼材が一定のひずみを保持した状態で、PC 鋼材の応力が時間の経過とともに減少する影響と、コンクリートが乾燥収縮、クリープ等により収縮する影響とを考慮して定める PC 鋼材引張力の減少量を、最初に与えた PC 鋼材引張力に対する百分率で表した値とする。 (3) PC 鋼材の見かけのリラクセーション率は、表-4.2.2 の値を標準とする。 ここで、高温の影響を受ける場合とは、蒸気養生を行う場合又は部材上縁に配置された PC 鋼材の純かぶりが 50mm 未満で加熱混合型アスファルト舗装を行う場合とする。	鋼	種	定数	鋼及び	鋼及びのヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	PC鋼線のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	PC鋼より線のヤング係数	$1.95 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	PC鋼棒のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	鋼鉄のヤング係数	$1.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	鋼のせん断弾性係数	$7.70 \times 10^4 \text{N/mm}^2$	鋼及びのポアソン比	0.30	鋼鉄のポアソン比	0.25	3.3 設計計算に用いる物理定数（I 編） (1) 設計計算に用いる物理定数は、使用する材料の特性や品質を考慮した上で適切に設定しなければならない。 (2) (3)から(6)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 表-3.1.1に示す鋼材の物理定数は表-3.3.1の値とする。 表-3.3.1 鋼材の物理定数 <table><tr><th>鋼</th><th>種</th><th>物理定数の値</th></tr><tr><td rowspan="5">PC鋼線、PC鋼より線、PC鋼棒のヤング係数</td><td>鋼及びのヤング係数</td><td>$2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$</td></tr><tr><td>鋼鉄のヤング係数</td><td>$2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$</td></tr><tr><td>鋼のせん断弾性係数</td><td>$1.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$</td></tr><tr><td>鋼及びのポアソン比</td><td>$7.7 \times 10^4 \text{N/mm}^2$</td></tr><tr><td>鋼鉄のポアソン比</td><td>0.30</td></tr><tr><td></td><td></td><td>0.25</td></tr></table> なお、プレストレスの減少量を算出する場合のPC鋼材の見かけのリラクセーション率は、表-3.3.2の値を標準とする。ここで、高温の影響を受ける場合とは、蒸気養生を行う場合又は部材上縁に配置されたPC鋼材の純かぶりが50mm未満で加熱混合型アスファルト舗装を行う場合とする。	鋼	種	物理定数の値	PC鋼線、PC鋼より線、PC鋼棒のヤング係数	鋼及びのヤング係数	$2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	鋼鉄のヤング係数	$2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	鋼のせん断弾性係数	$1.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	鋼及びのポアソン比	$7.7 \times 10^4 \text{N/mm}^2$	鋼鉄のポアソン比	0.30			0.25	
鋼	種	定数																																					
鋼及び	鋼及びのヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$																																					
	PC鋼線のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$																																					
	PC鋼より線のヤング係数	$1.95 \times 10^5 \text{N/mm}^2$																																					
	PC鋼棒のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$																																					
	鋼鉄のヤング係数	$1.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$																																					
	鋼のせん断弾性係数	$7.70 \times 10^4 \text{N/mm}^2$																																					
	鋼及びのポアソン比	0.30																																					
	鋼鉄のポアソン比	0.25																																					
鋼	種	物理定数の値																																					
PC鋼線、PC鋼より線、PC鋼棒のヤング係数	鋼及びのヤング係数	$2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$																																					
	鋼鉄のヤング係数	$2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$																																					
	鋼のせん断弾性係数	$1.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$																																					
	鋼及びのポアソン比	$7.7 \times 10^4 \text{N/mm}^2$																																					
	鋼鉄のポアソン比	0.30																																					
		0.25																																					

改定案

表 4.2.2 PC 鋼材の見かけのリラクセーション率(%)

PC 鋼材の種類	規 格		備 考
	標準値	高温の影響を受ける場合	
PC鋼線	5	7	通常品
PC鋼より線	1.5	2.5	低リラクセーション品
PC鋼棒	3	5	通常品

(1) 鋼のヤング係数E，せん断弾性係数G，ポアソン比νの間には

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (解 4.2.1)$$

の関係があることから、 $E = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ， $\nu = 0.3$ とした場合の値に基づきせん断弾性係数Gが定められている。

多くの本数の(PC 鋼線や) PC 鋼より線を束ねる場合、又はより線にして用いる場合のケーブルのヤング係数はⅡ編 4.2.3の規定による。

なお、PC 鋼材のプレストレッシングの管理でPC 鋼材の伸びを算出する場合には、この編の17.11に規定するように、現場における試験により見かけのヤング係数を定める必要がある。この示方書では、PC 鋼より線のヤング係数は、平行線ケーブルとの整合を図るとともに、近年の実績に基づく再評価の結果を踏まえて、従来の値が見直されている。

(2) PC 鋼材の純リラクセーション率は、引張ひずみ一定の条件で生じる応力度の減少量を、初期のPC 鋼材の引張応力度に対する比率(百分率)で表したものである。一方、これに対してPC 鋼材がプレストレスを導入するコンクリートに用いられる場合には、コンクリートの乾燥収縮、クリープ等によって、最初に与えられたPC 鋼材引張ひずみが時間とともに減少するため、ひずみ一定のもとで行うPC 鋼材のリラクセーション試験で測定した値よりリラクセーションによる引張応力度の減少量は少なく、小さなリラクセーション率を示すこととなる。これを見かけのリラクセーションという。

見かけのリラクセーション率はプレストレスを導入するコンクリート部材の有効プレストレスに影響を及ぼすため、PC 鋼材の選定にあたっては、原則として設計段階において

現行

表 3.3.2 PC 鋼材の見かけのリラクセーション率 (%)

PC 鋼材の種類	リラクセーション率		備 考
	標準値	高温の影響を受ける場合	
PC鋼線	5	7	通常品
PC鋼より線	1.5	2.5	低リラクセーション品
PC鋼棒	3	5	通常品

これにより難い場合は、PC鋼材の引張応力度に応じて測定されたリラクセーション率から、コンクリートのクリープ、乾燥収縮等の影響を考慮して別途にPC鋼材の見かけのリラクセーション率を定める。

(3) 鋼のヤング係数E，せん断弾性係数G，ポアソン比μの間には式(解3.3.1)の関係がある。

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \dots\dots\dots (解 3.3.1)$$

$E = 2.0 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ ， $\mu = 0.3$ とすると $G = 7.692 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ となる。

しかし、Eやμの値は鋼材によってある程度のばらつきがあるものであるから、この数値を丸めて $G = 7.7 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ とした。

なお、支承の設計に対しては

鉄鋼のヤング係数は $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ，ポアソン比は 0.30

としてよい。

JISに規定されていない、多くの本数のPC鋼線を束ねる、又はより線にして用いる場合のケーブルのヤング係数は $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 以下となることもあるので、試験により別途定めるものとする。

なお、PC鋼材のプレストレッシングの管理でPC鋼材の伸びを算出する場合には、コンクリート橋編20.8に規定するように、現場における試験により見かけのヤング係数を定める必要がある。

PC鋼材の純リラクセーション率は、引張ひずみ一定の条件で生じる応力度の減少量を、初期のPC鋼材の引張応力度に対する比率 (百分率) で表したものである。一方、これに対してPC鋼材がプレストレストコンクリートに用いられる場合には、コンクリートの乾燥収縮、クリープ等によって、最初に与えられたPC鋼材引張ひずみが時間とともに減少するため、ひずみ一定のもとで行うPC鋼材のリラクセーション試験で測定した値より引張応力度の減少量は少なく、小さなリラクセーション率を示すこととなる。これを見かけのリラクセーションという。

見かけのリラクセーション率はプレストレストコンクリート部材の有効プレストレスに影響を及ぼすため、PC鋼材の選定にあたっては、原則として設計段階より考慮した見

改定案

現行

備考

考慮した見かけのリラクセーション率を有する鋼材を使用する必要がある。現在流通している PC 鋼材は低リラクセーション品がほとんどであるが、エポキシ樹脂を被覆した鋼材では通常品である場合があるので注意を要する。

(3) PC 鋼材に低い値の緊張力を与える場合等特別にリラクセーション率を定める場合などは、表-4.2.2 によらず、引張応力度に応じた純リラクセーション率を試験により定める必要がある。この場合、一般的には JIS G 3536：2014 を参考に、純リラクセーション率は常温での 1,000 時間試験の値の 3 倍とするとよい。また、本条に規定される値を適用する上での条件については 5.1.5 の規定による

4.2.3 コンクリートに関する定数

(1) コンクリート部材の設計計算に用いるヤング係数は、表-4.2.3 に示す値としてよい。

表-4.2.3 コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60	70	80
ヤング係数	2.35 ×10 ⁴	2.50 ×10 ⁴	2.65 ×10 ⁴	2.80 ×10 ⁴	3.10 ×10 ⁴	3.30 ×10 ⁴	3.50 ×10 ⁴	3.70 ×10 ⁴	3.80 ×10 ⁴

(2) コンクリートのせん断弾性係数は式(4.2.1)により算出してよい。

$$G_c = \frac{E_c}{2.3} \dots\dots\dots (4.2.1)$$

ここに、 G_c ：コンクリートのせん断弾性係数(N/mm²)

E_c ：コンクリートのヤング係数(N/mm²)

かけのリラクセーション率を有する鋼材を使用する必要がある。

3.3 設計計算に用いる物理定数 (I 編)

(1) 設計計算に用いる物理定数は、使用する材料の特性や品質を考慮した上で適切に設定しなければならない。

(2) (3)から(6)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。

(4) コンクリートのヤング係数は次による。

1) 鉄筋コンクリート構造物の不静定力又は弾性変形の算出及びブレストレスト
トコンクリート部材の設計計算に用いるヤング係数は表-3.3.3 の値とする。

2) 鉄筋コンクリート部材の応力度の計算に用いるヤング係数比 n は 15 とする。

表-3.3.3 コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
ヤング係数	2.35×10 ⁴	2.5×10 ⁴	2.65×10 ⁴	2.8×10 ⁴	3.1×10 ⁴	3.3×10 ⁴	3.5×10 ⁴

(5) コンクリートのせん断弾性係数は式(3.3.1)により算出しなければなら
ない。

$$G_c = \frac{E_c}{2.3} \dots\dots\dots (3.3.1)$$

ここに、 G_c ：コンクリートのせん断弾性係数(N/mm²)

E_c ：コンクリートのヤング係数(N/mm²)

(6) コンクリートのクリープ係数及び乾燥収縮度は2.2.5の規定によらなければ
ならない。

(3) コンクリートのクリープひずみ及び乾燥収縮度を算出する場合には、コンクリートに導入されるプレストレスの大きさ、コンクリートの材料、材齢、周辺環境、部材形状・寸法及びこれらの影響のばらつき等を適切に考慮しなければならぬ。

(4) コンクリートのクリープひずみ及び乾燥収縮度は、以下の 1) 及び 2) に従い算出することを標準とする。

1) コンクリートのクリープひずみを式(4.2.2)により定める。

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_c} \varphi \dots\dots\dots (4.2.2)$$

ここに、 ε_{cc} : コンクリートのクリープひずみ

σ_c : 持続荷重による応力度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

φ : コンクリートのクリープ係数で表-4.2.4 の値とする。

表-4.2.4 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷するときの コンクリートの材齢(日)		4～ 7	14	28	90	36 5
ク リ ー プ 係 数	早強ポルトラン ド セメント使用	2.6 3	2. 0	2. 0	1. 7	1. 2
	普通ポルトラン ド セメント使用	2.8	2. 5	2. 2	1. 9	1. 4

2.2.5 コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響 (I 編)

(1) コンクリート部材の設計においては、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響を適切に考慮しなければならない。

(2) (3)から(7)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。

(3) コンクリートのクリープひずみは式 (2.2.1) により算出する。

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_c} \varphi \dots\dots\dots (2.2.1)$$

ここに、 ε_{cc} : コンクリートのクリープひずみ

σ_c : 持続荷重による応力度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

φ : コンクリートのクリープ係数

(4) プレストレスの減少量及び不静定力を算出する場合のコンクリートのクリープ係数は、表-2.2.7 の値を標準とする。

表-2.2.7 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷するときの コンクリートの材齢(日)		4～7	14	28	90	365
ク リ ー プ 係 数	早強ポルトラン ドセメント使用	2.6	2.3	2.0	1.7	1.2
	普通ポルトラン ドセメント使用	2.8	2.5	2.2	1.9	1.4

2.2.5 コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響 (I 編)

(1) コンクリート部材の設計においては、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響を適切に考慮しなければならない。

(2) (3)から(7)までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。

(5) プレストレスの減少量を算出する場合のコンクリートの乾燥収縮度は、表-2.2.8 の値を標準とする。

改定案

現行

備考

2) コンクリートの乾燥収縮度を表-4.2.5により定める。

表 4.2.5 コンクリートの乾燥収縮度

プレストレスを導入するとき の コンクリートの材齢(日)	4～7	28	90	365
乾燥収縮度	20×10 ⁻⁵	18×10 ⁻⁵	16×10 ⁻⁵	12×10 ⁻⁵

(1) 引張応力が作用する場合と圧縮応力が作用する場合では、ヤング係数は必ずしも等しいではないが、道路橋の設計計算においては一般に問題とならないので、等しいものとしている。

表-4.2.3 の値は全国の調査結果の平均値である。設計基準強度が表-4.2.3 の間の場合には、ヤング係数は直線補間による値としてよい。なお、設計基準強度が 60 N/mm² をこえ 80 N/mm² までの高強度コンクリートを用いた場合のコンクリートのヤング係数は、場所打ちコンクリート部材以外の部材のうち、製造設備の整った工場又はこれと同等の施工条件が備わった現場近くのヤードで製作されるプレキャスト部材を前提として規定されている。また、表-4.2.3 の値は、部材の設計に用いるもので、コンクリートが若材齢時に部材の応力度又は破壊に対する安全度の照査を行う場合にはコンクリートのヤング係数を試験等により別途定める必要がある。

(2) 式(4.2.1)はコンクリートのポアソン比を 1/6 として求めたものである。

(3) コンクリート部材では、クリープ及び乾燥収縮の影響が顕著であることから、適切にその影響を見込むことが求められている。

表-2.2.8 コンクリートの乾燥収縮度

(普通及び早強ポルトランドセメント使用の場合)

プレストレスを導入するときのコンクリートの材齢(日)	4～7	28	90	365
乾燥収縮度	20×10 ⁻⁵	18×10 ⁻⁵	16×10 ⁻⁵	12×10 ⁻⁵

(6) (4)又は(5)の規定により難い場合は、部材周辺の湿度、部材断面の形状寸法、荷重が作用するときのコンクリートの材料や材齢等を考慮して別途にコンクリートのクリープ係数及び乾燥収縮度を定める。

(4) 引張応力が作用する場合と圧縮応力が作用する場合では、コンクリートの応力度~~ひずみ曲線~~は若干異なるのでヤング係数は必ずしも等しくはないが、設計計算において一般に問題とならないので、等しいものとしている。

表-3.3.3の値は全国の調査結果の平均値である。設計基準強度が表-3.3.3の間の場合には、ヤング係数は直線補間による値としてよい。

プレキャスト部材において、設計基準強度が60N/mm²を超え80N/mm²までの高強度コンクリートを用いた場合は、コンクリートのヤング係数は表-解3.3.1による。

表-解 3.3.1 高強度コンクリートのヤング係数(N/mm²)

コンクリートの設計基準強度	70	80
ヤング係数	3.7×10 ⁴	3.8×10 ⁴

なお、表-3.3.3の値は、設計荷重作用時及び終局荷重作用時の部材の設計に用いるもので、コンクリートが若材齢時に部材の応力度又は破壊に対する安全度の照査を行う場合にはコンクリートのヤング係数を試験等により別途定める必要がある。

PHC杭のコンクリートのヤング係数は、4.0×10⁴N/mm²を用いてよい。また、SC杭のコンクリートのヤング係数は、3.5×10⁴N/mm²を用いてよい。

(5) 式(3.3.1) はコンクリートのポアソン比を 1/6 として求めたものである。

(3) コンクリートのクリープひずみについては、作用する持続荷重による応力度がコンクリートの圧縮強度の 40%程度以下の場合、式(2.2.1)が成立すると考えてよい。一般には、コンクリートの圧縮強度の 40%を超える持続荷重による応力度が作用することはないので、式(2.2.1)が用いられるが、40%を超える場合には別途試験等によりクリープひずみを

改定案	現行	備考
(4) コンクリートのクリープひずみは、<u>図-解 4.2.1</u>に示すように、<u>継続的に作用する荷重を取り除くと回復するクリープひずみと回復しないクリープひずみの和</u>であると<u>考えられる</u>。一般に、プレストレスの減少量を算出する場合は、クリープひずみをこれら2成分に分けて算出しても、分けずに算出しても結果に大差はないので、表-4.2.4に示すクリープ係数をそのまま用いてよい(<u>1編 8.5(4)解説参照</u>)。なお、持続荷重を載荷したときのコンクリートの材齢が表-4.2.4に示す値の間にある場合のクリープ係数は直線補間による値を用いてよい。 表-4.2.5に示したコンクリートの乾燥収縮度は、<u>相対湿度 70%、部材の仮想厚さが 400mm 程度の場合を想定して定められたものである</u>。なお、プレストレスを算出する場合は一般にこの値を用いて差し支えない。なお、プレストレスを導入する時のコンクリートの材齢が表-4.2.5に示す値の間にある場合の乾燥収縮度は、<u>直線補間による値を用いてよい</u>。 コンクリートの収縮は、コンクリート中の水分が乾燥によって外部に逸散する際に生じる<u>乾燥収縮</u>、セメントの水和によりコンクリート中の水分が消費することによって生じる<u>自己収縮</u>等に分類される。ここでいう乾燥収縮はこれらを含んだものである。ただし、水セメント比が小さいと自己収縮が大きくなる可能性がある。このような場合は「コンクリート標準示方書〔設計編〕」(土木学会、平成 25 年 3 月)を参考にするのがよい。 プレテンション部材等のように、特にコンクリート材齢の若い時期にプレストレッシングを行う場合、<u>合成桁のようにコンクリートのクリープ差及び乾燥収縮差の影響を考慮する場合など</u>、表-4.2.4 及び表-4.2.5 による<u>値によりがたい場合は</u>、<u>条文に示す諸要因を考慮して試験により別途定める必要がある</u>。試験に示す方法については、次に示す方法によって定めてもよい。 1) クリープ係数 $\phi(t, t_0) = \phi_{a0} \cdot \beta_a(t - t_0) + \phi_{r0} \{ \beta_f(t) - \beta_f(t_0) \} \dots\dots\dots (\text{解 4.2.2})$ ここに、$\phi(t, t_0)$: 材齢 t_0 日に持続荷重が載荷されたコンクリートの、材齢 t 日におけるクリ るクリープ係数	<u>定める必要がある。</u> (4) コンクリートのクリープひずみは、<u>図-解 2.2.12</u>に示すように、<u>作用する持続荷重を取り除くと回復するクリープひずみと回復しないクリープひずみの和</u>であると<u>考えられる</u>。一般に、プレストレスの減少量を算出する場合は、クリープひずみをこれら2成分に分けて算出しても、又は分けずに算出しても結果的に大差ないので、表-2.2.7に示すクリープ係数をそのまま用いてよい(<u>2.2.4(6)解説参照</u>)。なお、持続荷重を載荷したときのコンクリートの材齢が表-2.2.7に示す値の間にある場合のクリープ係数は直線補間による値を用いてよい。 (5) コンクリートの収縮は<u>厳密に区別すると</u>、コンクリート中の水分が乾燥によって外部に逸散する際に生じる<u>もの</u>、セメントの水和によりコンクリート中の水分が消費することによって生じる<u>もの</u>(<u>自己収縮</u>)等に分類される。ここでいう乾燥収縮はこれらを含んだものである。ただし、<u>特に水セメント比が小さいと自己収縮が大きくなる</u>ことがあるので、このような場合は「コンクリート標準示方書〔設計編〕」(土木学会、平成 20 年 3 月)により<u>乾燥収縮を算出してよい</u>。 表-2.2.8に示したコンクリートの乾燥収縮度は、<u>相対湿度 70%、部材の仮想厚さが 400mm 程度の場合を想定して定められたものである</u>。なお、プレストレスの減少量を算出する場合は一般にこの値を用いて差し支えない。なお、プレストレスを導入する時のコンクリートの材齢が表-2.2.8に示す値の間にある場合の乾燥収縮度は、<u>直線補間による値を用いてよい</u>。 (6) プレテンション部材等のように、特にコンクリート材齢の若い時期にプレストレッシングを行う場合、<u>コンクリート床版との合成作用を考慮する鋼桁橋のようにコンクリートのクリープ差及び乾燥収縮差の影響を考慮する場合等(4)及び(5)により難い場合は</u>、<u>条文に示す諸要因を考慮して試験により別途定める必要がある</u>。試験に示す方法については、次に示す方法によって定めてもよい。なお、PHC 杭については、<u>工場製品であり一般のコンクリートと比較して高強度であることや、養生方法も異なることにより、試験によって求めるのがよいが</u>、一般に<u>クリープ係数は 2.0、乾燥収縮度は 20×10^{-6} としてよい</u>。 1) クリープ係数 $\varphi(t, t_0) = \varphi_{a0} \cdot \beta_a(t - t_0) + \varphi_{r0} \{ \beta_f(t) - \beta_f(t_0) \} \dots\dots\dots (\text{解 2.2.9})$ ここに、 $\varphi(t, t_0)$: 材齢 t_0 日に持続荷重が載荷されたコンクリートの、材齢 t 日におけるクリ	

改定案	現行	備考
t_0及びt : 持続荷重が載荷される時及びクリープ係数の値を算出する時のコンクリートの材齢(日)。コンクリートの温度及びセメントの種類により式(解 4.2.3)で補正した値を用いる。 t_0 又は $t = \alpha \cdot \frac{\Sigma(T+10) \cdot \Delta t'}{30}$ (解4.2.3) $\alpha = \begin{cases} 2.0 & \dots \text{ 早強ポルトランドセメント} \\ 1.0 & \dots \text{ 普通ポルトランドセメント} \end{cases}$ T : コンクリートの温度(°C) $\Delta t'$: コンクリート温度がT°Cである期間の日数(日) ϕ_{d0} : 持続荷重を取り除くとき時間の経過とともに回復するひずみ(遅れ弾性ひずみ、図-解 4.2.1 参照)に対するクリープ係数で、一般に 0.4 としてよい。 $\beta_d(t-t_0)$: 持続荷重載荷後の経過日数($t-t_0$)に関する関数で、図-解 4.2.2 に示す値を用いてよい。ただし、持続荷重載荷後の経過日数($t-t_0$)が3か月を超えれば $\beta_d(t-t_0) = 1$ としてよい。 ϕ_{f0} : 持続荷重を取り除いても回復しないクリープひずみ(フローひずみ、図-解 4.2.1 参照)に対するクリープ係数で、環境条件に応じて表-解 4.2.1 に示す値を用いてよい。 $\beta_f(t)$: コンクリートの材齢 t(日)及び式(解 4.2.4)に示す部材の仮想厚さ h_{th} に関する関数であり、図-解 4.2.3 に示す値を用いてよい。 $h_{th} = \lambda \cdot \frac{A_c}{u}$ (解4.2.4) h_{th} : 部材の仮想厚さ (mm) λ : 環境条件に関する係数で、表-解 4.2.1 に示す値を用いてよい。 A_c : 部材の断面積 (mm²) u : 外気に接する部材の周長 (mm)	ープ係数 t_0及びt:持続荷重が載荷される時及びクリープ係数の値を算出する時のコンクリートの材齢(日)。コンクリートの温度及びセメントの種類により式(解 2.2.10)で補正した値を用いる。 t_0 又は $t = \alpha \cdot \frac{\Sigma(T+10) \cdot \Delta t'}{30}$ (解 2.2.10) $\alpha = \begin{cases} 2.0 \dots \dots \text{早強ポルトランドセメント} \\ 1.0 \dots \dots \text{普通ポルトランドセメント} \end{cases}$ T : コンクリートの温度(°C) $\Delta t'$: コンクリート温度がT°Cである期間の日数(日) ϕ_{d0} : 持続荷重を取り除くとき時間の経過とともに回復するひずみ(遅れ弾性ひずみ、図-解 2.2.12 参照)に対するクリープ係数で、一般に 0.4 としてよい。 $\beta_d(t-t_0)$: 持続荷重載荷後の経過日数($t-t_0$)に関する関数で、図-解 2.2.13 に示す値を用いてよい。ただし、持続荷重載荷後の経過日数($t-t_0$)が3か月を超えれば $\beta_d(t-t_0) = 1$ としてよい。 ϕ_{f0} : 持続荷重を取り除いても回復しないクリープひずみ(フローひずみ、図-解 2.2.12 参照)に対するクリープ係数で、環境条件に応じて表-解 2.2.2 に示す値を用いてよい。 $\beta_f(t)$: コンクリートの材齢 t(日)及び式(解 2.2.11)に示す部材の仮想厚さ h_{th} に関する関数であり、図-解 2.3.14 に示す値を用いてよい。 $h_{th} = \lambda \cdot \frac{A_c}{u}$ (解 2.2.11) h_{th} : 部材の仮想厚さ (mm) λ : 環境条件に関する係数で、表-解 2.2.2 に示す値を用いてよい。 A_c : 部材の断面積 (mm²) u : 外気に接する部材の周長 (mm)	

改定案

表-解 4.2.1 環境条件による ϕ_{f0} と λ の値

環境条件	ϕ_{f0}	λ
水中	0.8	60
相対湿度 90%	1.3	10
" 70%	2.0	3
" 40%	3.0	2

2) 乾燥収縮度

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{s0} \cdot \beta_s(t - t_0) \dots\dots\dots (解4.2.5)$$

ここに、 $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$: コンクリートの乾燥開始材齢 t_0 日から材齢 t までの乾燥収縮度

t_0 及び t : 湿潤養成されて硬化した、ポルトランドセメントを用いたコンクリートの材齢(日)。コンクリート温度によって、式(解4.2.6)により補正する値を用いる。

$$t_0 \text{又は} t = \frac{\Sigma(T+10) \cdot \Delta t'}{30} \dots\dots\dots (解4.2.6)$$

T : コンクリートの温度(°C)
 $\Delta t'$: コンクリートの温度が T °Cである期間の日数(日)

ε_{s0} : コンクリートの基本乾燥収縮ひずみであり、環境条件に応じて表-解 4.2.2 に示す値を用いてよい。

$\beta_s(t)$: コンクリートの材齢 t 日及び部材の仮想厚さ h_{th} (式(解 4.2.4)により算出される)に関する関数であり、図-解 4.2.4 に示す値を用いてよい。

表-解 4.2.2 環境条件による ε_{s0} の値

環境条件	ε_{s0}
水中	-10×10^{-5}
相対湿度 90%	$+10 \times 10^{-5}$
" 70%	$+25 \times 10^{-5}$
" 40%	$+50 \times 10^{-5}$

現行

表-解 2.2.2 環境条件による ϕ_{f0} と λ の値

環境条件	ϕ_{f0}	λ
水中	0.8	60
相対湿度 90%	1.3	10
" 70%	2.0	3
" 40%	3.0	2

(注)コンクリートのスランズが50～100mm程度の場合に適用する。

2) 乾燥収縮

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{s0} \cdot \beta_s(t - t_0) \dots\dots\dots (解 2.2.12)$$

ここに、 $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$: コンクリートの乾燥開始材齢 t_0 日から材齢 t 日までの乾燥収縮度

t_0 及び t : 湿潤養生されて硬化した、ポルトランドセメントを用いたコンクリートの材齢 (日)。コンクリート温度によって、式 (解 2.2.13) により補正する値を用いる。

$$t_0 \text{又は} t = \frac{\Sigma(T+10) \cdot \Delta t'}{30} \dots\dots\dots (解 2.2.13)$$

T : コンクリートの温度 (°C)
 $\Delta t'$: コンクリートの温度が T °Cである期間の日数 (日)
 ε_{s0} : コンクリートの基本乾燥収縮ひずみであり、環境条件に応じて表-解 2.2.3 に示す値を用いてよい。

$\beta_s(t)$: コンクリートの材齢 t 日及び部材の仮想厚さ h_{th} 式 (解 2.2.11) により算出される) に関する関数であり、図-解 2.2.15 に示す値を用いてよい。

表-解 2.2.3 環境条件による ε_{s0} の値

環 境 条 件	ε_{s0}
水 中	-10×10^{-5}
相対湿度 90%	$+10 \times 10^{-5}$
" 70%	$+25 \times 10^{-5}$
" 40%	$+50 \times 10^{-5}$

(注)コンクリートのスランズが50～100mm程度の場合に適用する。

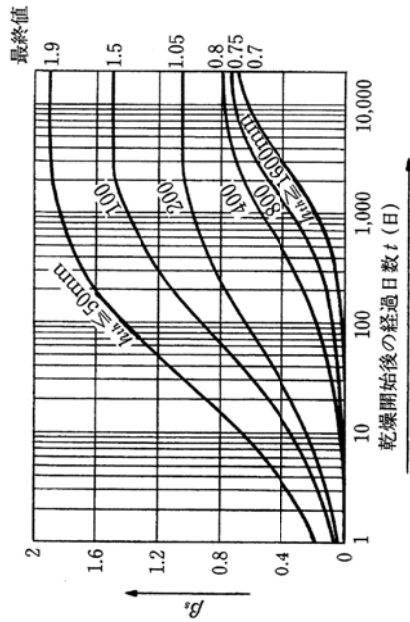


図-解 4.2.4 $\beta_s(t)$ の値

近年、国内では所要の時間内に工事現場までコンクリートを運搬可能な生コン工場が限定されるなどの制約から、大きな乾燥収縮ひずみを生じる骨材の採用が検討されることがある。しかし、コンクリートの乾燥収縮ひずみの大きさが設計で考慮した範囲を超えると、コンクリートにひび割れが発生する可能性が高まるとともに、設計で設定したプレストレスが導入されないこととなる。また不静定力も設計で考慮したものと乖離するおそれがある。したがって、地域の骨材事情などにより乾燥収縮が大きくなることが懸念される等の場合には、事前にコンクリートの乾燥収縮量を試験により把握する等により本条文の規定によることができるかどうかについて確認しておくことが必要である。

外環境と接するコンクリート表層では乾燥収縮ひずみが大きくなり、特に乾燥収縮ひずみの大きなコンクリートでは、初期の水和発熱に伴う温度応力と相まって、表面ひび割れの発生につながりやすく、注意が必要である。

表-解 4.2.1 及び表-解 4.2.2 に示す値は、これまでの示方書ではコンクリートのスランプが 5～10cm 程度の場合に適用するとされていた。この示方書では、17.6.2 の規定に従い単位水量を抑えるよう配合設計されたコンクリートが用いられる場合には、クリーブ及び乾燥収縮の影響がこれまでのコンクリートとほぼ同等のものとなることから、スランプに よらず、表-解 4.2.1 及び表-解 4.2.2 に示す値を用いてもよいとされた。一方で、単位水量と乾燥収縮との関係も指摘されることから、スランプがこの範囲を超える場合には、単位水量や混和材料の特性等を適切に考慮して、表-解 4.2.1 及び表-解 4.2.2 に示す値を用いることの妥当性について検討するのがよい。

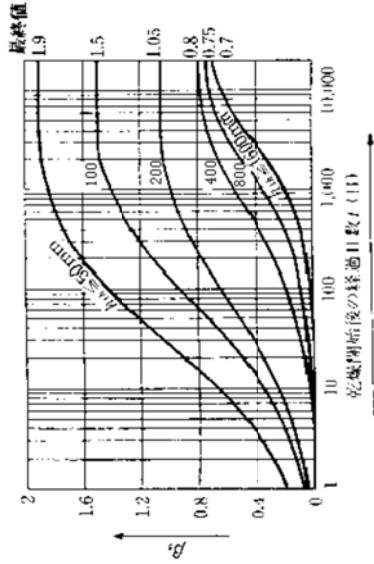


図-解 2.2.15 $\beta_s(t)$ の値

近年、コンクリートの過大な収縮が原因と見られるひび割れとたわみによる問題が生じたことから、骨材の種類がコンクリートの乾燥収縮量に多大な影響を及ぼすことがあるとの認識が一般に広まってきた。コンクリートの乾燥収縮ひずみの大きさが設計で考慮した範囲を超えると、設計で見込んだプレストレスが導入されないこととなる。また不静定力も設計で考慮したものと乖離するおそれがある。したがって、地域の骨材事情などにより乾燥収縮の発生が大きくなることが懸念される等の場合には、事前にコンクリートの乾燥収縮量を試験により把握する等により本条文の規定によることができるかどうかについて確認しておくことが必要である。

なお、道路橋の場合、実際の構造物では比較的部材寸法が大きく部材内部は乾燥しにくいこと、内部に配置されている補強鋼材がコンクリートの収縮を拘束するため、従来の規定に従って材料特性や品質が確かな骨材を用いた場合には、乾燥収縮度の値を変更しなればならないほどの大きな影響を及ぼす可能性は一般に少ないと考えられる。このことから、明らかに、従来橋に用いられてきた骨材より大きな乾燥収縮を生じるおそれがある場合を除き、プレストレスの減少量および不静定力を算出する際に用いる乾燥収縮度の値は従来の規定を踏襲することとした。

なお、コンクリート断面の表層では乾燥収縮ひずみが大きくなり、特に乾燥収縮の大きなコンクリートでは、初期の水和発熱に伴う温度応力と相まって、表面ひび割れの発生につながりやすく、注意が必要である。

案定改

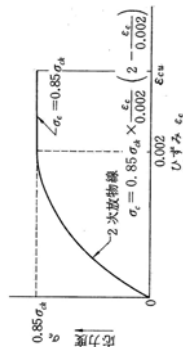


図-5.5.1 コンクリートの応力度－ひずみ曲線

ここに、

σ_{sy} : 鉄筋の降伏強度の特性値
(N/mm²)

σ_s : 鋼材の応力度 (N/mm²)

E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

ε_s : 鋼材のひずみ

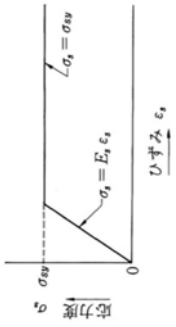


図-5.5.2 鉄筋の応力度-ひずみ曲線

$M_{yd} = \xi_1 \phi_y M_{yc}$ (5.5.1)

ここに、 M_{yd} : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (N・mm)

ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.5.1に示す値とする。

ϕ_y : 抵抗係数で表-5.5.1に示す値とする。

M_{yc} : 降伏曲げモーメントの特性値 (N・mm)

表-5.5.1 調査・解析係数、抵抗係数

	ξ_1	ϕ_y
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3)で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3)で⑪を考慮する場合	1.00	

- (4) 直交する2方向の曲げモーメントを受ける部材では、2方向の曲げモーメントの影響を考慮する。
- (5) ディープビームの降伏曲げモーメントの特性値の算出にあたっては、断面引張縁からはり高の1/5の範囲に配置された主鉄筋を有効とする。
- (6) コーベルが、(3)によらず5.7.1の(3)及び(6)の規定を満足する。
- (7) 版部材の2方向のそれぞれに対し適切に有効幅を設定し、版部材の2方向のそれぞれを曲げモーメント又は軸方向力を受ける棒部材として抵抗させる。

- (1) 部材断面に曲げモーメントが生じる作用に対して、部材全体として弾性応答する限界の状態を限界状態1と考えることができる。そのため、この示方書では、鉄筋コンクリート部材においては、部材断面のコンクリートに生じる圧縮応力度が弾性状態とみなせる範囲に留まり、かつ、引張側の鉄筋に生じる引張応力度が降伏強度に達した状態を限界状態1と考えることとしている。この状態における部材断面に生じる曲げモーメントを降伏曲げ

4.2.3 設計荷重作用時の照査

- (4) 直交する2方向の曲げモーメントを受ける部材断面は、2方向の曲げモーメントの影響を考慮して照査する。
- (4) 2方向の曲げモーメントが同時に作用する部材断面の応力度照査は、一般に以下に示す方法で行ってよい。
- 1) 鉄筋コンクリート構造については、それぞれの方向の曲げモーメントを合成して主曲げモーメントを算出し、その主曲げモーメントに対して主鉄筋の応力度を算出する必要がある。ただし、常時(死荷重作用時)において曲げモーメントの影響が小さい場合は、直交するそれぞれの方向について個々に曲げモーメントと軸方向力を受ける部材として応力度を算出してよい。この場合、主鉄筋としては周囲に配置された鉄筋のうち、曲げモーメントの方向の上下縁付近に直交する鉄筋のみを考慮する。ただし、常時大きな偏心力を受ける部材では、2方向の曲げモーメントが同時に作用するものとして照査する必要がある。

なお、3.2及び3.3に示す許容応力度の割増しは、2方向の曲げモーメントが同時に作用するものとして照査した場合のみ適用できる。

2) プレストレストコンクリート構造の応力度の照査にあたっては、直交するそれぞれの方向について算出されたコンクリート応力度の和を3.2の許容応力度以下にする必要がある。

19.2.2 設計一般

- (1) ディープビームは、タイドアーチ的な耐荷機構を考慮して設計を行わなければならない。
- (2) (3)及び(4)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 曲げモーメントに対しては、はり理論によつて最大曲げモーメントを算出し、4.2の規定により設計してよい。ただし、主鋼材は、断面引張縁からはり高の1/5の範囲に配置されたもののみを有効とする。
- (4) せん断力に対しては、はり理論によつてせん断力を算出し、4.3の規定により設計してよい。
- (1) ディープビームは、斜めひび割れが生じた後もタイドアーチ的な耐荷機構を形成し、破壊は、タイに相当する鋼材の降伏、あるいはアーチリブに相当するコンクリートの圧壊により生じる。設計は、このようなディープビームの挙動を十分に考慮して行う必要がある。
- (3) ディープビームの設計は、一般に通常のはりとして算出した曲げモーメントに対して引張主鋼材を算出すれば安全であるので、条文の規定としている。ただし、鋼材に対しては、ディープビームの耐荷機構を考慮して、断面引張縁からはり高の1/5の範囲に配置したものを有効としている。

改定案	現行	備 考
モーメントと定義し、部材断面に生じる曲げモーメントが降伏曲げモーメントに達した状態を限界状態 1 としている。なお、設計上はコンクリートの引張抵抗を無視しているものの、実際にはコンクリートの引張抵抗が存在するため、ひび割れの発生によって状態が不可逆となると考えることもできる。しかし、この示方書では、コンクリートの引張抵抗を無視することが設計の前提とし、あくまでも設計上の耐荷機構として部材が可逆性を有すると考えられる限界の状態を、部材断面に生じる曲げモーメントが降伏曲げモーメントに達した状態としている。 降伏曲げモーメントの特性値は、(3)による。鉄筋コンクリート構造の降伏曲げモーメントの特性値は、はり断面においてコンクリートに生じる圧縮応力度が圧縮強度の $2/3$ 以下である場合に、引張側鉄筋が降伏強度に達した場合のモーメントとして算出する。この特性値に対し、様々な不確実性を考慮した部分係数を乗じること、曲げモーメントの制限値が与えられており、部材断面に生じる曲げモーメントが曲げモーメントの制限値を超えない場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよいとしている。 ただし、直交する 2 方向の曲げモーメントや、ディープビーム及びコーベルに関する取扱いは、(4)から(6)にて別途考慮する必要がある。なお、ディープビーム及びコーベルとしての耐荷機構を想定する場合には、5.2.11 及び 5.2.12 に規定される形状や鉄筋などの配置を行う必要がある。 (2) 荷重を 2 方向に伝達させて抵抗させる版部材に対して、(7)の規定に従い適切に有効幅を設定する場合には、1 方向に荷重を伝達する棒部材として抵抗力を算出することができる。したがって、(7)の規定を満足する版部材が、棒部材として(3)から(6)の規定を満足することにより、これらの条件を満足する版部材は限界状態 1 を超えないとみなすことができる。なお、作用に対する応答については、版理論や格子解析理論など、版部材の応答を適切に評価できる解析手法によって算出するのがよく、照査においては棒部材とみなした場合の有効幅を考慮して、適切に応答値を算出する必要がある。 (3) 鉄筋コンクリート構造の降伏曲げモーメントは、引張側の主鉄筋に生じる引張応力度が降伏強度に達するときの抵抗曲げモーメントであり、その特性値は 1) から 4) に示される仮定を用いて理論的に算定される。なお、コンクリートの圧縮応力度が設計基準強度の $2/3$ を超えるとコンクリートに残留ひずみが生じる可能性がある。そのため、降伏曲げモーメントの特性値の算出にあたり、5.2.8 の原則によらず鉄筋を配置した場合など、鉄筋の引張応力度が降伏強度を越えずコンクリートの圧縮応力度が設計基準強度の $2/3$ に達する場合には、コンクリートの圧縮応力度が設計基準強度の $2/3$ に達するときの抵抗曲げモーメントを、降伏曲げモーメントの特性値とすることができる。 軸方向力が作用する場合には、軸方向力を考慮した降伏曲げモーメントの特性値を算出する。なお、軸方向力と曲げモーメントが同時に作用する場合の一般的な軸方向力の取り扱いについては 5.8.1(4)解説による。		

改定案	現行	備 考
限界状態1を超えないとみなせるための条件として与えられる制限値は、特性値に部分係数を乗じたものとして与えられている。この部分係数のうち、①から⑨の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数は、降伏曲げモーメントの特性値算出のばらつきを考慮し0.85とされた。一方、⑩及び⑪の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数は、従来この組合せに対して設計した場合と同等の安全余裕を確保するよう、1.0とされている。また、調査・解析係数については、Ⅴ編2.5に解説されている。なお、部材・構造係数については、別途、曲げモーメントを受ける部材が限界状態3を超えないことに対する照査を行うため、与えられていない。 (4) 同じ断面に2方向の曲げモーメントが生じる作用を受ける鉄筋コンクリート構造の部材では、それぞれの方向の曲げモーメントを合成した主曲げモーメントの方向により中立軸位置が変化するため、主曲げモーメントに対して主鉄筋の応力度を算出することが基本となる。例えば、常時大きな偏心力を受ける部材においては、2方向の曲げモーメントを合成した主曲げモーメントに対し、降伏曲げモーメントの特性値を算出する。 なお、1.2(1)のとおり、応力度の制限値は部材の状態を代表するものであり、部材の抵抗特性から決まるものである。2方向の曲げモーメントを受ける部材断面においても降伏曲げモーメントの特性値は1方向に作用する場合と同じ値となる。 (5) ディープリュームは、タイに相当する鉄筋の引張、アーチリブに相当するコンクリートの圧縮により、斜めひび割れが生じた後もタイドアーチ的な耐荷機構を形成する。このため、はりとして算出した曲げモーメントに対し、タイに相当する主鉄筋が降伏に達しない範囲であれば、作用に対して部材全体が弾性応答する限界の状態である限界状態1を超えないと考えることができる。この条文では、ディープリュームに対し、はりの曲げとして算出する場合のタイに相当する主鉄筋の有効範囲が規定されている。 (6) コーベルにおいては、作用に対して部材全体が弾性応答する限界の状態を限界状態1と考えることができる。しかし、鉄筋とコンクリートによるタイドアーチ的な耐荷機構を想定するコーベルでは、想定するタイドアーチ的な耐荷機構としての弾性応答の限界に対応する鉄筋の引張応力度の限界点や、コンクリートの圧縮応力度の限界点が必要しも明確でない。 一方、コーベルでは、アーチリブに相当するコンクリートが圧壊しない条件の下では、鉄筋に発生する引張応力が降伏強度に達することで耐荷機構が損なわれ耐力を喪失する。この示方書では、この状態を限界状態3ととらえ、この状態の曲げモーメントを破壊抵抗曲げモーメントと定義している。 これらを踏まえて、この示方書では、限界状態3を超えないとみなせる条件が、5.7.1(3)及び(6)において、限界状態1を超えないとみなせることにも配慮して規定されている。そのため5.7.1(3)及び(6)の規定に従って、限界状態3を超えないとみなせる場合には、限界状態1を超えないとみなすことができるとされている。なお、コーベルにおいて想定	＜参考：鋼橋 座屈＞ 軸圧縮力の増加に伴って板全体が座屈する前に、局部座屈による面外変形を生じ、部材として最大強度に達するため、この状態を限界状態3ととらえている。ここで、いずれの場合も座屈により強度が低下する状態と別に可逆性を失う限界状態を明確に示すことが困難であるため、それぞれ限界状態3を超えないとみなせる条件が、5.4.1において限界状態1を超えないとみなせることにも配慮して規定されている。そのため、5.4.1の規定に従って、限界状態3を超えないとみなせる場合には、限界状態1を超えないとみなすことができるとされているものである。	

改定案	現行	備 考
する耐荷機構が成立するための鉄筋の配置については、5.2.12の規定による。 (7) 版部材を棒部材とみなす場合の有効幅については、曲げモーメントの作用の状況によって異なることから、個々に求める必要がある。例えば、幅方向に一樣に曲げモーメントが作用する場合などは、単位長さあたりの幅を有効幅としてよい。	4.3 セン断力が作用する部材の照査 4.3.1 一般	
5.5.2 セン断力を受ける部材 (1) セン断力を受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材が、5.7.2の(3)から(7)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。 (2) セン断力を受ける鉄筋コンクリート構造の版部材が、5.7.2の(8)から(10)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。 (1) 部材断面にセン断力を生じさせる作用に対して、部材全体が弾性応答すると考えられる限界の状態を限界状態1と考えることができる。これまでの道路橋示方書では、設計荷重時に鉄筋コンクリート構造の部材に生じるセン断力に対する抵抗機構として、コンクリートが負担するセン断力だけでなく、セン断補強鉄筋が負担するセン断力も考慮されてきた。この示方書でも、通常の耐荷機構としてトラス理論による耐荷機構を想定し、セン断補強鉄筋にも応力が発生しうる状態が前提とされた。この場合、セン断補強筋に発生する引張応力度について、耐荷機構としての弾性応答の限界点に対応する引張応力度の限界点は必ずしも明確でない。また、ウェブコンクリートに生じる圧縮応力度についても、耐荷機構としての部材全体の弾性限界点に対応する圧縮応力度の限界点も明確でない。 一方、コンクリートによる負担分を考慮したトラス理論による耐荷機構を想定した場合、セン断補強鉄筋に生じる引張応力度が降伏強度に達したときや、ウェブコンクリートが圧壊するときには、耐荷機構が損なわれ耐荷力を喪失する。この示方書では、この状態を限界状態3ととらえ、この状態のセン断力をセン断耐力と定義している。 これらを踏まえて、この示方書では、限界状態3を超えないとみなせる条件が、5.7.2(3)から(7)において、<u>限界状態1を超えないとみなせることにも配慮して規定されている。</u>そのため、5.7.2(3)から(7)の規定に従って、限界状態3を超えないとみなせる場合には、<u>限界状態1を超えないとみなすことができる</u>とされている。 なお、セン断力に対する応答の可逆性が担保される範囲として、コンクリートが負担するセン断力を超えない範囲とする考え方もあるが、これまでの道路橋示方書ではセン断補強鉄筋によるセン断力の負担も見込んでいたこと、また、セン断耐力を基準とするものの、部材全体の応答が弾性範囲内となるよう適切な安全余裕をとることで、実質的にコンクリートが負担できるセン断力相当までセン断力を抑えていることから、セン断耐力を基準とする制限値が設定されている。	(1) セン断力が作用する部材の設計荷重作用時の照査は、4.3.3の規定により行わなければならない。 (2) セン断力が作用する部材の終局荷重作用時の照査は、4.3.4の規定により行わなければならない。 (3) 照査に用いる設計セン断力は、4.1により算出したセン断力に、式(4.3.1)に従って部材の有効高の変化の影響を考慮しなければならない。ただし、プレストレストコンクリート構造の設計荷重作用時の照査に用いるセン断力は、部材の有効高の変化の影響は考慮しない。 (1)(2) セン断力が作用する部材については、設計荷重作用時及び終局荷重作用時の照査を行う必要がある。一般に、照査すべき項目は、表-解 4.3.1のとおりである。 <u>設計荷重作用時の主な照査としては、安全性及び鋼材腐食等の耐久性の観点から斜引張鉄筋の応力度やコンクリートの斜引張応力度の照査を行う。</u>すなわち、鉄筋コンクリート構造では斜引張鉄筋の応力度がコンクリートに有害なひび割れが生じる応力度以下であることと、プレストレストコンクリート構造ではコンクリートの斜引張応力度が許容斜引張応力度以下であることを照査する。 <u>セン断力が作用する部材の照査を、斜引張鉄筋の配置の可否に分けて表-解 4.3.1に示す。</u>	*

改定案	現行	備 考
よって、棒部材においては(1)を、版部材においては(2)を満足することで、少なくとも3.4.3で示される部材の限界状態1を超えないものとみなすことができる。 (2) 版部材の断面に押抜きせん断力を生じさせる作用に対し、部材全体が弾性応答すると考えられる状態の限界を限界状態1と考えることができる。しかし、押し抜きせん断力による破壊は脆性的であり、部材応答の弾性限界も明確でない。 一方、押抜きせん断力が発生する場合、断面に生じるせん断応力がある強度に達すると脆性的な破壊が生じ、作用に対する耐荷機構が損なわれ耐荷力を喪失する。この示方書では、この状態を限界状態3ととらえ、この状態のせん断力を押抜きせん断耐力と定義している。 これらを踏まえ、この示方書では、限界状態3を超えないとみなせる条件が、5.7.2(8)において、限界状態1を超えないとみなせることに配慮して規定されている。そのため、5.7.2(8)の規定に従って、押抜きせん断力に対して限界状態3を超えないとみなせる場合には、限界状態1を超えないとみなすことができるとされている。	4.4 ねじりモーメントが作用する部材の照査 4.4.1 一般 (1) ねじりモーメントの影響が大きい部材については、設計荷重作用時の照査を4.4.3の規定により行わなければならない。 (2) ねじりモーメントの影響が大きい部材については、終局荷重作用時の照査を4.4.4の規定により行わなければならない。 (3) 桁の支点付近及びラメンの節点部付近におけるねじりモーメントに対する照査断面は、4.3.1の図-4.3.2に示すせん断力に対する照査断面と同一とする。	
5.5.3 ねじりモーメントを受ける部材 (1) ねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材が、5.7.3の(3)から(5)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。 (2) ねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート構造の版部材が、(3)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。 (3) 版部材の断面に生じるねじりモーメントに対しては、部材端部においてはねじりモーメントと等価なせん断力に対し5.5.2の規定を満足し、部材端以外ではねじりモーメントと等価な曲げモーメントに対して5.5.1の規定を満足する。	(1)(2) ねじりモーメントは、一般に釣合いねじりモーメントと変形適合ねじりモーメントに分類される。 釣合いねじりモーメントとは、構造系全体における力の釣合いを満足するために、部材が抵抗しなければならないねじりモーメントである。このため、曲線橋構造の主桁や、ねじり抵抗を考慮しないとその構造系が成立しない部材については、ねじりモーメントに対する照査を行う必要がある。なお、直線の単一箱桁橋では、活荷重によるねじりモーメントの影響が小さいので、ねじりモーメントに対する照査を一般に行わなくてよい。 変形適合ねじりモーメントとは、不静定構造を構成する部材の変形によって生じるねじりモーメントである。一般に、コンクリート部材に斜めひび割れが生じるとねじり剛性が低下するため、その部材に作用するねじりモーメントは非常に小さくなる。このため、終局荷重作用時では、変形適合ねじりモーメントに対する照査を一般に省略できる。また、設計荷重作用時においても、変形適合ねじりモーメントは初期に発生するひび割れの形成に	

改定案	現行	備考
の(3)から(5)において、限界状態1を超えないとみなせるとともに配慮して規定されている。そのため、5.7.3(3)から(5)の規定に従って、限界状態3を超えないとみなせる場合には、限界状態1を超えないとみなすことができる。とされている。 (3) 曲げモーメントを受ける版部材の考え方については、5.7.3(2)解説による。	よって解放されること、また、部材にはせん断力に対する最小量の鉄筋が配置されており、ねじりひび割れの進展が抑制されること等から、一般には変形適合ねじりモーメントに対する照査を省略してもよい。 したがって、変形適合ねじりモーメントを受ける部材の設計にあたっては、部材のねじり抵抗を計算上期待しないことにより、ねじりモーメントに対する照査を省略してもよい。 例えば、丁桁橋等の格子桁構造において、桁のねじり抵抗を無視した解析行って部材を設計することができる。 ねじりモーメントを受けると、断面には軸方向ひずみによってそりが生じ、これが拘束されると付加的な軸方向応力（そり拘束応力）が発生する。しかし、コンクリート橋では、部材が厚いためにそり拘束の影響は小さく、構造細目上必要な鉄筋で対応できるので、特に部材厚の薄い開断面や曲率の大きい曲線桁でなければ、そり拘束ねじりの影響は無視してよい。 ねじりモーメントが作用する部材については、設計荷重作用時及び終局荷重作用時の照査を行う必要がある。一般に、照査すべき項目は、表解 4.1.1のとおりである。 設計荷重作用時の主な照査としては、せん断力が作用する部材と同様に、安全性及び鋼材腐食等の耐久性の観点から斜引張鉄筋の応力度やコンクリートの斜引張鉄筋の応力度の照査を行う必要がある。すなわち、鉄筋コンクリート構造では斜引張鉄筋の応力度がコンクリートに有害なひび割れが生じる応力度に達しないことを、プレストレストコンクリート構造ではコンクリートの斜引張応力度がひび割れの生じる応力度に達しないことを照査する必要がある。 なお、ねじりモーメント、せん断力及び曲げモーメントとが組合わされて作用する場合のコンクリート部材の挙動については不明な点が多く、現在研究が進められている段階である。したがって、現段階においては、各断面力間の相互作用を無視して、それぞれの断面力に対して算出される補強鉄筋量を6章の規定により配置するのがよい。ここで、曲げモーメントに対して配置された鉄筋のうち、応力に余裕があり、ねじり補強鉄筋としての配置形状の規定を満足する場合には、この鉄筋をねじり補強鉄筋とみなしてよい。 また、プレストレストコンクリート構造のねじり破壊は、鉄筋コンクリート構造の場合と異なり、急激に生じる。これを防ぐため、ねじりモーメントに対する鉄筋として、6.4に規定する最小鋼材量を配置するのがよい。	
5.5.4 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受ける部材 (1) 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材及び版部材が、(2)から(5)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。 (2) 部材断面に生じる曲げモーメントに対して、5.5.1の規定を満足する。 (3) 部材断面に生じるせん断力に対して、5.5.2の規定を満足する。 (4) 部材断面に生じるねじりモーメントに対して、5.5.3の規定を満足する。 (5) 部材断面に生じるせん断力とねじりモーメントが、5.7.4(5)の規定を満足する。 (2) (3) (4) 5.8.4 解説による。		
5.5.5 支圧応力を受ける部材 支圧応力を受ける部材が 5.7.5(2)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。 支圧応力に対する限界状態1は、支圧応力を生じさせる作用に対して部材応答が弾性範囲内に留まる限界の状態と考えることができる。しかし、支圧応力に対しては、周辺のコンクリートからの拘束などにより応力状態が複雑となり、支圧応力に対する弾性限界点は明確でない。 一方、作用により発生する支圧応力が、支圧強度に達した場合、コンクリートが圧壊し、作用に対する抵抗力を喪失する。この示方書では、この状態を限界状態3ととらえている。これらを踏まえて、この示方書では、限界状態3を超えないとみなせる条件が、5.7.5(2)において、限界状態1を超えないとみなせることにも配慮して規定されている。そのため、5.7.5(2)の規定に従い、限界状態3を超えないとみなせる場合には、限界状態1を超えないとみなすことができる。とされている。		

改定案		現行	備考																																																	
5.6 プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態 1		4.2 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の照査																																																		
5.6.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材		4.2.1 一般																																																		
(1) 曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が、(3)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 (2) 曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が、(3)及び(4)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 (3) 曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレストコンクリート構造の棒部材において、5.4.2の規定に従い算出した部材断面のコンクリートに生じる応力度が表-5.6.1 及び表-5.6.2 に示す制限値を超えない。ただし、直交する 2 方向の曲げモーメントを受ける部材断面の照査においては、2 方向の曲げモーメントの影響を考慮する。		(1) 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の設計荷重作用時の照査は、4.2.3の規定により行わなければならない。 (2) 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の終局荷重作用時の照査は、4.2.4の規定により行わなければならない。 (1)(2) 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材については、設計荷重作用時及び終局荷重作用時の照査を行う必要がある。一般に、照査すべき項目は、表-解 4.1.1のとおりである。 設計荷重作用時の主な照査としては、安全性及び鋼材腐食等の耐久性の観点から鉄筋やコンクリートの引張応力度の照査を行う必要がある。すなわち、鉄筋コンクリート構造では鉄筋の引張応力度がコンクリートに有害なひび割れの生じる引張応力度に達しないことを、プレストレストコンクリート構造では衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せに対してコンクリートの引張応力度がひび割れの生じる応力度に達しないことを照査することとしている。																																																		
表-5.6.1 プレストレストコンクリート構造に対する引張応力度の制限値(N/mm²) <table><tr><th>コンクリート設計基準強度</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th><th>70</th><th>80</th></tr><tr><th>応力度の種類</th><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>1) 曲げ引張応力度の制限値</td><td>2.2</td><td>2.7</td><td>3.1</td><td>3.5</td><td>3.5</td><td>3.5</td></tr><tr><td>2) 軸引張応力度の制限値</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td></tr></table>		コンクリート設計基準強度	30	40	50	60	70	80	応力度の種類							1) 曲げ引張応力度の制限値	2.2	2.7	3.1	3.5	3.5	3.5	2) 軸引張応力度の制限値	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.2.3 設計荷重作用時の照査																						
コンクリート設計基準強度	30	40	50	60	70	80																																														
応力度の種類																																																				
1) 曲げ引張応力度の制限値	2.2	2.7	3.1	3.5	3.5	3.5																																														
2) 軸引張応力度の制限値	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0																																														
表-5.6.2 プレストレストコンクリート構造に対する圧縮応力度の制限値(N/mm²) <table><tr><th>コンクリート設計基準強度</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th><th>70</th><th>80</th></tr><tr><th>応力度の種類</th><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>曲げ圧縮</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>1) 長方形断面の場合</td><td>18.0</td><td>22.5</td><td>25.5</td><td>28.5</td><td>34.5</td><td>40.5</td></tr><tr><td>2) T 形及び箱桁断面の場合</td><td>16.5</td><td>21.0</td><td>24.0</td><td>27.0</td><td>33.0</td><td>39.0</td></tr><tr><td>合</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>3) 軸圧縮応力度の制限値</td><td>12.5</td><td>16.5</td><td>20.0</td><td>22.5</td><td>28.0</td><td>33.0</td></tr></table>		コンクリート設計基準強度	30	40	50	60	70	80	応力度の種類							曲げ圧縮							1) 長方形断面の場合	18.0	22.5	25.5	28.5	34.5	40.5	2) T 形及び箱桁断面の場合	16.5	21.0	24.0	27.0	33.0	39.0	合							3) 軸圧縮応力度の制限値	12.5	16.5	20.0	22.5	28.0	33.0	(1) 設計荷重作用時には、4.1により算出した断面力で(2)から(4)により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。 (2) 鉄筋コンクリート構造 1) 縦ひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。 3) 鉄筋とコンクリートのヤング係数比は15とする。 (3) プレストレストコンクリート構造 1) 縦ひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は考慮する。 3) 鋼材とコンクリートのヤング係数比は、共通編表-3.3.1及び共通編表-3.3.3のヤング係数より算出する。 (4) 直交する 2 方向の曲げモーメントを受ける部材断面は、2 方向の曲げモーメントの影響を考慮して照査する。 (3) プレストレストコンクリート構造 2) プレストレストコンクリート構造は設計荷重作用時にひび割れが発生しないように設計する必要があるが、衝突荷重や地震の影響等のまれにしか生じない荷重を考慮する荷	
コンクリート設計基準強度	30	40	50	60	70	80																																														
応力度の種類																																																				
曲げ圧縮																																																				
1) 長方形断面の場合	18.0	22.5	25.5	28.5	34.5	40.5																																														
2) T 形及び箱桁断面の場合	16.5	21.0	24.0	27.0	33.0	39.0																																														
合																																																				
3) 軸圧縮応力度の制限値	12.5	16.5	20.0	22.5	28.0	33.0																																														

改定案	現行	備 考															
(1) 曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレスを導入するコンクリート部材では、作用に対して部材全体が弾性応答する限界の状態を限界状態 1 と考えることができる。しかし、部材全体が弾性応答する限界の状態に相当するコンクリートの応力状態やPC 鋼材の応力状態を定めることは困難である。 プレストレストコンクリート構造の棒部材においては、圧縮側のコンクリートの応力度が弾性状態とみなせる範囲に留まり、また、引張側の応力度についても全断面が有効となり作用に抵抗する範囲に留まる場合には、少なくとも作用に対して部材が弾性応答する限界を超えないと考えてよい。そのため、この示方書では、これらの条件を満足するための制限値が、(3)で規定されている。よって、曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレストコンクリート構造の棒部材が(3)の条件を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなすことができる。とされている。 なお、プレストレスを導入した上で、全断面を有効としない耐荷機構を設定する部材については、プレストレストコンクリート構造と同様に、想定する耐荷機構が成立するよう、適切に鉄筋を配置するとともに、その耐荷機構が成立するよう適切に応力状態を制御する必要がある。ただし、全断面を有効としない場合の有効断面の制御に関しては、信頼性評価のためのデータが十分でないことや、制御のための一般的な方法を示すことが困難なことから、この示方書では制限値について示されていない。そのため、一般には、コンクリートの引張抵抗を無視した抵抗機構を想定するのが安全側となる。なお、有効断面の設定は通常ひび割れを制御することで置き換えることもできるが、その達成方法は、施工環境などの特性も考慮し個別に慎重に定める必要がある。 (2) 版部材においても、作用に対して部材全体が弾性応答する限界の状態を限界状態 1 と考えており、少なくとも耐荷機構の前提となる状態を満足することで、限界状態 1 を超えないとみなしてよいとしている。作用力を 2 方向に伝達させて抵抗させる版部材に対しては、一方向に荷重を伝達できるとみなせるよう適切に有効幅を設定し、棒部材とみなした版部材が、(3)を満足することで、限界状態 1 を超えないとみなすことができる。版部材の抵抗力量出については、5.5.1(7)による。 (3) プレストレストコンクリート構造を含め、プレストレスを導入する構造の部材において断面に引張応力が生じる場合には、コンクリートの引張抵抗に期待しないことを原則とすることから、発生する引張応力に抵抗できる引張鉄筋を配置することが求められる。このように引張鉄筋を配置した場合には、不測の事態により実際にひび割れが発生した場合でも、ひび割れが集中したり拡大したりせず、適切に引張応力が制御されていることになる。また、このようにひび割れを生じた断面においても、5.4.2 に従い算出した応力度が、表-5.6.1 に規定する引張応力度の制限値を超えない場合には、全断面を有効として抵抗するとした場合の応力の状態と、コンクリートの引張抵抗に期待しない場合の応力状態との乖離は小さいため、全断面が有効となり抵抗する耐荷機構が成立すると考えることができる。	重組合せに対してもひび割れが生じないように大きなプレストレスを導入することは、コンクリートの圧縮破壊の原因ともなり、必ずしもよい設計とは言えない。したがって、このような場合にはひび割れが生じてもよいこととし、6.5の規定により引張鉄筋を配置して補強することとしている。 3) プレストレストコンクリート構造の設計にあたっては、鉄筋コンクリート構造とコンクリートの引張応力度等について異なった仮定をしている。したがって、コンクリートのヤング係数比については、鉄筋コンクリート構造と異なり、使用材料の特性に応じたヤング係数比を用いて応力度を算出するものとしている。 (4) 2方向の曲げモーメントが同時に作用する部材断面の応力度照査は、一般に以下に示す方法で行ってよい。 なお、3.2及び3.3に示す許容応力度の割増しは、2方向の曲げモーメントが同時に作用するものとして照査した場合のみ適用できる。 2) プレストレストコンクリート構造の応力度の照査にあたっては、直交するそれぞれの方向について算出されたコンクリート応力度の和を3.2の許容応力度以下にする必要がある。 コンクリートの許容圧縮応力度は、コンクリートの設計基準強度、強度に応じた力学的特性、部材形状に応じた断面内の応力分布、設計上の仮定等を考慮して定める必要がある。したがって、コンクリートの許容圧縮応力度は、鋼材とコンクリートとのヤング係数比等の設計上の仮定が異なることから、鉄筋コンクリート構造とプレストレストコンクリート構造とに分けて規定している。また、大きな曲げ圧縮応力は部材の中央、端部等の特定な位置に生じるが、軸圧縮応力は部材全長にわたって一様に生じることから、曲げ圧縮応力度と軸圧縮応力度それぞれに対して許容応力度を規定している。なお、同時に直角に2方向から曲げモーメントを受ける場合には、最大の曲げ圧縮応力度が生じる部分が局部的であるため、許容曲げ圧縮応力度は1.0N/mm²を加えた値としてよい。 表-解 3.2.1 高強度プレキャストコンクリートはり部材の許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²) <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">応力度の種類</th><th colspan="2">コンクリートの設計基準強度</th></tr> <tr> <th>70</th><th>80</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">プレストレッシング直後</td><td>1)長方形断面の場合</td><td>26.5</td></tr> <tr> <td>2)T形及び箱形断面の場合</td><td>25.5</td></tr> <tr> <td rowspan="2">その他</td><td>3)長方形断面の場合</td><td>23.0</td></tr> <tr> <td>4)T形及び箱形断面の場合</td><td>22.0</td></tr> </tbody> </table> (2) 従来からプレストレストコンクリート構造は、部材断面にある程度の引張応力度が生じ	応力度の種類	コンクリートの設計基準強度		70	80	プレストレッシング直後	1)長方形断面の場合	26.5	2)T形及び箱形断面の場合	25.5	その他	3)長方形断面の場合	23.0	4)T形及び箱形断面の場合	22.0	
応力度の種類	コンクリートの設計基準強度																
	70	80															
プレストレッシング直後	1)長方形断面の場合	26.5															
	2)T形及び箱形断面の場合	25.5															
その他	3)長方形断面の場合	23.0															
	4)T形及び箱形断面の場合	22.0															

改定案	現行	備 考
また、この条件が成立する範囲内では、抵抗機構に変化が生じないため、発生する引張応力に対して応答が弾性範囲に留まるとみなすことができる。 コンクリートに生じる圧縮応力度については、設計基準強度が $50\text{N}/\text{mm}^2$ 程度までは圧縮強度の $2/3$ を超える圧縮応力度、それ以上の強度においては圧縮強度の 40% 程度を超越する圧縮応力度が生じなければ、非線形性が強まり可逆性を示さなくなることはないと考えることができる。そのため、発生する圧縮応力度が表-5.6.2に規定される圧縮応力度の制限値を超えない場合には、コンクリートの圧縮応力が弾性範囲に留まるとみなすことができる。よって、部材断面に曲げモーメント又は軸方向力を生じさせる作用に対して、(3)を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよいとしている。なお、表-5.6.1及び表-5.6.2に規定される応力度の制限値は、作用を組み合わせた結果としての断面力の100年間最大分布に基づき定められた荷重組合せと荷重係数に対して、抵抗側の不確実性も考慮して与えられた制限値である。 棒部材は、作用に対して1方向に力を伝達するものとして扱うことができる。しかし、現実には作用位置と部材幅の関係に応じて部材横方向にも力が分配されるため、改定案では5.1.1(1)において、原則として横方向の設計も行うこととされている。特に、箱形断面の棒部材を主桁として使う場合などは、横方向にも立体的な構造としての応答が生じるため、別途耐荷機構を想定し、横方向に対しても部材としての設計を行う必要がある。部材軸方向がプレストレストコンクリート構造の棒部材において、横方向を鉄筋コンクリート構造とする場合には、横方向には主方向とは異なる耐荷機構を想定することになる。このような場合でも、プレストレストコンクリート構造の部材としての一体性を担保するために、横方向においても顕著なひび割れを生じさせないことが望ましく、腹圧力が作用する下フランジの横方向鉄筋の引張応力に対しては、10.3に制限値が与えられている。 (4) 版部材を棒部材とみせる有効幅については5.5.1(7)解説による。	ることを許容し、6.5に規定する引張鉄筋を配置することにより、急激な破壊を防ぐように部材を設計することとしている。ただし、ある程度プレストレスを多めに導入しておくことにより、ひび割れに対する安全度を高めるため許容引張応力度を小さめに定めている。 表-3.2.3の2)は、持続的に作用する荷重に対してコンクリートのひび割れを防ぐため、コンクリートに引張応力が生じないこととしたものである。また、表-3.2.3の3)は、床版がひび割れにより損傷するのを防ぐためにプレストレスの方向に引張応力を生じさせないための規定であり、床版を設計する場合の規定である。また、プレキャストセグメント構造橋におけるセグメント継目部には一般に鉄筋を配置することができないため、鉄筋によるひび割れ幅の抑制は不可能である。このため、設計荷重作用時にコンクリートに引張応力を生じさせないものとし、表-3.2.3の4)で規定している。 なお、プレストレストコンクリート構造のコンクリートの許容引張応力度は、3.1(3)の規定によらずに、表-3.2.3及び表-3.2.4に示す値を用いる必要がある。	
5.6.2 セン断力を受ける部材 (1) セン断力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が、(3)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。 (2) セン断力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が、(3)から(6)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。 (3) セン断力を受けるプレストレストコンクリート構造の棒部材において、5.4.2の規定に従い算出した部材断面のコンクリートに生じる斜引張応力度が表-5.6.3に示す制限値を超えない。ただし、支点等により直接支持された棒部材における、図-5.8.4に斜線で示す区間のコンクリートに生じる斜	4.3 セン断が作用する部材の照査 4.3.1 一般 (1) セン断力が作用する部材の設計荷重作用時の照査は、4.3.3の規定により行わなければならない。 (2) セン断力が作用する部材の終局荷重作用時の照査は、4.3.4の規定により行わなければならない。 (3) 照査に用いる設計せん断力は、4.1により算出したせん断力に、式(4.3.1)に従って部材の有効高の変化の影響を考慮しなければならない。ただし、プレストレストコンクリート構造の設計荷重作用時の照査に用いるせん断力は、部材の有効高の変化の影響は考慮しない。 (1)(2) セン断力が作用する部材については、設計荷重作用時及び終局荷重作用時の照査を行	

改定案

現行

備考

引張応力度は、支点等前面から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面における斜引張応力度としてよい。

表-5.6.3 プレストレストコンクリート構造に対する斜引張応力度の制限値(N/mm²)

コンクリート設計 基準強度		30	40	50	60	70	80
応力度の種類	コンクリート設計 基準強度						
	斜引張 応力度 の制限 値	1)せん断力のみ又は ねじりモーメントの み考慮する場合					
		1.7	2.2	2.6	3.0	3.0	3.0
	2)せん断力とねじり モーメントをともに 考慮する場合	2.2	2.7	3.1	3.5	3.5	3.5

- (4) 部材に生じる押抜きせん断力が、式(5.7.1)に定める制限値を超えない。
 (5) 版部材の支点の近傍等、作用が一方方向に卓越する場合には、適切に有効幅を設定し、せん断力を受ける棒部材として抵抗させる。
 (6) 版厚が薄い場合等、せん断補強鉄筋が配置できない場合には、コンクリートのみでせん断力を負担させる。

- (1) (2) せん断力を受けるプレストレスを導入するコンクリート部材では、作用に対して部材全体が弾性応答する限界の状態を限界状態 1 と考えることができる。なお、限界状態 1 を超えないとみなせるための前提条件については 5.6.1(3)解説による。
 (3) 表-5.6.3 に規定される斜引張応力度の制限値は、斜めひび割れを生じさせないための主応力の条件として、荷重側及び抵抗側の不確実性を考慮して、引張応力となる主応力に対する制限値として規定されたものである。よって、作用により部材断面に生じる斜引張応力度が表-5.6.3 に示す制限値を超えない場合には、全断面が有効となってせん断力に抵抗する耐荷機構を保持し、コンクリートの挙動が弾性範囲に留まると考えられる。
 (4) プレストレストコンクリート構造の版構造においても、版部材の断面に押抜きせん断力を生じさせる作用に対し、弾性応答すると考えられる状態の限界を限界状態 1 と考えることができる。プレストレストコンクリート構造の版構造においても、押抜きせん断力による破壊が脆性的であり、また可逆性の限界点が明確でないことから、版部材断面に生じる押抜きせん断力に対しては、鉄筋コンクリート構造の版部材と同様に扱う。版部材の断面に押し抜きせん断力が生じる場合において、限界状態 1 を超えないとみなせるための条件については、5.7.2(8)解説による。

う必要がある。一般に、照査すべき項目は、表-解 4.3.1のとおりである。
設計荷重作用時の主な照査としては、安全性及び鋼材腐食等の耐久性の観点から斜引張鉄筋の応力度やコンクリートの斜引張応力度の照査を行う。すなわち、鉄筋コンクリート構造では斜引張鉄筋の応力度がコンクリートに有害なひび割れが生じる応力度以下であることを、プレストレストコンクリート構造ではコンクリートの斜引張応力度が許容斜引張応力度以下であることを照査する。
せん断力が作用する部材の照査を、斜引張鉄筋の配置の可否に分けて表-解 4.3.1に示す。
(3) 部材高が変化する場合には、せん断力に関するトラス理論に基づく解析モデルは図-解 4.3.1に示すような平行弦トラスではなく、弦材が図心軸に対して傾いているトラスとする必要がある。したがって、ひび割れが生じた場合を想定する設計断面力 S_h はこのようなトラスの上下弦材の軸方向力のせん断力方向の分力を考慮した値である。
なお、プレストレストコンクリート構造については、設計荷重作用時に斜めひび割れが生じていないことを前提としている。したがって、トラス理論が成立しないことから、設計荷重作用時の斜引張応力度の照査に用いるせん断力には有効高の変化の影響を考慮しないものとしている。

改定案	現行	備考
5.6.3 ねじりモーメントを受ける部材 (1) ねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が、(3)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 (2) ねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が、(4)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 (3) ねじりモーメントを受けるプレストレストコンクリート構造の棒部材において、5.4.2の規定に従い算出した部材断面のコンクリートに生じる斜引張応力度が表-5.6.3 に示す制限値を超えない。ただし、支点等により直接支持された棒部材における、図-5.8.4 に斜線で示す区間のコンクリートに生じる斜引張応力度は、支点等前面から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面における斜引張応力度としてよい。 (4) 版部材の断面に生じるねじりモーメントに対しては、部材端部においてはこれと等価なせん断力に対し 5.6.2 の規定を満足し、部材端以外ではこれと等価な曲げモーメントに対して 5.6.1 の規定を満足する。 (1) (2) ねじりモーメントを受けるプレストレスを導入するコンクリート部材では、作用に対して部材全体が弾性応答する限界の状態を限界状態 1 と考えることができる。なお、限界状態 1 を超えないとみなせるための前提条件については 5.6.1(3)解説による。 (3) ねじりモーメントを受ける棒部材に発生する斜引張応力度が表-5.6.3に規定される制限値を超えない場合には、全断面が有効となつてねじりモーメントに抵抗する耐荷機構を保持し、少なくともコンクリートの挙動が弾性範囲に留まると考えられることから、限界状態 1 を超えないとみなしてよいとしている。 (4) ねじりモーメントを受ける版部材については、5.5.3(2)解説による。	4.4 ねじりモーメントが作用する部材の照査 4.4.1 一般 (1) ねじりモーメントの影響が大きい部材については、設計荷重作用時の照査を 4.4.3 の規定により行わなければならない。 (2) ねじりモーメントの影響が大きい部材については、終局荷重作用時の照査を 4.4.4 の規定により行わなければならない。 (3) 桁の支点付近及びラーメンの節点部付近におけるねじりモーメントに対する照査断面は、4.3.1 の図-4.3.2 に示すせん断力に対する照査断面と同一とする。 4.4.3 設計荷重作用時の照査 (1) 設計荷重作用時には、4.1により算出したねじりモーメントで(2)又は(3)の規定により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。ただし、式(4.4.2)により算出したねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度、又は、ねじりモーメントによるせん断応力度と式(4.3.2)により算出したせん断力による平均せん断応力度の和が、表-4.3.1の値以下の場合においては、(2)に規定するねじりモーメントに対して配置した鉄筋の応力度は照査しなくてよい。 $\tau_t = \frac{M_t}{K_t} \dots\dots\dots (4.4.2)$ ここに、τ_t : ねじりモーメントにより部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²) M_t : 部材断面に作用するねじりモーメント (N・mm) K_t : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数 (mm³) (3) プレストレストコンクリート構造におけるコンクリートの斜引張応力度 1) ねじりモーメントのみ $\sigma_t = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_t^2} \right\} \dots\dots (4.4.4)$ 2) ねじりモーメントとせん断力	

$$\sigma_I = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4(\tau_t + \tau)^2} \right\}$$

ここに、 σ_I : 部材断面に生じるコンクリートの斜引張応力度 (N/mm²)

σ_x : 部材軸方向の圧縮応力度 (N/mm²)

σ_y : 部材軸直角方向の圧縮応力度 (N/mm²)

τ_t : ねじりモーメントにより部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²) (式(4.4.2)参照)

τ : せん断力により部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²) (4.3.3(4)参照)

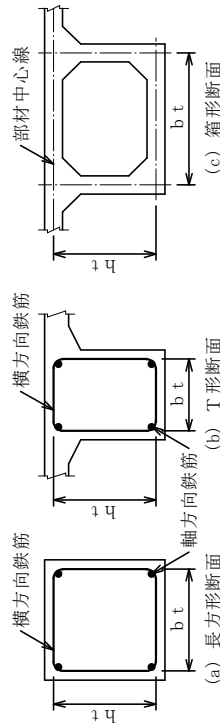


図-4.4.2 式(4.4.3)及び式(4.4.6)に用いる b_f 及び h_f

(1) ねじりモーメントによるひび割れ発生前の部材の挙動は、弾性理論により推定できるので、ねじりモーメントによるせん断応力度は条文に示す弾性理論により算出することとしている。表-解 4.4.1に、一般的な断面形状に対して、式(4.4.2)における K_t の算出方法を示している。また、この表は参考のため、ねじり定数 J_t の算出方法を示している。

プレストレストコンクリート構造の場合には、ひび割れが発生するねじりモーメントは、プレストレスの効果によりプレストレスが導入されていない部材と比較してかなり大きな値となる。しかし、ねじりモーメントによるひび割れ発生後におけるプレストレスの効果等について不明な点があるので、せん断力(式(4.3.2)参照)とは異なりプレストレスの影響は無視することとしている。

また、ねじりモーメントとせん断力が組合わされて作用する場合のせん断応力度は、それぞれ別々に算出した応力度を合計した値により照査してよい。

(3) 式(4.4.4)は、プレストレストコンクリート構造において、設計荷重作用時の照査に用いる斜引張応力度の計算式である。プレストレスの影響を考慮して4.3.3(4)の規定と同様に斜引張応力度を算出することとしている。

なお、床版について斜引張応力度を照査する場合は、横締めによる有効プレストレス力による床版図心の軸方向圧縮応力度を考慮してよい。

改定案	現行	備考
5.6.4 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受ける部材 (1) 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が、(3)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。 (2) 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が、(3)から(6)を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。 (3) 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受けるプレストレストコンクリート構造の棒部材において、5.4.2の規定に従い算出した部材断面のコンクリートに生じる応力度が表-5.6.1、表-5.6.2及び表-5.6.3に示す制限値を超えない。ただし、支点等により直接支持された棒部材における、図-5.8.4に斜線で示す区間の斜引張応力度は、支点等前面から部材の全高さhの半分だけ離れた位置の断面における斜引張応力度としてよい。 (4) 版部材の2方向のそれぞれに対し適切に有効幅を設定し、版部材の2方向のそれぞれを曲げモーメント又は軸方向力及びせん断力を受ける棒部材として抵抗させる。ただし、版部材の断面に生じるねじりモーメントに対しては、部材端部においてはこれと等価なせん断力に対し抵抗させ、部材端以外ではこれと等価な曲げモーメントに対し抵抗させる。 (5) 版部材の断面に生じる押抜きせん断力が、5.7.1に定める制限値を超えない。 (6) 版厚が薄い場合等、せん断補強鉄筋が配置できない場合には、コンクリートのみでせん断力を負担させる。 (1) プレストレスを導入するコンクリート部材では、作用に対して部材全体が弾性応答する限界の状態を限界状態1と考えることができる。限界状態1を超えないとみなせるための条件については5.6.1(3)解説による。 (3) プレストレストコンクリート部材では、曲げモーメント又は軸方向力、せん断力、およびねじりモーメントを部材断面に生じさせる作用に対しても、部材の全断面が有効となり抵抗することを前提としている。この示方書では、曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントの作用効果について、5.3.3の規定に従い引張鉄筋を配置し全断面が有効となる耐荷機構を仮定することで、5.4.2の規定に従い部材軸方向応力度、部材軸直角方向応力度及び主応力度として算出してもよいとしている。また、このように算出された応力度が、表-5.6.1、表-5.6.2及び表-5.6.3に示される制限値を超えないことで、全断面が有効となつてねじりモーメントに抵抗する耐荷機構を保持し、少なくともコンクリ	4.2 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の照査 4.2.1 一般 (1) 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の設計荷重作用時の照査は、4.2.3の規定により行わなければならない。 (2) 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の終局荷重作用時の照査は、4.2.4の規定により行わなければならない。 (1)(2) 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材については、設計荷重作用時及び終局荷重作用時の照査を行う必要がある。一般に、照査すべき項目は、表-解 4.1.1のとおりである。 終局荷重作用時の照査としては、部材に曲げ破壊が生じないことを照査する必要がある。なお、不静定構造物の終局荷重作用時の照査としては、その崩壊機構まで想定して破壊に至らないことを照査する方法もあるが、ここでは個々の部材が曲げ破壊を生じないことを照査することとしている。 4.2.4 終局荷重作用時の照査 (1) 終局荷重作用時には、4.1により算出した断面力が(2)から(4)により算出した部材の破壊抵抗曲げモーメント以下であることを照査しなければならない。 (2) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは、次により算出する。 1) 縦ひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。 3) コンクリートの応力度-ひずみ曲線は、図-4.2.2に示したものをを用いる。このときコンクリートの終局ひずみは、表-4.2.2の値を用いる。 4) 鋼材の応力度-ひずみ曲線は、図-4.2.3に示したものをを用いる。 (3) 部材断面に曲げモーメントと軸方向力が同時に作用する場合の破壊抵抗曲げモーメントは、終局荷重作用時の軸方向力が作用しているものとして(2)の規定により算出する。 (4) プレストレストコンクリート構造において、P C鋼材とコンクリートとの付着がない場合の破壊抵抗曲げモーメントは、(2)又は(3)の規定により算出する値の70%とする。	

改定案	現行	備 考
一トの挙動が弾性範囲に留まると考えられることから、<u>限界状態 1 を超えないとみなしてよいとしている。</u> (6) 薄い版状の鉄筋コンクリート構造の部材では、せん断補強鉄筋の有効性が十分でない可能性があるため、5.2.9(3)に規定される最小量の軸方向引張鉄筋が配置されるように設計したうえで、この強度を見込まず、コンクリートのみで負担させることとしている。 5.6.5 支圧応力を受ける部材 支圧応力を受ける部材が 5.8.5(2)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 支圧応力を受ける部材が限界状態 1 を超えないとみなしてよい条件については、5.5.5 解説による。 5.7 鉄筋コンクリート部材の限界状態 3 5.7.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材 (1) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材が、(3)から(6)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 (2) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける鉄筋コンクリート構造の版部材が、(3)から(7)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 (3) 部材断面に生じる曲げモーメントが、軸方向力を考慮した式(5.8.1)に定める制限値を超えない。 (4) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメントとする。抵抗曲げモーメントは、5.8.1(4)の 1)から 5)に規定される仮定に基づき算出する。 (5) ディープビームの破壊抵抗曲げモーメントの特性値の算出にあたっては、断面引張縁からはり高の 1/5 の範囲に配置された主鉄筋を有効とする。 (6) コーベルでは、5.8.2(4)の規定を満足したうえで、引張主鉄筋を引張弦材、コンクリートを圧縮斜材としたトラスを仮定し、主鉄筋の引張応力度が降伏強度に達したときの曲げモーメントを破壊抵抗曲げモーメントの特性値とする。ただし、引張主鉄筋は断面引張縁からコーベルの有効高の 1/4 の範囲		

改定案	現行	備 考
に配置された主鉄筋を有効とする。 (7) 版部材の 2 方向のそれぞれに対し適切に有効幅を設定し、版部材の 2 方向のそれぞれを曲げモーメント又は軸方向力を受ける棒部材として抵抗させる。		
(1) (2) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材では、作用に対して抵抗力を発揮できなくなる限界の状態を限界状態 3 と考えることができる。そのため、この示方書では、鉄筋コンクリート部材の断面において、作用によって生じる圧縮側のコンクリートにひずみが終局ひずみに達した場合を限界状態 3 と考えることとしている。このとき断面に生じる曲げモーメントを破壊抵抗曲げモーメントと定義し、この状態を限界状態 3 と定義している。 なお、釣合い鋼材量以下となる鉄筋を配置した場合には、鋼材に生じる引張応力が降伏強度に達したあとに、コンクリートのひずみが終局ひずみに達するよう制御される。 破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、(4)による。この特性値に対し、様々な不確実性を考慮した部分係数を乗じること、曲げモーメントの制限値を与えられており、部材断面に生じる曲げモーメントが曲げモーメントの制限値を超えない場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされている。 軸方向力が作用する場合には、軸方向力を考慮した降伏曲げモーメントの特性値を算出する。なお、軸方向力と曲げモーメントが同時に作用する場合の一般的な軸方向力の取り扱いについては 5.8.1(4)解説による。 なお、限界状態 1 及び限界状態 3 のそれぞれに対して、制限値の大小によらず、取るべき安全余裕を設定している。そのため、限界状態 3 に対する制限値が、限界状態 1 に対する制限値よりも小さくなる場合があるが、それぞれの照査において必要となる安全余裕を確保するよう設計を行うことになる。 (4) 破壊抵抗曲げモーメントは、コンクリートの圧壊により定まる耐力であり、5.8.1(4)に示される仮定を用いて算定される。 (5) 作用によりディープビームの断面に曲げモーメントが生じる場合には、通常の棒部材として扱う。 (6) コーベルでは、アーチリブに相当するコンクリートが圧壊しない条件の下で、鉄筋に発生する引張応力が引張強度に達することで、耐荷機構が損なわれ耐荷機構を喪失する。この示方書では、この状態を限界状態 3 ととらえ、このとき断面に生じる曲げモーメントを破壊抵抗曲げモーメントと定義している。ここでは、コーベルにおける破壊抵抗曲げモーメントの算出方法について規定されている。 よって、この示方書では、コーベルの断面に生じるモーメントが、(3)で定める制限値を超えない場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよいとしている。なお、アーチリブとして働くコンクリートが圧縮破壊しないことが前提となるため、5.8.2(4)の規定に従		

改定案	現行	備考
い、せん断力に対する照査において安全余裕を確認する必要がある。 (7) 版部材を棒部材とみせる有効幅については5.5.1(7)解説による。 5.7.2 せん断力を受ける部材 (1) せん断力を受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材が、(3)から(7)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。 (2) せん断力を受ける鉄筋コンクリート構造の版部材が、(8)から(10)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。 (3) 部材断面に生じるせん断力が、式(5.8.2)に定める制限値を超えない。ただし、せん断力によって生じる付加曲げ応力を考慮し、せん断に対する有効高さを適切に定めるとともに、必要な軸方向引張鉄筋を配置しなければならぬ。 (4) 部材断面に生じるせん断力が、式(5.8.7)に定める制限値を超えない。 (5) (3)及び(4)を適用するにあたっては、斜めひび割れが生じたときの部材の有効高を考慮し、式(5.8.9)により補正したせん断力S_hを算出した値を照査に用いなければならない。 (6) 棒部材の支点付近及びラーメン接合部付近では、支点反力によりウェブに作用する圧縮力を考慮して、以下を満足するようせん断補強鉄筋を配置する。 1) ウェブに圧縮力が作用しない場合及び支点に負反力が作用する場合には、支点位置のせん断力に対して必要となるせん断補強鉄筋を配置する。 2) 1)以外の場合には、図-5.8.4に斜線で示す区間には、支点等前部材の材の全高さhの半分だけ離れた位置の断面で必要となる以上のせん断補強鉄筋を配置する。 (7) ディープビーム及びコーベルでは、せん断補強鉄筋が負担するせん断力を実験等により確認された範囲内において考慮してもよい。なお、上部構造における部材においては、コンクリートが負担するせん断力のみ考慮することを標準とする。 (8) 部材断面に生じる押抜きせん断力が、式(5.7.1)に定める制限値を超えない。 $P_{pud} = \xi_1 \xi_2 \phi_{ps} P_{pu} \dots\dots\dots (5.7.1)$ ここに、P_{pud} …… せん断力の制限値(N)	4.3 せん断力が作用する部材の照査 4.3.1 一般 (1) せん断力が作用する部材の設計荷重作用時の照査は、4.3.3の規定により行わなければならない。 (2) せん断力が作用する部材の終局荷重作用時の照査は、4.3.4の規定により行わなければならない。 (3) 照査に用いる設計せん断力は、4.1により算出したせん断力に、式(4.3.1)に従って部材の有効高の変化の影響を考慮しなければならない。ただし、プレストレストコンクリート構造の設計荷重作用時の照査に用いるせん断力は、部材の有効高の変化の影響は考慮しない。 (1)(2) せん断力が作用する部材については、設計荷重作用時及び終局荷重作用時の照査を行う必要がある。一般に、照査すべき項目は、表解 4.3.1のとおりである。 終局荷重作用時の照査としては、斜引張鉄筋が配置された部材では斜めひび割れ発生後にトラス的な耐荷機構に移行することから(図解 4.3.1)、斜引張鉄筋の降伏による斜引張破壊及びウェブコンクリートの圧壊が生じないことを照査する。 せん断力が作用する部材の照査を、斜引張鉄筋の配置の可否に分けて表解 4.3.1に示す。	

改定案

現行

備考

P_{pu} : 押抜きせん断耐力 (N) の特性値で、式 (5.7.2) により算出する。

$$P_{pu} = kb_p d \tau_{pc} \dots\dots\dots (5.7.2)$$

b_p : 断面の分布形状を、部材の有効高の $1/2$ の距離だけ離れた面へ 45° の角度で投影した形状の外周の長さ (mm) (図-5.7.1 参照)

d : 部材断面の有効高 (mm)

k : 補正係数で 1.70 とする。

τ_{pc} : 押抜きせん断応力度の基本値で表-5.7.1 による。

ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.7.2 に示す値とする。

$\xi_2 \Phi_{ps}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.7.2 に示す値とする。

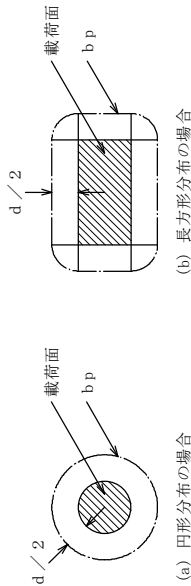


図-5.7.1 式 (5.7.2) における b_p のとり方

表-5.7.1 押抜きせん断応力度の基本値 (N/mm²)

コンクリート設計 基準強度	21	24	27	30	40	50	60	70	80
応力度の種類									
押抜きせん断応力度 の基本値	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50	1.50	1.50

表-5.7.2 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{ps}$ (ξ_2 と Φ_{ps} の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)(3) で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)(3) で㊸を考慮する場合	1.00	

改定案	現行	備考
(9) 版部材の支点の近傍等、作用が一方向に卓越する場合には、適切に有効幅を設定し、せん断力を受ける棒部材として(3)から(6)の規定を満足する。 (10) 版厚が薄い場合等、せん断補強鉄筋が配置できない場合には、コンクリートのみでせん断力を負担させる。 (3) <u>せん断力を受ける部材において、作用に対する抵抗力が喪失される限界の状態を限界状態 3 と考えることができる。コンクリートによる負担分を考慮したトラスによる耐荷機構を想定した場合、せん断補強鉄筋に生じる引張応力度が降伏強度に達したときや、ウェブコンクリートが圧壊するときには、耐荷機構が損なわれ耐荷力を喪失する。この示方書では、この状態を限界状態 3 ととらえ、この状態のせん断力をせん断耐力と定義している。</u> <u>斜め引張破壊に対するせん断耐力及びウェブ圧壊に対するせん断耐力の特性値は、それぞれ(3)及び(4)による。この特性値に対し、様々な不確実性を考慮した部分係数を乗じることで、せん断力に対する制限値が与えられている。なお、部分係数については 5.8.2(3)及び(4)による。よって、部材断面に生じるせん断力が、これらの制限値を超えない場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされている。なお、鉄筋コンクリート構造におけるせん断耐力の特性値は、プレストレスを導入した構造と同様に、5.8.2 の(3)から(6)に規定される算定式により求めてよい。ただし、このときこれらの式におけるブレストレスに関する項は無視する。</u> (5) <u>鉄筋コンクリート構造において、部材に曲げモーメントとせん断力が作用すると、部材軸方向に配置された引張主鉄筋には、はり理論で求めた曲げモーメントによる応力度よりも大きな引張応力度が生じる。せん断力に対する設計に用いられるトラス理論では、この現象はせん断力による付加応力として扱われる。設計においては、付加応力度に対処するために部材断面の有効高 d だけ平行移動(シフト)させた曲げモーメントに対して必要となる引張主鉄筋を配置させた上で、折り曲げ位置、定着位置等を曲げモーメントが小さくなる方向に有効高だけのばす必要がある(シフトルール)。また、この場合、引張主鉄筋の図心と部材断面の圧縮縁との距離をせん断力に対する有効高 d としてよい。</u> (6) 5.8.2(6)解説による。 (7) <u>デューブピーム及びコーベルにおけるせん断補強鉄筋の効果については十分に解明されておらず、スレンダーなはりに比べるとせん断補強鉄筋の効果は小さいと考えられるため、その効果が確認された範囲においてのみ考慮してもよいとしている。</u> <u>上部構造における部材では、移動荷重に対するせん断スパン比を明確に定義できない。その一方で、せん断補強筋の効果は、せん断スパン比によって異なる。そのため、上部構造における部材に作用するせん断力に対しては、コンクリートが負担するせん断力によつてのみ抵抗することが標準とされた。</u> (8) ①から⑨の作用の組合せを考慮する場合の押し抜きせん断耐力に関する抵抗係数は、コ	19.3.2 設計一般 (1) コーベルは、トラス状の耐荷機構を考慮して設計しなければならない。 (2) (3)から(5)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) コーベルの載荷点直下の有効高さは、支持端での有効高の$1/2$以上とする。 (4) コーベルの主引張鋼材量は、引張弦材及び圧縮斜材からなるトラスとして算出してよい。なお、引張主鋼材は、断面引張縁からコーベルの有効高さの$1/4$の範囲内に配置する。 (5) <u>せん断力に対しては、はり理論によりせん断力を算出し、4.3の規定により設計してよい。</u> (3) <u>荷重作用位置のコーベルの有効高さが小さい場合には、トラスとしての耐荷機構が成立しなくなることから荷重作用直下の有効高さを規定している。</u> (4) <u>コーベルは、図-解 19.3.2に示す引張弦材と圧縮斜材からなるトラス状の耐荷機構を形成することから条文のように規定している。また、コーベルの耐荷機構を考慮し、引張鋼材が有効に作用するように引張鉄筋の配置範囲を規定している。</u> (5) <u>スレンダーなはりに比べるとせん断補強鉄筋の効果が小さいと考えられるため、設計荷重作用時における部材断面に生じる平均せん断応力度は、表-4.3.1の値を超えないことが望ましい。</u>	

改定案

現行

備考

コンクリート圧縮強度のばらつきや標準的な製作誤差を前提として、他の照査式と同等の信頼性を有するデータが得られていないため、一般的ならばつきを設定することができない。これまでの示方書の安全率には、耐力算定式のばらつき以外の不確実性について含まれていないものと考えられるが、これらを明確に分離することができない。そのため、①から⑨の作用の組合せを考慮する場合には、従来の示方書による場合と同等の安全余裕を有するよう、キャリブレーションの結果から、抵抗係数と部材・構造係数の積として0.85が与えられている。一方、⑩及び⑪の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数と部材・構造係数の積についても、従来この作用の組合せに対して設計した場合と同等の安全余裕を確保するよう、1.0 が与えられている。調査・解析係数については、V 編2.5に解説されている。

(9) 周辺支持された版部材の支点近傍など、1 方向の作用が卓越する場合には、有効幅を適切に設定することで、棒部材としてせん断に抵抗するとみなしてよいとしている。

(10) 薄い版状の鉄筋コンクリート構造の部材では、せん断補強鉄筋の有効性が十分でない可能性があるため、5.2.8 に規定される最小量の軸方向引張鉄筋が配置されるように設計したうえで、この強度を見込まず、コンクリートのみで負担させることとしている。

5.7.3 ねじりモーメントを受ける部材

(1) ねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材が、(3)から(5)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

(2) ねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート構造の版部材が、(6)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

(3) 部材断面に生じるねじりモーメントが、式(5.7.3)で定める制限値を超えない。

$$M_{tbsd} = \xi_1 \xi_2 \phi_{tus} M_{tus} \dots\dots\dots (5.7.3)$$

ここに、 M_{tbsd} : 部材の斜引張破壊に対するねじりモーメントの制限値 (N・mm)

ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.7.3に示す値とする。

$\xi_2 \phi_{tus}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.7.3に示す値とする。

M_{tus} : 部材の斜引張破壊に関するねじり耐力の特性値で式(5.7.4)により算出した値の小さい方の値とする。

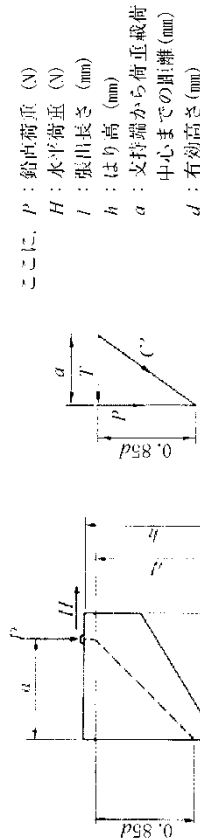


図-解 19.3.2 コーベルの耐荷機構

4.2.4 終局荷重用時の照査

- (1) 終局荷重用時には、4.1により算出した断面力が(2)から(4)により算出した部材の破壊抵抗曲げモーメント以下であることを照査しなければならない。
- (2) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは、次により算出する。
- 1) 縦ひずみは中立軸からの距離に比例する。
 - 2) コンクリートの引張強度は無視する。
 - 3) コンクリートの応力度－ひずみ曲線は、図-4.2.2に示したものをを用いる。このときコンクリートの終局ひずみは、表-4.2.2の値を用いる。
 - 4) 鋼材の応力度－ひずみ曲線は、図-4.2.3に示したものをを用いる。

表-5.7.3 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \phi_{tus}$ (ξ_2 と ϕ_{tus} の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		
	1.00	1.00

$$M_{tus} = \frac{1.6b_t h_t A_{wt} \sigma_{sy}}{a} \left\{ \begin{array}{l} \dots\dots\dots (5.7.4) \\ 0.8b_t h_t A_{te} \sigma_{sy} \\ b_t + h_t \end{array} \right.$$

ここに、 a : 横方向鉄筋の間隔(mm)

A_{wt} : 間隔 a で配置されるねじりモーメントに対する横方向鉄筋 1 本の断面積(mm²)

A_{te} : 部材断面に配置されるねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の全断面積(mm²)

b_t h_t : 図-5.4.1 に示す幅及び高さ(mm)

σ_{sy} : 横方向及び軸方向鉄筋の降伏強度の特性値(N/mm²)。ただし、鉄筋の降伏強度の特性値が 345N/mm²を超える場合には 345N/mm²とする。

(4) 部材断面に生じるねじりモーメントが、式(5.7.5)で定める制限値を超えない。

$$M_{tucd} = \xi_1 \xi_2 \phi_{tuc} M_{tuc} \dots\dots\dots (5.7.5)$$

ここに、 M_{tucd} : ウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対するねじりモーメントの制限値(N・mm)

ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.7.4 に示す値とする。

$\xi_2 \phi_{tuc}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.7.4 に示す値とする。

M_{tuc} : ウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対するねじり耐力の特性値(N・mm)で式(5.7.6)により算出する。

$$M_{tuc} = \tau_{rmax} \cdot K_t \dots\dots\dots (5.7.6)$$

τ_{rmax} : コンクリートの平均せん断応力度の最大値(N/mm²)で、

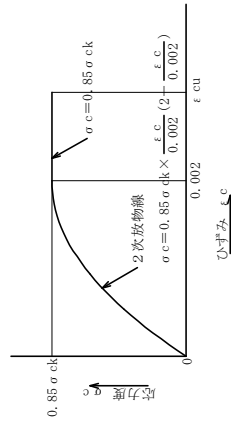


図-4.2.2 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合のコンクリートの応力度-ひずみ曲線

表-4.2.2 コンクリートの終局ひずみ

コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{c,k}$ (N/mm ²)	$\sigma_{c,k} \leq 50$	$50 < \sigma_{c,k} < 60$	$60 \leq \sigma_{c,k}$
終局ひずみ $\varepsilon_{c,u}$	0.0035	0.0035から0.0025の間を直線補間	0.0025

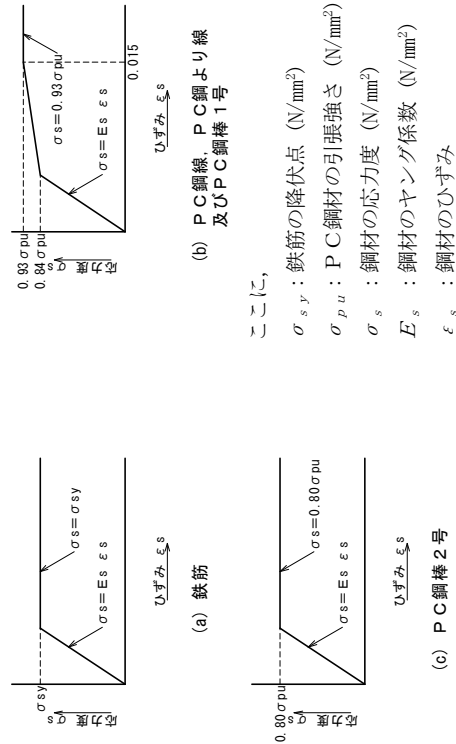
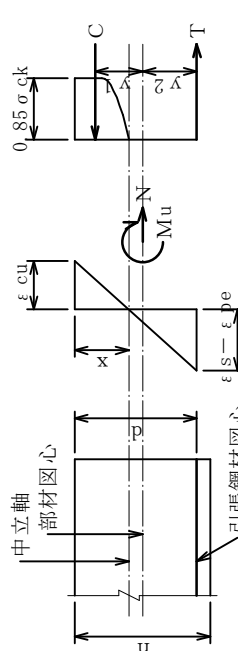


図-4.2.3 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の鋼材の応力度-ひずみ曲線

(3) 部材断面に曲げモーメントと軸方向力が同時に作用する場合の破壊抵抗曲げモーメントは、終局荷重作用時の軸方向力が作用しているものとして(2)の規定により算出する。

改定案		現行	備考												
表-5.8.10 の値をとす。 K_t : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数 (mm³) 表-5.7.4 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数 <table><tr><th></th><th>ξ_1</th><th>$\xi_2 \phi_{tuc}$ (ξ_2とϕ_{tuc}の積)</th></tr><tr><td>i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合</td><td>0.90</td><td>0.70</td></tr><tr><td>ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合</td><td></td><td></td></tr><tr><td>iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合</td><td>1.00</td><td>1.00</td></tr></table> (5) 支点等により直接支持された棒部材における、図-5.8.4 に斜線で示す区間には、支点等前から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面でねじりモーメントに対して必要とされる以上の鉄筋を配置する。 (6) 版部材の断面に生じるねじりモーメントに対しては、部材端部においてはねじりモーメントと等価なせん断力に対し 5.7.2 の規定を満足し、部材端以外ではねじりモーメントと等価な曲げモーメントに対し 5.7.1 の規定を満足する。			ξ_1	$\xi_2 \phi_{tuc}$ (ξ_2 と ϕ_{tuc} の積)	i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70	ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合	1.00	1.00	(4) プレストレストコンクリート構造において、P C 鋼材とコンクリートとの付着がない場合の破壊抵抗曲げモーメントは、(2)又は(3)の規定により算出する値の70%とする。 4.2 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の照査 4.2.1 一般 (1) 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の設計荷重作用時の照査は、4.2.3の規定により行わなければならない。 (2) 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の終局荷重作用時の照査は、4.2.4の規定により行わなければならない。 (1)(2) 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材については、設計荷重作用時及び終局荷重作用時の照査を行う必要がある。一般に、照査すべき項目は、表-解 4.1.1のとおりである。 終局荷重作用時の照査としては、部材に曲げ破壊が生じないことを照査する必要がある。なお、不静定構造物の終局荷重作用時の照査としては、その崩壊機構まで想定して破壊に至らないことを照査する方法もあるが、ここでは個々の部材が曲げ破壊を生じないことを照査することとしている。 (2) 破壊抵抗曲げモーメントを算出するためには、断面内のひずみ分布を求め、これからコンクリートの応力度の分布及び鋼材図心の応力度を求める必要がある。このために、1)にひずみ分布、2)及び3)にコンクリートの応力度分布、4)に鋼材の応力度－ひずみ曲線をそれぞれ規定している。なお、耐震設計編では、帯鉄筋による拘束効果を考慮したコンクリートの応力度－ひずみ曲線が採用されている。これは、耐震設計編において、鉄筋コンクリート構造の変形能力が重要な意味を持ち、これを適切に評価する必要があるためにとられた措置である。 この編で採用されている部材の終局荷重作用時の照査は断面力によって行われ、曲げに対しては、断面の破壊抵抗曲げモーメントが部材断面に生じる曲げモーメントよりも大きいことを照査する。したがって、破壊抵抗曲げモーメントを正確に算出することが重要となる。一方、コンクリートの応力度－ひずみ曲線の形状が、破壊抵抗曲げモーメントの算出結果に及ぼす影響は僅かであることが知られており、従来より採用されているコンクリートの応力度－ひずみ曲線を用いても何ら問題はない。したがって、この編では従来より採用され実績のある応力度－ひずみ曲線を用いてよいこととしている。 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの算出にあたっては、一般に次の2つの条件式を用い	
	ξ_1	$\xi_2 \phi_{tuc}$ (ξ_2 と ϕ_{tuc} の積)													
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70													
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合															
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合	1.00	1.00													
(1) ねじりモーメントを受ける部材において、作用に対する抵抗力が喪失される限界の状態を限界状態 3 と考えることができる。一方、この示方書では、ねじりモーメントに対してコンクリートの負担分を考慮しない立体的なトラス機構を前提としている。立体的なトラス機構を想定した場合、引張主鉄筋に生じる引張応力度が降伏強度に達したときや、ウェブコンクリートが圧壊するときには、耐荷機構が損なわれ耐荷力を喪失する。この示方書では、この状態を限界状態 3 ととらえ、この状態のねじりモーメントをねじり耐力と定義している。 ねじり耐力の特性値は(3)及び(4)による。ただし、せん断力に対する耐荷機構と異なり、コンクリートのねじりモーメントに対する斜引張破壊の耐力について十分な説明がなされていないことから、コンクリートが負担する抵抗力による抵抗力は見込まないこととされた。この特性値に対し、様々な不確実性を考慮した部分係数を乗じることで、ねじりモーメントに対する制限値が与えられている。よって、部材断面に生じるせん断力が、斜引張破壊及びウェブ圧壊に対するせん断力の制限値を超えない場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされた。 (2) 版部材に作用するねじりモーメントは、断面内に作用するせん断応力によって表現する															

改定案	現行	備考
ことができるが、版部材端部においては面外変形を生じさせる方向に作用するせん断応力が支配的となる。そのため、部材端部に作用するねじりモーメントは、これと等価とみなせるせん断力に置き換えることができる。また、端部以外の位置におけるねじりモーメントは、主曲げモーメントの成分であることから、ねじりモーメントと等価な曲げモーメントが作用するものとして扱うことができる。これより、版部材にねじりモーメントが作用する場合、それと等価な曲げモーメント及びせん断力の作用に対して限界状態 3 を超えないとみなせる場合には、ねじりモーメントに対しても限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされている。 (3) ねじりモーメントによる斜引張破壊に対するねじり耐力の特性値の算出においては、せん断耐力と同様に、トラス機構を想定してよいとしている。ただし、せん断力に対する耐力機構とは異なり、コンクリートが負担するねじりモーメントは考慮しないものとされている。 なお、ねじりモーメントに対して抵抗する軸方向鉄筋と横方向鉄筋として、SD390 及び SD490 の鉄筋を使用する場合には、ねじり耐力への影響が明確ではないことから、鉄筋の降伏強度の上限は SD345 と同じ 345N/mm² とされている。 式(5.7.4)はねじりモーメントに対する軸方向鉄筋と横方向鉄筋からなる立体トラスモデルに基づいて導かれたものであり、釣合い鉄筋量以下では安全側の値を与え、一般の実用範囲においては適用が可能なものである。なお、ねじりモーメントに対しては軸方向鉄筋と横方向鉄筋の双方が抵抗するため、一方の鉄筋のみを必要以上に配置しても他方の鉄筋で耐力が決定されることになる。そのため、部材の単位長さあたりの軸方向鉄筋量と横方向鉄筋量は同一とするのが望ましいが、ねじりモーメントに対する鉄筋の配置は式(解 5.7.1)の範囲で配置するのがよい。既往の研究によると式(解 5.7.1)に示す範囲であれば、ねじり耐力への影響は小さいことが理解されている。 $\frac{24w_t(b_t+h_t)}{A_{tr}\alpha} = 0.7 \sim 1.3 \dots\dots\dots \text{(解5.7.1)}$ 抵抗係数は、鉄筋降伏強度のばらつきや標準的な製作誤差を前提としているものの、他の照査式と同等の信頼性を有するデータが得られていないため、一般的ならばつきを設定することができない。そのため、従来の示方書による場合と同等の安全余裕が確保されるよう、抵抗係数と部材・構造係数の積として 0.70 が与えられている。 なお、⑩及び⑪の作用の組合せを考慮する場合の部分係数については V 編 2.5 解説による。 (4) 表-解 5.7.1 に、一般的な断面形状に対して、式(5.7.6)における K_f の算出方法を示した。また、この表は参考のため、ねじり定数 I_t の算出方法も示している。 表-5.8.10 に規定される設計基準強度の範囲内で記載にない設計基準強度に対するコンクリートの平均せん断応力度の最大値の特性値は、規定されるコンクリートの平均せん断	ることができる。 $N = C - T$ $\frac{x}{\epsilon_{cu}} = \frac{d - x}{\epsilon_s - \epsilon_{pe}} \dots\dots\dots \text{(解 4.2.2)}$ ここに、T：鋼材引張力の合力 (N) C：コンクリートの圧縮応力度の合力 (N) N：軸方向力 (N) $x, \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_s}, \frac{d}{d_s}, \frac{\epsilon_{pe}}{\epsilon_s} : \text{図-解 4.2.2 参照}$ 式(解 4.2.2)は力の釣合い条件、式(解 4.2.3)はひずみの適合条件を示すものであり、これらを用いて曲げモーメントの釣合い条件を満足する式(解 4.2.4)により破壊抵抗曲げモーメントを算出する (図-解 4.2.2 参照)。 $M_u = C \cdot y_1 + T \cdot y_2 \dots\dots\dots \text{(解 4.2.4)}$ ここに、y_1, y_2：断面図心より C 及び T までの距離 (mm) なお、計算を簡略化するため、図-解 4.2.2 に示す放物線と長方形からなる応力度分布を、応力度が $0.85 \sigma_{ck}$ と一定で面積が等価な長方形分布に置き換えたものを図-解 4.2.3 に示す。ここで、等価な長方形応力度分布は、コンクリートの終局ひずみに応じて、β を変化させる必要がある。部材断面の形状が長方形、I 形、T 形、箱形の場合には、等価な長方形応力度分布を用いても、求められる破壊抵抗曲げモーメントの値に及ぼす影響は僅かであるので、このような場合に簡略化した長方形の応力度分布を用いてもよい。  (a) 部材寸法 (b) ひずみ分布 (c) 応力度分布 図-解 4.2.2 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合のひずみ及び応力度の分布 ただし、この分布は応力度の分布であるため、部材断面に作用する圧縮応力度の合力 C の	

改定案

現行

備考

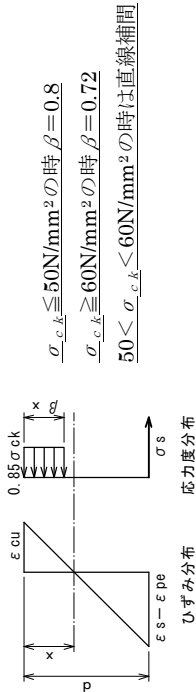
応力度の最大値より線形補間して算出してよい。また、設計基準強度が 60N/mm^2 をこえる高強度コンクリートを用いる場合は、せん断耐力に対する効果が十分には検証されていないため、表-5.8.10 の設計基準強度が 60N/mm^2 のコンクリートで規定される値が用いられている。

なお、ねじりモーメント、せん断力及び曲げモーメントが組合されて作用する場合のコンクリート部材の挙動については不明な点が多く、現段階においては、各断面力間の相互作用を無視する一方で、強度の算出にあたっては、それぞれの断面力に対して配置した補強鉄筋量を個別に見込み、兼用しないことが妥当と考えられる。

ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値は、ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力と同様の考え方に基つき定められている。しかし、ウェブコンクリートの圧壊に関しては、他の照査式と同等の信頼性を有するデータが得られていないため、一般的ならばつきを設定することができない。そのため、①から⑨の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数及び部材・構造係数は、斜引張破壊の場合と同様に、在来の方書による場合と同等の安全余裕を有するよう、抵抗係数と部材・構造係数を掛けた値として 0.70 が与えられている。一方、⑩及び⑪の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数と部材・構造係数の積は、従来この作用の組合せに対して設計した場合と同等の安全余裕を確保するよう、 1.0 が与えられている。調査・解析係数については、V 編 2.5 に解説されている。

作用位置は必ずしも圧縮縁から $\beta x/2$ とはならず、圧縮応力が分布している部分の図心となることに注意する必要がある。

一方、長方形、I 形、T 形、箱形以外の特殊な断面形状の部材については、図-4.2.2 に基づいて応力度分布を求め、圧縮応力度の合力の作用位置を計算する必要がある。



ここに、 ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ

ϵ_s : 鋼材のひずみ

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

ϵ_{pe} : 有効プレストレス力による P C 鋼材のひずみ

σ_s : 鋼材の応力度 (N/mm²)

d : 部材断面の有効高 (mm)

x : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

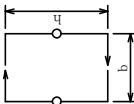
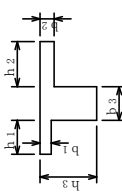
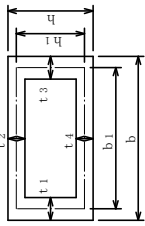
図-4.2.3 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合のひずみ及び等価な応力度の分布

部材が曲げ破壊する場合、コンクリートが終局ひずみに達する場合と、引張鋼材が終局ひずみに達する場合がある。さらに、コンクリートが終局ひずみに達する場合でも、引張鋼材が降伏しているか否かによって、破壊形態が異なり、計算方法も異なってくる。しかしながら、一般に引張鋼材の終局ひずみは考慮しなくても実用上問題がないため、ここではコンクリートのみについて終局ひずみを規定している。コンクリートの終局ひずみの値は、設計基準強度が 50N/mm^2 以下の場合に従来どおり 0.0035 とし、設計基準強度が 60N/mm^2 以上の高強度コンクリートでは、圧縮力に對し、ぜい性の性状を示しやすいことを考慮して、終局ひずみを 0.0025 としている。

コンクリートの終局ひずみと引張鋼材の降伏ひずみが同時に生じる場合を釣合い状態といい、その時の引張鋼材量(比)を終局釣合い鋼材量(比)と呼ぶ。終局釣合い鋼材量(比)は、コンクリートの設計基準強度が 50N/mm^2 以下で圧縮フランジが長方形とみなされる場合には、式(解 4.2.5)により算出できる。

$$p_b = \frac{A_s b}{b d}$$

表-解5.7.1 K_t 及び J_t の値

断面形状	K_t	J_t																																
 i) 長辺の中央に対して $K_t = \frac{b^2 \cdot h}{\eta_1}$ ii) 短辺の中央に対して $K_t = \frac{b^2 \cdot h}{\eta_1' \cdot \eta_2}$ ここに、 b : 長方形断面の短辺の長さ (mm) h : 長方形断面の長辺の長さ (mm)	<table><tr><th>h/b</th><th>η_1</th><th>η_2</th><th>η_3</th></tr><tr><td>1</td><td>4.80</td><td>1.000</td><td>7.11</td></tr><tr><td>2</td><td>4.07</td><td>0.795</td><td>4.37</td></tr><tr><td>3</td><td>3.74</td><td>0.753</td><td>3.80</td></tr><tr><td>5</td><td>3.43</td><td>0.743</td><td>3.43</td></tr><tr><td>10</td><td>3.20</td><td>0.742</td><td>3.20</td></tr><tr><td>20</td><td>3.10</td><td>0.742</td><td>3.10</td></tr><tr><td>∞</td><td>3.00</td><td>0.742</td><td>3.00</td></tr></table>	h/b	η_1	η_2	η_3	1	4.80	1.000	7.11	2	4.07	0.795	4.37	3	3.74	0.753	3.80	5	3.43	0.743	3.43	10	3.20	0.742	3.20	20	3.10	0.742	3.10	∞	3.00	0.742	3.00	$J_t = \frac{b^3 \cdot h}{\eta_3}$
h/b	η_1	η_2	η_3																															
1	4.80	1.000	7.11																															
2	4.07	0.795	4.37																															
3	3.74	0.753	3.80																															
5	3.43	0.743	3.43																															
10	3.20	0.742	3.20																															
20	3.10	0.742	3.10																															
∞	3.00	0.742	3.00																															
長方形																																		
 ここに、 h_1, b_1 : それぞれ分割した長方形断面の長辺及び短辺の長さ (mm) b_2 : 注目している分割長方形の短辺の長さ (mm)	$K_t = \frac{\sum h_i \cdot b_i^3}{3 \cdot 5b_i}$	$J_t = \sum \frac{b_i^3 \cdot h_i}{\eta_3}$																																
T形																																		
 部材の厚さとその厚さ方向の箱形断面の全幅との比が0.15をこえる場合は中実断面とみなして K_t を求めるのがよい。	$\tau_{t,i} = \frac{M}{K_{t,i}}$ $K_{t,i} = 2A_m \cdot t_i$ ここに、 $A_m = b_1 \cdot h_1$ $b_1 = b - \left(\frac{t_1}{2} + \frac{t_3}{2} \right)$ $h_1 = h - \left(\frac{t_2}{2} + \frac{t_4}{2} \right)$	$J_t = \frac{1}{4A_m^2} \left(\frac{h_1}{t_1} + \frac{b_1}{t_2} + \frac{h_1}{t_3} + \frac{b_1}{t_4} \right)$																																
箱形																																		

$$= (0.68 \frac{\epsilon_{c,u}}{\epsilon_{c,u} + \epsilon_{s,y}} - \frac{N_d}{b d \sigma_{c,k}}) \frac{\sigma_{c,k}}{\sigma_{s,y}} + \frac{A'_s}{b d} \cdot \frac{\sigma'_s}{\sigma_{s,y}} \quad (\text{解 4.2.5})$$

ここに、 p_b : 終局釣合い鋼材比

$A_{s,b}$: 終局釣合い引張鋼材量 (引張鋼材の合計断面積) (mm²)

b : 圧縮フランジの有効幅 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

$\epsilon_{c,u}$: コンクリートの終局ひずみ

$\epsilon_{s,y}$: 引張鋼材の降伏ひずみ

$$\epsilon_{sy} = \frac{\sigma_{sy}}{E_s}$$

E_s : 引張鋼材のヤング係数 (N/mm²)

$\sigma_{s,y}$: 引張鋼材の降伏点 (N/mm²)

$\sigma_{c,k}$: コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

N_d : 終局荷重作用時の軸方向力 (N)

A'_s : 圧縮鋼材量 (mm²)

σ'_s : 圧縮鋼材の応力度 (N/mm²)

$$\sigma'_s = \{ \epsilon_{c,u} - (\epsilon_{c,u} + \epsilon_{s,y}) \frac{d'}{d} \} E'_s \leq \sigma_{s,y}'$$

d' : 圧縮縁から圧縮鋼材の図心までの距離 (mm)

E'_s : 圧縮鋼材のヤング係数 (N/mm²)

$\sigma_{s,y}'$: 圧縮鋼材の降伏点 (N/mm²)

終局釣合い鋼材量に近い量又はそれ以上の引張鋼材を配置すると、その降伏前にコンクリートが圧壊するため、部材はもろい破壊性状を示す。これを避けるため、一般には、配置する引張鋼材量を終局釣合い鋼材量の75%以下とするのが望ましい。

(3) 軸方向力が作用する部材の破壊抵抗曲げモーメントの値は軸方向力の値により異なり、両者の関係は、図-解 4.2.4に示す相關曲線によって表される。したがって、部材断面に曲げモーメントと軸方向力が同時に作用する場合の照査は、終局荷重作用時の曲げモーメント及び軸方向力の組合せが、この相關曲線より内側になることが基本的な考え方である。この図より、軸方向力が釣合い状態の軸方向力を超えると破壊抵抗曲げモーメントの値が減少していくことがわかる。しかしながら、一般の部材では終局荷重作用時の軸方向力が釣合い状態の軸方向力を超えることはなく、軸方向力に対する破壊安全度は曲げモーメントに対する破壊安全度よりも大きな値となる。このため、条文では終局荷重作用時の軸方

改定案		現行	備考
5.7.4 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受ける部材 (1) 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート棒部材及び版部材が、(2)から(5)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。 (2) 部材断面に生じる曲げモーメントに対して、5.7.1の規定を満足する。 (3) 部材断面に生じるせん断力に対して、5.7.2の規定を満足する。 (4) 部材断面に生じるねじりモーメントに対して、5.7.3の規定を満足する。 (5) 部材断面に生じるせん断力とねじりモーメントが式(5.8.10)の関係を満足する。 5.8.4 解説による。 5.7.5 支圧応力を受ける部材 (1) 支圧応力を受ける部材が(2)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。 (2) 部材に生じる支圧応力が、式(5.7.7)で定める制限値を超えない。ただし、式(5.7.7)の適用にあたっては、以下の1)から4)を満足しなければならぬ。 1) 支圧応力を受けるコンクリートの載荷面には、支圧応力作用方向に直交な方向に生じる引張力に対し格子状の鉄筋で補強しなければならない。 2) A_cとA_bの重心位置を一致させなければならない。 3) A_cの幅、長さはそれぞれA_bの幅、長さの5倍以上になつてはならない。 4) A_bが多数ある場合、各々のA_cは重複してはならない。 $\sigma_{bad} = \xi_1 \xi_2 \phi_{ba} \sigma_{ba} \dots\dots\dots (5.7.7)$ ここに、σ_{bad} :支圧破壊に対する支圧応力の制限値(N/mm²) $\sigma_{ba} : \text{コンクリートの支圧強度の特性値(N/mm}^2\text{)で式(5.7.8)による。}$ $\sigma_{ba} = k \left(0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b} \right) \sigma_{ck} \dots\dots\dots (5.7.8)$ ただし、$\sigma_{ba} \leq 0.5k\sigma_{ck}$とする。 $A_c : \text{局部載荷の場合のコンクリート面の有効支圧面の面積(mm}^2\text{)}$		向力が作用しているものとして破壊抵抗曲げモーメントを算出し照査することとしている。なお、プレストレスによる軸方向力は、P C鋼材の有効プレストレスによるひずみ(ε_{p e})で考慮されているので、破壊抵抗曲げモーメントの計算で軸方向力として考慮する必要はない。ただし、連続構造橋やラーメン構造等の不静定構造物では、プレストレス力による不静定力を考慮する必要がある。 曲げモーメントに対する破壊安全率 $\alpha_m = M_u / M_d$ 軸方向力に対する破壊安全率 $\alpha_n = N_u / N_d$ } (解 4.2.6) ここに、M_d : 終局荷重用時の曲げモーメント (N・mm) N_d : 終局荷重用時の軸方向力 (N) M_u : N_d が作用している時の破壊抵抗曲げモーメント (N・mm) N_u : M_d が作用している時の破壊抵抗軸方向力 (N) 図 解 4.2.4 曲げモーメントと軸方向力の関係 (4) P C 鋼材とコンクリートとの付着がない場合は、P C 鋼材とコンクリートとの平面保持が成立せず、P C 鋼材の応力度はその全長にわたって一様に生じ、P C 鋼材の応力負担が小さくなる。したがって、P C 鋼材とコンクリートとの付着がない場合の破壊抵抗曲げモーメントは、(2)又は(3)の規定により算出する値の70%としている。なお、外ケープル構造では、さらに外ケープルの中立軸からの位置が変化する影響もあるので、18.2に基づいて破壊抵抗曲げモーメントを算出する必要がある。	

A_b : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積
(mm²)
 k : 補正係数で 1.70 とする。
 ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.7.5 に示す値とする。
 $\xi_2\phi_{ba}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.7.5 に示す値とする。

表-5.7.5 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2\phi_{ba}$ (ξ_2 と ϕ_{ba} の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3 で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3 で㊹を考慮する場合		

(2) 支圧応力を生じる作用に対して、耐荷力を失う限界の状態が限界状態 3 と考えることができる。そのため、この示方書では、作用により発生する支圧応力によりコンクリートが圧壊し、作用に対する抵抗力を喪失する状態を限界状態 3 と考えることとしている。また、この状態におけるコンクリートの圧縮応力度を支圧強度と定義し、コンクリートに生じる支圧応力が支圧強度に達した状態を限界状態 3 としている。

支圧強度の特性値は式(5.7.8)で与えられている。この特性値に対し、不確実性を考慮した部分係数を乗じて制限値が与えられている。よって、コンクリートに生じる支圧応力が支圧応力の制限値を超えない場合には、支圧応力を受ける部材が限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされている。

ここに規定される制限値は、支圧強度の特性値に対し不確実性を考慮した部分係数を乗じることで与えられている。しかし、支圧強度のばらつきを高い信頼性で評価できるデータが不足していることから、一般的ならばつきを設定することができない。そのため、㊸から㊹の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数及び部材・構造係数は、在来¹⁾の示方書による場合と同等の安全余裕を有するよう、抵抗係数と部材・構造係数を掛けた値として 0.85 が与えられている。一方、㊹及び㊸の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数と部材・構造係数の積は、従来この作用の組合せに対して設計した場合と同等の安全余裕を保するよう、1.0 が与えられている。調査・解析係数については、I 編 2.5 に解説されている。

なお、支圧強度は、局所的な領域にあるコンクリートが周辺からの拘束を受けることで、支圧応力に対して設計基準強度以上の強度が発揮されることを考慮したものである。その

改定案	現行	備考
ため、式(5.7.8)で算出される支圧強度は、支圧面に対する載荷面の大きさや縁端距離、<u>載荷点の数、載荷位置の補強等を考慮して定められている(図-解5.7.1)。</u>支圧応力度の<u>照査にあたっては、次の事項に注意する必要がある。</u>A_bの背面は支圧力作用方向に直角な方向に生じる引張力に対し格子状の鉄筋で補強していることを前提とし、また偏圧が掛った<u>り、群効果が生じたりしないように、載荷点や支圧を受ける側のコンクリート部材を設計</u><u>しなければならない。</u>	(a) 一般的な場合 ここに、A_c：有効支圧面の面積 (mm^2) (b) 局部載荷面が近接する場合と縁端距離が十分でない場合 図-解5.7.1 局部載荷の場合の有効支圧面の算出例	5.8 プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態 3 5.8.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材 (1) 曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が(3)から(5)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 (2) 曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が(3)から(6)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 (3) 部材に生じる曲げモーメントが、軸方向力を考慮した式(5.8.1)に定める制限値を超えない。

4.3 せん断力が作用する部材の照査

4.3.1 一般

- (1) せん断力が作用する部材の設計荷重作用時の照査は、4.3.3の規定により行わなければならない。
- (2) せん断力が作用する部材の終局荷重作用時の照査は、4.3.4の規定により行わなければならない。
- (3) 照査に用いる設計せん断力は、4.1により算出したせん断力に、式(4.3.1)に従って部材の有効高の変化の影響を考慮しなければならない。ただし、プレストレストコンクリート構造の設計荷重作用時の照査に用いるせん断力は、部材の有効高の変化の影響は考慮しない。

$$S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \beta + \tan \gamma) \quad \dots\dots\dots (4.3.1)$$

ここに、 S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (N)

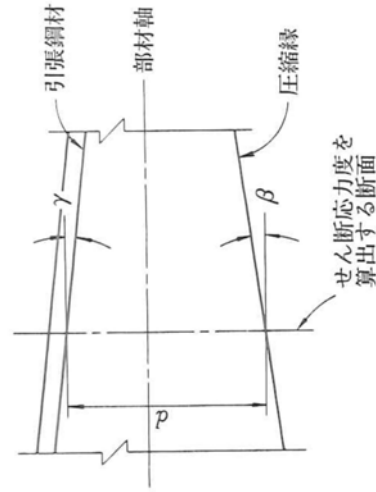
S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

d : 部材断面の有効高 (mm) (図-4.3.1参照)

β : 部材圧縮縁が部材軸となす角度 (図-4.3.1参照)

γ : 引張鋼材が部材軸となす角度 (図-4.3.1参照)



(注) β 及び γ は、曲げモーメントの絶対値が増すに従って有効高が増す場合においては正、減じる場合においては負とする。

図-4.3.1 β , γ 及び d のとり方

$$M_{ud} = \xi_1 \xi_2 \phi_u M_{uc} \quad \dots\dots\dots (5.8.1)$$

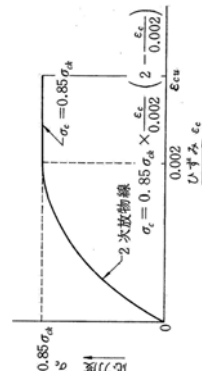
ここに、 M_{ud} : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 (N・mm)
 ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.8.1に示す値とする。
 ξ_2 : 部材・構造係数で表-5.8.1に示す値とする。
 ϕ_u : 抵抗係数で表-5.8.1に示す値とする。
 M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (N・mm) で(4)及び(5)により算出する。

表-5.8.1 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	ϕ_u
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.90	0.80
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合	1.00		1.00

(4) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメントとする。ここで、抵抗曲げモーメントは、1) から 5) の規定に基づき算出する。

- 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例すると仮定する。
- 2) コンクリートの引張強度は無視する。
- 3) コンクリートの応力度－ひずみ曲線は、図-5.8.1に示したものをを用いる。このときコンクリートの終局ひずみは、表-5.8.2の値を用いる。
- 4) PC 鋼材又は鉄筋の応力度－ひずみ曲線は、図-5.8.2に示したものをを用いる。
- 5) 直交する2方向の曲げモーメントを受ける部材断面の照査においては、2方向の曲げモーメントの影響を考慮する。



ここに、

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

σ_c : コンクリートの応力度 (N/mm²)

ϵ_c : コンクリートのひずみ

ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ

改定案

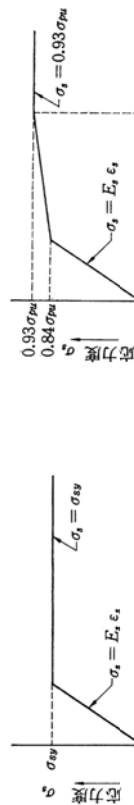
現行

備考

図-5.8.1 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

表-5.8.2 コンクリートの終局ひずみ

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	$\sigma_{ck} \leq 50$	$50 < \sigma_{ck} < 60$	$60 \leq \sigma_{ck}$
終局ひずみ ε_{cu}	0.0035	0.0035 から 0.0025 の間を線形補間	0.0025



(a) 鉄筋 (b) PC 鋼線、PC 鋼より線及び PC 鋼棒 1 号

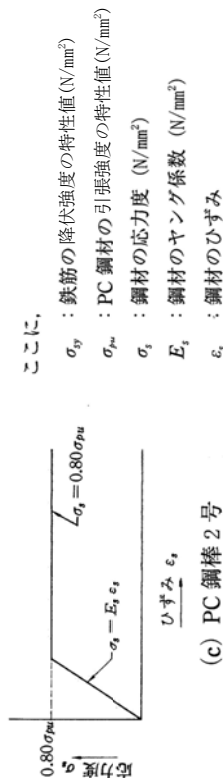


図-5.8.2 鋼材の応力度-ひずみ曲線

- (5) PC 鋼材とコンクリートとの付着がない場合の破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、(4)の規定により算出する値の 70%とする。
- (6) 版部材の 2 方向のそれぞれに対し適切に有効幅を設定し、版部材の 2 方向のそれぞれを曲げモーメント又は軸方向力を受ける棒部材として抵抗させる。

(1) 曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレスを導入する構造の部材においても、作用に対して抵抗力を発揮できなくなる限界の状態を限界状態 3 と考えることができる。この示方書では、圧縮側のコンクリートにひずみが終局ひずみに達した場合を限界状態 3 と考えることとしている。よって、この示方書では、このとき断面に生じる曲げモーメント

(4)桁の支点付近及びラーメンの節点部付近におけるコンクリートのせん断力に対する照査は、支点反力によりウェブに作用する圧縮応力を考慮して行わなければならない。なお、せん断力に対する照査を図-4.3.2に示す部材断面に対して行った場合においては、この影響を考慮したものとしてよい。

(5) 桁の支点付近及びラーメンの節点部付近 (図-4.3.2の斜線部) の斜引張鉄筋は、(4)に規定する部材断面について必要となる鉄筋量以上を配置しなければならない。

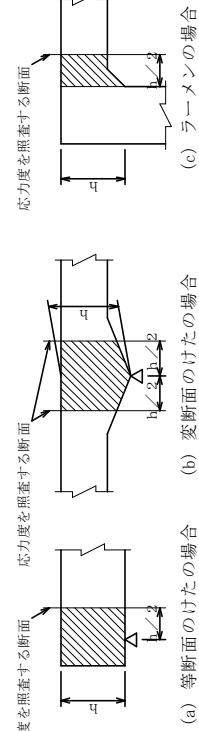


図-4.3.2 せん断力に対する照査断面

- (6) せん断力が作用する方向の厚さが薄い部材を除いて、6.4(6)に規定する最小鉄筋量以上の斜引張鉄筋を配置しなければならない。
- (7) 鉄筋コンクリート構造では、終局荷重作用時に斜引張鉄筋が負担できるせん断力の 1/2 以上及び設計荷重作用時に斜引張鉄筋で負担するせん断力の 1/2 以上は、スタールアップで負担させなければならない。

(1)(2) せん断力が作用する部材については、設計荷重作用時及び終局荷重作用時の照査を行う必要がある。一般に、照査すべき項目は、表-解 4.3.1のとおりである。

設計荷重作用時の主な照査としては、安全性及び鋼材腐食等の耐久性の観点から斜引張鉄筋の応力度やコンクリートの斜引張応力度の照査を行う。すなわち、鉄筋コンクリート構造では斜引張鉄筋の応力度がコンクリートに有害なひび割れが生じる応力度以下であることを、プレストレストコンクリート構造ではコンクリートの斜引張応力度が許容斜引張応力度以下であることを照査する。

終局荷重作用時の照査としては、斜引張鉄筋が配置された部材では斜めひび割れ発生後にトラス的な荷重機構に移行することから (図-解 4.3.1)、斜引張鉄筋の降伏による斜引張破壊及びウェブコンクリートの圧壊が生じないことを照査する。

せん断力が作用する部材の照査を、斜引張鉄筋の配置の可否に分けて表-解 4.3.1に示す。

(3) 部材高が変化する場合には、せん断力に関するトラス理論に基づく解析モデルは図-解 4.3.1に示すような平行弦トラスではなく、弦材が図心軸に対して傾いているトラスとする

改定案

トを破壊抵抗曲げモーメントと定義し、この状態を限界状態3と定義している。

破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、(4)による。この特性値に対し、様々な不確実性を考慮した部分係数を乗じることで、曲げモーメントの制限値が与えられており、部材断面に生じる曲げモーメントが曲げモーメントの制限値を超えない場合には、限界状態3を超えないとみなしてよいとされている。

(3) 破壊抵抗曲げモーメントは、コンクリートの圧壊により定まる耐力であり、(4)の仮定に基づき算定される。これらの仮定に基づき求められた破壊抵抗曲げモーメントの推奨値に対し、①から⑨の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数は、不確実性を考慮して0.80と定められている。一方、⑩及び⑪の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数は、従来の組合せに対して設計した場合と同等の安全余裕を確保するよう、1.0とされている。また、調査・解析係数については、Ⅴ編2.5に解説されている。部材・構造係数については、部材が限界状態1を超えたあとの影響を考慮するものとして破壊抵抗曲げ耐力に与えられており、作用の組合せによらず、これまでの示方書による場合と同等の安全余裕を確保するよう、係数として0.90が与えられている。

(4) 破壊抵抗曲げモーメントの特性値を算出するためには、断面内のひずみ分布を求め、これからコンクリートの応力度の分布及び鉄筋等(鉄筋又はPC鋼材)の図心の応力度を求める必要がある。このため、1)にひずみ分布、2)及び3)にコンクリートの応力度分布、4)に鉄筋等の応力度-ひずみ曲線がそれぞれ規定されている。なお、Ⅴ編では、帯鉄筋による拘束効果を考慮したコンクリート構造の応力度-ひずみ曲線が採用されている。これは、Ⅴ編において、鉄筋コンクリート構造の変形能が重要な意味を持ち、これを適切に評価する必要があるためにとられた措置である。

曲げモーメントを受ける部材が限界状態3を超えないことの照査は断面力によって行われ、部材断面に生じる曲げモーメントが破壊抵抗曲げモーメントの特性値に基づき算出され、部材断面に生じる曲げモーメントが破壊抵抗曲げモーメントの特性値に及ぼす影響は制限値を超えないことを3.5の規定に基づき照査する。したがって、この場合には破壊抵抗曲げモーメントの特性値を正確に算出することが重要となる。一方、コンクリートの応力度-ひずみ曲線の形状が、破壊抵抗曲げモーメントの特性値の算出結果に及ぼす影響は僅かであることが知られており、従来採用されているコンクリートの応力度-ひずみ曲線を用いても問題はない。したがって、この編では、これまで実績のある応力度-ひずみ曲線を用いてよいこととしている。

部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの特性値の算出にあたっては、一般に次の2つの条件式を用いることができる。

$$N = C - T \dots\dots\dots (解5.8.1)$$

$$\frac{x}{\epsilon_{cu}} = \frac{d-x}{\epsilon_s - \epsilon_{pe}} \dots\dots\dots (解5.8.2)$$

ここに、 T : 鉄筋等(鉄筋又はPC鋼材)の引張力の合力(N)

備考

現行

必要がある。したがって、ひび割れが生じた場合を想定する設計断面力 S_h はこのようなトラスの上下弦材の軸方向力のせん断力方向の分力を考慮した値である。

なお、プレストレストコンクリート構造については、設計荷重作用時に斜めひび割れが生じていないことを前提としている。したがって、トラス理論が成立しないことから、設計荷重作用時の斜引張応力度の照査に用いるせん断力には有効高の変化の影響を考慮しないものとしている。

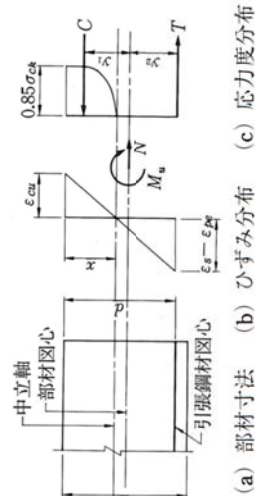
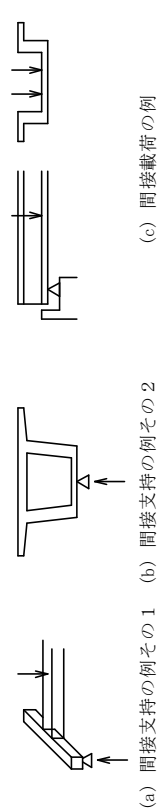
表 解 4.3.1 せん断力が作用する部材の照査

		鉄筋コンクリート構造		プレストレストコンクリート構造	
		斜引張鉄筋の配置	斜引張鉄筋の配置	斜引張鉄筋の配置	斜引張鉄筋の配置
設計荷重作用時	$\tau_m \leq \tau_c$	最小斜引張鉄筋量	軸方向引張主鉄筋比1%以上の配置	可能	できない
	$\tau_m > \tau_c$	斜引張鉄筋応力度	不可	コンクリートの斜引張応力度の照査	コンクリートの斜引張応力度の照査
終局荷重作用時	$\tau_m \leq \tau_c$	最小斜引張鉄筋量	照査不	最小斜引張鉄筋量の配置	斜引張破壊に対する耐力の照査
	$\tau_m > \tau_c$	斜引張破壊に対する	不可	斜引張破壊に対する耐力の照査	($S_s, S_p = 0$)
終局荷重作用時		ウェーブ圧壊に対する耐力の照査			
時					

τ_m : 設計荷重作用時のコンクリートの平均せん断応力度

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度

(b) トラス理論による部材

改定案	現行	備考
C : コンクリートの圧縮応力度の合力(N) N : 軸方向力(N) $x d \varepsilon_{cu} \varepsilon_s \varepsilon_{pe}$: 図-解 5.8.1 参照 式(解 5.8.1)は力の釣合い条件、式(解 5.8.2)はひずみの適合条件を示すものであり、これらを用いて曲げモーメントの釣合い条件を満足する式(解 5.8.3)により曲げ強度の特性値を算出する(図-解 5.8.1 参照)。 $M_{ud} = C \cdot y_1 + T \cdot y_2$ (解5.8.3) ここに、y_1, y_2 : 断面図心よりC及びTまでの距離(mm) なお、計算を簡略化するため、図-解 5.8.1 に示す放物線と長方形からなる応力度分布を、応力度が$0.85\sigma_{ck}$と一定で面積が等価な長方形分布に置き換えたものを図-解 5.8.2 に示す。ここで、等価な長方形応力度分布は、コンクリートの終局ひずみに応じて、βを変化させる必要がある。部材断面の形状が長方形、I 形、T 形、箱形の場合には、等価な長方形応力度分布を用いても、求められる破壊抵抗曲げモーメントの値に及ぼす影響は僅かであるので、このような場合に簡略化した長方形の応力度分布を用いてもよい。  (a) 部材寸法 (b) ひずみ分布 (c) 応力度分布 図-解 5.8.1 破壊抵抗曲げモーメントの特性値を算出する場合のひずみ及び応力度の分布 ただし、この分布は応力度の分布であるため、部材断面に生じる圧縮応力度の合力Cの作用位置は必ずしも圧縮縁から$\beta x/2$とはならず、圧縮応力が分布している部分の図心となることに注意する必要がある。 一方、長方形、I 形、T 形、箱形以外の特殊な断面形状の部材については、図-解 5.8.1 に基づいて応力度分布を求め、圧縮応力度の合力の作用位置を計算する必要がある。	ここに、h : 部材高 (mm) d : 部材断面の有効高 (mm) θ : 斜引張鋼材が部材軸となす角度 γ : ひび割れが部材軸となす角度 図-解 4.3.1 トラス理論におけるモデル (4)(5) 桁の支点付近及びラーメンの節点部付近では、支点反力によりウェブに圧縮力が作用するため、斜引張鉄筋に作用する引張力は小さな値となる。したがって、支点から部材高の1/2までの範囲は、せん断力に対する照査は行わなくてもよく、支点から部材高の1/2離れた位置におけるせん断力に対して部材断面が(1)及び(2)についての照査を満足する斜引張鉄筋量を、図-4.3.2の斜線部に配置すればよい。 ただし、図-解 4.3.2(a)及び(b)のように反力が横桁等を介してせん断力として主桁に伝達される場合(支承がウェブ位置にない場合)、図-解 4.3.2(c)のようにウェブに圧縮力が作用しないような載荷状態の場合等は、(4)を適用することができないので支点位置でせん断力に対する照査を行う必要がある。支点に負反力が作用する場合も同様に支点位置で照査を行う必要がある。  (a) 間接支持の例その1 (b) 間接支持の例その2 (c) 間接載荷の例 図-解 4.3.2 (4)を適用できない間接支持、間接載荷の例 (6) 斜引張鉄筋の配置されていない部材では、斜めひび割れの発生と同時に急激に破壊することを防ぐため、計算上は斜引張鉄筋が必要でない場合でも最小限の斜引張鉄筋を配置することとしている。ここで、部材に配置した斜めP C 鋼材又は鉛直P C 鋼材は、斜引張鉄筋の最小鉄筋量として考慮してはならない。なお、斜引張鉄筋を配置することができない部材については、4.3.3及び6.4(5)の2の規定によるものとする。 (7) 折曲げ鉄筋のみを斜引張鉄筋として配置した部材は、ウェブに斜め方向のひび割れが発生した後、それが引張鉄筋に沿った水平方向のひび割れに発展しやすく、せん断強度を小さくするおそれがある。また、折曲げ鉄筋はトラス理論の圧縮斜材に相当するコンクリートを横切るため、コンクリートを割裂させるように作用し、圧縮斜材の圧壊を生じさせやすい。さらに、折曲げ鉄筋のみを斜引張鉄筋として配置し太径鉄筋を用いた場合には、ひび割れ幅が大きくなる。これらの理由から、折曲げ鉄筋を斜引張鉄筋として過度に期待することは望ましくない。したがって、斜引張鉄筋が負担するせん断力の合計S_dの1/2以上	

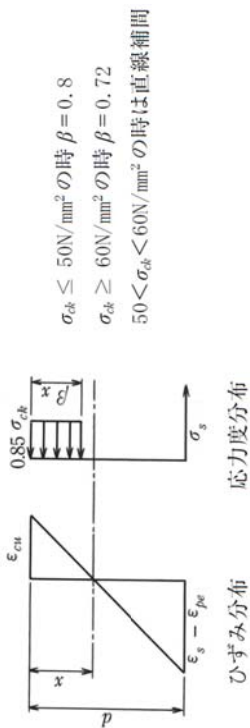


図-解5.8.2 破壊抵抗曲げモーメントの特性値を算出する場合のひずみ及び等価な応力度の分布

部材が曲げ破壊する場合には、コンクリートが終局ひずみに達する場合と引張側の鉄筋等が終局ひずみに達する場合がある。さらに、コンクリートが終局ひずみに達する場合でも、引張側の鉄筋等が降伏しているか否かによって、破壊形態が異なり、計算方法も異なってくる。しかしながら、一般に引張側の鉄筋等の鋼材終局ひずみは考慮しなくても実用上問題がないため、ここではコンクリートのみについて終局ひずみが規定されている。コンクリートの終局ひずみの値は、設計基準強度が 50N/mm² 以下の場合には従来どおり 0.0035 とし、設計基準強度が 60N/mm² 以上の高強度コンクリートでは、圧縮力に對しぜい性的な性状を示しやすいことを考慮して、終局ひずみを 0.0025 としている。

コンクリートの終局ひずみと引張側の鉄筋等の鋼材降伏ひずみが同時に生じて破壊に至る場合を釣合い破壊といい、その時の引張側にある鉄筋等の鋼材量(比)を釣合い鋼材量(比)と呼ぶ。釣合い鋼材量(比)は、コンクリートの設計基準強度が 50N/mm² 以下で圧縮フランジが長方形とみなされる場合には、式(解5.8.4)により算出できる。

$$p_b = \frac{A_{sb}}{b \cdot d} = \left(0.68 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} - \frac{N_d}{b \cdot d \cdot \sigma_{ck}} \right) \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_{sy}} + \frac{A'_s \cdot \sigma'_t}{b \cdot d \cdot \sigma_{sy}} \quad (\text{解5.8.4})$$

ここに、 p_b : 釣合い鋼材比

はスタラーアップで負担させることとしている。

4.3.2 有効断面

- (1) セン断力に対する部材の有効断面は、その耐荷機構のモデルに応じて定めなければならない。
- (2) 部材の有効断面の算出を、(3)及び(4)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 設計荷重作用時に対する照査においては、鉄筋コンクリート構造についてはトラス理論に基づき有効高を定める。また、プレストレストコンクリート構造については全断面有効とする。
- (4) 終局荷重作用時に対する照査においては、トラス理論に基づき有効高を定める。

(1) セン断力に対する耐荷機構は、断面形状、鉄筋配置、曲げモーメントや軸方向力の有無等多くの要因によって影響され複雑なものとなる。一般には、耐荷機構がトラス理論により近似されて取り扱われている。

なお、ウェブ内にダクトが集中して多く配置される場合には、その影響について考慮することが望ましい。

(3)(4) セン断力に対するトラス理論に基づく有効高 d のとり方については鉄筋コンクリート構造とプレストレストコンクリート構造とで多少異なるので、両者を分けて説明する。

1) 鉄筋コンクリート構造

部材に曲げモーメントとせん断力を用いさせると、部材軸方向に配置された引張主鉄筋には、はり理論で求めた曲げモーメントによる応力度よりも大きな引張応力度が生じる。この現象は、せん断力に対する設計に用いられるトラス理論では、せん断力による付加応力度として説明される。設計においては、付加応力度に対処するために部材断面の有効高 d だけ平行移動(シフト)させた曲げモーメントに対して引張主鉄筋を計算したり、折曲げ位置、定着位置等を曲げモーメントが小さくなる方向に有効高だけのばしている(シフト理論)。したがって、この付加応力度が作用しても、配置されている引張主鉄筋に生じる応力度は設計荷重作用時の許容応力度以下であり、終局荷重作用時には、曲げ破壊に対する安全度が確保されるので、引張主鉄筋の図心と部材断面の圧縮縁との距離をせん断力に対する有効高として用いてよい。

2) プレストレストコンクリート構造

プレストレストコンクリート構造も鉄筋コンクリート構造と同様な挙動を示すが、全断面位置でシフトした曲げモーメントを用いて曲げ破壊安全度を計算するのは煩雑である。したがって、次の方法のいずれかによりせん断力に対する有効高 d を定めてよい。

改定案	現行	備考
A_{sh} : 鈎合い引張鋼材量(引張側にある鉄筋等の合計面積)(mm²) b : 圧縮フランジの有効幅 (mm) d : 部材断面の有効高 (mm) ε_{cu} : コンクリートの終局ひずみ ε_{sy} : 引張側の鉄筋等の降伏ひずみ $\varepsilon_{sy} = \sigma_{sy}/E_s$..... (解5.8.5) E_s : 引張側の鉄筋等のヤング係数 (N/mm²) σ_{sy} : 引張側の鉄筋等の降伏強度 (N/mm²) σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²) N_d : 軸方向力 (N) A'_s : 圧縮側の鉄筋等の鋼材量 (mm²) σ'_s : 圧縮側の鉄筋等の応力度 (N/mm²) $\sigma'_s = \left\{ \varepsilon_{cu} - \frac{(\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy})d'}{d} \right\} E'_s \leq \sigma'_{sy}$..... (解5.8.6) d' : 圧縮縁から圧縮側にある鉄筋等の図心までの距離 (mm) E'_s : 圧縮側の鉄筋等のヤング係数 (N/mm²) σ'_{sy} : 圧縮側の鉄筋等の降伏強度 (N/mm²) 鈎合い鋼材量に近い量又はそれ以上の鋼材量の鉄筋等を引張側に配置すると、その降伏前にコンクリートが圧壊するため、部材はもろい破壊性状を示す。これを避けるため、一方の載荷を受ける一般的な鉄筋コンクリート構造においては引張側に配置する鉄筋等の鋼材量を鈎合い鋼材量の75%以下とするのが望ましい。ただし、部材耐力の観点からの鋼材量を鈎合い鋼材量の75%以下とするのが望ましい。ただし、部材耐力の観点から必要となる鉄筋量によっては、鈎合い鋼材量以下とならない場合もある。このような場合でも、部材に必要な耐力が得られるよう鉄筋等を配置した上で、部材が曲げ破壊しないよう適切に設計する必要がある。部材耐力を確保する上で必要な軸方向鉄筋の配置については、5.2.8の解説による。 軸方向力と曲げモーメントが同時に作用する部材の破壊は、それらの組合せがある条件を満足する場合に生じる。破壊が生じるときの軸方向力と曲げモーメントの関係は、図解5.8.3に示すM-N相関図の破壊抵抗曲線によって表される。このM-N相関図より、軸方向力が鈎合い状態の軸方向力以下の場合には、破壊抵抗曲線上の破壊抵抗曲げモーメントの値は軸方向力の増加によって増加していくことがわかる。しかし、この破壊抵抗曲線そのものは、あくまでも部材断面のコンクリートや鋼材の特性や配置等によって定まるものであり、部材断面に生じている軸方向力や曲げモーメントには依存しないことに留意する必要がある。したがって、ある設計状況等により部材断面に曲げモーメントと軸方向力が生じる場合の照査は、部材断面に生じたその曲げモーメント及び軸方向力の組合せが、こ	i) 部材軸方向に配置されている引張鉄筋のみをトラス理論でいう引張弦材とみなす場合には、トラス理論により次式で求まる必要な鉄筋量A_sを配置し、部材断面の圧縮縁から引張鉄筋の図心までの距離d_sをせん断力に対する設計で用いる有効高dとしてよい。算出される鉄筋は連続桁の中間支点部等で配置困難な場合もあるが、一般にはこの方法によるのがよい。 $A_s \geq \frac{1}{\sigma_{sy}} \sum \left(\frac{S_{si}}{2} \cdot \frac{\sin \theta - \cot \theta \cdot \cos \theta}{\sin \theta + \cos \theta} \right) \dots \quad (\text{解 4.3.1})$ 斜引張鋼材が鉛直スタラーアップ ($\theta = 90^\circ$) の場合は、 $A_s \geq \frac{1}{\sigma_{sy}} \sum \frac{S_{si}}{2} \quad \text{となる。}$ ii) 部材軸方向に配置されている、コンクリートと付着のあるPC鋼材のみをトラス理論でいう引張弦材とみなす場合には、シフト理論により部材の破壊に対する安全度の照査を行い、安全度が1以上確保された場合、曲げモーメントに対する設計における有効高d、すなわち部材断面の圧縮縁からPC鋼材の図心までの距離をせん断力に対する設計で用いる有効高としてよい。なお、PC鋼材が曲上げ、又は、曲下げされている場合には有効高dが小さくなるので、4.3.4終局荷重作用時の照査の(2)を満足することができなくなり、部材断面の形状、寸法の変更又はPC鋼材の配置の変更が必要となる場合もある。 iii) 上記 i) と ii) の方法を組合せたもので、部材軸方向に配置されている曲げ破壊に対して余裕のある引張鉄筋と、コンクリートと付着のあるPC鋼材とをトラス理論でいう引張弦材とみなす場合には、引張鉄筋量A_s及びせん断力に対する設計に用いる有効高dは次式により算出する必要がある。なお、部材軸方向に配置されているコンクリートと付着のあるPC鋼材の全てを引張弦材の一部として考える必要はなく、次式を満足する範囲でなるべくdを大きくとれるようなPC鋼材のみを引張弦材の一部とみなしてもよい。 $A_s \cdot \sigma_{sy} \frac{d_s}{d} \geq \frac{S_{si} \sum \left(\frac{\sin \theta - \cot \theta \cdot \cos \theta}{\sin \theta + \cos \theta} \right)}{2} - A_p \cdot \sigma_{py} \frac{d_p}{d} \cdot \cos \alpha \dots \dots \dots (\text{解 4.3.2})$ $d = \frac{A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot d_s + A_p \cdot \sigma_{py} \cdot d_p \cdot \cos \alpha}{A_s \cdot \sigma_{sy} + A_p \cdot \sigma_{py} \cdot \cos \alpha} \dots \dots \dots (\text{解 4.3.3})$	

改定案

の破壊抵抗曲線の内側にあることを確認することになる。そのため、設計状況によって部材断面に軸方向力及び曲げモーメントが発生する場合には、設計状況に応じた荷重係数等を見込んで応答値を算出し、その応答値の組合せが破壊抵抗曲線より内側になることを照査すればよい。

これまでの示方書では、曲げモーメントと軸方向力が同時に発生する場合には、発生する軸方向力を破壊抵抗曲線に与えることで破壊抵抗曲げモーメントを求めたうえで、発生する曲げモーメントがその破壊抵抗曲げモーメントを超えないよう照査を行うこととされている。一般の部材では、軸方向の作用力が釣合い状態の軸方向力を超えることはなく、軸方向力に対する破壊安全度は曲げモーメントに対する破壊安全度よりも大きな値となる。このため、この示方書においても、設計状況に対してこれらの断面力が同時に発生する場合には、設計状況に応じた荷重係数等を考慮して断面に生じる軸方向力を求めたうえで、その軸方向力を破壊抵抗曲線に与えることで破壊抵抗曲げモーメントを求め、発生する曲げモーメントがその破壊抵抗曲げモーメントを超えないよう照査を行えばよい。なお、一般的なラーメン構造や連続桁などの水平部材において、変動作用支配状況に対して破壊抵抗曲げモーメントを評価する場合には、永続作用支配状況における軸方向力が卓越することから、永続作用支配状況における軸方向力で定まる破壊抵抗曲げモーメントに対して照査を行えばよい。また、柱などの鉛直部材においても、破壊状態に近い荷荷機構では、永続作用支配状況における軸方向力が持続すると考えられえることから、永続作用支配状況における軸方向力で定まる破壊抵抗曲げモーメントに対して照査を行うことが妥当となる。

また、この示方書において、プレストレス力、クリープの影響等を、設計状況の作用の組合せの中で考慮し、部材の断面力を算出する場合には、3.5の解説に従い特性値を定め、荷重係数を考慮して断面力を算出する必要がある。破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合のプレストレス力は、軸方向力ではなく、PC鋼材の有効プレストレスによるひずみ(ε_{pe})として考慮する。そのため、この場合には部材断面の応答の一つとして荷重係数を考慮したひずみの値を算出する必要がある。ただし、連続構造やラーメン構造等の不静定構造物では、プレストレス力による不静定力が生じるため、破壊抵抗曲げモーメントの算出においては軸方向力として考慮する必要がある。

現行

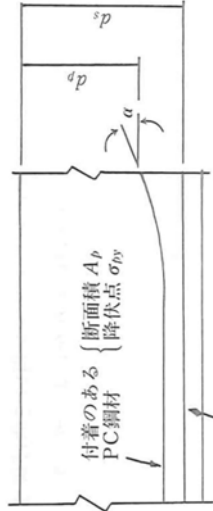


図-解 4.3.3 有効高の決め方

斜引張鋼材が鉛直スタラーラップ (θ = 90°) の場合は、

$$A_s \cdot \sigma_{sy} \frac{d_s}{d} \geq \frac{\sum p}{2} - A_p \cdot \sigma_{py} \frac{d_s}{d} \cdot \cos \alpha \quad \dots\dots (解 4.3.4)$$

となる。

ここに、 A_s : 引張鉄筋の断面積 (mm²)

A_p : PC鋼材の断面積 (mm²)

σ_{py} : PC鋼材の降伏点 (N/mm²)

σ_{sy} : 引張鉄筋の降伏点 (N/mm²)

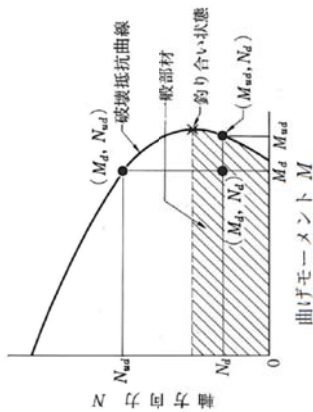
d_s : 部材の圧縮縁からPC鋼材の図心までの距離 (mm) (図-解 4.3.3参照)

d : 部材の圧縮縁から引張鉄筋の図心までの距離 (mm) (図-解 4.3.3参照)

α : PC鋼材図心線が部材軸となす角度(図-解 4.3.3参照)

θ : 斜引張鉄筋が部材軸となす角度(式(4.3.3), 式(4.3.6)参照)

$$\frac{S_{si}}{S_s} : \text{斜引張鋼材が受け持つせん断力 (N)} \quad S_s = \sum S_{si} \quad (S_{si} \text{ は、式 (4.3.3) , 式(4.3.6)参照})$$



ここに、 M_d : 曲げモーメント (N・mm)
 N_d : 軸方向力 (N)
 M_{ud} : N_d が作用している時の破壊抵抗曲げモーメント (N・mm)
 N_{ud} : M_d が作用している時の部材破壊に対応する軸方向力 (N)

図-解 5.8.3 曲げモーメントと軸方向力の相関関係

(5) 破壊抵抗曲げモーメントの特性値の算出においても、PC 鋼材とコンクリートとの付着の有無を適切に考慮する必要がある。付着の有無に着目した PC 梁の載荷試験結果では、内ケープルの付着がある供試体に対して、外ケープル供試体もしくは内ケープルのアンボンド供試体は、曲げ耐力が 80% 程度に低下したという結果もあり、安全側の観点から規定されているものである。ただし、PC 鋼材とコンクリートとの平面保持が成り立たないこと、及び部材の変形により PC 鋼材が偏心することを考慮して算出した場合には、試験等により十分安全性が確認された範囲内において、それらを前提とした算出方法によって破壊曲げモーメントの特性値を求めてもよい。なお、PC 鋼材とコンクリートの付着がない場合は、ひび割れが生じた場合に分散されにくく、集中して大きなひび割れが生じる可能性がある。そのため、5.2.2 に規定されたとおり、ひび割れを分散させるための鉄筋を適切に配置するなど、ひび割れが発生したとしても部材の力学特性が急変しない構造としてあることが原則である。また、設計で付着を見込まない場合には、施工において付着がないよう適切に処理する必要がある。なお、外ケープル構造では、平面保持が成り立たないだけでなく、外ケープルの中立軸からの位置が変化する場合もある。この影響も考慮して、実験等により安全性が十分確認された範囲内において、部材設計を行う場合の外ケープル構造を有するプレストレストコンクリート部材の破壊抵抗曲げモーメントの特性値は算出する必要がある。

(6) 版部材を棒部材とみせる有効幅については 5.5.1(7) 解説による。

4.6 押抜きせん断に関する照査

- (1) 厚さの薄い部材に面外から集中荷重が作用する場合においては、コンクリートの押抜きせん断破壊についての安全を確保しなければならない。
- (2) (3) 及び (4) により押抜きせん断に関する照査を行う場合においては、(1) を満たすものとみなす。
- (3) 設計荷重作用時のコンクリートの押抜きせん断応力度は、表-3.2.7 に規定する許容押抜きせん断応力度以下であることを照査する。
- (4) コンクリートの押抜きせん断応力度は、式(4.6.1)により算出する。

$$\tau_p = \frac{P}{b_p \cdot d} \dots\dots\dots (4.6.1)$$

ここに、 τ_p : 押抜きせん断応力度 (N/mm²)

P : 荷重 (N)

b_p : 断面の分布形状を、部材の有効高の $1/2$ の距離だけ離れた面へ 45° の

角度で投影した形状の外周の長さ (mm) (図-4.6.1 参照)

d : 部材断面の有効高 (mm)

5.8.2 セン断力を受ける部材

- (1) セン断力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が、(3)から(6)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (2) セン断力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が、(7)から(8)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (3) 部材断面に生じるせん断力が、式(5.8.2)に定めるプレストレス力及び軸方向力の影響も考慮して算出する制限値を超えない。ただし、せん断力によって生じる付加曲げ応力を考慮し、せん断に対する有効高さを適切に定めるとともに、必要な軸方向引張鉄筋を配置しなければならない。

$$S_{usd} = \xi_1 \xi_2 (\phi_{uc} S_c + \phi_{us} S_s) + \xi_1 \xi_2 \phi_{up} S_p \dots\dots\dots (5.8.2)$$

ここに、 S_{usd} ：斜引張破壊に対するせん断力の制限値(N)

ξ_1 ：調査・解析係数で表-5.8.3に示す値とする。

ξ_2 ：部材・構造係数で表-5.8.3に示す値とする。

ϕ_{uc} ：コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数で表-5.8.3に示す値とする。

ϕ_{us} ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数で表-5.8.3に示す値とする。

$\xi_2 \phi_{up}$ ：PC鋼材の引張力が負担できるせん断力に関する部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.8.4に示す値とする。

S_c ：コンクリートが負担できるせん断力の特性値であり、以下の1)により算出する。

S_s ：せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値であり、以下の2)により算出する。

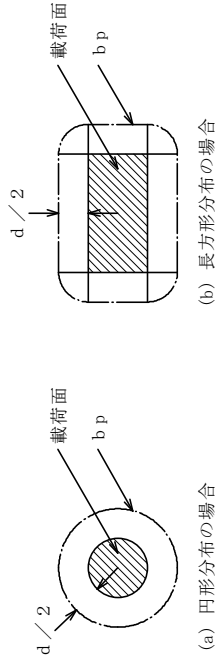
S_p ：PC鋼材の引張り力が負担できるせん断力の特性値であり、以下の3)により算出する。

表-3.2.7 許容押抜きせん断応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強	21	24	27	30	40	50	60
押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50

(5) コンクリートの許容押抜きせん断応力度は、表-3.2.7の値とする。

図-4.6.1 式(4.6.1)における b_p のとり方



基本的な断面形状に対する部材断面のウェブ厚 b_w 、有効高 d のとり方を図-解 4.3.4に示す。

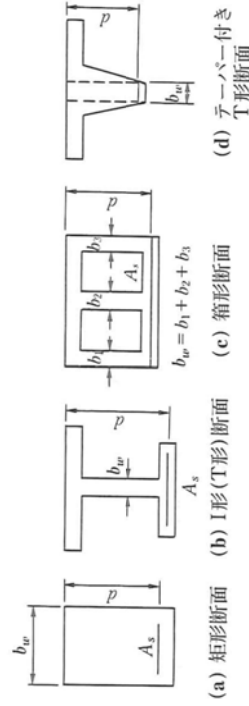


図-解 4.3.4 基本的な断面形状に対する b_w 、 d のとり方

表-5.8.3 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	ϕ_{uc}, ϕ_{us}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85	0.65
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合			0.95
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00		

表-5.8.4 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \phi_{up}$ (ξ_2 と ϕ_{up} の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		0.95
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	

1) コンクリートが負担できるせん断力の特性値は、 $S_c \leq \tau_{cmax} b_w d$ 及び $M_0/M_d \leq 1.0$ の範囲で式(5.8.3)により算出する。

$$S_c = k \tau_r b_w d + S_d \frac{M_0}{M_d} \dots \dots \dots (5.8.3)$$

ここに、 S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (N)

k : 補正係数で 1.30 とする。

b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

M_d : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

M_0 : プレストレス力及び軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で 0 となる曲げモーメント (N・mm)

S_d : 部材断面に作用するせん断力 (N)

τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²) で、有効高、軸方向に配置された引張側の鉄筋等の鋼材比、繰り返し作用、せん断スパン比の影響を考慮し、式(5.8.4)により算出する。

$$\tau_r = \tau_c c_e c_{pi} c_{dc} c_c \dots \dots \dots (5.8.4)$$

ここに、 τ_c : コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値で、表-5.8.5 による。

τ_{cmax} : コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせ

4.3.3 設計荷重時の照査

(1) 設計荷重作用時には、4.3.1(3)により算出した設計せん断力を用いて(3)又は(4)の規定により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。なお、式(4.3.2)により算出した部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-4.3.1の値以下の場合には、(3)に規定する鉄筋コンクリート構造における斜引張鉄筋の応力度は照査しなくてよい。

$$\tau_m = \frac{S_h - S_p}{b_w \cdot d} \dots \dots \dots (4.3.2)$$

ここに、 τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (N)

S_p : P C 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 (N)

$$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$$

ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、 $S_p = 0$ とする。

b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

A_p : 部材断面における P C 鋼材の断面積 (mm²)

σ_{pe} : 部材断面における P C 鋼材の有効引張応力度 (N/mm²)

α : P C 鋼材が部材軸となす角度

改定案

現行

備考

せん断応力度で、部材の全高さを h としたときの $h/2$ の位置における有効プレストレスによる軸方向圧縮応力度と設計基準強度によって、表-5.8.6 に従い定める。

c_e : 部材断面の有効高 d に関する補正係数で、表-5.8.7 による。

c_{pt} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋又は PC 鋼材の鋼材比 p_t に関する補正係数で、表-5.8.8 による。ただし、鋼材比として見込む引張鉄筋は、引張側有効幅に配置される鉄筋のみとする。また、PC 鋼材をここでの鋼材比に見込む場合には、5.3.3(2)の規定を満足する。

c_{ac} : せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数で、桁構造では 1.0 を標準とする。

c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数で、塑性化を期待しない部材では 1.0 を標準とする。

表-5.8.5 コンクリートが負担できるせん断応力度の基本値 (N/mm²)

コンクリート設計 基準強度	21	24	27	30	40	50	60	70	80
応力度の種類									
コンクリートが負担 できる平均せん 断応力度	0.33	0.35	0.36	0.37	0.41	0.44	0.47	0.47	0.47

表-5.8.6 コンクリートが負担できる最大のせん断力に等価なせん断応力度 (N/mm²)

部材全高さの 1/2 に おける有効プレスト レスによる軸方向圧 縮応力度 (N/mm ²)	コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)									
	21	24	27	30	40	50	60	70	80	
0.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.7	2.0	2.3	2.3	2.3	
1.0	—	—	—	1.7	2.0	2.3	2.6	2.6	2.6	
2.0	—	—	—	1.9	2.2	2.5	2.8	2.8	2.8	
4.0	—	—	—	2.3	2.6	2.9	3.2	3.2	3.2	
6.0	—	—	—	2.6	2.9	3.3	3.6	3.6	3.6	
8.0	—	—	—	2.9	3.2	3.6	3.9	3.9	3.9	

表-4.3.1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.36	0.39	0.42	0.45	0.55	0.65	0.70

(2) せん断力が作用する方向の厚さが薄い鉄筋コンクリート構造の部材については、式(4.3.2)により算出した部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-4.3.1の値以下としなければならない。

(3) 鉄筋コンクリート構造における斜引張鉄筋の応力度

$$\sigma_s = 1.15 S_s \cdot \Sigma \frac{A_w \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}{a} \dots\dots (4.3.3)$$

ここに、 σ_s : 斜引張鉄筋の応力度 (N/mm²)

S_s : 斜引張鉄筋が負担するせん断力の合計 (N)

$$S_s = S_h - S_c$$

S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (N)

S_c : コンクリートが負担できるせん断力 (N)

$$S_c = k \cdot \tau_c \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{ただし、} k = 1 + \frac{M_o}{M_d} \leq 2$$

A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋される斜引張鉄筋の断面積 (mm²)

a : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

θ : 斜引張鉄筋が部材軸となす角度

b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²) (表-4.3.1の値) ただし、荷重の組合せによる応力度の割増しを行ってはならない。

M_d : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

M_o : 軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で 0 となる曲げモーメント (N・mm)

(4) プレストレストコンクリート構造におけるコンクリートの斜引張応力度

表-5.8.7 部材断面の有効高 d に関する補正係数 c_e

有効高 d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
c_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

表-5.8.8 軸方向に配置された引張側の鉄筋等の鋼材比 p_t に関する補正係数 c_{pt}

鋼材比 p_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0	2.0	3.0 以上
c_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5	1.9	2.2

2) セン断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値は、式(5.8.5)により算出する。ただし、鉄筋コンクリート構造に式(5.8.5)を適用する場合においては、せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の1/2以上はスタレープで負担させる。

$$S_s = c_{ds} k \left(\sum \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a} \right) \dots \dots \dots (5.8.5)$$

ここに、 S_s : セン断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値(N)
 c_{ds} : セン断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数であり、桁構造では1.0を標準とする。

k : 補正係数で1.30とする。

A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積(mm^2)

σ_{sy} : セン断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度の特性値(N/ mm^2)。ただし、鉄筋の降伏強度の特性値が345N/ mm^2 を超える場合には345N/ mm^2 とすることを標準とする。

d : 部材断面の有効高(mm)

a : セン断補強鉄筋の部材軸方向の間隔(mm)

θ : セン断補強鉄筋が部材軸となす角度

3) PC鋼材の引張り力が負担できるせん断力の特性値は、引張力のせん断力作用方向の分力(N)として、式(5.8.6)により算出する。

$$S_p = A_p \sigma_{pe} \sin \alpha \dots \dots \dots (5.8.6)$$

ここに、 S_p : PC鋼材の引張り力が負担できるせん断力(N)。ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、 $S_p = 0$ とする。

A_p : 部材断面におけるPC鋼材の断面積(mm^2)

$$\sigma_I = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} \right\} \dots \dots \dots (4.3.4)$$

ここに、 σ_I : 部材断面に生じるコンクリートの斜引張応力度(N/ mm^2)

τ : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度(N/ mm^2)

$$\tau = \frac{(S - S_p) \cdot Q}{b_w \cdot I}$$

σ_x : 部材軸方向圧縮応力度(N/ mm^2)

σ_y : 部材軸直角方向圧縮応力度(N/ mm^2)

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

S_p : PC鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力(N)

$$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$$

ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、 $S_p = 0$ とする。

Q : セン断応力度を算出する位置より外側部分の、図心軸に関する断面一次モーメント(mm^3)

b_w : 部材断面のウェブ厚(mm)

I : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント(mm^4)

A_p : 部材断面におけるPC鋼材の断面積(mm^2)

σ_{pe} : 部材断面におけるPC鋼材の有効引張応力度(N/ mm^2)

α : PC鋼材が部材軸となす角度

(1) 部材断面に生じる平均せん断応力度が、コンクリートが負担できる平均せん断応力度以下の場合、せん断ひび割れは問題にならないとしてよい。なお、表-4.3.1に規定する設計基準強度の範囲内で記載のない設計基準強度に対するコンクリートが負担できる平均せん断応力度は、規定するコンクリートが負担できる平均せん断応力度より線形補間して算出してよい。設計基準強度が60N/ mm^2 を超える高強度コンクリートを用いる場合は、表-4.3.1の設計基準強度が60N/ mm^2 のコンクリートで規定されている値を用いることとする。

(2) 薄い版状の鉄筋コンクリート構造の部材では、斜引張鉄筋を有効に配置することが困難であるため、コンクリートのみでせん断力を受け持つことを照査する必要がある。したがって、部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-4.3.1の値以下とするものとしている。ただし、この項を満足する場合でも、6.4(5)の2)に規定する最小量の軸方向引張主鉄筋を配置する必要がある。

なお、薄い版状のプレストレストコンクリート構造の部材では、(4)の規定によりコンク

表-5.8.10 コンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値(N/mm²)

設計基準強度 (N/mm ²)	21	24	27	30	36	40	50	60	70	80
平均せん断応 力度の最大値	2.8	3.2	3.6	4.0	5.3	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0

(5) (3) 及び(4)を適用するにあたっては、斜めひび割れが生じたときの部材の有効高を考慮し、式(5.8.9)により補正したせん断力 S_h を照査に用いなければならない。

$$S_h = S_d - \frac{M_d}{d} (\tan \beta + \tan \gamma) \dots\dots\dots (5.8.9)$$

ここに、 S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力(N)

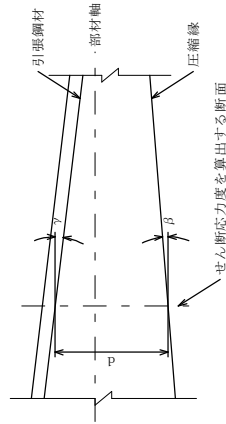
S_d ：部材断面に生じるせん断力(N)

M_d ：部材断面に生じる曲げモーメント(N・mm)

d ：部材断面の有効高(mm) (図-5.8.3 参照)

β ：部材圧縮縁が部材軸となす角度(図-5.8.3 参照)

γ ：引張側に配置された鉄筋等が部材軸となす角(図-5.8.3 参照)



(注) β 及び γ は、曲げモーメントの絶対値が増すに従って有効高が増す場合においては正、減じる場合においては負とする。

図-5.8.3 β , γ 及び d のとり方

(6) 棒部材の支点付近及びラーメン接合部付近(図-5.8.4 に斜線で示す区間)では、支点反力によりウェブに生じる圧縮力を考慮して、以下を満足するようせん断補強鉄筋を配置する。

1) ウェブに圧縮力が作用しない場合及び支点に負反力が生じる場合には、

ートの平均せん断応力度が表-4.3.1の値以下の場合においては、せん断力が作用する方向の厚さが薄いプレストレストコンクリート構造の部材を除いて(3)に規定する斜引張破壊に対する耐力は照査しなくてよい。

(2) 部材のウェブコンクリートの圧壊に対する耐力は、式(4.3.5)により算出する。

$$S_{uc} = \tau_{max} \cdot b_w \cdot d + S_p \dots\dots\dots (4.3.5)$$

ここに、 S_{uc} ：ウェブコンクリートの圧壊に対する耐力(N)

τ_{max} ：コンクリートの平均せん断応力度の最大値で、表-4.3.2の値を用いてよい。

b_w ：部材断面のウェブ厚(mm)

d ：部材断面の有効高(mm) (図-4.3.1参照)

S_p ：P C鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力(N)

$$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$$

ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、 $S_p = 0$ とする。

A_p ：部材断面におけるP C鋼材の断面積(mm²)

σ_{pe} ：部材断面におけるP C鋼材の有効引張応力度(N/mm²)

α ：P C鋼材が部材軸となす角度

表-4.3.2 コンクリートの平均せん断応力度の最大値(N/mm²)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
コンクリートの平均せん断応力度の最大値	2.8	3.2	3.6	4.0	5.3	6.0	6.0

(3) 部材の斜引張破壊に対する耐力は、式(4.3.6)により算出する。

$$S_{us} = S_c + S_s + S_p \dots\dots\dots (4.3.6)$$

ここに、 S_{us} ：斜引張破壊に対する耐力(N)

S_c ：コンクリートが負担できるせん断力(N)

$$S_c = k \cdot \tau_c \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{ただし、} k = 1 + \frac{M_o}{M_d} \leq 2$$

S_s ：主方向の設計におけるせん断力に対して配置したとみなせる斜引張鉄筋が負担できるせん断力の合計(N)

改定案

現行

備考

支点位置のせん断力に対して必要となるせん断補強鉄筋を配置する。
2) 1) 以外の場合には、支点等前面から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面で必要となる以上のせん断補強鉄筋を配置する。

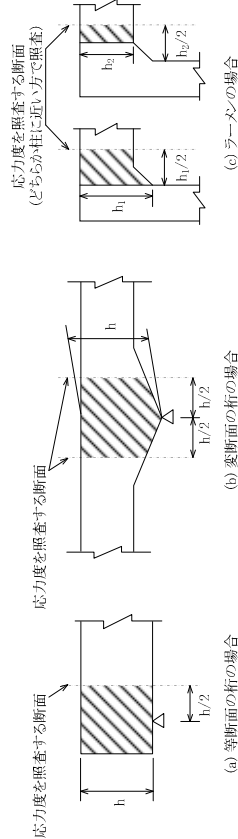


図-5.8.4 照査断面と支点等からの距離との関係

- (7) 部材断面に生じる押抜きせん断力が、式(5.7.1)に定める制限値を超えない。
(8) 版部材の支点の近傍等、作用が1方向に卓越する場合には、適切に有効幅を設定し、せん断力を受ける棒部材として(3)から(6)の規定を満足する。

(1) せん断力を受けるプレストレスを導入する構造の部材では、作用に対する抵抗力が喪失される限界の状態を限界状態3と考えることができる。コンクリートによる負担分を考慮したトラスによる耐荷機構を想定した場合、せん断補強鉄筋に生じる引張応力度が降伏強度に達したときや、ウェブコンクリートが圧壊するときには、耐荷機構が損なわれ耐力を喪失する。この示方書では、この状態を限界状態3ととらえ、この状態のせん断力とせん断耐力と定義している。

斜め引張破壊に対するせん断耐力及びウェブ圧壊に対するせん断耐力の特性値は、それぞれ(3)及び(4)による。この特性値に対し、様々な不確実性を考慮した部分係数を乗じること、せん断力に対する制限値が与えられている。

(3) プレストレス力導入の有無にかかわらず、せん断補強鉄筋が配置された部材では、斜めひび割れ発生後にトラス的な耐荷機構に移行する。ひび割れ発生後のせん断耐力は、断面形状、鉄筋配置、曲げモーメントや軸方向力の有無等多くの要因によって影響され複雑なものとなるが、過去の知見や実績に基づき、安全性の定量評価が可能である修正トラス理論に基づいて算出してよいこととされている。

せん断補強鉄筋を有する棒部材の斜引張破壊に対する制限値は、修正トラス理論に基づき、コンクリートが負担するせん断力 S_s と、せん断補強鉄筋が負担するせん断力 S_s 、及びPC鋼材の引張力が負担するせん断力 S_p の総和として算定する。

$$S_s = \Sigma \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a}$$

S_p : PC鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力(N)
 $S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$
 ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、 $S_p = 0$ とする。
 σ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²) (表-4.3.1の値)
 b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm)
 d : 部材断面の有効高 (mm) (図-4.3.1参照)
 M_d : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
 M_o : プレストレス力及び軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント (N・mm)
 A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋される斜引張鉄筋の断面積 (mm²)
 σ_{sy} : 斜引張鉄筋の降伏点 (N/mm²)
 ただし、上限を345N/mm²とする。
 a : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
 θ : 斜引張鉄筋が部材軸となす角度
 A_p : 部材断面におけるPC鋼材の断面積 (mm²)
 σ_{pe} : 部材断面におけるPC鋼材の有効引張応力度 (N/mm²)
 α : PC鋼材が部材軸となす角度

(2) この項は、ウェブコンクリートの圧壊に対する耐力をコンクリートの平均せん断応力度の最大値より算出する方法を規定したものであり、桁部材だけでなく、薄い版状の部材についても照査する必要がある。

なお、表-4.3.2に規定する設計基準強度の範囲内で記載にない設計基準強度に対するコンクリートの平均せん断応力度の最大値は、規定するコンクリートの平均せん断応力度の最大値より線形補間して算出してよい。また、設計基準強度が60N/mm²を超える高強度コンクリートを用いる場合は、表-4.3.2の設計基準強度が60N/mm²のコンクリートで規定されている値を用いることとする。

(3) この項は、斜引張破壊に対する耐力をコンクリートの負担できるせん断力、斜引張鉄筋が負担できるせん断力及びPC鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力より算出する方法を規定したものである。

改定案	現行	備考
ここに、h : 部材高(mm) d : 部材断面の有効高(mm) θ : セン断補強鉄筋等が部材軸となす角度 γ : ひび割れが部材軸となす角度 図-解5.8.4 トラス理論におけるモデル 1) S_cについて コンクリートが負担するせん断力S_cは、コンクリートが負担できる平均せん断応力度による成分並びに軸方向圧縮力及びプレストレスの効果を考慮する成分の和とされている。なお、コンクリートが負担できる平均せん断応力度は、部材の有効高の増加に伴い減少するいわゆる寸法効果が存在することが明らかにされており、これを考慮するよう式が見直されている。 軸方向圧縮力が作用する鉄筋コンクリート構造及びプレストレスを導入するコンクリート構造については、従来どおりプレストレス力及び軸方向圧縮力によりコンクリートの負担するせん断力が増加することを考慮してよいこととされた。既往の研究において、プレストレス力や軸方向圧縮力の効果は、コンクリートの圧縮強度や部材の有効高に依存しないことが明らかになっており、従来のようにτ_cを係数$k = 1 + M_o/M_d \leq 2.0$により割増する算定式はプレストレスの効果を過小に評価するため、この効果による増加分を別項として計算し加算する算定式に改定された。なお、軸方向圧縮力及びプレストレスの効果を考慮する際に用いるM_oは、式(解5.8.7)により算出できる。また、このプレストレス力は設計状況における応答として扱うことになるため、荷重係数を考慮して算出する必要がある。	なお、この項で規定される方法により斜引張破壊に対する耐力を算出する場合の斜引張鉄筋の降伏点は、従来より用いられているSD345の降伏点を上限値としている。これは、斜引張鉄筋としてSD390及びSD490の鉄筋を用いる場合の斜引張破壊に対する耐力を算出するにあたり、この項で規定される方法の適用性がまだ十分に検証されていないためである。 1) S_cについて 部材に斜めひび割れが発生した後も、斜引張鉄筋に発生する応力は、P C鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力を除く全せん断力に対する応力より小さな値となることとが実験により確かめられている。この軽減されるせん断力をコンクリートが負担できるせん断力S_cとして計算上考慮することとしている。この際、コンクリートが負担できる平均せん断応力度をτ_cとして表4.3.1に示す値を用いる。 なお、コンクリートが負担できる平均せん断応力度は、部材の有効高の増加に伴い減少するいわゆる寸法効果が存在することが明らかにされており、耐震設計編ではこれを考慮している。ところが、この編で対象としているコンクリート部材は、コンクリート橋脚のような下部構造の部材と比較して、有効高が小さく引張主鉄筋比が大きいため表4.3.1をそのまま適用しても危険側になることがない。さらに、プレストレスコンクリート構造では、コンクリートの負担できる平均せん断応力度がプレストレス力の作用により増加するが、これについては寸法効果が存在しない。したがって、寸法効果を考慮して低減されたコンクリートの負担できるせん断応力度にプレストレスの効果に関する係数kを乗じてコンクリートの負担するせん断力を求めた場合、その効果を過小評価することになる。以上の理由から、ここではコンクリートの負担できるせん断応力度に寸法効果を考慮しないこととしている。 軸方向圧縮力が作用する鉄筋コンクリート構造及びプレストレスコンクリート構	備 考

改定案	現行	備考
$M_0 = \left(\sigma_{ce} + \frac{N}{A_c} \right) \frac{I_c}{y}$ ここに、σ_{ce} : 有効プレストレスト力による部材引張縁の応力度 (N/mm²) N : 部材断面上に作用する軸方向力 (N)。ただし、プレストレスト力は含まない。 I_c : 部材の断面二次モーメント (mm⁴) A_c : 部材の断面積 (mm²) y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 (mm) 地震時における鉄筋コンクリート橋脚のように正負交番荷重を受け塑性化が生じる部材では、軸方向圧縮力による影響について必ずしも明かとなっていない。そのため、正負交番荷重を受け塑性化が生じる部材に対しては、原則として軸方向力による効果を考慮してはならない。ただし、実験などでその効果が確認された範囲内においては、軸方向力による効果を考慮してもよい。 表-5.8.5 や表-5.8.6 に規定される設計基準強度の範囲内で記載のない設計基準強度に対するコンクリートが負担できる平均せん断応力度は、表に示されるコンクリートが負担できる平均せん断応力度より線形補間して算出できる。なお、設計基準強度が 60N/mm² を超える高強度コンクリートを用いる場合には、高強度コンクリート部材を道路橋に適用するにあたってのせん断特性についての知見が十分でなく、設計基準強度が 60N/mm² における表-5.8.5 や表-5.8.6 の値を用いることとされている。 また、表-5.8.7 や表-5.8.8 を用いるにあたって、部材断面の有効高d又は軸方向に配置された引張側の鋼材比p_tが表に示した値の間にある場合には、線形補間によって補正係数c_eやc_{pt}を求めてよい。なお、c_{dc}はせん断スパン比に応じた耐力増加を考慮するための係数である。これは、フーチングなどの厚いはり部材に関する既往の実験結果を整理することで、フーチング上面側が主鉄筋になる場合でも、せん断ひび割れ発生後、せん断耐力の増加が確認されていることから、実験等で確認された範囲において適用される係数である。上部構造の部材においては、作用点が明確でなくせん断スパンを定めることが困難であることや、実験により割増しの効果が確認されていないことから、このような割増しを行わないことが標準とされている。c_dは、荷重の正負交番繰返しの効果によるコンクリートが負担する平均せん断応力度の低下を考慮するための係数である。これまでに実施された鉄筋コンクリート橋脚模型の正負交番繰返し載荷実験結果によれば、このようなコンクリートのせん断耐力の低下については、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形が大きくなり、荷重の繰返し回数が多くなった場合に、塑性ヒンジ領域においてその影響が現れ始めることが明らかになっている。そのため、塑性化を考慮しない部材に対しては、このような低減を行わないことが標準とされている。 コンクリートが負担できるせん断力を求めるにあたり、曲げひび割れの生じていない	造については、プレストレスト力及び軸方向圧縮力によりコンクリートの負担するせん断力が増加することを考慮して、表-4.3.1の値を割増した値を用いてよいこととしている。なお、軸方向圧縮力及びプレストレストの効果を考慮する係数kの算出において、M_0は式(解 4.3.6)により算出してよい。 $M_0 = \left(\sigma_{ce} + \frac{N}{A_c} \right) \frac{I_c}{y} \dots\dots\dots \text{(解 4.3.6)}$ ここに、σ_{ce} : 有効プレストレスト力による部材引張縁の応力度 (N/mm²) N : 部材断面上に作用する軸方向力 (N)。ただし、プレストレスト力は含まない。 I_c : 部材の断面二次モーメント (mm⁴) A_c : 部材の断面積 (mm²) y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 (mm)	

領域において、ウェブ中央付近にせん断ひび割れが発生する斜引張破壊が生じないことが前提とされている。そのため、曲げひび割れが生じておらず全断面が有効である区間を想定して、ウェブ幅を有効幅とした矩形断面を考え、その断面においてせん断応力が最大となるウェブ中心に対し、主応力がコンクリートの引張強度を超えないことが求められる。表-5.8.6に規定されているコンクリートが負担できるせん断応力の最大値を超えない場合には、その条件を満足すると考えてよい。また、この条件を鉄筋コンクリート構造に適用する場合には、曲げひび割れが生じていない領域を想定し、有効プレストレスを0とした場合の値を用いる。なお、鉄筋コンクリート構造においては、プレストレス力以外の要因によって軸方向力が作用する場合もあるが、軸方向力の効果について十分に検討されていないことから、原則的に有効プレストレス力を0とした場合の値を用いる必要がある。

せん断強度の算出に際して考慮する部材断面のウェブ厚 b_w 、有効高 d について、基本的な断面形状に対するとり方を図-解 5.8.5 に示す。その他の形状の断面については、これを参考に算出する。

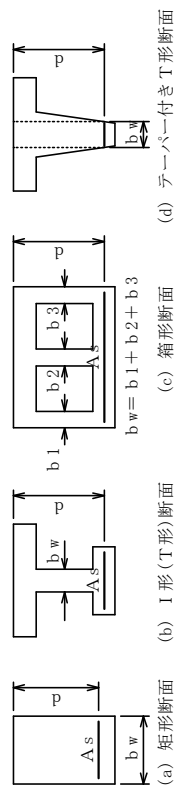


図-解 5.8.5 基本的な断面形状に対する b_w 、 d のとり方

プレストレストコンクリート構造も鉄筋コンクリート構造と同様に、せん断力により生じる付加曲げ応力度が生じ、部材軸方向に配置された引張側の PC 鋼材又は鉄筋に、はり理論で求めた曲げモーメントによる応力度よりも大きな引張応力度が発生する。このため、次の i)～iii)の方法のいずれかにより、適切な鉄筋等を引張側に配置したうえで、せん断力に対する有効高 d を定めてよい。

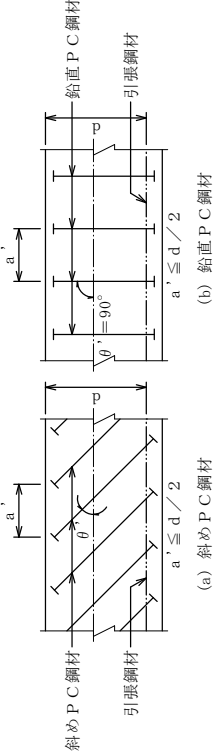
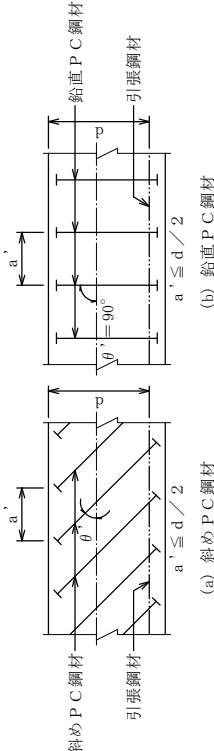
i) 部材軸方向に配置されている引張鉄筋のみをトラス理論でいう引張弦材とみなす場合には、シフトルールにより必要とされる鉄筋量 A_s を配置し、部材断面の圧縮縁から引張鉄筋の図心までの距離 d_s をせん断力に対する設計で用いる有効高 d とする。算出される鉄筋は連続桁の中間支点部等で配置困難な場合もあるが、一般にはこの方法によるのがよい。

$$A_s \geq \frac{1}{\sigma_{sy}} \left(\frac{S'_x}{2} \cdot \frac{\sin \theta - \cos \theta \cos \theta}{\sin \theta + \cos \theta} \right) \dots \dots \dots \text{ (解5.8.8)}$$

せん断補強鉄筋が鉛直スタラーアップ($\theta = 90^\circ$)の場合は、

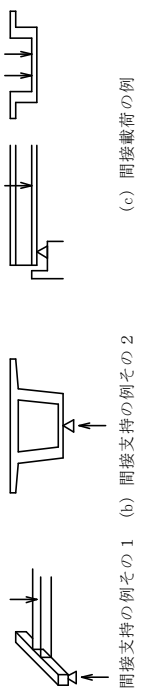
改定案	現行	備考
$A_s \geq \frac{1}{\sigma_{sy}} \Sigma \frac{S'_h}{2}$ となる。 <u>なお、プレキャスト部材の継目部などで、引張鉄筋が不連続に配置されるような場合には、本手法は適用できない。このような場合においては、次の ii) の手法を適用する必要がある。</u> ii) 部材軸方向に配置されている、コンクリートと付着のある PC 鋼材のみをトラス理論という引張弦材とみなす場合には、ソフトルールにより算出される曲げモーメントが、5.7.1 又は 5.8.1 により算出される曲げ破壊に対する曲げモーメントの制限値を超えないことが条件となる。その条件を満足する場合には、曲げモーメントに対する設計における有効高 d、すなわち部材断面の圧縮縁から PC 鋼材の図心までの距離をせん断力に対する設計で用いる有効高とできる。なお、PC 鋼材が曲げ上げ、又は曲げ下げされている場合には、有効高 d が小さくなるので、5.8.2(2) を満足することができない場合もある。このような場合には、部材断面の形状、寸法の変更又は PC 鋼材の配置の変更を含め検討する必要がある。 iii) 上記 i) と ii) の方法を組合せたもので、部材軸方向に配置されている引張鉄筋と、コンクリートと付着のある PC 鋼材とをトラス理論という引張弦材とみなす場合には、ソフトルールにより必要とされる引張鉄筋量 A_s 及び PC 鋼材量を確保した上で、せん断力に対する設計に用いる有効高 d を次式で定める。なお、トラス理論の引張弦材の一部としてみなせるコンクリートと付着のある PC 鋼材は、部材内に配置される PC 鋼材のうち、次式を満足する範囲でなるべく d を大きくとれるような PC 鋼材とする。 $A_s \cdot \sigma_{sy} \frac{d_s}{d} \geq \Sigma \left(\frac{S'_h}{2} \cdot \frac{\sin \theta - \cot \theta \cos \theta}{\sin \theta + \cos \theta} \right) - A_p \cdot \sigma_{py} \frac{d_p}{d} \cos \alpha \dots\dots\dots (\text{解5.8.9})$ $d = \frac{A_s \sigma_{sy} d_s + A_p \sigma_{py} d_p \cos \alpha}{A_s \sigma_{sy} + A_p \sigma_{py} \cos \alpha} \dots\dots\dots (\text{解5.8.10})$ 図一解5.8.6 有効高の決め方 <u>(解5.8.9)において、せん断補強鉄筋が鉛直スラップ($\theta=90^\circ$)の場合は、</u> $A_s \cdot \sigma_{sy} \frac{d_s}{d} \geq \Sigma \frac{S'_h}{2} - A_p \cdot \sigma_{py} \frac{d_s}{d} \cos \alpha \dots\dots\dots (\text{解5.8.11})$		

改定案	現行	備考
となる。 ここに、A_s : 引張鉄筋の断面積 (mm²) A_p : PC 鋼材の断面積 (mm²) σ_{py} : PC 鋼材の降伏点 (N/mm²) σ_{sy} : 引張鉄筋の降伏点 (N/mm²) d_n : 部材の圧縮縁から PC 鋼材の図心までの距離 (mm) (図-解 5. 8. 6 参照) d_s : 部材の圧縮縁から引張鉄筋の図心までの距離 (mm) (図-解 5. 8. 6 参照) α : PC 鋼材図心線が部材軸となす角度 (図-解 5. 8. 6 参照) θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度 S'_h : せん断補強鉄筋が受けもつせん断力 (N) で以下の式を満足するように定め $\overline{S}_h = \xi_1 \xi_2 \{ \phi_{uc} S_c + \phi_{us} (\sum S'_h) \} + \xi_1 \xi_2 \phi_{sp} S_p \dots\dots\dots \text{(解 5. 8. 12)}$ 2) S_s について せん断補強鉄筋が負担するせん断力は、斜めひび割れの角度を 45° と仮定し定められた S_s が用いられる。SD390 及び SD490 の鉄筋を、せん断補強鉄筋のように桁の軸方向へ配置する鉄筋とは異なる方法で配置する場合や、軸方向であつてもねじりモーメントに對して抵抗することを期待して配置する場合には、この編に規定される評価方法の適用性が十分には検証されていないことから、ここでは従来使用されている SD345 の降伏強度を考慮した値が規定されている。なお、各構造等において別途制限値が与えられている場合には、本条によらずそれぞれの規定による必要がある。 鉄筋コンクリート構造の部材におけるコーベルやディープビームのように、トラス機構における圧縮弦材のなす角度が 45° よりも大きい場合には、S_s の算定で想定する圧縮弦材の角度を 45° と仮定するのではなく、コーベルやディープビームで想定するストラットタイモデルの圧縮弦材のなす角度として、S_s を補正して算出する必要がある。 3) S_p について S_p は部材軸方向に配置されている PC 鋼材の有効プレストレス力のせん断力方向の分力である。なお、トラス理論でいう引張弦材として配置される斜め PC 鋼材又は鉛直 PC 鋼材のせん断力方向の分力は S_p に含めてはならない。また、このときのプレストレス力は設計状況における応答として扱うことになるため、荷重係数を考慮して算出する必要がある。 斜引張破壊に対する耐力を満足するために、せん断補強鉄筋量が多くなり、設計、施工上配置が不可能か、困難な場合がある。このような場合には、せん断補強筋が適切に配置できるよう部材寸法等を見直す必要がある。なお、部材軸と 45° 以上の傾きを有する斜め PC 鋼材又は鉛直 PC 鋼材を、部材有効高の 1/2 以下の間隔でウェブに配置することとで、せん断補強筋量を少なくすることができる (図-解 5. 8. 7 参照)。この場合の PC 鋼	2) S_p について S_p は部材軸方向に配置されている PC 鋼材の有効プレストレス力のせん断力方向の分力である。なお、式(解 4.3.7)によりせん断耐力として別途考慮される斜引張鋼材として配置される斜め PC 鋼材又は鉛直 PC 鋼材のせん断力方向の分力は S_p に含めてはならない。 3) 斜め PC 鋼材、鉛直 PC 鋼材について 斜引張破壊に対する耐力を満足するためには斜引張鉄筋量が多くなり、設計、施工上配置が不可能か、又は、困難な場合には、部材軸と 45° 以上の傾きを有する斜め PC 鋼材又は鉛直 PC 鋼材を、部材有効高の 1/2 以下の間隔でウェブに配置することとで対処することができ (図-解 4.3.5 参照)。この場合の PC 鋼材が負担するせん断耐力は、式(解 4.3.7)により算出してよい。	

改定案	現行	備考
材が負担するせん断力は、式(解 5.8.13)により算出できる。 $S_{spi} = \frac{A_p \sigma_s d (\sin \theta' + \cos \theta')}{1.15a'} \dots\dots\dots (解 5.8.13)$ $\sigma_s = \sigma_{pe} + \sigma_{sy} \leq \sigma_{py}$ ここに、S_{spi} : 間隔 a' 及び角度 θ' で配置される斜め PC 鋼材又は鉛直 PC 鋼材が負担するせん断力 (N) σ_{pe} : 斜め PC 鋼材又は鉛直 PC 鋼材の有効引張応力度 (N/mm²) σ_{sy} : せん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²) σ_{py} : 斜め PC 鋼材又は鉛直 PC 鋼材の降伏強度 (N/mm²) a' : 斜め PC 鋼材又は鉛直 PC 鋼材の部材軸方向の間隔 (mm) (図-解 5.8.7 参照) θ' : 斜め PC 鋼材又は鉛直 PC 鋼材の部材軸となす角度 (図-解 5.8.7 参照) d : 部材断面の有効高 (mm)  (a) 斜め PC 鋼材 (b) 鉛直 PC 鋼材 図-解 5.8.7 斜め PC 鋼材及び鉛直 PC 鋼材の配置 また、鉛直 PC 鋼材を配置した場合においても、せん断補強鉄筋の配置されていない部材では、斜めひび割れの発生と同時に急激に破壊することから、じん性に富んだ部材とするために、計算上はせん断補強鉄筋が必要でない場合でも最小限のせん断補強鉄筋を配置する必要がある。このとき、部材に配置した斜め PC 鋼材又は鉛直 PC 鋼材は、せん断補強鉄筋の最小鉄筋量としては考慮してはならない。 地震時における正負交番荷重を受ける部材では、プレストレスによる分力が必要しも有効な方向に作用しない。そのため、地震時に正負交番荷重を受ける部材に対しては、その効果 (S_p) を考慮してはならない。 4) 部分係数について 抵抗係数は、コンクリートが負担するせん断力及びせん断補強筋が負担するせん断力の和、及び PC 鋼材の引張力が負担するせん断力のそれぞれに対して与えられている。 せん断補強鉄筋を有する棒部材に対して、コンクリートが負担するせん断力及びせん	$S_{spi} = \frac{A_p \cdot \sigma_s \cdot d (\sin \theta' + \cos \theta')}{1.15a'} \dots\dots\dots (解 4.3.7)$ $\sigma_s = \sigma_{pe} + \sigma_{sy} \leq \sigma_{py}$ ここに、S_{spi} : 間隔 a' 及び角度 θ' で配置される斜め PC 鋼材又は鉛直 PC 鋼材が負担するせん断耐力 (N) σ_{pe} : 斜め PC 鋼材又は鉛直 PC 鋼材の有効引張応力度 (N/mm²) σ_{sy} : 斜引張鉄筋の降伏点 (N/mm²) σ_{py} : 斜め PC 鋼材又は鉛直 PC 鋼材の降伏点 (N/mm²) a' : 斜め PC 鋼材又は鉛直 PC 鋼材の部材軸方向の間隔 (mm) (図-解 4.3.5 参照) θ' : 斜め PC 鋼材又は鉛直 PC 鋼材の部材軸となす角度 (図-解 4.3.5 参照) d : 部材断面の有効高 (mm)  (a) 斜め PC 鋼材 (b) 鉛直 PC 鋼材 図-解 4.3.5 斜め PC 鋼材及び鉛直 PC 鋼材の配置	

改定案	現行	備 考
		断補強鉄筋が負担するせん断力を直接的に求めることは困難である。そのため、コンクリートが負担するせん断力は、便宜上せん断補強鉄筋の効果を無視し、せん断補強鉄筋を有しない供試体のせん断耐力に関する実験結果に基づき定められたS_{c}が用いられている。また、せん断補強鉄筋が負担するせん断力は、斜めひび割れを45°と仮定し定められたS_{c}が用いられる。このような仮定に基づき算出されるS_{c}及びS_{cs}を用いて、せん断補強鉄筋を有する棒部材のせん断耐力を推定する場合、S_{c}及びS_{cs}それぞれの不確実性を個別に評価することは困難である。そのため、せん断補強鉄筋を有する棒部材のせん断耐力式がS_{c}とS_{cs}の和として与えられているものとし、S_{c}及びS_{cs}の和としてのせん断耐力推定式の不確実性が実験結果から評価された。そのほか、様々な不確実性を考慮して、①から⑨の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数は0.65と定められている。なお、S_{c}及びS_{cs}の評価式に含まれる補正係数kは、S_{c}とS_{cs}の和としてのせん断耐力の算定値に対し、実験値が1.3倍程度上回ったことにより定められている。なお、コンクリートが負担できる平均せん断応力については、改定に伴い各編での統一が図られている。一方、⑩及び⑪の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数は、従来この組合せに対して設計した場合と同等の安全余裕を確保するよう、0.95とされている。 S_{c}及びS_{cs}に対する部材・構造係数は、弾性域から非弾性域に移行したのちに生じる脆性的な破壊に着目した係数として、作用の組合せによらず、従来の示方書による場合と同等の安全余裕を確保するよう0.85と定められている。 PC鋼材の引張力が負担するせん断力S_{p}は、部材軸方向に配置されているPC鋼材の有効プレストレス力のせん断力方向の分力であるため、算定そのものの誤差は生じない。また、プレストレス力そのものも適切に緊張管理が行われていることを前提としており、分力はほぼ確定値とみなすことができる。しかし、有効プレストレス力は、コンクリートの弾性係数、乾燥収縮、クリープのばらつき等の影響を受けるため、これらの要因によりばらつきが生じることになる。この示方書では、これらをふまえ、従来の示方書による場合と同等の安全余裕を確保するよう、①から⑨の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数及び部材・構造係数は、S_{p}に対し抵抗係数と部材・構造係数の積として0.70が与えられている。一方、⑩及び⑪の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数と部材・構造係数の積は、従来この作用の組合せに対して設計した場合と同等の安全余裕を確保するよう、0.95が与えられている。 なお、S_{c}、S_{cs}及びS_{p}に対する調査・解析係数については、V編2.5に解説されている。 (4) この項は、ウェブコンクリートの圧壊に対する耐力をコンクリートの平均せん断応力度より算出する方法を規定したものである。なお、表-5.8.10に規定する設計基準強度の範囲内で記載にない設計基準強度に対するコンクリートの平均せん断応力度の最大値は、規定するコンクリートの平均せん断応力度より線形補間して算出する。また、設計基準強度が60N/mm^2を超える高強度コンクリートを用いる場合は、表-5.8.10の設計基準強度が60N/mm^2のコンクリートで規定されている値を用いる。

改定案	現行	備 考
ウェブコンクリートの圧壊に対する耐力は、トラス理論により算出される圧縮ストラットにおける圧縮耐力として規定している。圧縮ストラットを形成するコンクリートの圧縮強度については、せん断補強鉄筋による引張力が作用した状態での圧縮強度となるため、一軸状態での圧縮強度よりも大きく低下することを考慮して定められている。なお、ウェブ内にダクトが集中して多く配置される場合には、有効断面を適切に減じなければならぬ。なお、ダクトの影響については標準的な方法が示せないことから、個々に検討する必要がある。 ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する抵抗係数は、コンクリート圧縮強度のばらつきや標準的な製作誤差を前提としているものの、他の照査式と同等の信頼性を有するデータが得られていないため、一般的ならばつきを設定することができない。そのため、①から⑨の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数及び部材・構造係数は、従来の示方書による場合と同等の安全余裕を確保するよう、抵抗係数と部材・構造係数の積として 0.70 が与えられている。一方、⑩及び⑪の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数と部材・構造係数の積は、従来この作用の組合せに対して設計した場合と同等の安全余裕を確保するよう、1.00 が与えられている。 PC 鋼材の引張力が負担するせん断力S_{tr}は、部材軸方向に配置されている PC 鋼材の有効プレストレス力のせん断力方向の分力であるため、(3)と同様の考え方に従い、抵抗係数と部材・構造係数の積として値が定められている。 なお、調査・解析係数については、I 編 5.2 に解説されている。 (5) 部材高が変化する場合には、せん断力に関するトラス理論に基づく解析モデルは図-解 5.8.4 に示すような平行弦トラスではなく、弦材が図心軸に対して傾いているトラスとする必要がある。したがって、(5)に規定されたとおり、弦材が図心軸に対して傾いているトラスの上下弦材の軸方向力のせん断力方向の分力を考慮した値に補正した断面力S_{tr}をせん断強度の照査では用いなければならない。 (6) 部材の支点付近及びラーメンの接合部付近では、支点反力によりウェブに圧縮力が作用するため、せん断補強鉄筋に作用する引張力は小さな値となる。したがって、図 5.8.4 に示すとおり、支点から部材高の 1/2 までの範囲は、せん断力に対する照査は行わなくてもよく、支点から部材高の 1/2 離れた位置におけるせん断力に対して部材断面が照査を満足するせん断補強鉄筋量を、支点から部材高の 1/2 離れた位置の区間に配置すればよい。 なお、ラーメンの場合(図 5.8.4(c)参照)において、建築限界等の制約でハンチを小さくした場合や 45° より急にした場合、柱前面から $h/2$ 位置よりハンチ先から $h/2$ 位置が柱から近くなるときは、$h/2$ 位置をせん断力に対する照査位置とする。 ただし、図-解 5.8.8(a)及び(b)のように反力が横桁等を介してせん断力として主桁に伝達される場合(支点がウェブ直下でない場合やラーメン構造でウェブ直下を柱で直接支持しない場合)、もしくは図-解 5.8.8(c)のようにウェブに圧縮力が作用しないような載荷状		

改定案	現行	備 考
図-解5.8.8 (4)を適用できない間接支持、間接載荷の例  (a) 間接支持の例その1 (b) 間接支持の例その2 (c) 間接載荷の例 図-解5.8.8 (4)を適用できない間接支持、間接載荷の例 (7) 5.7.2(8)解説による。 (8) 周辺支持された版部材の支点近傍など、1 方向の作用が卓越する場合には、有効幅を適切に設定することで、棒部材としてせん断に抵抗するとみなすとしてよい。 5.8.3 ねじりモーメントを受ける部材 (1) ねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が、(3)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなすてよい。 (2) ねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が、(4)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなすてよい。 (3) 部材断面に生じるねじりモーメントが、式(5.7.3)及び式(5.7.5)で定める制限値を超えない。ただし、支点等により直接支持された棒部材における、図-5.8.4 に斜線で示す区間については、支点等前面から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面で、ねじりモーメントに対して必要とされる以上の鉄筋を配置する。 (4) 版部材の断面に生じるねじりモーメントに対しては、部材端部においてはこれと等価なせん断断力に対し 5.8.2 の規定を満足し、部材端以外ではこれと等価な曲げモーメントに対し 5.8.1 の規定を満足する。 (1) ねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造の部材においても、作用に対する抵抗力が喪失される限界の状態を限界状態 3 と考えることができる。一方、この示方書では、ねじりモーメントに対してコンクリートの負担分を考慮せず、プレストレス力の分力による抵抗力を考慮しない立体的なトラス機構を前提としている。せん断耐力の算定で	4.4 ねじりモーメントが作用する部材の照査 4.4.1 一般 (1) ねじりモーメントの影響が大きい部材については、設計荷重作用時の照査を 4.4.3の規定により行わなければならない。 (2) ねじりモーメントの影響が大きい部材については、終局荷重作用時の照査を 4.4.4の規定により行わなければならない。 (3) 桁の支点付近及びラーメンの節点部付近におけるねじりモーメントに対する照査断面は、4.3.1の図-4.3.2に示すせん断断力に対する照査断面と同一とする。 (1)(2) ねじりモーメントは、一般に釣合いねじりモーメントと変形適合ねじりモーメントに分類される。 釣合いねじりモーメントとは、構造系全体における力の釣合いを満足するために、部材が抵抗しなければならないねじりモーメントである。このため、曲線橋構造の主桁や、ねじり抵抗を考慮しないとその構造系が成立しない部材については、ねじりモーメントに対する照査を行う必要がある。なお、直線の単一箱桁橋では、活荷重によるねじりモーメントの影響が小さいので、ねじりモーメントに対する照査を一般に行わなくてよい。 変形適合ねじりモーメントとは、不静定構造を構成する部材の変形によって生じるねじりモーメントである。一般に、コンクリート部材に斜めひび割れが生じるとねじり剛性が低下するため、その部材に作用するねじりモーメントは非常に小さくなる。このため、終局荷重作用時では、変形適合ねじりモーメントに対する照査を一般に省略できる。また、設計荷重作用時においても、変形適合ねじりモーメントは初期に発生するひび割れの形成に	

改定案	現行	備 考
は平面的なトラス機構を想定しており、コンクリートが負担できるせん断力S_d及びPC鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力S_{dp}を考慮することとされている(5.8.2 参照)。しかし、ねじりモーメントに対する斜引張破壊やウェブ圧壊に対する耐力については、十分な説明がなされていない。さらに、ねじりモーメントによるひび割れ発生後のプレストレストコンクリート構造の挙動は、鉄筋コンクリート構造の場合と類似していることが既往の研究により明らかとなっている。したがって、安全側の配慮としてPC鋼材の分力は考慮せず、ねじりモーメントに対する斜引張破壊の耐力には横方向鉄筋及び軸方向鉄筋のみが寄与するとされている。なお、この場合に、付着のあるPC鋼材でねじり補強鋼材とみなせるものは、これを鉄筋に換算して考慮してもよい。 このような立体的なトラス機構を想定した場合、引張主鉄筋に生じる引張応力度が降伏強度に達したときや、ウェブコンクリートが圧壊するときには、耐荷機構が損なわれ耐荷力を喪失する。この示方書では、この状態を限界状態3ととらえ、この状態のねじりモーメントをねじり耐力と定義している。 ねじり耐力の特性値は5.7.3(3)及び(4)による。この特性値に対し、様々な不確実性を考慮した部分係数を乗じること、ねじりモーメントに対する制限値を与えられている。なお、部分係数については5.7.3解説による。よって、部材断面に生じるせん断力が、斜引張破壊及びウェブ圧壊に対するせん断力の制限値を超えない場合には、限界状態3を超えないとみなしてよいとされている。 (4) 5.7.3(2)解説による。	よって解放されること、また、部材にはせん断力に対する最小量の鉄筋が配置されており、ねじりひび割れの進展が抑制されること等から、一般には変形適合ねじりモーメントに対する照査を省略してもよい。 したがって、変形適合ねじりモーメントを受ける部材の設計にあたっては、部材のねじり抵抗を計算上期待しないことにより、ねじりモーメントに対する照査を省略してもよい。例えば、T桁橋等の格子桁構造において、桁のねじり抵抗を無視した解析行って部材を設計することができる。 ねじりモーメントを受けると、断面には軸方向ひずみによってそりが生じ、これが拘束されると付加的な軸方向応力（そり拘束応力）が発生する。しかし、コンクリート橋では、部材が厚いためにそり拘束の影響は小さく、構造細目上必要な鉄筋で対応できるので、特に部材厚の薄い開断面や曲率の大きい曲線桁でなければ、そり拘束ねじりの影響は無視してよい。 ねじりモーメントが作用する部材については、設計荷重作用時及び終局荷重作用時の照査を行う必要がある。一般に、照査すべき項目は、表解 4.1.1のとおりである。 設計荷重作用時の主な照査としては、せん断力が作用する部材と同様に、安全性及び鋼材腐食等の耐久性の観点から斜引張鉄筋の応力度やコンクリートの斜引張応力度の照査を行う必要がある。すなわち、鉄筋コンクリート構造では斜引張鉄筋の応力度がコンクリートに有害なひび割れが生じる応力度に達しないことを、プレストレストコンクリート構造ではコンクリートの斜引張応力度がひび割れの生じる応力度に達しないことを照査する必要がある。 終局荷重作用時の照査としては、せん断力が作用する部材と同様に、斜引張鉄筋の降伏による斜引張破壊及びウェブコンクリートの圧壊が生じないことを照査する必要がある。 ねじりモーメントが作用する部材については、ねじりモーメントのみが作用する場合と、ねじりモーメントとせん断力が同時に作用する場合について照査する必要がある。また、箱形断面では、閉合したウェブとフランジにせん断流によるせん断力が生じるので両部材について照査を行う必要がある。 なお、ねじりモーメント、せん断力及び曲げモーメントとが組合わされて作用する場合のコンクリート部材の挙動については不明な点が多く、現在研究が進められている段階である。したがって、現段階においては、各断面力間の相互作用を無視して、それぞれの断面力に対して算出される補強鉄筋量を6章の規定により配置するのがよい。ここで、曲げモーメントに対して配置された鉄筋のうち、応力に余裕があり、ねじり補強鉄筋としての配置形状の規定を満足する場合には、この鉄筋をねじり補強鉄筋とみなしてよい。 また、プレストレストコンクリート構造のねじり破壊は、鉄筋コンクリート構造の場合と異なり、急激に生じる。これを防ぐため、ねじりモーメントに対する鉄筋として、6.4に規定する最小鋼材量を配置するのがよい。	

4.4.3 設計荷重用時の照査

(1) 設計荷重用時には、4.1により算出したねじりモーメントで(2)又は(3)の規定により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。ただし、式(4.4.2)により算出したねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度、又は、ねじりモーメントによるせん断応力度と式(4.3.2)により算出したせん断力による平均せん断応力度の和が、表-4.3.1の値以下の場合においては、(2)に規定するねじりモーメントに対して配置した鉄筋の応力度は照査しなくてよい。

$$\tau_t = \frac{M_t}{K_t} \dots\dots\dots (4.4.2)$$

ここに、 τ_t : ねじりモーメントにより部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

M_t : 部材断面に作用するねじりモーメント (N・mm)

K_t : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数 (mm³)

(2) 鉄筋コンクリート構造におけるねじりモーメントに対する鉄筋の応力度

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{st} &= \frac{M_t \cdot a}{1.6b_t \cdot h_t \cdot A_{wt}} \\ \sigma_{sl} &= \frac{M_t \cdot (b_t + h_t)}{0.8b_t \cdot h_t \cdot A_{lt}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.4.3)$$

ここに、 σ_{st} : ねじりモーメントに対する横方向鉄筋の応力度 (N/mm²)
 σ_{sl} : ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の応力度 (N/mm²)
 M_t : 部材断面に作用するねじりモーメント (N・mm)
 A_{wt} : 間隔 a で配置されるねじりモーメントに対する横方向鉄筋1本の断面積 (mm²)
 A_{lt} : 部材断面に配置されるねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の全断面積 (mm²)
 a : 横方向鉄筋の間隔 (mm)
 b_t, h_t : 図-4.4.2に示す幅及び高さ (mm)

(3) プレストレストコンクリート構造におけるコンクリートの斜引張応力度

1) ねじりモーメント

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_t^2} \right\}$$

2) ねじりモーメントとせん断力

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4(\tau_t + \tau)^2} \right\} \dots\dots (4.4.4)$$

ここに、 σ_t : 部材断面に生じるコンクリートの斜引張応力度 (N/mm²)

σ_x : 部材軸方向の圧縮応力度 (N/mm²)

σ_y : 部材軸直角方向の圧縮応力度 (N/mm²)

τ_t : ねじりモーメントにより部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²) (式(4.4.2)参照)

τ : せん断力により部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²) (4.3.3(4)参照)

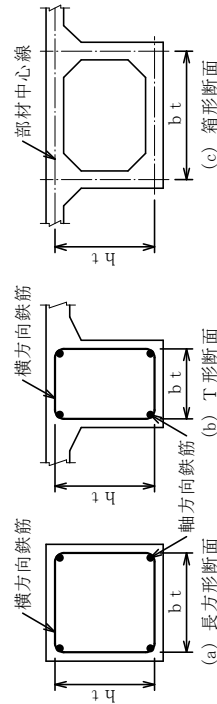


図-4.4.2 式(4.4.3)及び式(4.4.6)に用いる b_t 及び h_t

(1) ねじりモーメントによるひび割れ発生前の部材の挙動は、弾性理論により推定できるので、ねじりモーメントによるせん断応力度は条文に示す弾性理論により算出することとしている。表-解 4.4.1に、一般的な断面形状に対して、式(4.4.2)における K_t の算出方法を示している。また、この表は参考のため、ねじり定数 J_t の算出方法を示している。

プレストレストコンクリート構造の場合には、ひび割れが発生するねじりモーメントは、プレストレスの効果によりプレストレスが導入されていない部材と比較してかなり大きな値となる。しかし、ねじりモーメントによるひび割れ発生後におけるプレストレスの効果等について不明な点があるので、せん断力(式(4.3.2)参照)とは異なりプレストレスの影響は無視することとしている。

また、ねじりモーメントとせん断力が組合されて作用する場合のせん断応力度は、それぞれ別々に算出した応力度を合計した値により照査してよい。

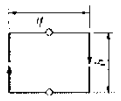
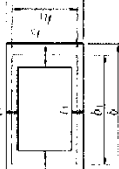
(2) 式(4.4.3)は、終局荷重作用時の斜引張破壊に対する耐力を算出する式(4.4.6)と同様にね

じりモーメントに対する軸方向鉄筋と横方向鉄筋からなる立体トラスモデルに基づいて導かれたものである。終局荷重作用時と同様に、ここではコンクリートが負担するせん断応力度及びプレストレスの影響は無視することとしている。

(3) 式(4.4.4)は、プレストレストコンクリート構造において、設計荷重作用時の照査に用いる斜引張応力度の計算式である。プレストレスの影響を考慮して4.3.3(4)の規定と同様に斜引張応力度を算出することとしている。

なお、床版について斜引張応力度を照査する場合は、横結めによる有効プレストレス力による床版図心の軸方向圧縮応力度を考慮してよい。

表-解 4.4.1 K_L 及び I_L の値

箱形断面形状	K_L	I_L																																
 ここに、 b ：長方形断面の短辺の長さ (mm) h ：長方形断面の長辺の長さ (mm)	(イ) 長辺の中央において $K_L = \frac{b^3 \cdot h}{12}$ (ロ) 短辺の中央において $K_L = \frac{b \cdot h^3}{12}$	$I_L = \frac{b^3 \cdot h}{12}$																																
長方形	<table><tr><td>b/h</td><td>η_1</td><td>η_2</td><td>η_3</td></tr><tr><td>1</td><td>4.80</td><td>1.60</td><td>7.11</td></tr><tr><td>2</td><td>2.07</td><td>0.793</td><td>4.37</td></tr><tr><td>3</td><td>3.74</td><td>0.733</td><td>3.80</td></tr><tr><td>5</td><td>3.43</td><td>0.713</td><td>3.43</td></tr><tr><td>10</td><td>3.20</td><td>0.712</td><td>3.20</td></tr><tr><td>20</td><td>3.10</td><td>0.712</td><td>3.10</td></tr><tr><td>∞</td><td>3.00</td><td>0.712</td><td>3.00</td></tr></table>	b/h	η_1	η_2	η_3	1	4.80	1.60	7.11	2	2.07	0.793	4.37	3	3.74	0.733	3.80	5	3.43	0.713	3.43	10	3.20	0.712	3.20	20	3.10	0.712	3.10	∞	3.00	0.712	3.00	
b/h	η_1	η_2	η_3																															
1	4.80	1.60	7.11																															
2	2.07	0.793	4.37																															
3	3.74	0.733	3.80																															
5	3.43	0.713	3.43																															
10	3.20	0.712	3.20																															
20	3.10	0.712	3.10																															
∞	3.00	0.712	3.00																															
T形断面形状	K_L	I_L																																
 ここに、 b 、 b_1 ：それぞれ分割した長方形断面の長辺及び短辺の長さ (mm) h ：注目している分割長方形の短辺の長さ (mm)	$K_L = \sum \frac{b_i^3 \cdot h_i}{12}$	$I_L = \sum \frac{b_i^3 \cdot h_i}{12}$																																
箱形断面形状	K_L	I_L																																
 部材のひきとるひき方向の箱形断面の全軸との比が0.15を超える場合は中心断面とみなして K_L を求めるのがよい。	$K_L = \frac{M}{\sigma_s}$ $K_L = 2A_s \cdot e$ ここに、 $A_s = b_1 \cdot h_1$ $b - b_1 = \left(\frac{L_1}{2} - \frac{L_2}{2} \right)$ $h - h_1 = \left(\frac{L_1}{2} - \frac{L_2}{2} \right)$	$I_L = \frac{1}{12} \left(\frac{b_1^3 \cdot h_1}{L_1} + \frac{b^3 \cdot h}{L_2} \right)$																																
箱形																																		

5.8.4 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受ける部材

- (1) 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受けるプレートレスを導入するコンクリート棒部材及び版部材が、(2)から(5)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (2) 部材断面に生じる曲げモーメントに対して、5.8.1の規定を満足する。
- (3) 部材断面に生じるせん断力に対して、5.8.2の規定を満足する。
- (4) 部材断面に生じるねじりモーメントに対して、5.8.3の規定を満足する。
- (5) 部材断面に生じるせん断力とねじりモーメントが、式(5.8.10)の関係を満足する。

$$\frac{S_d}{S_{ucd}} + \frac{M_t}{M_{tucd}} \leq 1.2 \dots\dots\dots (5.8.10)$$

ここに、 S_d : 部材断面に生じるせん断力(N)

M_t : 部材断面に生じるねじりモーメント(N・mm)

S_{ucd} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値(N)
で式(5.8.7)により算出する。

M_{tucd} : ウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対するねじりモーメントの制限値(N・mm)で式(5.7.5)により定める。

- (1) (2) (3) (4)ねじりモーメント、せん断力及び曲げモーメントが組み合わされて作用する場合のコンクリート部材の挙動については不明な点が多く、各断面力間の相互作用を無視するとともに、強度の算出にあたって、それぞれの断面力に対して配置した補強鉄筋量を個別に見込むものとし、兼用してはならないこととされている。ただし、曲げモーメントに対して配置された鉄筋のうち、応力に余裕があり、ねじり補強鉄筋としての配置形状の規定を満足する場合には、この鉄筋をねじりモーメントに対する補強鉄筋として扱ってよい。このように鉄筋を配置した場合には、曲げモーメント又は軸方向力、せん断力及びねじりモーメントの作用に対して安全側となることから、曲げモーメント、軸方向力、せん断力、ねじりモーメントのそれぞれが独立に作用した場合において限界状態3を超えないことをもって、限界状態3を超えないものとみなしてよいとしている。ただし、曲げモーメントでは軸方向力を考慮するとともに、せん断力とねじりモーメントが同時に作用する場合には、(5)に規定するように、ウェブ圧壊に関してそれぞれの相関を考慮した評価が必要である。

- (5)式(5.8.10)は、これまでの示方書による場合と同等の安全余裕を確保するよう定められている。

4.4.4 終局荷重作用時の照査

- (1) 終局荷重作用時には、4.1により算出したねじりモーメントが、(2)及び(3)の規定により算出した耐力以下であることを照査しなければならない。ただし、4.4.3に規定する設計荷重作用時の照査において、ねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度、又は、ねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の和が表-4.3.1の値以下の場合においては、(3)に規定する斜引張破壊に対する照査は行わなくてよい。
- (2) 部材のウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対する耐力は、ねじりモーメントのみが作用する場合に対して式(4.4.5)により算出する。また、部材断面にねじりモーメントとせん断力が同時に作用する場合のねじりモーメントに対する耐力は、終局荷重作用時のせん断力が作用しているものとして、式(4.4.5)により算出する。

$$M_{tuc} = \tau_{max} \cdot K_t \dots\dots\dots (4.4.5)$$

ここに、 M_{tuc} : ねじりモーメントが作用する場合のウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対する耐力 (N・mm)

τ_{max} : コンクリートの平均せん断応力度の最大値で、ねじりモーメントのみが作用する場合には表-4.4.1(1)の値を用いてよい。また、せん断力が同時に作用する場合には、表-4.4.1(2)の値から終局荷重作用時のせん断力によるコンクリートの平均せん断応力度を減じて用いてよい。

K_t : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数 (mm³)

表-4.4.1 コンクリートのせん断応力度の最大値 (N/mm²)

応力度の種類	コンクリートの設計基準強度									
	21	24	27	30	40	50	60			
1)ねじりモーメントのみが作用する場合	2.8	3.2	3.6	4.0	5.3	6.0	6.0			
2)ねじりモーメントとせん断力が同時に作用する場合	3.6	4.0	4.4	4.8	6.1	6.8	6.8			

改定案	現行	備 考
	(3) 部材の斜引張破壊に対する耐力は、式(4.4.6)により算出した値の小さい方の値とする。 $M_{tus} = \frac{1.6b_t \cdot h_t \cdot A_{wt} \cdot \sigma_{sy}}{a} \left\{ \dots\dots\dots (4.4.6) \right.$ $M_{tus} = \frac{0.8b_t \cdot h_t \cdot A_{it} \cdot \sigma_{sy}}{b_i + h_t}$ ここに、M_{tus} : ねじりモーメントによる斜引張破壊に対する耐力 (N・mm) A_{wt} : 間隔 a で配置されるねじりモーメントに対する横方向鉄筋 1本の断面積 (mm²) A_{it} : 部材断面に配置されるねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の全断面積 (mm²) a : 横方向鉄筋の間隔 (mm) σ_{sy} : ねじりモーメントに対する鉄筋の降伏点 (N/mm²) ただし、上限を345N/mm²とする。 b_i, h_i : 図-4.4.2に示す幅及び高さ (mm) (2) 終局荷重作用時等のねじりモーメントによるひび割れ発生後の部材の挙動は、ひび割れが生じているため弾性理論によって推定することはできない。しかし、ウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対する耐力を算出する場合には便宜的にこの弾性理論を用いることができるものとしている。この場合、コンクリートのせん断応力度の最大値はあくまでも見かけのものであり、ねじりモーメント又はねじりモーメントとせん断力が組合わされて作用する場合のウェブ又はフランジの圧壊を照査するために用いられる。 なお、表-4.4.1に規定する設計基準強度の範囲内で記載にない設計基準強度に対するコンクリートの平均せん断応力度の最大値は、規定するコンクリートの平均せん断応力度の最大値より線形補間して算出してよい。また、設計基準強度が60N/mm²を超える高強度コンクリートを用いる場合は、表-4.4.1の設計基準強度が60N/mm²のコンクリートで規定される値を用いることとする。 (3) <u>せん断力に対する斜引張破壊の耐力の算出においては、コンクリートが負担できるせん断力 S_e 及びP C鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 S_e を考慮することになっている (4.3.4(3)参照)。</u>しかし、ねじりモーメントに対する斜引張破壊の耐力については、せん断力の場合程十分な解明がなされていない。さらに、ねじりモーメントによるひび割れ発生後のプレストレストコンクリート構造の挙動は、鉄筋コンクリート構造の場合と類似していることが既往の研究により明らかとなっている。したがって、ねじりモーメントに対する斜引張破壊の耐力には横方向鉄筋及び軸方向鉄筋のみが寄与するとしている。なお、	

改定案	現行	備考
5.8.5 支圧応力を受ける部材 (1) 支圧応力を受ける部材が(2)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 (2) 部材に生じる支圧応力が、式(5.7.7)で定める制限値を超えない。ただし、式(5.7.7)の適用にあたっては、5.7.5(2)の 1)から 4)を満足しなければならぬ。 (2) 5.7.5(2)解説による。	この場合に、付着のある P C 鋼材でねじり補強鋼材とみなせるものは、これを鉄筋に換算して考慮してもよい。 ねじりモーメントに対して抵抗する軸方向鉄筋と横方向鉄筋として、SD390及びSD490の鉄筋を使用する場合には、ねじり強度への影響が明確ではないことから、鉄筋の降伏点の上限はSD345と同じ345N/mm²としている。 式(4.4.6)はねじりモーメントに対する軸方向鉄筋と横方向鉄筋からなる立体トラスモデルに基づいて導かれたものであり、釣合い鉄筋量以下では安全側の値を与え、一般の実用範囲においては適用が可能なものである。なお、部材の単位長さあたりの軸方向鉄筋量と横方向鉄筋量は同一とするのが望ましいが、既往の研究によると式(解 4.4.1)に示す範囲にあれば、ねじり強度への影響は小さいことが理解されている。 $\frac{2A_w(b_t + h_t)}{A_t \cdot a} = 0.7 \sim 1.3 \dots\dots\dots \text{(解 4.4.1)}$ なお、ねじりモーメントに対しては軸方向鉄筋と横方向鉄筋の双方が抵抗するため、一方の鉄筋のみを必要以上に配置しても他方の鉄筋で耐力が決定されるので、ねじりモーメントに対する鉄筋の配置は式(解 4.4.1)の範囲で配置するのがよい。 3.2 コンクリートの許容応力度 (6) コンクリートの許容支圧応力度は、式(3.2.1)により算出する値とする。 $\sigma_{b,a} = (0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b}) \sigma_{c,k} \dots\dots\dots \text{(3.2.1)}$ ただし、$\sigma_{b,a} \leq 0.5 \sigma_{c,k}$ ここに、$\sigma_{b,a}$: コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²) A_c : 局部載荷の場合のコンクリート面の有効支圧面の面積 (mm²) A_b : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (mm²) $\sigma_{c,k}$: コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)	

(6)

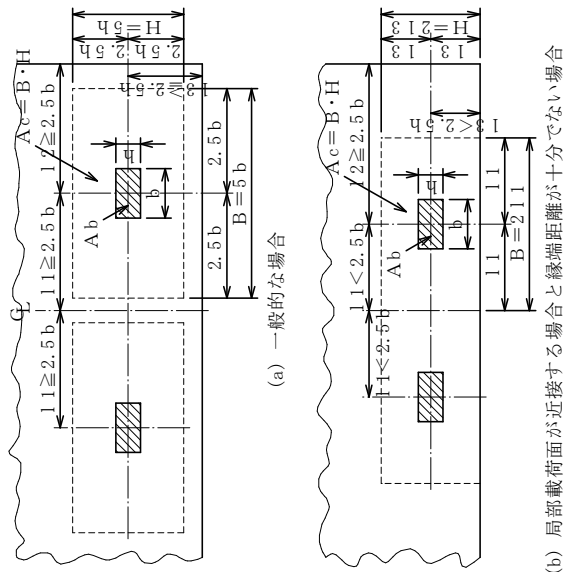


図-解 3.2.1 局部載荷の場合の有効支圧面の算出例

新旧対比表

Ⅲ コンクリート橋・コンクリート部材編			改定案		現行	備考
5 章 耐荷性能に関する部材の設計			4 章 部材の照査			
5.1 一般			4.1 総則			
5.1.1 部材設計の基本			(1) コンクリート部材の設計においては、1)から 10)を満足しなければならない。 1) 部材の主方向の照査及び部材の横方向の照査は、着目する方向の断面内に生じる曲げモーメント、せん断力、軸方向力、ねじりモーメント及びそれらの組合せ並びに支圧応力に対して行うことを原則とする。 2) 集中荷重の影響を適切に考慮する。 3) 部材の応答は、照査に用いる指標の算出及び抵抗係数の前提条件に適した方法で算出する。 4) コンクリート部材の設計にあたっては、部材を構成する材料、部材断面への作用力及び作用力に対する部材の耐荷機構を明確にし、適切に限界状態、照査項目、制限値、解析法及び施工方法を定める。 5) 4)を満足させるにあたっては、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮を適切に考慮する。 6) コンクリート部材は、耐荷機構の前提として考慮されたコンクリート、鉄筋及び PC 鋼材のみにより作用力に対して抵抗させる。ただし、コンクリートに引張力は負担させないことを原則とする。 7) コンクリート部材は、作用力の伝達が一方向の棒部材又は二方向の版部材として扱い、応答値を算出することを原則とする。 8) 設計で想定されない、部材の偏心、断面の急変、桁のたわみ差、部材の長さの変化に伴う変形、死荷重による部材のたわみの影響等により生じる二次応力ができる限り小さくなるよう形状を定める。 9) 部材の耐荷力を計算するうえで考慮しない鋼材を部材に存置する場合等、設計で想定しない材料が耐荷力に影響を及ぼすおそれがある場合には、その材料の周囲に局所的な応力集中等を生じさせず、部材に残留する		(1) 部材の照査は、(2)の規定に従って断面力を算出し、4.2 から 4.6 の規定に従って行わなければならない。 (2) 設計荷重作用時及び終局荷重作用時の構造部材の照査に用いる断面力は、棒部材を用いた線形解析に基づき算出する。この場合においては、部材の曲げ剛性、せん断剛性及びねじり剛性は、コンクリートの全断面を有効とし、鋼材を無視して算出した値を用いてよい。	

改定案

現行

備考

応力をできる限り小さくする等、部材の限界状態に影響が生じない構造とする。

10) 施工中の各段階において生じる残留応力が、部材の限界状態に対する照査に用いる発生応力の算出に及ぼす影響をできるだけ小さくする。

(2) 集中荷重を受ける部材において 1) から 3) を満足する場合には、(1)(2)を満たすものとみなしてよい。

1) 集中荷重の作用点付近においては、コンクリートの引張抵抗を無視し、鉄筋の引張抵抗とコンクリートの圧縮抵抗により、発生する応力に抵抗させる。

2) 集中荷重の作用点付近における応力状態を 3.7 の規定に従い適切な解析手法によって評価する。

3) 実験等により確認した方法を用いて、集中荷重による局所的な影響が部材に生じないように、鉄筋の配置及び集中荷重の作用点付近の形状を定める。

(3) この示方書で規定される、鉄筋及び PC 鋼材における直径は、日本工業規格 (JIS) に示される鉄筋コンクリート用棒鋼、PC 鋼棒、PC 鋼線及び PC 鋼より線の呼び名で表される直径とする。

(4) 60N/mm² を超える設計基準強度を有するコンクリートを用いた部材に対する制限値等は、製造設備の整った工場又はこれと同等の施工条件が備わった場所で製作するプレキャスト部材に適用することを原則とする。

(1) 部材の設計では、この章及び 7 章以降に規定される各限界状態を超えないとみなせる条件を用いて、3.5 の規定に従い耐荷性能を照査する。表-解 5.1.1.1 及び表-解 5.1.2 に示すように、部材等の限界状態 1、限界状態 2 及び限界状態 3 に関する照査は、(1) から (4) の規定を満足するよう、永続作用の影響が支配的な状況 (永続作用支配状況) 及び変動作用の影響が支配的な状況 (変動作用支配状況) に対して耐荷性能に関する照査を行う必要がある。なお、これらの照査にあたって 4.2 に規定される弾性係数やクリープ係数及び乾燥収縮等の物理定数を用いる場合には、応力状態がその適用範囲に留まるようにする必要がある。集中荷重を受ける部材に対しては、その影響が生じないよう集中荷重の作用点付近の形状や鉄筋の配置を適切に行う必要がある。また、接合部や各構造としての限界状態を超えないことを照査することが求められる場合には、ここに示す照査以外にも、7 章や各構造について示されている章の規定に従い限界状態を定めた上で、3.5 の規定によって耐荷性能の照査を行う必要がある。なお、ここに示す照査は耐荷性能に関するものであり、耐久性能に関する照査については 6 章に従う必要がある。

また、構造部材に生じる断面力は、構造物を構成する部材相互の剛性の比により定まり、剛性の大ききそのものの影響は少ない。したがって、断面力の算出にあたっては、簡略化のためコンクリートの全断面を有効として算出した断面の剛性を用いてよい。同時に、部材の剛比に及ぼす鋼材の影響は一般に小さいので、これを無視してよい。

表-解 4.1.1 コンクリート上部構造の荷重に対する構造部材の主な照査項目

荷重状態及び断面力の種類	鉄筋コンクリート構造		プレストレストコンクリート構造	
	コンクリート縁応力度 ≦許容圧縮応力度 軸方向鉄筋応力度 ≦許容圧縮、引張応力度	コンクリート縁応力度 ≦許容圧縮応力度 PC 鋼材応力度 ≦許容引張応力度 (軸方向鉄筋応力度) ≦許容引張応力度	コンクリート縁応力度 ≦許容圧縮、引張応力度 PC 鋼材応力度 ≦許容引張応力度 (軸方向鉄筋応力度) ≦許容引張応力度	コンクリート縁応力度 ≦許容圧縮、引張応力度 PC 鋼材応力度 ≦許容引張応力度 (軸方向鉄筋応力度) ≦許容引張応力度
設計荷重作用時	曲げモーメント又は軸方向力	曲げモーメント又は軸方向力	曲げモーメント又は軸方向力	曲げモーメント又は軸方向力
設計荷重作用時	せん断力又はねじりモーメント	せん断力又はねじりモーメント	せん断力又はねじりモーメント	せん断力又はねじりモーメント
設計荷重作用時	曲げモーメント又は軸方向力	曲げモーメント又は軸方向力	曲げモーメント又は軸方向力	曲げモーメント又は軸方向力
設計荷重作用時	せん断力又はねじりモーメント	せん断力又はねじりモーメント	せん断力又はねじりモーメント	せん断力又はねじりモーメント

6 章 形状及び鋼材の配置

6.1 適用の範囲

この章は、コンクリート橋の設計における形状及び鋼材の配置に適用する。

この章は、この編を適用するコンクリート橋を設計するにあたっての形状及び鋼材の配置などの共通的な構造細目について規定したものである。したがって、7 章「床版」から 19 章「その他の部材の設計」の適用にあたっては、各章の関連規定も参照する必要がある。

この章は主に上部構造を対象にしているため、レベル 2 地震動に対して塑性化を考慮した構造細目については記述していない。塑性変形を考慮した部材の設計では、繰返荷重に対し、十分な変形能力を有した塑性ヒンジを形成させることが特に重要であり、このためにはコンクリートの拘束効果が十分に発揮できるような設計が必要である。そのような部材の構造細目については、下部構造編及び耐震設計編に規定されている。

改定案					現行	備考
表-解 5.1.1 鉄筋コンクリート構造の主な照査項目一般					6.2 一般 コンクリート橋の設計にあたっては、構造物に損傷が生じないための措置、構造上の弱点を作らない配慮、弱点と考えられる部分の補強方法、施工方法等を考慮し、設計に反映しなければならない。 コンクリート橋の設計は、設計計算のみに基づいて行われるものではなく、設計計算上の仮定が成り立つための前提条件、施工性の検討、設計計算では着目していない二次応力、局部応力等により構造物に損傷の生じないための措置、構造上の弱点を作らないような配慮、もしくは弱点と考えられる部分の補強等全てを考慮して行う必要がある。これらについて、ある程度標準化させたものが、構造細目であり、設計にあたっては、この章の意図するところを十分に反映させ検討し、設計する必要がある。	
照査項目 作用	限界状態 1	限界状態 2	限界状態 3	適用の範囲		
曲げモーメント又は軸方向力	$M_d \leq M_{yd}$ (5.5.1 (3))	V 編 6.2.1 , V 編 8.4, V 編 8.5	$M_d \leq M_{td}$ (5.7.1 (3))	—		
せん断力	同右*	V 編 6.2.4, V 編 8.6	$S_d \leq S_{usd}, S_{ucd}$ (5.7.2 (3) (4))	—		
ねじりモーメント	同右*		$M_{td} \leq M_{tusd}, M_{tucd}$ (5.7.3 (3) (4))	—		
支圧応力	同右*		$\sigma_{bd} \leq \sigma_{bad}$ (5.7.5 (2))	—		
M_d : 部材に生じる曲げモーメント S_d : 部材に生じるせん断力 M_{td} : 部材に生じるねじりモーメント M_{ytd} : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 M_{ttd} : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 S_{usd}, M_{tusd} : 斜引張破壊に対するせん断力、ねじりモーメントの制限値 S_{ucd}, M_{tucd} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力、ねじりモーメントの制限値 σ_{bd} : コンクリートに生じる支圧応力 σ_{bad} : コンクリートの支圧破壊に対する支圧応力の制限値 *限界状態 3 を超えないとみなせる条件を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなせる条件も満足されている						

改定案					現行	備考
表-解 5.1.2 プレストレストコンクリート構造の主な照査項目一般						
照査項目 作用		限界状態 1	限界状態 2	限界状態 3	適用の範囲	
曲げモーメント又は軸方向力	せん断力	$\sigma_{cd} \leq \sigma_c \leq \sigma_{cd}$ $\sigma_l \leq \sigma_{lm}$ (5. 6. 1 (3)) (5. 6. 2 (3)) (5. 6. 3 (3))	V 編 6.4, V 編 12.3 V 編 12.4	$M_d \leq M_{ud}$ (5. 8. 1 (3))	$*0 \leq \sigma_c \leq \sigma_{c0}$ $*\sigma_l \leq \sigma_{l0}$ $*\sigma_p \leq \sigma_{p0}$ (5. 1. 5) $***3. 4. 1 (8)$	
				$S_d \leq S_{usd}, S_{ucd}$ (5. 8. 2 (3) (4))		
ねじりモーメント				$M_{td} \leq M_{tusd}, M_{tucd}$ (5. 8. 3 (3))		
支圧応力		同右 * *		$\sigma_{ba} \leq \sigma_{bad}$ (5. 8. 5 (2))	—	
σ_c : コンクリート縁応力度 σ_l : コンクリート斜引張応力 σ_{cd} : コンクリート引張応力度の制限値 σ_{cd} : コンクリート圧縮応力度の制限値 σ_{lm} : コンクリート斜引張応力度の制限値 σ_{co} : 永続作用支配状況におけるコンクリート圧縮応力度の制限値 σ_{po} : 永続作用支配状況におけるコンクリート斜引張応力度の制限値 σ_p : PC 鋼材の応力度 σ_{ps} : PC 鋼材の応力度の制限値 *は永続作用支配状況における発生応力 **限界状態 3 を超えないとみなせる条件を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなせる条件も満足されている ***施工中の各段階の応力に対する制限 1) 部材を棒部材として扱う場合には、荷重が一方方向に伝達される応力状態を想定することになる。しかし、大きな箱断面を有する部材などでは、必ずしも荷重が一方方向に伝達されず、局所的には部材断面方向にも荷重が伝達されることになる。このような断面方向の局所的な荷重伝達や耐荷機構を考慮するためには、コンクリート部材を構成するウェブやフランジを断面方向の一つの部材としてとらえ、そのそれぞれについても適切に設計しなければならない。 2) 集中荷重を受ける部材では、集中荷重が作用する近傍において局所応力が生じやすく、						

改定案	現行	備 考
部位によってはより理論などで想定する応力状態から乖離する可能性がある。そのため、集中荷重による局所的な影響を適切に考慮して設計を行う必要がある。 3) 照査に用いる断面力の算出においては、断面力算出の前提条件に適合するように、少なくとも断面に作用する応力が安全側に算出されるように、また、応力度の制限値と比較するための作用応力度の算出や断面に基づき耐力が安全側に算出されるように、有効幅や有効断面、考慮する鉄筋等（鉄筋やPC鋼材）の向き等を設定する。なお、断面力を算出するために見込む断面と、応力度の制限値と比較するための作用応力度の算出や断面強度を算出するための断面や鉄筋やPC鋼材は、必ずしも一致する必要はなく、それぞれ安全側になるように断面等を見込む必要がある。例えば、断面力算出時には全断面有効断面の剛性を用い線形解析を行い、応力算出時には鋼材配置を考慮した断面で行うこともある。 4) 構造の種類によらず破壊に至るまでの過程を通じての耐荷機構について、その変化も含めて挙動推定の信頼性が確保されるように部材の設計を行う必要がある。すなわち、プレストレス導入の有無によらずコンクリート部材は、破壊に至る前の耐荷機構及びそれらが成立するための前提条件を定めたうえで、部材の限界状態、照査項目及び照査値並びに断面力や応力の算出方法を定め、部材の照査を行わなければならない。このとき、想定した耐荷機構が成立するための鉄筋やPC鋼材の配置を決定するにあたっては、コンクリートの打設が確実に施工できるなど、必要な施工品質が得られるようにしなければならない。 この示方書では、部材と接合部について、それぞれ5章や7章に基本的な事項を規定している。主桁だけでなく、横桁や隔壁のような部材についても、想定される応力分布等を適切に考慮して、鉄筋コンクリート構造又はプレストレスを導入した構造の棒部材や版部材等に置き換えて、断面力や応力度を算出し、5章に規定される各制限値と比較するのが基本となる。また、仮定した応力分布や耐荷メカニズムを考慮して、鉄筋コンクリート構造やプレストレスを導入した構造としての前提条件が成立するように、5.2や5.3の規定などに従って鉄筋やPC鋼材を配置する必要がある。さらに、限界状態1や限界状態3に対する照査を満足する鉄筋やPC鋼材の配置（位置、向き、間隔など）、材質や量を決定するだけでなく、耐久性上の観点から設計供用期間中に確保すべきコンクリート断面を特定し、確保すべき部分がひび割れることで、耐久性上の仮定や部材剛性や強度を計算するうえでの仮定が崩れることがないように鉄筋やPC鋼材の配置（位置、向き、間隔）を設計する。 例えば、鉄筋コンクリート構造の部材を設計する場合には、部材変形を吸収するためひび割れは分散し、深さがある一定の範囲で留まるように、また、コンクリートに生じるひび割れが一つの断面に集中し、ひび割れが部材を貫通するなどにないように、ひび		

改定案	現行	備 考
みを分散させ、変形を吸収させつつ、計算上必要なコンクリート断面を確保できるように、かつ、棒部材断面を構成する連続体としたコンクリート中の応力分布が満足されるように、鉄筋の配置を定める必要がある。 橋の設計では、所要の耐荷性能及び耐久性能を確保するとともに、Ⅰ編において求められる橋の維持管理の確実性及び容易さも実現する必要がある。そのため、橋は、経年の劣化や不測の事態に対して部材の残存強度や安全余裕の推定をできるだけ確実に行えるような部材により構成される必要がある。したがって、部材設計では、弾性挙動の範囲から破壊に至るまでの過程が制御できるように、使用材料の機械的性質、設計計算に用いる定数及び力学特性、並びに部材の有効断面及び応力度やひずみ分布特性、部材の形状や支持条件、接合方法等に応じた耐荷機構とその力学的特性、解析モデルの精度について相互の関係性や実験等との整合性を図ることが求められる。さらに、コンクリート部材が設計で想定したとおり挙動し、構造や橋全体の性能を実現するためには、一定の信頼性をもって実現させるための構造及び施工管理方法を検討する必要がある。部材は、設計の前提条件である所要の品質が確保されるように施工されていることを確認する必要があるが、施工場所とは異なる場所で作られた部材など、施工時に品質の確認が直接行えない部材が納入される場合もある。その場合、所要の品質及び性能が確保されるように製作の計画が行われ、かつ計画に則して施工されていることを施工要領書等で確認すること等により、条文中に規定される性能を有しているものであることを確認しておく必要がある。 5) コンクリート部材は、コンクリートのクリープや乾燥収縮を適切に考慮した上で、常に想定した耐荷機構が成立するよう、その挙動が制御される必要がある。クリープを考慮する方法は、鉄筋コンクリート構造とプレストレストコンクリート構造では異なり、5.4で規定される応力度の計算を行うにあたっての前提条件となっている。例えば、プレストレストコンクリート構造では、永続作用支配状況に対して全断面圧縮とすることで、クリープ・乾燥収縮の挙動を適切に評価できるよう制御している。一方、鉄筋コンクリート構造では、応力度の計算においてヤング係数比15を用いることで、過去の経験から十分な信頼性がある方法として、クリープによる影響を適切に考慮したとみなすことができる。なお、乾燥収縮の影響については、Ⅰ編 8.6の規定に従い不静定構造において適切に考慮する。 また、プレストレストコンクリート構造においては、全断面が有効となって抵抗する前提が成立するよう、引張鉄筋を配置し、かつ、応力の発生を抑制している。一方、プレストレスを導入する構造において全断面を有効としない場合や、永続作用支配状況においても全断面が圧縮状態とならない状態を想定する場合にも、耐荷機構の成立性を確保するとともに、クリープ及び乾燥収縮の影響を適切に考慮する必要がある。 6) コンクリート部材は、コンクリート、鉄筋及びPC鋼材により想定する耐荷機構が成立		

改定案	現行	備考
するよう設計を行う。例えば、原則としてコンクリートの引張抵抗は期待しないものとされている。そのため、断面に引張力が発生する場合には、鉄筋が引張抵抗を負担することが基本となる。プレストレスを導入する構造において、部材断面のコンクリートに引張応力が発生することを許容している場合もあるが、コンクリートの引張抵抗は見込まないこととされているため、この場合も原則として発生する引張応力は鉄筋が負担する必要がある。なお、プレストレストコンクリート構造においても、コンクリートの引張力を負担させないことが原則であり、発生する引張応力に対しては鉄筋が抵抗するようにした上で、コンクリートに発生する引張応力を抑制することで、全断面が有効となる耐荷機構を仮定している。 コンクリート部材で想定する耐荷機構を成立させるために、コンクリート、鉄筋及びPC鋼材以外の材料を用いる場合には、1.4の規定に従いその適用性や所要の性能を確保できるかなど、慎重に検討する必要がある。 7) コンクリート部材の断面力や抵抗の特性値等をはり理論や版理論に従い算出する場合には、荷重の伝達や抵抗が一方の棒部材又は荷重の伝達や抵抗が二方向の版部材として扱う必要がある、またそのような耐荷機構が発揮できるよう設計する必要がある。 8) 設計では考慮していなかった大きな二次応力が発生する場合などでは、耐荷性能の前提として想定する耐荷機構が満足されなくなる可能性もあるため、出来る限り二次応力が小さくなるようにする必要がある。なお、施工時においても仮固定材の設置及び撤去、架設順序の変更、使用材料の違いなどが発生応力や残留応力に影響を与えるので、17.8の規定に従い、適切な施工時設計を行う必要がある。 9) 部材の設計計算上のモデル化と実際の挙動の違いは耐荷性能に直接的に影響することとなるため、これを極力小さくする必要がある。例えば、部材の接合部などでは、設計計算では考慮しない架設用鋼材が配置され、部材と一体となって残置される場合がある。このように、設計計算上応力を分担しないとする架設用の鋼材であっても、それが存在することで、現実には部材への作用に対して部材とともに応力が生じる。このような部位における設計では、想定しない鋼材等に応力が生じたとしても、その影響が小さくなるような構造とする必要がある。すなわち、接合部など架設が複雑となる部材の設計においては、適用する理論やモデル化に基づき設計と実現象との乖離をできる限り小さくするよう配慮が必要である。 10) 特に断りのない場合、この示方書に規定される照査式や応力度の制限値、耐荷力曲線は、施工中に生じる応力の残留や累積がコンクリート橋の品質に与える影響は無視できる程度であることを前提に設定されている。施工中に発生する応力のうち、セメントの水和熱に起因した温度応力の影響は、設計時点において材料、施工時期、打設のリフト割等が確定できないため正確に推定することが困難だが、設計時において少なくとも施工中に生じる温		

改定案	現行	備 考
度応力の影響を小さくする施工が必要かなどについて検討する必要がある。このとき、温度応力の影響がないことなどを必ずしも数値計算等によって確認する必要はなく、過去の実績等を踏まえるなど、設計で前提とする状態が実現できることを何らかの方法によって確認すればよい。なお、1.7 解説にあるように、検討した内容が施工に確実に反映されるよう検討結果を設計図等に記載する必要がある。 (2) 集中荷重が部材に作用する場合、集中荷重の作用点付近には複雑な応力分布が生じる。この複雑な応力状態は、部材全体の応答や抵抗力を算出するはり理論や版理論によって想定する応力状態とは異なる。そのため、集中荷重を受ける部材に対しては、集中荷重の局所的な影響が小さくなり、はり理論や版理論で想定する応力状態との乖離が小さくなるように、集中荷重が作用する部位の形状や鉄筋の配置等を適切に定める必要がある。このとき、集中荷重が作用する部位の適切な形状や鉄筋の配置等については、実験等による確認された範囲で決定する必要がある。また、条件によっては作用点付近の部位に大きな引張応力や圧縮応力が発生する可能性がある。このような場合には、集中荷重の作用点付近の応力状態を適切な解析手法によって評価した上で、耐荷機構の原則に従って適切に鉄筋を配置する必要がある。例えば、集中荷重が作用する部位を鉄筋コンクリート構造とみなし、コンクリートの引張抵抗を無視し、鉄筋により引張に抵抗するよう鉄筋を配置する。このとき、集中荷重による影響が生じないといふ状態を満足するためのコンクリートや鉄筋に対する応力度の制限値については、標準的な値として十分な信頼性をもつ値を示すことができない。ただし、条文の主旨からは、耐荷機構の前提を満足しないひび割れがコンクリートに発生しないようコンクリートの応力度を制御し、かつ、仮にひび割れが発生した場合でも、ひび割れが適切に分散し、ひび割れの深さや開口が影響のない範囲に収まるよう、鉄筋に発生する応力を制限する必要があるため、これらについて十分な配慮を行い、個々の条件に応じて適切に制限値を定める必要がある。 PC 鋼材の定着部など工法ごとに鋼材の配置が定められ、その安全性が確認されているものについては、その適用範囲を慎重に確認したうえで、工法ごとの定められた方法に従い鋼材を配置すれば、1) から 3) を満足するものと考えてよい。また、PC 鋼材の定着部については、5.3 の規定に従い慎重に検討を行う必要がある。 (3) 設計で考慮される鉄筋などの直径は、適切にその断面形状を表す必要がある。シースの直径については日本工業規格による定めがないため、標準的な値として直径を与えることはできないが、シースとして求められる性能に鑑み、かぶりを確保する場合にはシース外径を直径とするなど、適切に定める必要がある。 (4) 5 章以降の各規定において、プレストレスを導入する構造に対する制限値等として、一般に用いられる設計基準強度 30N/mm^2 から 80N/mm^2 までの、コンクリートに対して制限値等が与えられている。設計基準強度が 60N/mm^2 をこえて 80N/mm^2 までの高強度コンクリートは、		

改定案	現行	備 考
プレストレストコンクリート構造のはり部材などを想定し、高性能 AE 減衰剤等の使用により単位水量を増やすことなく製造することが可能であるほか、実験によりその力学的挙動が明らかにされている。ただし、このような高強度コンクリートになると、適切な配合の設定、及び、練混ぜ、運搬、打込み、養生等の一連の製造工程について、行き届いた管理が必要となる。現状では、このような条件が満たされるのは、厳密な品質管理のなされている工場で製作されるプレキヤスト部材を用いる場合である。したがって、設計基準強度が 60N/mm² をこえ 80N/mm² までのコンクリート部材に対する制限値は、このような工場で製作されるプレキヤスト部材に限ることが原則とされた。		
5.1.2 コンクリート部材の種類 (1) コンクリート部材を、プレストレスを導入する構造とする場合には、プレストレスの存在を前提とした耐荷機構を満足しなければならない。 (2) プレストレスを導入する構造を、プレストレストコンクリート構造として設計する場合には、プレストレスの存在を前提として、コンクリートが全断面で抵抗するとみなせる耐荷機構を満足しなければならない。 (3) コンクリート部材を、鉄筋コンクリート構造として設計する場合には、部材断面に発生する引張応力に対しコンクリートの引張抵抗を見込まず、鉄筋により抵抗する耐荷機構を満足しなければならない。 (4) プレストレスを導入する構造の設計では、5.1.1(1)の 4)5)6)を満足するようプレストレスを導入し、5.2 及び 5.3 の規定に従い鉄筋及び PC 鋼材を配置しなければならない。 (5) 鉄筋コンクリート構造の設計では、5.1.1(1)の 4)5)6)を満足するよう、5.2 の規定に従い鉄筋を配置しなければならない。 (6) 単純ばり又は連続ばりとなる棒部材に対し、はりの支間と高さの比率が次の値未満となる場合には、ディープビームとして扱わなければならない。 単純ばり $l/h = 2.0$ 2 径間連続ばり $l/h = 2.5$ 3 径間以上の連続ばり $l/h = 3.0$ ここに、l：はりの支間長 (mm) h：はりの高さ (mm) (7) 片持ちばりとなる棒部材に対し、張出し長さ l とはりの高さ h の比 (l/h) が 1.0 未満となる場合には、コーベルとして扱わなければならない。ただし、図-5.1.1 に示すような作用荷重が主として集中荷重 P となる場合には、張出し部固定端より荷重作用位置までの距離 a を張出長さ l とする。		

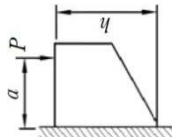


図-5.1.1 先端付近に荷重を受けるコーベル

(1) (2) (3) 部材の種類別の分類方法には施工法や架設法による方法もあるが、この編では、部材の性能と密接に係る部材の耐荷機構に関する設計の前提条件や原則に応じて分類することが優先されている。

図-解 5.1.1 に示すとおり、この示方書では、コンクリート部材は、耐荷機構に応じて、プレストレスの存在を前提としコンクリートにプレストレスを導入する構造及びプレストレスの存在を前提としない構造に分類して扱っている。また、プレストレスを導入する構造のうち、通常の状態において全断面による耐荷機構を想定する構造が、プレストレストコンクリート構造とされている。鉄筋コンクリート構造は、プレストレスを導入せず、圧縮応力をコンクリートで、引張応力を鉄筋で分担し、コンクリートの引張抵抗を見込まず両者が一体となって抵抗するように設計する構造をいい、そのために必要な寸法や鉄筋配置等を有する構造とされている。

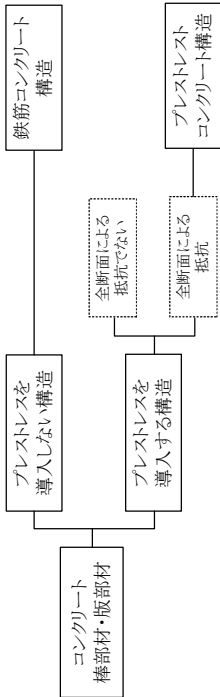


図-解 5.1.1 コンクリート部材の種別

プレストレスを導入する構造のうち、プレストレストコンクリート構造以外にも、全断面を有効とした耐荷機構を前提としない構造も考えられ、いわゆる PRC と呼ばれる構造がこれにあたる。これらの全てのコンクリート部材は、必要な性能を満足するよう設計を行う必要がある。ただし、要求性能を満足するとみなせる制限値等については、これまでの実績等をふまえ、鉄筋コンクリート構造及びプレストレストコンクリート構造に対する値のみが示されている。そのため、PRC 構造に対しては、5 章や 6 章等で規定される要求性能を考慮して、コンクリートの引張抵抗を無視するなど安全側となるよう鉄筋コンクリート

改定案	現行	備 考
構造もしくはプレストレストコンクリート構造の制限値等を適用するか、もしくは、在来 の部材と同等の信頼性が得られるよう適切に制限値等を設定するなどにより、<u>所要の性能</u> を有するよう個別の検討を行い設計する必要がある。 (6) (7) はりの高さが支間に比較して大きいのはりのひずみ分布は、せん断変形の影響により平 面保持の仮定が成り立たず非線形の分布となる。このようなはりをディープビームという。 また、はりの高さが張出し長さに比較して大きい片持ちばりは、ディープビームと同様に せん断変形の影響により、ひずみ分布が非線形性を示す。このような片持ちばりをコーベ ルという。棒部材がディープビーム又はコーベルとなる場合には、鉄筋やPC 鋼材を引張弦 材、コンクリートを圧縮斜材とするタイドアーチ的な耐荷機構によって、荷重を受け持つ ことが原則とされている。また、そのような耐荷機構が発揮されるには、鉄筋が 5.2.11 又 は 5.2.12 の規定に従い配置されている必要がある。		
5.1.3 相反応力部材		
(1) 相反応力を生じる部材については、活荷重の増大に対して安全となるよう 配慮しなければならない。 (2) (3) 及び(4)の規定による場合には、(1)を満たすとみなしてよい。 (3) 死荷重の荷重係数を 1.0 とし、活荷重(衝撃を含む)の荷重係数を 1.3 とし て設計する。 (4) 死荷重による応力が活荷重による応力の 30%より小さい場合は、死荷重を 無視し、活荷重のみを考慮する。この場合の活荷重（衝撃を含む）は荷重係 数を 1.0 とする。		
(1) 相反応力を生じる部材においては、設計断面力により発生する応力度について、活荷重 がわずかに増大する場合でも部材応力の増大する率はほかの部材に比べて大きい。また、 死荷重による応力度及び活荷重による応力度の絶対値がほぼ等しい場合には、活荷重が増 大すると、例えば正曲げを受ける部材として設計された部材に負曲げが作用することにな る。このような場合には正曲げを受ける部材としてのみではなく、負曲げを受ける部材と しても設計しておく必要がある。なお、相反応力部材は、1.2 に規定される相反応力の定 義に従い、プレストレス力、クリープの影響及び乾燥収縮の影響を除き、死荷重 D 及び活 荷重 (衝撃を含む) $1+I$ の荷重係数を 1.0 とした場合に、部材に発生する $1.0D$ と $1.0(1+I)$ 応力の符号が反対となる部材である。 (3) これまでの示方書では、相反応力部材に対し、活荷重を 30%増した条件に対して照査を 行うことで配慮されてきた。また、これまでの示方書によるコンクリート橋の設計では、 終局荷重に対して照査を行うことで、同等の配慮がなされてきたと考えられる。今回の改		

改定案	現行	備考
定では、相応応力部材に対する照査が、照査の水準としてこれまでの示方書による場合と同等となるように定められている。すなわち、3.2 に規定される設計状況に対する照査とは別に、この条で死荷重と活荷重を用いた照査の方法が示されており、I 編 3.3 に規定されている係数を乗じてはならない。 相応応力部材に対する照査では、設計状況に対する耐荷性能の照査ではないものの、これまでの示方書と同等の照査水準となることを目的として、5 章以降に規定される限界状態Ⅰ及び限界状態Ⅲの制限値を用いて、発生する応答値が制限値を超えないことを照査する。 プレストレスを導入する構造の部材が不静定構造物となる場合には、プレストレス力及びコンクリートのクリープや乾燥収縮による不静定力が一般的に生じるため、相応応力部材に対する照査においてはこれらの不静定力を考慮する必要がある。その場合にも、これらの不静定力に対して I 編 3.3 に規定されている荷重係数を乗じてはならない。すなわち、プレストレストコンクリート構造における照査においては、プレストレス力、クリープ、乾燥収縮により生じる内力を加えた $1.0D+1.3(1.0I+1.0(PS+CR+SH))$ に対して部材に発生する応答値を算出すればよい。 なお、鋼橋では、相応応力部材に該当する部材に対して抵抗係数の低減を行うことが II 編に規定されている。しかし、これまでの示方書において、コンクリート橋の全ての部材に対して終局荷重時の照査が行われていたことから、相応応力部材に対して抵抗の低減を考慮する必要はない。 (4) (3) によって応力図が不連続にならないように、この規定が定められている (II 編 5.1.3 解説による)。この場合も、プレストレストコンクリート構造における照査においては、$1.0(1.0I+PS+CR+SH)$ に対して部材に発生する応答値を算出すればよい。	5.1.4 長期的なたわみに対する検討 (1) コンクリート部材については、橋の設計供用期間中に長期的なたわみが生じる影響に対して安全であるよう配慮しなければならない。 (2) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響を適切に評価したうえで、5.5 以降の規定により限界状態を定めた場合には、(1) を満足するとみなしてよい。 (1) コンクリート部材は、クリープや乾燥収縮などの挙動により長期的なたわみなどの変形が生じる。この変形による影響に対して、部材等が安全であるように設計することが求められる。 (2) これまで、道路橋におけるコンクリート構造物の設計においては、クリープ、乾燥収縮	

改定案

現行

備考

及びPC鋼材のリラクセーション等を適切に評価した上で、長期的な変形状態を考慮した設計がなされていた。そのように設計された部材は、クリープ等による破壊が生じることがなく、長期的に生じるたわみの影響が生じないとみなすことができる。そのため、部材等の限界状態の設定にあたり、鉄筋コンクリート構造において、応力度の計算に用いるヤング係数比を15としてクリープの影響を考慮する場合や、4.2で規定されるクリープひずみ及び乾燥収縮度を求めてそれらの影響を考慮する場合などには、長期的なたわみの影響に對して安全であるよう必要な配慮がなされているものとみなしてよいとされている。

5.1.5 設計計算におけるその他の前提条件の検討

- (1) コンクリート部材の設計計算においては、5.1.1の規定を満足する他、(2)及び(3)の規定を満足しなければならない。
- (2) 4.2の規定に従いPC鋼材のリラクセーションの影響を評価する場合には、プレストレストリング直後のPC鋼材の引張応力度が表-5.1.1の制限値を超えない。

表-5.1.1 PC鋼材の引張応力度の制限値(N/mm²)

応力度の状態	応力度の制限値	備考
プレストレストリング直後	$0.70\sigma_{pu}$ 又は $0.85\sigma_{py}$	σ_{pu} : PC鋼材の引張強度の特性値(N/mm ²) σ_{py} : PC鋼材の降伏強度の特性値(N/mm ²)

- (3) 4.2の規定及びI編8章の規定に従いコンクリートのクリープひずみ及び乾燥収縮度を算出する場合には、永続作用の影響が支配的な状況に対し、5.4の規定により算出されるコンクリートの応力度が1)及び2)を満足する。
- 1) コンクリートの圧縮応力度が表-5.1.2の制限値を超えない。
- 2) コンクリートの引張応力度が表-5.1.3の制限値を超えない。

表-5.1.2 コンクリートの圧縮応力度の制限値(N/mm²)

コンクリート設計基準強度		30	40	50	60	70	80
応力度の種類	1) 長方形断面の場合	12.0	15.0	17.0	19.0	23.0	27.0
		11.0	14.0	16.0	18.0	22.0	26.0
	2) T形及び箱桁断面の場合	8.5	11.0	13.5	15.0	18.5	22.0

また、見かけのリラクセーション率は死荷重作用時のPC鋼材位置でのコンクリートに作用している軸方向圧縮応力度の大きさによって異なるため、死荷重作用時のPC鋼材位置でのコンクリートに作用している圧縮応力度が 5 N/mm²を下回るような場合は、表-3.3.2の値を用いることはできない。ただし、プレストレストリング直後のPC鋼材に作用している引張応力度が引張強度（規格値）の65%以下の場合には、上記のコンクリートの圧縮応力度が3N/mm²程度であっても表-3.3.2の値を用いてよい。

現在流通しているPC鋼材は低リラクセーション品がほとんどであるが、エポキシ樹脂を被覆した鋼材では通常品である場合があるので注意を要する。

PC鋼材に低い値の緊張力を与える場合等特別にリラクセーション率を定める場合には、引張応力度に応じた純リラクセーション率を試験により定めるものとする。この場合、純リラクセーション率は常温での1,000時間試験の値の3倍とする（JIS G 3536：2008 参照）。

改定案		現行	備考																																									
表-5.1.3 コンクリートの引張応力度の制限値(N/mm²) <table><tr><th rowspan="2">応力度の種類</th><th colspan="5">コンクリート設計基準強度</th></tr><tr><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th><th>70</th><th>80</th></tr><tr><td>1) 曲げ引張応力度の制限値</td><td colspan="6">0.0</td></tr><tr><td>2) 軸引張応力度の制限値</td><td colspan="6">0.0</td></tr><tr><td rowspan="2">斜引張 応力度 の制限 値</td><td>3)せん断力のみ又は ねじりモーメント のみを考慮する場 合</td><td>0.8</td><td>1.0</td><td>1.2</td><td>1.3</td><td>1.3</td><td>1.3</td></tr><tr><td>4)せん断力とねじり モーメントをとも に考慮する場合</td><td>1.1</td><td>1.3</td><td>1.5</td><td>1.6</td><td>1.6</td><td>1.6</td></tr></table>		応力度の種類	コンクリート設計基準強度					30	40	50	60	70	80	1) 曲げ引張応力度の制限値	0.0						2) 軸引張応力度の制限値	0.0						斜引張 応力度 の制限 値	3)せん断力のみ又は ねじりモーメント のみを考慮する場 合	0.8	1.0	1.2	1.3	1.3	1.3	4)せん断力とねじり モーメントをとも に考慮する場合	1.1	1.3	1.5	1.6	1.6	1.6		
応力度の種類	コンクリート設計基準強度																																											
	30	40	50	60	70	80																																						
1) 曲げ引張応力度の制限値	0.0																																											
2) 軸引張応力度の制限値	0.0																																											
斜引張 応力度 の制限 値	3)せん断力のみ又は ねじりモーメント のみを考慮する場 合	0.8	1.0	1.2	1.3	1.3	1.3																																					
	4)せん断力とねじり モーメントをとも に考慮する場合	1.1	1.3	1.5	1.6	1.6	1.6																																					
(1) この条文では、3.2 に規定される設計状況とは別に、設計の前提条件として満足すべき事項が示されている。ただし、この条で一定荷重として考慮すべき荷重及び荷重係数等は、I 編 3.3 に規定されている永続作用支配状況が用いられていることに留意する必要がある。 (2) PC 鋼材に引張強度の 80%程度を超える持続的な応力が発生すると、急激にリラクセーションが増加することが知られている。一方、PC 鋼材の降伏強度は引張強度の 85～88%程度とされており、PC 鋼材の引張応力を降伏強度の 80%以下とした場合には、PC 鋼材に生じるとされ、PC																																												

(1) この条文では、3.2 に規定される設計状況とは別に、設計の前提条件として満足すべき事項が示されている。ただし、この条で一定荷重として考慮すべき荷重及び荷重係数等は、I 編 3.3 に規定されている永続作用支配状況が用いられていることに留意する必要がある。

(2) PC 鋼材に引張強度の 80%程度を超える持続的な応力が発生すると、急激にリラクセーションが増加することが知られている。一方、PC 鋼材の降伏強度は引張強度の 85～88%程度とされており、PC 鋼材の引張応力を降伏強度の 80%以下とした場合には、PC 鋼材に生じる応力は引張強度に対し 70%程度となることから、急激なリラクセーションは生じないと考えられる。これらを踏まえ、導入直後の応力度が表-5.1.1 により規定されている。なお、見かけのリラクセーション率は一定荷重下における PC 鋼材位置でのコンクリートに作用している軸方向圧縮応力度の大きさによって異なるため、一定荷重下における PC 鋼材位置でのコンクリートに作用している圧縮応力度が 5 N/mm²を下回るような場合には、表-4.2.2 の値を用いることはできない。ただし、プレストレッシング直後の PC 鋼材に作用している引張応力度が特性値である引張強度の 65%以下の場合には、上記のコンクリートの圧縮応力度が 3N/mm²程度までは表-4.2.2 の値を用いてよい。

(3) 一定荷重下においてコンクリートに発生する圧縮応力度が圧縮強度の 40%程度以下の場合、弾性ひずみとクリープひずみが比例関係にあることから、式(4.2.2)が成立すると考えてよい。

4.2 に規定されるクリープ係数及び乾燥収縮度を用いて、I 編 8 章に規定される有効プレストレスの算出を行う場合には、ある一定の圧縮応力によってクリープが生じることが前提としているため、一定荷重下において持続的に引張応力が生じないようこれらの制限値

改定案	現行	備考								
が与えられている。また、乾燥収縮度の設定では、ひび割れが生じていないとみなせる状態の部材を想定しているため、安全側の配慮から部材断面が全圧縮である状態を前提としている。なお、導入するプレストレス量によらず、この条を満足することにより、4.2に規定されるクリープ係数及び乾燥収縮度が適用できる。ただし、一般に鉄筋コンクリート構造では、一定荷重下において部材断面が全圧縮である状態を前提としていないため、4.2に規定されるクリープ係数及び乾燥収縮度をいわず、別途応力度計算のときにヤング係数比を15とするなどの方法によってクリープの影響を考慮している。	6.3 形状及び部材寸法 (1) ウェブ、横桁及び隔壁の厚さは、鉄筋、PC鋼材（シーースを含む）及びPC鋼材の定着具が無理なく配置でき、所定のかぶりが十分にとれるようにしなければならない。また、コンクリートの打込みが困難とならないようにしなければならない。 (2) 部材の接合部等応力が集中しやすい部位は、応力の伝達が円滑に行われる形状としなければならない。 (3) (4)及び(5)による場合においては(1)を、(6)及び(7)による場合においては(2)を満たすものとみなす。 (4) ウェブの厚さは表-6.3.1の値以上とする。 表-6.3.1 ウェブの最小厚さ (mm) <table><tr><th>桁の種類</th><th>ウェブの最小厚さ</th></tr><tr><td>場所打ち鉄筋コンクリート桁</td><td>250</td></tr><tr><td>場所打ちプレストレストコンクリート桁</td><td>140</td></tr><tr><td>プレキャスト桁</td><td>130</td></tr></table> (5) 横桁及び隔壁の最小厚さは200mmとする。 (6) ウェブ又はフランジの厚さを変化させる場合においては、1/5より緩い傾斜とすることが望ましい。 (7) 部材の接合部等応力が集中しやすい部位には、原則としてハンチを設ける。 4) JIS A 5373のプレキャストプレストレストコンクリート製品を用いた床版橋のようにプレキャスト桁が床版橋に用いられる場合には、この規定によりなくともよい。 (6) 支点部付近等で断面力が大きくなる場合、ウェブやフランジ厚さを大きくすることが	桁の種類	ウェブの最小厚さ	場所打ち鉄筋コンクリート桁	250	場所打ちプレストレストコンクリート桁	140	プレキャスト桁	130	
桁の種類	ウェブの最小厚さ									
場所打ち鉄筋コンクリート桁	250									
場所打ちプレストレストコンクリート桁	140									
プレキャスト桁	130									

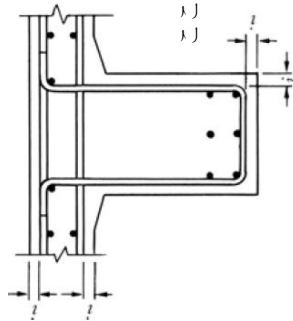
改定案	現行	備考
	必要となることが多い。このような場合には、それらの厚さは1/5以下の緩い傾斜で拡張するのがよい。なお、1/5以上の急な傾斜を設ける場合には、設計計算に用いる有効断面は1/5以下の緩い傾斜部分とする。 図-解 6.3.1 T桁のウェブの厚さの変化 図-解 6.3.2 箱桁のフランジの厚さの変化 図-解 6.3.3 箱桁のウェブの厚さの変化 (7) ラーメン構造の節点部や、検査、配管のための開口部等の応力集中を引き起こすと予想される箇所には、ハンチを設けることを原則としている。 また、箱桁橋等で、ウェブとフランジの厚さが大きく違うような場合、その結合部付近に、温度変化、乾燥収縮、クリープ等により、ひび割れが発生することがあるので、相互に接合する部材の厚さが著しく不均衡とならないように、部材間の厚さの釣合いについてにも注意する必要がある。	

改定案	現行	備考
5.2.2 鉄筋の配置 (1) 鉄筋の直径と配置は、施工品質が確保できるよう定めなければならない。 (2) (1)を満足するために、以下の1)及び2)を標準とする。 1) 主鉄筋の直径は13mm以上とする。 2) 主鉄筋は2段以下に配置する。 (3) 乾燥収縮、温度勾配等により生じる可能性のあるひび割れが、部材設計における耐荷性上及び耐久性上の前提に与える影響をできるだけ小さくするよう、適切に鉄筋を配置しなければならない。 (4) (3)を満足するために、以下の1)及び2)を標準とする。 1) コンクリート部材表面に沿う鉄筋を300mm以下の間隔で配置する。 2) 上部構造においては、部材断面積の0.15%以上の鉄筋を配置する。 (5) 作用力によってひび割れが発生した場合でも、ひび割れが集中することなく分散するように、適切に鉄筋径を定めなければならない。 (6) (5)を満足するために、主鉄筋の直径は32mm以下とすることを標準とする。 (7) 打継目付近には、新旧コンクリート間の温度差、乾燥収縮等により生じる引張応力に対して用心鉄筋を配置する。 (1) 曲げモーメントや軸方向力に対する主鉄筋や、せん断力及びねじりモーメントに対するスターループ等の主鉄筋は、コンクリート部材が施工時においても安全であるよう、鉄筋の直径を定め配置する必要がある。施工時には、自重以外にも他の鉄筋やPC鋼材等の重量などに起因した作用力を受ける可能性があるため、そのことも考慮して、鉄筋の直径及びび間隔を決定する必要がある。 (2) 1) 鉄筋の配置は、架設時の変形や施工時荷重等に配慮して決定する必要がある。その目的のために、少なくとも軸方向鉄筋及び横方向鉄筋並びにスターループなどの主鉄筋の直径は13mm以上を用いることが基本とされている。しかし、プレテンション方式によるJIS桁等プレキャスト桁のスターループについては、施工中の安全が確認された範囲で、D6又はD10の鉄筋を用いることができる。 2) 鉄筋を多段に配置すると、コンクリートの打込みや締固めが困難となるため、主鉄筋は2段以下に配置することが標準とされている。 (3) コンクリート部材では、コンクリートの乾燥収縮や温度の影響などによってひび割れが生じる可能性がある。このようなひび割れが発生した場合でも、耐荷性上及び耐久性上の前提条件が満足されるよう適切に鉄筋を配置する必要がある。例えば、プレストレストコンクリート構造においては、変動作用が支配的な状況において全断面を有効として作用力に抵抗することが前提とされている。そのため、このようなひび割れが発生した場合でも、	6.6.9 主鉄筋の配置 (1) 主鉄筋の直径は、13mm以上とする。 (2) 主鉄筋は、2段以下に配置するのが望ましい。 (1) 部材に作用する曲げモーメント及び軸方向力に対して、配置する鉄筋の直径を規定したものであり、架設時の変形や施工時荷重等に配慮して決定する必要がある。 (2) 鉄筋を多段に配置すると、コンクリートの打込みや締固めが困難となるため、主鉄筋は2段以下に配置するのが望ましいため記述している。	

改定案	現行	備考
ひび割れの幅や深さが限定的となり、全断面が有効とみなせる範囲に留める必要がある。 また、6 章で規定されている最小かぶりの前提として、コンクリート表面に発生するひび割れの深さが限定的であることが求められていることにも留意が必要である。 (4) これまでの示方書では、乾燥収縮や温度の影響などによるひび割れを抑制する目的として、少なくともコンクリート部材表面に沿う鉄筋を 300mm 以下の間隔で配置すること、また、上部構造では部材断面積の 0.15%以上の付着のある鋼材を配置することが規定されていた。この示方書においても、これらの値が踏襲され鉄筋の間隔等が規定されている。なお、曲げモーメントやせん断力などに対して配置される鉄筋やスターラップ、またコーベール表面に配置される鉄筋は、ここで規定される 1) 及び 2) を満足する鉄筋と同等の効果が期待できることから、ここで規定される 1) 及び 2) を満足する鉄筋の一部と考えて、必要量を配置してよい。なお、下部構造ではⅣ編の規定に従い表面に沿う長さ 1m あたりにつき 500mm²以上の鉄筋を配置することとされている。 (6) 上部構造の桁やはりのように、部材厚さが比較的薄く、常時曲げを受ける部材では、鉄筋の直径が 32mm を超える太径の鉄筋を使用した場合、ひび割れの分散性が悪くなること、また定着部あるいは継手部において、コンクリートの割裂ひび割れを生じさせる可能性が高いことを考慮したものである。なお、連続ラーメン橋の橋脚等では太径の鉄筋を用いる場合があるが、このような場合でも、曲げ形状、配置方法等、太径鉄筋を用いる場合の留意事項に注意し、鉄筋径は部材断面の最小寸法の 1/10～1/15 以下となる範囲で用いる必要がある。なお、上部構造において鉄筋径が 32mm を超えない場合でも、部材断面の最小寸法の 1/10～1/15 以下となるよう定めるのがよい。 (7) 旧コンクリートに新コンクリートを打継ぐ場合には、新旧コンクリートの温度差及び新コンクリートの乾燥収縮の影響等により、新コンクリートには打継面に垂直なひび割れが生じやすい。そのため、張出し施工のように設計時に打継ぎ目位置が明らかである場合などには、新コンクリートには、打継ぎ目に平行に、かつ、できる限り打継ぎ目の近くに用心鉄筋を配置して、ひび割れが発生した場合でも耐荷性及び耐久性に影響を及ぼさない程度にひび割れ幅を抑制する必要がある。	6.6 鋼材の配置 6.6.1 鋼材のかぶり	
(1) コンクリートと鉄筋、PC 鋼材又は鋼製シースとの付着の確保、鋼材の腐食の防護及び火災に対して鋼材を保護するために、必要なかぶりを確保しなければならない。 (2) 鉄筋、PC 鋼材、鋼製シース及び定着具のかぶりを、表-5.2.2 の値以上とする場合には、(1)を満足するとみなしてよい。ただし、鉄筋、PC 鋼材及び鋼製シースにおいては、それぞれの直径以上のかぶりを確保する。	(1) コンクリートと鋼材との付着を確保し、鋼材の腐食を防ぎ、火災に対して鋼材を保護する等のために必要なかぶりを確保しなければならない。 (2) かぶりは、鉄筋の直径以上かつ表-6.6.1 の値以上とする場合においては、(1)を満たすものとみなす。	

表-5.2.2 最小かぶり (mm)

部材の種類	版部材		棒部材	その他 (ダイアピーム 及びコーベル)
	床版、地覆、高欄、主版部材	桁		
最小かぶり	30 35(支間が10mを超える主版部材)	35 25(工場で製作されるプレストレストコンクリート部材)		35



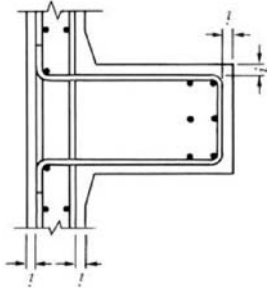
ここに、 i ：鉄筋等のかぶり

図-5.2.1 鉄筋等のかぶり

- (1) コンクリートと鉄筋、鋼製シース又はPC鋼材との付着を確保し、定着長を含む鋼材の腐食を防ぎ、かつ、火災に対して鋼材を保護するためには、鋼材をコンクリートで十分に包んでおく必要がある。このため、かぶりの最小値が定められている。かぶりは、コンクリート中に配置される鋼材の最外面からコンクリート表面までの距離である。なお、外ケーブル構造等のように、鋼材がコンクリート部材の外側に配置される構造においては、適切な防食方法等の鋼材を保護する対策を実施する必要がある。また、ここというシースは鋼製シースを指すが、樹脂シースを用いた場合には、コンクリートの付着特性を考慮して、適切にかぶりを定める必要がある。
- (2) 工場で製作されるプレストレストコンクリート部材は、一般に品質管理が現場よりも容易で、コンクリートの品質が良好となりやすいことを考慮して、鉄筋やPC鋼材のかぶりの最小値を他の部材より小さい値としている。そのため、例えば、ポストテンション方式のセグメント部材であっても、これと同程度の品質を確保できる条件が満たされる場合は、工場で製作されるプレストレストコンクリート部材と同じ最小かぶりとすることができる。

表-6.6.1 最小かぶり (mm)

部材の種類	床版、地覆、高欄、支間10m以下の床版橋		桁	
			工場で製作されるプレストレストコンクリート構造	左記以外の桁及び支間が10mを超える床版橋
最小かぶり		30	25	35

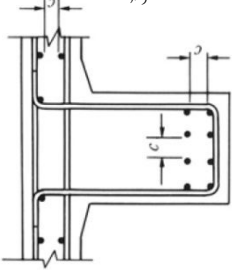
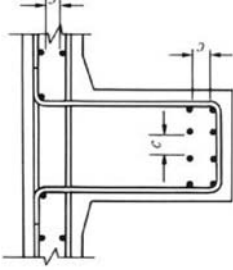


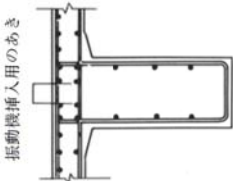
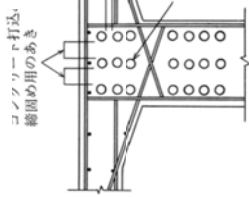
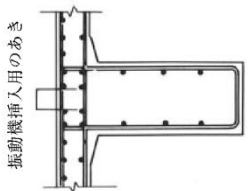
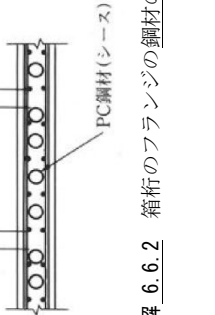
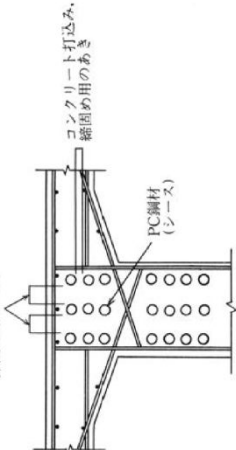
ここに、 i ：鋼材のかぶり

図-6.6.1 鋼材のかぶり

- (1) コンクリートと鋼材との付着を確保し、鋼材の腐食を防ぎ、火災に対して鋼材を保護するためには、鋼材をコンクリートで十分に包んでおく必要がある。このため、コンクリート中に配置される鋼材の最外面からコンクリート表面までの距離、すなわにかぶりを規定したものである。なお、外ケーブル構造等のように、鋼材がコンクリート部材の外側に配置される構造においては、適切な防食方法等の鋼材を保護する対策を実施する必要がある。
- (2) この規定において、工場で製作されるプレストレストコンクリート構造は、他の部材に比較して品質管理がよく、コンクリートの品質も良好であること等から、鋼材のかぶりの最小値を他の部材より小さい値としている。また、(1)及び(2)によるほか、かぶりの値の決定にあたっては施工条件、施工誤差を考慮する必要がある。
なお、工場で製作されるプレストレストコンクリート構造とは、ポストテンション方式のセグメント構造も含まれるが、5章耐久性の検討においては、水セメント比も想定した区分となっていることに注意する。

改定案	現行	備考
かぶりの値の決定にあたっては、最小値として(1)及び(2)を満足させるほか、かぶりは厚くしすぎると表面ひび割れや剥落などの原因となることにも留意し、施工条件、施工誤差を考慮して適切なかぶりの値を確保する必要がある。 主桁フランジが床版を兼ねる場合には、主桁としてのかぶりを確保する必要がある。 ここでは、基本的に耐荷性能を確保するために必要な最小のかぶりが示されている。そのため、部材の耐久性能を確保する上で必要な最小のかぶりが別途規定されている場合には、両者を満足する必要がある。なお、部材の耐久性能に関する設計におけるかぶりの考え方については、6章による。	6.6.2 鋼材のあき	
5.2.4 鉄筋、PC鋼材及びシースのあき (1) 鉄筋、PC鋼材及びシースのあきは、以下の1)及び2)を満足するようにしなければならない。 1) 鉄筋、PC鋼材及びシースの周囲にコンクリートが十分に行きわたったり、かつ、確実にコンクリートの締固めが行える。 2) コンクリートと鉄筋及びPC鋼材とが十分に付着し、両者が一体となって働く。 (2) 以下を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 1) プレキャスト部材以外の部材においては、主鉄筋、PC鋼材及びシースのそれぞれのあき、並びに主鉄筋とPC鋼材及びシースのあきは、それぞれ40mm以上、かつ、粗骨材の最大寸法の4/3倍以上とする。 2) 1)による他、コンクリート打込み及び締固め用のあきを確保する。 3) プレキャスト部材においては、主鉄筋及びPC鋼材及びシースのそれぞれのあき、並びに主鉄筋とPC鋼材及びシースのあきは、それぞれ20mm以上、かつ、粗骨材の最大寸法の4/3倍以上とする。 4) プレテンション方式によるプレストレストコンクリート部材の端部におけるPC鋼材のあきは、水平方向及び鉛直方向ともにPC鋼材の直径の3倍以上とし、かつ、水平方向のあきは粗骨材の最大寸法の4/3倍以上とする。 5) 4)によらず、プレストレスト導入時のPC鋼材の定着長及び最大耐力に悪影響が出ないことを試験で確認できた場合には、水平方向及び鉛直方向ともにPC鋼材のあきをその直径の2.5倍以上とし、かつ、水平方向のあきは粗骨材の最大寸法の4/3倍以上とする。 6) 主鉄筋のあきは、1)から3)の規定による他、鉄筋の直径の1.5倍以上とする。	(1) 鉄筋やPC鋼材（シースを含む）の周囲にコンクリートが十分に行きわたったり、かつ、確実にコンクリートを締固められるように鉄筋のあきを設けなければならない。 (2) コンクリートと鋼材とが十分に付着し、両者が一体となって働くために必要な鉄筋のあきを確保しなければならない。 (3) (4)及び(5)による場合においては、(1)及び(2)を満たすものとみなす。 (4) 主鉄筋及びPC鋼材（シースを含む）のそれぞれのあき、ならびに主鉄筋とPC鋼材（シースを含む）のあきは、それぞれ40mm以上かつ粗骨材の最大寸法の4/3倍以上とする。ただし、プレキャスト部材においては、それぞれ20mm以上かつ粗骨材の最大寸法の4/3倍以上とする。 (5) 主鉄筋のあきは、(4)の規定によるほか、鉄筋の直径の1.5倍以上とする。	

改定案	現行	備考
 ここに、c：鉄筋等のあき 図-5.2.2 鉄筋等のあき (2)1) プレキャスト部材以外の部材では、締固め時に流動化したコンクリートが十分行きわたるよう、最大骨材寸法よりも大きいあきを確保する必要がある。また、これまで確認された範囲において、コンクリートが十分行きわたるために必要な鉄筋、また、PC鋼材及びシースのあきは40mmとされている。 シースを互いに接触させて配置するとコンクリートがシースの周辺に行きわたらず、構造的な欠陥をまねく危険性があるので、これを行ってはならない。また、PC鋼材の配置本数が多くて、コンクリートの打込み、締固めが困難と予想される場合には、PC鋼材の直径を大きくして配置本数を減らす、又は鉄筋やPC鋼材の配置の見直しを図る等、所定のPC鋼材のあきが必ず確保されるようにする必要がある。 2) コンクリートを適切に打設し締固めるためには、コンクリート打込みに必要なあき及び内部振動機が挿入できるあきを随所に設定する必要がある。コンクリート橋では、比較的硬練りのコンクリートが使用され、その締固めには一般に直径50mmから60mm程度の内部振動機が使用される(17.9(5)参照)。これらの数値を参考に、内部振動機が型枠の底面まで容易に挿入でき、締固めができるよう、適切にあきを設ける必要がある(図-解5.2.1)。 プレストレストコンクリート構造では、PC鋼材のほかに鉄筋が配置され、これらが錯綜するとコンクリートの打込みや締固めの妨げとなるので、例えば、箱桁の上下フランジ、あるいはT桁の下フランジ等におけるPC鋼材の配置には、特に配慮することが必要である(図-解5.2.2)。また、桁高が高く、配置されるPC鋼材が多い場合には、適当な間隔で特別に大きなあきを設け、コンクリートの打込みや締固めを容易にする等の配慮が必要である(図-解5.2.3)。 3) プレキャスト部材は、(1)が満足されるよう製品毎に適切に定められた施工管理が行われていることを前提としているため、過去の実績に基づき基本のあきを20mmとしていいらる。 4) プレテンション部材の端部においては、コンクリートとPC鋼材の間に大きな付着応力が働くので、コンクリートが十分締固められて所定の付着力を発揮できるよう、PC鋼材	 ここに、c：鋼材のあき 図-6.6.2 鋼材のあき (4) コンクリート橋では、比較的硬練りのコンクリートが使用され、その締固めには一般に直径50mmから60mm程度の内部振動機が使用される(20.6(5)参照)。したがって、内部振動機が底部の型枠まで容易に挿入でき、締固めができるようにあきを設ける必要がある(図-解6.6.1)。 プレストレストコンクリート部材では、PC鋼材のほかに鉄筋が配置され、これらが錯綜するとコンクリートの打込みや締固めの妨げとなるので、例えば、箱桁の上・下フランジ(図-解6.6.2)、あるいはT桁の下フランジ等における鋼材の配置には、特に配慮することが必要である。また、桁高が高く、配置されるPC鋼材が多い場合には、適当な間隔に特別に大きなあきを設け、コンクリートの打込みや締固めを容易にする等の配慮が必要である(図-解6.6.3)。	

改定案	現行	備考
のあき、水平、鉛直方向とも、その直径の3倍以上を基本とし、かつ、水平方向のあき、粗骨材の最大寸法の4/3倍以上とする必要がある。シースの直径の設定では、あきをとることによって、性能が確保されるように適切に定める必要がある。  図-解 5.2.1 振動機挿入用の鉄筋やPC鋼材のあき 図-解 5.2.2 箱桁のフランジの鉄筋  図-解 5.2.3 桁の高い桁の鉄筋やPC鋼材のあき 6) コンクリートが鉄筋の周囲に十分に行きわたっていることを前項に規定されている所の付着強度を得るためには、鉄筋の直径の1.0倍のあきが必要とされており、これに鉄筋表面の凹凸や施工誤差を考慮して、鉄筋のあきを鉄筋径の1.5倍以上と規定されたものである。	   図-解 6.6.1 振動機挿入用の鋼材のあき 図-解 6.6.2 箱桁のフランジの鋼材のあき 図-解 6.6.3 桁の高い桁の鋼材のあき プレテンション部材の端部においては、コンクリートとPC鋼材の間に大きな付着応力が働くので、コンクリートが十分締固められて所定の付着力を発揮できるよう、PC鋼材のあきは、水平、鉛直方向とも、その直径の3倍以上とし、かつ水平方向のあきは、粗骨材の最大寸法の4/3倍以上とする必要がある。なお、PC鋼材のあきをその直径の2.5倍としてもプレストレス導入時のPC鋼材の定着長や終局強度に悪影響が出ないことを試験で確認できた場合は、PC鋼材のあきは、水平鉛直方向とも、その直径の2.5倍以上とし、かつ水平方向のあきは、粗骨材の最大寸法の4/3倍以上としてよい。 シースを互いに接触させて配置するとコンクリートがシースの周辺に行きわたらず、構造的な欠陥をまねく危険性があるので、これを行ってはならない。PC鋼材の配置本数が多くて、コンクリートの打込み、締固めが困難と予想される場合には、PC鋼材の直径を大きくして配置本数を減らしたり、又は、鋼材の配置の見直しを図る等して、所定のPC鋼材のあきが必ず確保されるようにする必要がある。 (5) コンクリートが鉄筋の周囲に十分に行きわたっている場合、所定の付着強度を得るためには、鉄筋の直径の1.0倍のあきが必要とされており、これに、鉄筋表面の凹凸や施工誤差を考慮して、鉄筋のあきを鉄筋径の1.5倍以上と規定したものである。	。

改定案	現行	備 考
5.2.5 鉄筋の定着 (1) 鉄筋の端部は、鉄筋とコンクリートが一体となって働くよう定着しなければならない。 (2) (3)から(11)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) 鉄筋の端部は、次のいずれかの方法によりコンクリートに定着する。 1) コンクリート中に埋込み、鉄筋とコンクリートとの付着により定着する。 2) コンクリート中に埋込み、フックをつけて定着する。 3) 定着板等を取付けて機械的に定着する。 (4) 鉄筋とコンクリートとの付着により定着する場合の定着長を、5.2.7(3)2)及び5.2.7(3)3)に規定する鉄筋の重ね継手長に等しい長さ以上とする。 (5) フックをつけて引張鉄筋を定着する場合の定着長を、(4)に規定する定着長の2/3以上とする。また、フックをつけて圧縮鉄筋を定着する場合の定着長は(4)の規定によるものとし、フックの効果を考慮しない。なお、フックの形状は、5.2.6の規定による。 (6) 定着板等の定着体を取り付けて機械的に定着する場合には、その定着長を、定着体の定着効果が確認された範囲において適切に確保する。 (7) 正鉄筋は、計算上必要なくなる点から部材の有効高に等しい長さだけのばして曲上げるか、又は、そのままのばして、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。ただし、正鉄筋の本数の1/3以上は、曲上げずに支点をこえて圧縮部のコンクリートに定着する。 (8) 負鉄筋は、計算上必要なくなる点から部材の有効高に等しい長さだけのばして曲下げるか、又はそのままのばして、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。ただし、負鉄筋の本数の1/3以上は、曲下げずに反曲点をこえて、支間の1/16以上で、かつ部材の有効高に等しい長さ以上のばして定着する。 (9) 折曲げ鉄筋の端部は、所定のかぶりを確保したうえで、部材の上面又は下面にできる限り接近させ、さらにそれに平行に折曲げ、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。この場合、フックをつけた異形棒鋼及びフックをつけない異形棒鋼の定着長は、それぞれ鉄筋の直径の10倍及び15倍以上としなければならない。 (10) スターラップは、引張鉄筋を取囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。また、圧縮鉄筋がある場合には、引張鉄筋及び圧縮	6.6.3 鉄筋の定着 (1) 鉄筋の端部は、鉄筋とコンクリートが一体となって働くように、確実に定着しなければならない。 (2) (3)から(10)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 鉄筋の端部は、次のいずれかの方法によりコンクリートに定着する。 1) コンクリート中に埋込み、鉄筋とコンクリートとの付着により定着する。 2) コンクリート中に埋込み、フックをつけて定着する。 3) 定着板等を取付けて機械的に定着する。 (4) 鉄筋とコンクリートとの付着により定着する場合の定着長は、6.6.5(4)及び(5)に規定する鉄筋の重ね継手長に等しい長さ以上とする。 (5) フックをつけて引張鉄筋を定着する場合の定着長は、(4)に規定する定着長の2/3以上とする。また、フックをつけて圧縮鉄筋を定着する場合の定着長は(4)の規定によるものとし、フックの効果を考慮しない。なお、フックの形状は、6.6.4の規定による。 (6) 正鉄筋は、計算上必要なくなる点から部材の有効高に等しい長さだけのばして曲上げるか、又は、そのままのばして、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。ただし、正鉄筋の本数の1/3以上は、曲上げずに支点をこえて圧縮部のコンクリートに定着する。 (7) 負鉄筋は、計算上必要なくなる点から部材の有効高に等しい長さだけのばして曲下げるか、又は、そのままのばして、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。ただし、負鉄筋の本数の1/3以上は、曲下げずに反曲点をこえて、支間の1/16以上で、かつ部材の有効高に等しい長さ以上のばして定着する。 (8) 折曲げ鉄筋の端部は、所定のかぶりを確保した上で、部材の上面又は下面にできる限り接近させ、さらにそれに平行に折曲げ、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。この場合においては、フックをつけた異形棒鋼及びフックをつけない異形棒鋼の定着長は、それぞれ鉄筋の直径の10倍及び15倍以上とする。 (9) スターラップは、引張鉄筋を取囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。また、圧縮鉄筋がある場合には、引張鉄筋及び圧縮	

改定案	現行	備 考
鉄筋を取囲み、原則としてフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。なお、大きなねじりモーメントが作用する部材では、軸方向鉄筋全体を取囲み、原則としてフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。 (11) JIS に適合する材料以外の棒鋼を使用する場合には、(3)から(10)を満足するとともに、その機械的性質等の材料の品質を踏まえて定着長を設定する。	縮鉄筋を取囲み、原則としてフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。なお、大きなねじりモーメントが作用する部材では、軸方向鉄筋全体を取囲み、原則としてフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。 (10) はり、柱等の接合部では、はりの主鉄筋は、はりの断面力が柱に十分に伝達される長さだけのばし、フックをつける等により定着する。	
(3) 鉄筋の定着方法は、次に示す事項がこれまでの実績や実験などにより検証されている方法による必要がある。 ① 定着機構が明らかであること。 ② 定着機構が所要の性能を発揮するための適用条件が明らかであること。 ③ 定着機構が所要の性能を発揮するための定着部(定着長として必要となる鉄筋部分とフック又は定着体を含む部位)の構造各部位について形状・寸法・強度等が明らかであること。 ④ 定着機構が所要の性能を発揮するための定着部周辺のコンクリートの強度・補強方法等が明らかであること。 ⑤ 定着部の定着力が鉄筋の引張強度以上と期待できること。 なお、この示方書では、鉄筋と一体となってコンクリートと鉄筋との定着を負擔する構造体の総称として、鉄筋端部に取付けた板状の構造(定着板)や、主鉄筋と接合するための定着金具などを指して定着体と呼んでいる。 異形棒鋼の場合には、十分な定着長が確保されていれば、必ずしもフックや定着板をつける必要はないが、片持ばりの引張鉄筋をその固定端で定着する場合等では、たとえ大きなひび割れが生じても鉄筋が拔出さないように、フック又は定着板をつけるのがよい。なお、フック又は定着版の必要性は個々の状況によって異なるため、この示方書において標準的な方法を定めることはできない。そのため、鉄筋定着に関する個々の状況を慎重に検討し、フック又は定着板の設置の必要性や構造形式を判断する必要がある。 定着体を取付けて機械的に定着する方法は、種々の構造が開発されているが、それぞれについて上記の項目の検証がなされていることを確認したうえで適用する必要がある。特に、ねじりモーメントの作用が卓越する部材や主たる塑性化を考慮する部材におけるせん断補強鉄筋への適用などについては、所要のせん断補強効果等が発揮できるか十分に検証を行い、適用性を判断する必要がある。 (4) (5) 鉄筋とコンクリートとの付着により定着する場合の定着長を、<u>5.2.7(3)2</u>と同じ主旨で規定したもので、鉄筋に生じる応力度が応力度の制限値に達するまでは、少なくともコンクリートから鉄筋が拔出さないようにすることを基本として定められたものである。	(3) 異形棒鋼の場合には、その定着箇所によっては、必ずしもフックや定着板をつける必要はないが、片持ばりの引張鉄筋をその固定端で定着する場合等では、たとえ大きなひび割れが生じても鉄筋が拔出さないように、フック又は定着板をつけるのが望ましい。 (4) (5) 鉄筋とコンクリートとの付着により定着する場合の定着長を、<u>6.6.5の(4)</u>及び<u>(5)</u>と同じ主旨で規定したもので、鉄筋に生じる応力度がその許容応力度に達するまでは、少なくともコンクリートから鉄筋が拔出さないようにすることを基本として定められたものである。	

改定案	現行	備考
また、鉄筋の端部にフックをつけた場合には、引張鉄筋ではフックの定着効果が期待できることから定着長を低減できることとされている(図-解 5.2.4)。ただし、(b)の直角フックでは、フックとなる鉄筋の中心を始点として必要な定着長を確保する必要がある。 なお、圧縮鉄筋では、フックの定着効果が十分明らかでないため、安全を考慮して、フックにより定着長を低減することとされている。	また、鉄筋の端部にフックをつけた場合には、引張鉄筋ではフックの定着効果が期待できることから定着長を低減することとしている(図-解 6.6.4)。 なお、圧縮鉄筋では、フックの定着効果が十分明らかでないため、安全を考慮して、これを期待しないこととしている。	
ここに、l_d：式(5.2.1)より算出される定着長 (mm) ϕ：鉄筋の直径 (mm) 図-解 5.2.4 鉄筋の定着長 なお、これまでの示方書では、鉄筋のどの位置でも単位長さあたりの付着力がコンクリートとの付着強度を超えないよう、鉄筋とコンクリートとの付着に対する照査が規定されていた。しかし、ある点で付着応力が付着強度を超えても応力が再分配されることから鉄筋が直ちに引抜けることはなく、ある範囲で全体的に付着力が大きくなって初めて付着破壊による引抜きが生じる。5.2.7の規定及びこの規定に従い、ある範囲で平均的に必要となる付着強度が得られるよう付着長を確保した場合には、鉄筋の引抜きによる付着破壊に対して抵抗できることから、この示方書では局所的な鉄筋とコンクリートの付着に対する照査は行わずによいこととされている。 (6) 鉄筋に別添定着体を取付けて機械的な定着効果を期待する構造を用いた場合の定着長については、個々の定着体の構造詳細によってそれぞれ定着効果が異なるため、それについて性能が検証された範囲で必要な定着長を確保する必要がある。このとき、定着長は、図-	ここに、l_d：式(6.6.1)より算出される定着長 (mm) ϕ：鉄筋の直径 (mm) 図-解 6.6.4 鉄筋の定着長	

改定案	現行	備考
解 5.2.5 に示すとおり定着体を除き定着に必要とされる鉄筋の長さとする。 図-解 5.2.5 鉄筋に定着体を取付けた場合の定着長の取り方 (7) (8) 部材引張部の鉄筋や PC 鋼材には、曲げモーメントによる引張力のほかに、せん断力による引張力が付加される。したがって、鉄筋の定着にあたっては、図-解 5.2.6 に示すように、有効高だけ曲げモーメントが増加する方向へ平行移動した曲げモーメント(シフトした曲げモーメント)に対して引張鉄筋の応力度等の照査を行う必要がある。 図-解 5.2.6 シフトした曲げモーメント これは、このようなシフトした曲げモーメントについて応力度等の照査を行えば、曲げモーメントによる応力度やせん断力による引張力の応力度の増分が加えられた応力度に対しての安全を確保できるためである。 鉄筋コンクリート構造については、単純桁の支点あるいは連続桁の端支点を越えて定着する以外は、シフトした曲げモーメントに対する応力度等を照査する代わりに、軸方向引張鉄筋の定着にあたって、計算上不要となった部材断面から有効高に等しい長さだけ伸ばした位置から鉄筋を折り曲げて圧縮部に定着することにより、せん断力により付加される引張力に対処できるので、条文では定着位置について規定されている(図-解 5.2.7)。なお、単純桁の支点あるいは連続桁の端支点をこえて定着する場合の定着長は、(4)に従い支点からの所要の定着長とするが、端部にフックを設ける場合は、支承端部から引張鉄筋のかぶりの 2 倍以上で 200mm 以上の定着長を有すればよい(図-解 5.2.7)。 同様に、引張鉄筋を折曲げる場合も、シフトする前の曲げモーメントに対して定められた折曲げ位置を有効高だけ曲げモーメントが小さくなる方向へ移動して、折曲げる必要が	(6) (7) 部材引張部の鋼材には、曲げモーメントによる引張力のほかに、せん断力による引張力が付加される。したがって鉄筋の定着にあたっては、図-解 6.6.5 に示すように、4.3.2 に規定する有効高だけ曲げモーメントが増加する方向へ平行移動した曲げモーメント(シフトした曲げモーメント)について引張鉄筋の応力度等の照査を行う必要がある。 図-解 6.6.5 シフトした曲げモーメント これは、このようなシフトした曲げモーメントについて応力度等の照査を行えば、曲げモーメントによる応力度に、せん断力による引張力の応力度の増分を加えた応力度に対しての安全が確保されることによるものである。鉄筋コンクリート部材については単純桁の支点あるいは連続桁の端支点をこえて定着する以外は、シフトした曲げモーメントに対する応力度等の照査をするかわりに、軸方向引張主鉄筋の定着にあたって、所要の定着長に有効高 d を加えた長さをとり、圧縮部に定着することにより、せん断力により付加される引張力に対処できるので、条文では定着位置について規定している(図-解 6.6.6)。なお、単純桁の支点あるいは連続桁の端支点をこえて定着する場合の定着長は、支点からの所要の定着長とするが、端部にフックを設ける場合は、支承端部から引張鋼材のかぶりの 2 倍以上で 200mm 以上の定着長を有すればよい(図-解 6.6.6)。 同様に、引張主鉄筋を折曲げる場合も、シフトする前の曲げモーメントに対して定められた折曲げ位置を有効高だけ曲げモーメントが小さくなる方向へ移動して、折曲げる	

改定案	現行	備考
ある(図-解 5.2.7 参照)。 単純桁の支点付近や連続桁の正負交番付近では、曲げモーメントが小さくなり、曲げモーメントに対する引張鉄筋はほとんど必要でなくなるが、せん断力による引張応力に対し、ある程度の鉄筋は曲上りあるいは曲下げをせずにそのままのばして、圧縮部のコンクリートに定着する必要がある^り、その量を最大曲げモーメントが生じる位置の引張鉄筋の 1/3 以上としている(図-解 5.2.8)。 なお、正負交番荷重を受ける断面などやむを得ず部材引張部において主鉄筋を定着する場合は、次のいずれかを満足させる必要がある。 ① 定着する鉄筋を計算上不要となった部材断面から、有効高に等しい長さだけのばし、その位置でかぶりを大きくとるように適切な勾配で折曲げ、そこから鉄筋直径の 20 倍以上の長さをのばして止める。ただし、この場合、計算上不要になった断面から鉄筋を止める点までの区間では、部材断面に生じるせん断力が、斜引張破壊に対するせん断力の制限値の 2/3 を超えないようにする必要がある。 ② 鉄筋が連続している区間において、発生する曲げモーメントが部材破壊に対する曲げモーメントの制限値の 1/2 以下になる断面まで、定着する鉄筋をのばして止める。ただし、この場合計算上不要になった断面から鉄筋を止める点までの間では、部材断面に生じるせん断力が、斜引張破壊に対するせん断力の制限値の 3/4 を超えないようにする必要がある。また、この場合、計算上不要となった断面から鉄筋を止める点までの長さは、所要の定着長以上とする必要がある。	必要がある(図-解 6.6.6 参照)。 また、単純桁の支点付近等では、曲げモーメントが小さくなり、曲げモーメントに対する引張鉄筋はほとんど必要でなくなるが、せん断力による引張応力に対し、ある程度の鉄筋は曲上りあるいは曲下げにそのままのばして、圧縮部のコンクリートに定着する必要がある^るので、その量を最大曲げモーメントが生じる位置の引張主鉄筋の 1/3 以上としている(図-解 6.6.7)。 なお、やむを得ず部材引張部に主鉄筋を定着する場合は、次のいずれかを満足させる必要がある。 ① 定着する鉄筋を計算上不要となった部材断面から、有効高に等しい長さだけのばし、その位置でかぶりを大きくとるように適切な勾配で折曲げ、そこから鉄筋直径の 20 倍以上の長さをのばして止める。ただし、この場合、計算上不要になった断面から止める点までの間のせん断応力度は、終局荷重作用時に表-4.3.2に示す値の 1/3 以下とする。 ② 連続している鉄筋の引張応力度が表-3.3.1の2)の一般の部材に示す許容応力度の 1/2 以下になる断面まで、定着する鉄筋をのばして止める。ただし、この場合計算上不要になった断面から止める点までの間の設計荷重作用時のせん断応力度は、表-4.3.1に示す値の 2/3 以下とし、また、計算上不要となった断面から止める点までの長さは、所要の定着長以上とする。 4.5 鉄筋とコンクリートとの付着に関する照査 (1) 鉄筋とコンクリートとが一体として挙動することを前提としている部材については、鉄筋とコンクリートとの適切な付着を確保しなければならない。 (2) (3)及び(4)により付着に関する照査を行う場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 設計荷重作用時の軸方向主鉄筋とコンクリートの付着応力度は、表-3.2.6に規定する許容付着応力度以下であることを照査する。 (4) 軸方向主鉄筋とコンクリートの付着応力度は、式(4.5.1)により算出する。 $\tau_o = \frac{1.15S_s}{U \cdot d} \dots\dots\dots (4.5.1)$ ここに、τ_o : 鉄筋とコンクリートの付着応力度 (N/mm²) S_s : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N) (4.3.1参照) U : 鉄筋の周長の総和 (mm) d : 部材の有効高 (mm) (5) 折曲げ鉄筋及びスタースラップを併用してせん断力を受け持たせる場合においては、式(4.5.1)の S_s は、その値の 1/2 にとつてよい。 (6) 設計荷重作用時に部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が、表-4.3.1に規定されるコンクリートが負担できる平均せん断応力度を超、4.3.3 及び 4.3.4 の規定を満足する斜引張鉄筋を配置する場合に適用できるものである。	

改定案	現行	備考
正の最大曲げモーメント 折曲げ位置 引張主鉄筋量A_{s1} 有効高 シフトしない曲げモーメントに対する折曲げ位置 定着長 $A_{s1}/3$以上の引張主鉄筋を支点をこえて定着する 注)：所定の定着長l_d(式(6.6.1))による定着長)とする。ただし、端部にフックを設けた場合は支承端部から引張鋼材のかぶりの2倍以上で200mm以上の定着長を有すればよい。 図-解 5.2.7 軸方向引張鉄筋(正鉄筋)の定着例 負の最大曲げモーメント シフトしない曲げモーメントに対する反曲点 支間の1/16以上で定着長 部材の有効高以上 正の最大曲げモーメント 折曲げ位置 引張主鉄筋量A_{s2} 有効高 シフトしない曲げモーメントに対する折曲げ位置 定着長 $A_{s2}/3$以上の引張主鉄筋をそのままのばす	正の最大曲げモーメント 折曲げ位置 引張主鉄筋量A_{s1} 有効高 シフトしない曲げモーメントに対する折曲げ位置 定着長 $A_{s1}/3$以上の引張主鉄筋を支点をこえて定着する 注)：所定の定着長l_d(式(6.6.1))による定着長)とする。ただし、端部にフックを設けた場合は支承端部から引張鋼材のかぶりの2倍以上で200mm以上の定着長を有すればよい。 図-解 6.6.7 軸方向引張主鉄筋(負鉄筋)の定着例 負の最大曲げモーメント シフトしない曲げモーメントに対する反曲点 支間の1/16以上で定着長 部材の有効高以上 正の最大曲げモーメント 折曲げ位置 引張主鉄筋量A_{s2} 有効高 シフトしない曲げモーメントに対する折曲げ位置 定着長 $A_{s2}/3$以上の引張主鉄筋をそのままのばす	(8) 折曲げ鉄筋の定着は、図-解 6.6.4、図-解 6.6.6 及び図-解 6.6.7 を参照するのがよい。 (9) はりに斜めひび割れが生じると、このひび割れを境界として、はりの2つの部分が離れようとする。スターラップは、これら2つの部分が離れるのを防ぎ、ハウトラスの鉛直引張材のような働きをさせる目的で配置されるものであるから、スターラップはその端に半円形あるいは直角フックをつけて、これを圧縮部のコンクリートに定着するか、圧縮部の鉄筋にひっかけて確実に定着する必要がある。圧縮鉄筋がある場合は、
(9) 折曲げ鉄筋の定着は、図-解 5.2.4、図-解 5.2.7 及び図-解 5.2.8 を参照するのがよい。 (10) はりに斜めひび割れが生じると、このひび割れを境界として、はりが2つの部分に分離しようとする。スターラップは、これら2つの部分が離れるのを防ぎ、ハウトラスの鉛直引張材のような働きをさせる目的で配置されるものであるから、スターラップはその端に半円形あるいは直角フックをつけて、これを圧縮部のコンクリートに定着するか、圧縮部の鉄筋にひっかけて確実に定着する必要がある。なお、圧縮鉄筋がある場合、スターラップ		

改定案	現行	備考
プでこれを取囲む必要があり、これはスターラップを定着するとともに圧縮鉄筋の座屈を防ぐためである。	スターラップでこれを取囲むのは、スターラップを定着するとともに圧縮鉄筋の座屈を防ぐためである。 (10) 片持ばりの固定部における鉄筋の定着等は、単なる鉄筋の定着と考えるべきではなく、部材と部材が連結しているので、条文中に規定するように確実な定着が必要である（図-解 6.6.8）。 図-解 6.6.8 片持ばりの固定部における鉄筋の定着の例 (a) 上下から拘束されていない場合 (b) 上下から拘束されている場合	
5.2.6 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状 (1) 鉄筋のフック及び曲げ形状は、鉄筋に生じる引張力によって鉄筋の端部が滑らず、コンクリートに大きな支圧応力を発生させない形状としなければならない。 (2) 鉄筋のフック及び曲げ形状は、加工が容易にでき、かつ、加工により鉄筋の材質が傷まない形状としなければならない。 (3) 次に よる場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。 - 異形棒鋼のフックに、半円形フック、直角フック、又は鋭角フックのいずれかを用いる。ただし、SD490 では直角フック以外用いてはならない。 - 鉄筋のフックは、曲げ加工する部分の端部から次の値以上まっすぐのばす。 - 半円形フック：鉄筋の直径の4倍又は60mmのうち大きい値 - 直角フック：鉄筋の直径の12倍 - 鋭角フック：鉄筋の直径の6倍又は60mmのうち大きい値 (a) 半円形フック (b) 直角フック (c) 鋭角フック	6.6.4 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状 (1) 鉄筋の曲げ形状は、加工が容易にでき、かつ、鉄筋の材質が傷まないような形状としなければならない。 (2) 鉄筋の曲げ形状は、コンクリートに大きな支圧応力を発生させないような形状としなければならない。 (3) (4)及び(5)による場合においては、(1)及び(2)を満たすものとみなす。 (4) 鉄筋のフックは次による。 - 異形棒鋼のフックには、半円形フック、直角フック、又は鋭角フックを用いる。ただし、SD490 には直角フックのみを用いる。 - 鉄筋のフックは、曲げ加工する部分の端部から次の値以上まっすぐのばす。また、フックの曲げ内半径は、(5)の規定による。 - 半円形フック：鉄筋の直径の4倍又は60mmのうち大きい値 - 直角フック：鉄筋の直径の12倍 - 鋭角フック：鉄筋の直径の6倍又は60mmのうち大きい値 (a) 半円形フック (b) 直角フック (c) 鋭角フック	

改定案

現行

備考

ここに、 ϕ ：鉄筋の直径 (mm)
 r ：鉄筋の曲げ内半径 (mm)

図-5.2.3 鉄筋のフックの曲げ形状

3) 鉄筋の曲げ内半径は次による。なお、曲げ内半径は曲げ加工される鉄筋の内側の半径とする。

i) 鉄筋のフックの曲げ内半径は、表-5.2.3 の値以上とする。

ii) スターラップの曲げ内半径は、表-5.2.3 の値以上とする。

iii) 折曲げ鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の 5 倍以上とする。ただし、コンクリート部材の側面から、鉄筋の直径の 2 倍に 20mm を加えた距離以内の鉄筋を折曲げ鉄筋として用いる場合には、その曲げ内半径は、鉄筋の直径の 7.5 倍以上とする。

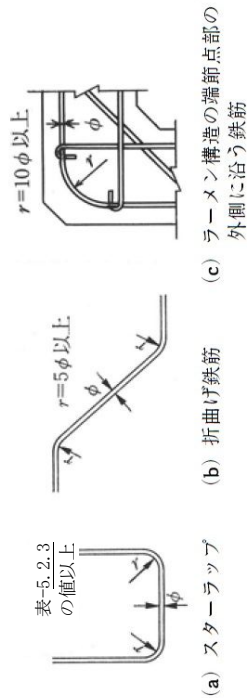
iv) ラーメン構造の端節点部の外側に沿う鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の 10 倍以上とする。

4) JIS に適合する材料以外の棒鋼を使用する場合は、1) から 3) によるだけでなく、その機械的性質等の材料の品質を踏まえて曲げ内半径を設定しなければならない。

表-5.2.3 鉄筋の曲げ内半径 (mm)

種 類	記 号	曲げ内半径	
		フック	スターラップ
異形棒鋼	SD345	2.5 ϕ	2.0 ϕ
	SD390	3.0 ϕ	2.5 ϕ
	SD490	3.5 ϕ	3.0 ϕ

ここに、 ϕ ：鉄筋の直径 (mm)



ここに、 ϕ ：鉄筋の直径 (mm)
 r ：鉄筋の曲げ内半径 (mm)

図-5.2.4 鉄筋の曲げ形状

ここに、 ϕ ：鉄筋の直径 (mm)
 r ：鉄筋の曲げ内半径 (mm)

図-6.6.3 鉄筋のフックの曲げ形状

(5) 鉄筋の曲げ内半径は、次による。なお、曲げ内半径は曲げ加工される鉄筋の内側の半径とする。

1) 鉄筋のフックの曲げ内半径は、表-6.6.2 の値以上とする。

2) スターラップの曲げ内半径は、表-6.6.2 の値以上とする。

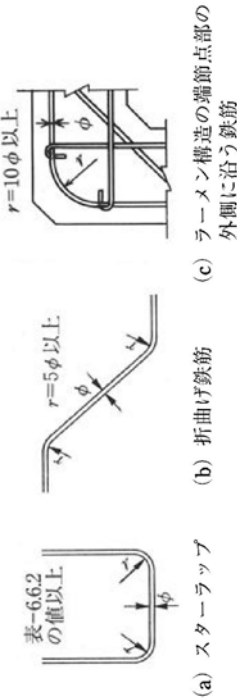
3) 折曲げ鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の 5 倍以上とする。ただし、コンクリート部材の側面から、鉄筋の直径の 2 倍に 20mm を加えた距離以内の鉄筋を折曲げ鉄筋として用いる場合には、鉄筋の直径の 7.5 倍以上とする。

4) ラーメン構造の端節点部の外側に沿う鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の 10 倍以上とする。

表-6.6.2 鉄筋の曲げ内半径 (mm)

記 号	曲げ内半径	
	フック	スターラップ
SD345	2.5 ϕ	2.0 ϕ
SD390	3.0 ϕ	2.5 ϕ
SD490	3.5 ϕ	3.0 ϕ

ここに、 ϕ ：鉄筋の直径 (mm)



ここに、 ϕ ：鉄筋の直径 (mm)
 r ：鉄筋の曲げ内半径 (mm)

図-6.6.4 鉄筋の曲げ形状

改定案	現行	備 考
(1) 鉄筋の降伏強度、破断強度、又は必要な応力度まで鉄筋の端部が滑らず、想定する鉄筋の挙動が担保されるように、フックや曲げ形状を決定することが規定されている。 (3)1) SD490 については、性能が確認された範囲として JIS G 3112 で曲げ角度が 90° までであることから、直角フックのみを用いる。 2) 上部構造では、部材応答が弾性範囲内となり最大でも副次的な塑性化までとすることが多いことから、コンクリートの拘束効果を期待しない場合として、フックの定着長が規定されている。なお、コンクリートの拘束効果を期待する部材に配置される鉄筋のフックの定着長については、IV編 5.2.3 の規定による。 3) フックの曲げ内半径については、コンクリートとの確実な定着を考慮し JIS G 3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」の曲げ試験に規定されている曲げ内半径よりも 0.5φ 大きい値としている。 スターラップの曲げ内半径の最小値を他の鉄筋より小さくしているのは、断面内に鉄筋をおさめやすくなるという施工性を考慮したためである。また、コンクリート部材の側面から鉄筋の直径の 2 倍に 20mm を加えた距離以内に折曲げ鉄筋に対しては、側面のかぶりコンクリートが支圧応力によりはく離する危険があるので、その最小曲げ内半径を内部の値より大きく規定されている。なお、特に降伏強度の高い異形棒鋼を用いる場合には、折曲げ鉄筋の曲げ内半径をなるべく大きくするのが望ましい。SD390 及び SD490 の鉄筋の曲げ内半径は、既往の研究に基づき、曲げ加工により損傷が生じないことを考慮して曲げ内半径を規定している。	(4) 鉄筋の種類に応じて、用いるべきフックの種類とその曲げ形状を規定したものである。曲げ内半径は、JIS G 3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」の曲げ試験に規定されている曲げ内半径よりいくぶん大きい値としている。 SD490 については、JIS G 3112 で曲げ角度が 90° までであることから、直角フックのみを用いる。 なお、コンクリートの拘束効果を期待する部材に配置される鉄筋のフックの曲げ形状については、下部構造編、耐震設計編の規定による。 (5) 上記(4)と同じ主旨で、鉄筋の曲げ加工を行う部分について、その曲げ内半径を規定している。 スターラップの曲げ内半径の最小値を他の鉄筋より小さくしているのは、断面内に鉄筋をおさめやすくなるという実用面を考慮したためである。また、コンクリート部材の側面から鉄筋の直径の 2 倍に 20mm を加えた距離以内に折曲げ鉄筋に対しては、側面のかぶりコンクリートが支圧応力によりはく離する危険があるので、その最小曲げ内半径を内部の値より大きく規定している。なお、特に降伏点の高い異形棒鋼を用いる場合には、折曲げ鉄筋の曲げ内半径をなるべく大きくするのが望ましい。SD390 及び SD490 の鉄筋の曲げ内半径は、下部構造編に準じて規定されている。	
5.2.7 鉄筋の継手 (1) 鉄筋の継手は、継手の存在により部材の荷重支持機能が低下しないよう配置しなければならない。 (2) 鉄筋の継手は、継手周辺のコンクリートと鉄筋の荷重伝達機構が明確であり、継いだ鉄筋どうしで応力を確実に伝達でき、かつ、継手方向の剛性、伸び能力等が母材と著しく異ならず、施工品質が確保できる方法によらなければならない。 (3) 次の 1) 及び 2) による場合には、(1) 及び (2) を満足するとみなしてよい。 - 鉄筋の継手位置は、一断面に集中させない。 - 引張鉄筋に重ね継手を用いる場合においては、式 (5.2.1) により算出する重ね継手長以上、かつ、鉄筋の直径の 20 倍以上重ね合わせる。また、重ね継手部は、合計の断面積が継ぐ鉄筋 1 本の断面積の 0.3 倍以上となる鉄	6.6.5 鉄筋の継手 (1) 鉄筋を継ぐ場合においては、部材の弱点とならないようにしなければならない。 (2) (3) から (5) による場合においては、(1) を満たすものとみなす。 (3) 鉄筋の継手位置は、一断面に集中させない。また、応力が大きい位置では、鉄筋の継手を設けないことが望ましい。 (4) 引張鉄筋に重ね継手を用いる場合においては、式 (6.6.1) により算出する重ね継手長以上、かつ、鉄筋の直径の 20 倍以上重ね合わせる。また、重ね継手部は、継手に直角に配置した 2 本以上の鉄筋で補強する。なお、引張	

改定案

現行

備考

筋を継手に直角に配置して補強する。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{oa}} \cdot \phi \cdots \cdots \cdots (5.2.1)$$

ここに、 l_a : 付着応力度より算出する重ね継手長(mm)

σ_{sa} : 鉄筋の引張応力度の基本値(N/mm²)で、表-5.2.4による。

τ_{oa} : コンクリートの付着応力度の基本値(N/mm²)で、表-5.2.5による。

ϕ : 鉄筋の直径(mm)

表-5.2.4 鉄筋の引張応力度の基本値(N/mm²)

作用・部材の条件	鉄筋の種類		
	SD345	SD390	SD490
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度の基本値	200	230	290

表-5.2.5 コンクリートの付着応力度の基本値(N/mm²)

コンクリート設計基準強度 応力度の種類	21	24	27	30	40	50	60	70	80
	1.4	1.6	1.7	1.8	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
付着応力度の基本値	1.4	1.6	1.7	1.8	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0

3) 圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合においては、式(5.2.1)により算出する長さの80%以上、かつ鉄筋の直径の20倍以上重ね合わせる。

(4) 鉄筋の継手は、大きな引張応力を受ける位置に設けないことを標準とする。

(1) 鉄筋の継手箇所では、継手の大きさや配置によって継手周辺のコンクリートの充てん性が低下する可能性がある。そのため、必要な定着長やかぶり、また鉄筋相互の間隔を確保する必要がある。重ね継手が打ち継ぎ目と重なる場合には構造上の弱点となるため、これらは打ち継ぎ目から必要定着長程度以上離すことが望ましい。

(2) 鉄筋の継手には、以下に示す事項について、これまでの実績や実験などにより検証されるなどにより、かつ、所要の性能を発揮するために必要となる施工手順や施工管理の方法が確立されている手法を採用することが必要である。また、継手周辺のコンクリートと鉄筋による荷重伝達機構(継手機構)について以下を満足する必要がある。

- 1) 継手機構が明らかであること。
- 2) 継手機構が所要の性能を発揮できるための適用条件が明らかであること。

鉄筋に、機械式継手等を用いる場合においては、鉄筋の種類、直径、応力状態、継手位置等を考慮して、継手部の強度を定める。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{oa}} \cdot \phi \cdots \cdots \cdots (6.6.1)$$

ここに、 l_a : 付着応力度より算出する重ね継手長(mm)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度(N/mm²)

τ_{oa} : コンクリートの許容付着応力度(N/mm²)

ϕ : 鉄筋の直径(mm)

(5) 圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合においては、式(6.6.1)により算出する長さの80%以上、かつ、鉄筋の直径の20倍以上重ね合わせる。

改定案	現行	備 考
3) 継手機構が所要の性能を発揮できるための継手部の構造各部位の形状・寸法・強度等が明らかであること。 4) 継手機構が所要の性能を発揮できるための継手部周辺のコンクリートの強度・補強方法等が明らかであること。 5) 継手部を介して伝達可能な力の大きさが明らかであること。 6) 継手部の構造に応じて鉄筋のかぶりやあきが適切に確保できること。 鉄筋の継手には、重ね継手、機械式継手、ガス圧接継手などがあり、機械式継手については様々な種類のものが開発されている。これらの継手で上記に示す事項を満足するものの中から、鉄筋種類、直径、応力状態に応じた機能、継手位置、施工性、継手機構の明確さ、環境条件が品質に及ぼす影響等を考慮して、適切な継手方法を選定する必要がある。また施工性には、継手の施工時等の環境が品質に与える影響も含まれ、例えば降雨等の天候の影響や低温又は高温下における機械式継手の充てん材の性状の変化等があげられる。 機械式継手を適用する際には、カブラー、スリーブ等の継手部が鉄筋径よりも太いため、継手部において必要なかぶりやあきが不足しないように、また逆に、継手部のかぶりを確保することで一般部のかぶりが過大にならないように(6.2.3(1)解説参照)、機械式継手を選定するのがよい。また、柱部材等の軸方向鉄筋に機械式継手を互いにならずして設けると、同一断面の混在する継手部と鉄筋で外径が異なるため、継手位置において帯鉄筋等の断面周長方向の鉄筋と軸方向鉄筋の間に隙間が生じる。したがって、機械式継手の選定においては、適用箇所に応じて継手長の短い継手を選定するなどの留意が必要である。 機械式継手やガス圧接継手を適用する場合には、所要の品質を確保するため、所定の適用条件及び施工管理方法のもとで適切に施工を行う必要がある。特にSD490のガス圧接継手の施工管理では、従来のSD345等の鉄筋に比べても検査を厳密に行う必要があることに留意する。 (3)1) 継手を一断面に集中させると、その位置の部材が強度の弱点となるおそれがあり、特に重ね継手が一断面に集中すると、その部分のコンクリートの行きわたりが悪くなり、さらに応力集中等の影響から部材の強度の低下が予想される。そのため鉄筋の継手は互いにならずに設け、一断面に集中しないようにする必要がある。なお、互いにならずとは、重ね継手、ガス圧接継手の種類にかかわらず継手の端部どうしを、鉄筋直径の25倍以上とすることをいう。なお、やむを得ず一断面に集中させる場合には、継手が確実に施工でき、継手付近のコンクリートが確実に充てんされ、また、継手としての性能が確実に達成されるよう、継手の種類や間隔、位置を検討する必要がある。 2) 重ね継手部における鉄筋相互の応力伝達に必要な長さは、鉄筋の種類、コンクリートの強度により異なるので、式(5.2.1)を用いて重ね継手長を算出することとされている。	(3) 継手を一断面に集中させると、その位置の部材の強度が低下するおそれがあり、特に重ね継手が一断面に集中すると、その部分のコンクリートの行きわたりが悪くなり、さらに部材の強度の低下が予想される。そのため鉄筋の継手は互いにならずに設け、一断面に集中しないようにする必要がある。なお、互いにならずとは、重ね継手、ガス圧接継手の種類にかかわらず継手の端部どうしを、鉄筋直径の25倍以上とすることをいう。また、桁の支間中央付近のように大きな引張応力を受ける部分には継手を設けないようにする必要がある。 (4) 鉄筋としての鋼材の種類が多く、許容付着応力度も、鉄筋の種類、コンクリートの強度により異なるので、式(6.6.1)を用いて重ね継手長を算出することとしている。	

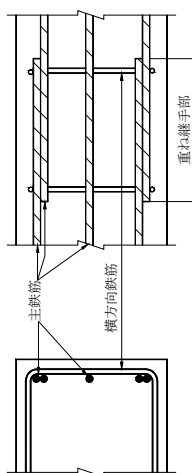
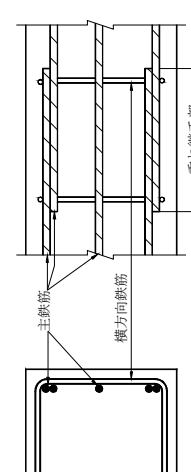
改定案	現行	備 考
る。なお、式(5.2.1)により算出した重ね継手長は、引抜き力によって鉄筋に降伏強度以下のある引張応力度が発生するとき、鉄筋周辺のコンクリートによる付着力が引抜き力を上回るよう定められたものである。そのため、鉄筋に生じうる最大の引張応力度として安全側に表-5.2.4 の値が定められており、これに基づき重ね継手長の最小値が規定されたものである。引張鉄筋に重ね継手を用いる場合は、その部分のコンクリートが鉄筋に沿って割裂してぜい性的な破壊が生じやすいので、重ね継手部には、このひび割れが生じないように横方向鉄筋で十分に補強する必要がある。一般には、継手部に直径13mm以上の鉄筋を2～3本配置すればよい(図-解 5.2.9)。なお、この部分に配置されたスタラープは、横方向鉄筋とみなしてよい。 機械式継手等は、種々の工法があり、一律に強度や使用方法を決めることはできない。このため、土木学会等で定めたものがある場合は、それらを参考にして強度を定めることとし、それ以外は試験を行って強度を定める必要がある。 (5) 圧縮鉄筋の付着強度は、引張鉄筋の場合より相当大きいので、一般に圧縮鉄筋の重ね継手長は、引張鉄筋の場合より短くしてよい。条文に示すように、80%の長さとしたのは、付着強度に関する既往の研究結果を参考にして定めたものである。	しかし、式(6.6.1)により算出した重ね継手長が短すぎる場合も起こるので、その最小値を規定したものである。引張鉄筋に重ね継手を用いる場合は、その部分のコンクリートが鉄筋に沿って割裂してぜい性的な破壊が生じやすいので、重ね継手部には、このひび割れが生じないように横方向鉄筋で十分に補強する必要がある。一般には、継手部に直径13mm以上の鉄筋を2～3本配置すればよい(図-解 6.6.9)。なお、この部分に配置されたスタラープは、横方向鉄筋とみなしてよい。 機械式継手等は、種々の工法があり、一律に強度や使用方法を決めることはできない。このため、土木学会等で定めたものがある場合は、それらを参考にして強度を定めることとし、それ以外は試験を行って強度を定める必要がある。 (5) 圧縮鉄筋の付着強度は、引張鉄筋の場合より相当大きいので、一般に圧縮鉄筋の重ね継手長は、引張鉄筋の場合より短くしてよい。条文に示すように、80%の長さとしたのは、付着強度に関する既往の研究結果を参考にして定めたものである。	
(4) 鉄筋コンクリート桁の支間中央付近のように大きな引張応力を受ける部分には継手を設けないようにすることが標準とされている。	図-解 5.2.9 重ね継手部の横方向鉄筋の配置  図-解 6.6.9 重ね継手部の横方向鉄筋の配置  3.3 鉄筋の許容応力度 鉄筋コンクリート構造及びプレストレストコンクリート構造に対する鉄筋の許容応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して表-3.3.1の値とする。	

表-3.3.1 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

応力度, 部材の種類等		鉄筋の種類			
		SD345	SD390	SD490	
引張応力度	1) 活荷重及び衝撃以外の主荷重	100	100	100	
	2) 荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合の許容応力度の基本値	180	180	180	
	3) 荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の基本値	床版及び支間長10m以下の床版橋	140	140	140
		桁の軸方向への配置	200	230	290
	4) 鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の許容応力度の基本値	その他	200	200	200
5) 圧縮応力度			200	230	290

4) 鉄筋の重ね継手長又は定着長を計算する場合は、鉄筋の降伏点を考慮して定めればよいので、(6.6.5(4)解説参照)、鉄筋の許容応力度は3)のうち桁の軸方向への配置と同じ値としている。

3.2 コンクリートの許容応力度

(4) コンクリートの許容付着応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して、表-3.2.6の値とする。

表-3.2.6 許容付着応力度 (N/mm²)

コンクリート設計基準強度 応力度の種類	鉄筋の位置及び方向, 鉄筋径, 付着面の応力状態を考慮して定めてい					
	21	24	27	30	40	50
異形棒鋼	1.40	1.60	1.70	1.80	2.00	2.00

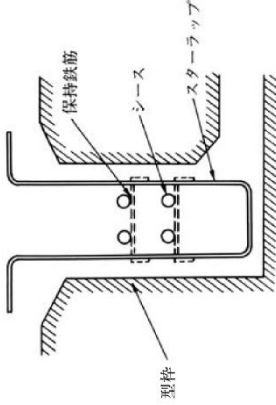
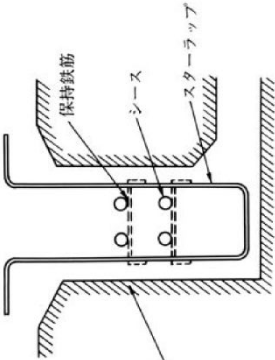
(4) 鉄筋とコンクリートの許容付着応力度は、コンクリートの設計基準強度、鉄筋の表面形状のほか、鉄筋の位置及び方向、鉄筋径、付着面の応力状態を考慮して定めてい。なお、断面寸法に比べて径の大きい鉄筋を用いた場合は、定着部や継手部においてコンクリートに割裂が生じる場合があるので、許容付着応力度は直径32mm以下の鉄筋に対して示している。また、従来の鉄筋の種類のうち、丸鋼についてはコンクリート上部構造における近年の使用実績が少ないことから規定が削除された。

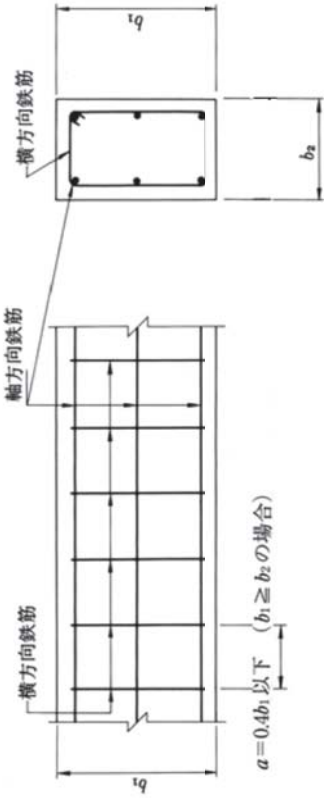
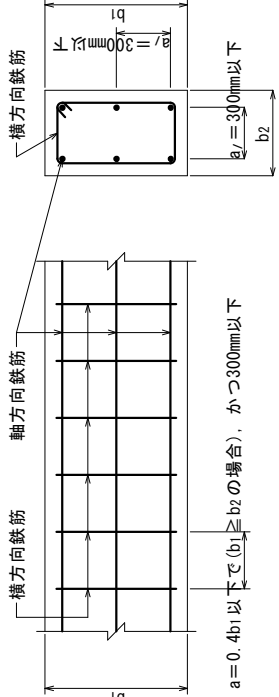
改定案	現行	備考
5.2.8 軸方向力又は曲げモーメントに対する軸方向鉄筋及びPC鋼材の配置 (1) 棒部材及び版部材の断面に作用する軸方向力又は曲げモーメントに対し、引張側の軸方向鉄筋及びPC鋼材並びに圧縮側のコンクリートによる耐荷機構により抵抗することを原則とする。 (2) 部材には、急激な破壊を防ぐために鉄筋又はPC鋼材を配置しなければならない。 (3) 鉄筋コンクリート構造は、(2)を満足するよう1)及び2)を原則とする。 1) 式(5.2.2)で求められる断面積以上となるように軸方向鉄筋が配置されている、又は必要断面積の4/3以上の軸方向鉄筋が配置されている。 $A_{st} \geq 0.005b_w \cdot d \cdots \cdots \cdots (5.2.2)$ ここに、A_{st} : 軸方向引張主鉄筋の断面積 (mm²) b_w : ウェブ厚 (mm) d : 有効高 (mm) 2) 引張側の軸方向鉄筋量が約合鋼材量以下となる。 (1) 軸方向力及び曲げモーメントに対しては、部材断面の引張側に配置された軸方向鉄筋及びび付着あるPC鋼材の引張力と、圧縮側のコンクリートによる圧縮力により、抵抗することが原則とされている。なお、5.3.3の規定にあるように、プレストレスを導入する構造において、全断面を有効とする耐荷機構を前提とした場合でも、コンクリートの引張抵抗を見込んでいたのではなく、あくまでも鉄筋の引張力によって抵抗するものとされている。 (2) これまでの示方書においても最小鋼材量又は最大鋼材量として規定されていたものである。曲げモーメントに対する耐荷力を喪失することで部材として必要な耐荷力を喪失する鉄筋コンクリート構造の桁などにおいては、ひび割れの発生と同時に鉄筋が降伏すると、部材として必要な耐荷力が急激に失われることになる。また、鉄筋の降伏に先行して圧縮側のコンクリートが破壊する場合にも、耐荷力が急激に失われる。条文はこのような破壊が生じないことに対して、適切な鋼材量や鋼材配置が必要であることを示している。また、下部構造の部材などにおいて、ひび割れの発生後に鉄筋が降伏するよう鉄筋を配置すると、過大な配筋となる場合がある。この場合には、作用力に対する部材としての抵抗力の確保	6.4 最小鋼材量 (1) 部材には、急激な破壊を防ぐために鋼材を配置しなければならない。 (2) 部材には、乾燥収縮や温度勾配等により、有害なひび割れが発生しないように鋼材を配置しなければならない。 (3) 各部材の鋼材は、4章の規定に基づき設計計算上必要とされる鋼材を配置するほか、(4)から(6)に規定する鋼材量以上配置する場合には、(1)及び(2)を満たすものとみなす。 (4) 部材には、その断面積の0.15%以上の付着のある鋼材を配置する。 (5) 鉄筋コンクリート構造に配置する軸方向引張主鉄筋の断面積は、式(6.4.1)による。 1) 桁 $A_{st} \geq 0.005b_w \cdot d$ 2) セン断力が作用する方向の厚さが薄く、斜引張鉄筋を配置することができない部材 $A_{st} \geq 0.01b_w \cdot d$ ここに、A_{st} : 軸方向引張主鉄筋の断面積 (mm²) b_w : 桁のウェブ厚 (mm) d : 有効高 (mm) ただし、桁において必要断面積の4/3以上の鉄筋が配置される場合においては、(5)1)の規定によらなくてもよい。 (6) 桁に配置する斜引張鉄筋の最小鉄筋量は、次に示す値とする。 異形棒鋼を用いる場合 $A_w \geq 0.002b_w \cdot a \cdot \sin \theta \cdots \cdots (6.4.2)$ ここに、A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配置される斜引張鉄筋の断面積 (mm²) b_w : 桁のウェブ厚 (mm) a : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) θ : 斜引張鉄筋が部材軸となす角度 (4) コンクリート部材では、コンクリートの乾燥収縮や温度勾配等によりひび割れが生じる可能性がある。このひび割れの大きさを有害でない程度に抑えるため、部材のいかなる断面においても、その断面積の0.15%以上の鋼材を配置するように規定したものである。また、この規定により鉄筋を配置する場合には、部材の寸法に比較して直	

改定案	現行	備 考
という観点から、曲げモーメントによるひび割れの発生に対して十分な安全余裕を確保したうえで、作用力に対する部材の耐力が急激に失われることがないよう、この条によらず必要な鉄筋又は PC 鋼材を適切に配置すればよい。この場合の取り扱いについては、IV 編の規定による。また、鉄筋コンクリート部材でも、正負交番する繰返し作用を受ける部材や、版部材の場合には、必ずしも鉄筋の降伏後にコンクリートが圧壊するよう鉄筋を配置することが適切な設計とならない場合がある。このような場合にも、この条によらず、作用力に対して部材としての急激な破壊が生じないよう、作用力に対して十分な安全余裕を確保するよう適切に鉄筋を配置すればよい。 (3)1) コンクリートの引張強度は小さく、曲げに対する鉄筋コンクリート構造の耐力は、その引張側に配置される軸方向引張主鉄筋により大きく支配される。したがって、軸方向引張主鉄筋量が極端に少ない部材は、設計で想定していない曲げ応力を受けると急激に破壊するおそれがある。この項は、ひび割れと同時に引張鉄筋が降伏し急激に耐力を損失することとならないよう規定されたものである。 しかしながら、桁などの棒部材には一般に十分な軸方向引張主鉄筋が配置されており、その最小鋼材量を部材断面積との比率で規定することが必ずしも妥当とは考えられない。このため、棒部材に対しては、応力計算等により必要となる鉄筋量との比率で、別添式(5.2.2)による除外規定が設けられている。 2) 鉄筋コンクリート構造において、コンクリートの終局ひずみと引張側の鉄筋等の降伏ひずみが同時に生じて部材断面が破壊に至る場合を釣合い破壊といい、その時の引張側にある鉄筋等の鋼材量(比)を釣合い鋼材量(比)と呼ぶ。釣合い鋼材量(比)の算出については、5.8.1(4)解説参照。釣合鋼材量に近い量又はそれ以上の鉄筋を引張側に配置すると、その降伏前にコンクリートが圧壊するため、部材はもろい破壊性状を示す。これを避けるため引張側に配置する鉄筋は釣合い鋼材量以下とすることが基本とされている。一般には、釣合い鋼材量の 75%以下とするのが望ましい。ただし、繰返し荷重を受ける部材や版構造などでは、曲げ破壊よりもせん断破壊を生じる可能性が高く、せん断破壊しないよう鉄筋を配置すると、釣合い鋼材量を超える場合がある。この場合にも、作用力に対して部材断面の破壊が急激に生じないよう、曲げ破壊に対して十分な安全余裕が確保されていることを前提として、せん断破壊に対して必要な安全余裕を確保するよう、この条によらず鉄筋を配置すればよい。 なお、プレストレスを導入する構造では、PC 鋼材の降伏強度が明確でなく、また、釣合い鋼材量の定義も一つに定まっていない。さらに、PC 鋼材の応力ひずみ曲線が緩やかに上昇することから、釣合い鋼材量と考えられる鋼材量を大きく超えない場合には、圧縮側のコンクリートが急激に圧壊しないと考えられる。これらを踏まえて、プレストレスを導入する構造においては、破壊抵抗曲げモーメントに対して十分な安	径が小さく、コンクリートとの付着がよい鉄筋を用い、部材断面の周囲に分散させて配置することが望ましい。なお、プレキャストセグメント構造については、17 章による。 (5) 1) コンクリートの引張強度は小さく、曲げに対する鉄筋コンクリート部材の耐力は、その引張側に配置される軸方向引張主鉄筋により大きく支配される。したがって、軸方向引張主鉄筋量が極端に少ない部材は、設計で想定していない曲げ応力を受けると急激に破壊するおそれがある。この項は、このようなコンクリート部材の急激な破壊を防ぐために規定したものである。 しかしながら、桁には一般に十分な軸方向引張主鉄筋が配置されており、その最小鋼材量を部材断面積との比率で規定することが必ずしも妥当とは考えられない。このため、桁に対しては、応力計算等により必要となる鉄筋量との比率で別途除外規定を設けている。 2) 版状部材のようにせん断力が作用する方向の厚さが薄く、斜引張鉄筋を配置することができない部材のせん断力は、コンクリート及び軸方向引張主鉄筋で負担する必要がある。4 章に規定するコンクリートが負担できる平均せん断応力度は、斜引張鉄筋が配置されていない場合は、軸方向引張主鉄筋が 1 %程度配置されているのを前提としており、軸方向引張主鉄筋量が少なくと急激にせん断破壊するおそれがある。したがって、このような部材には 1 %以上の鉄筋を配置するものとしている。ただし、この規定は主として短支間の床版橋等に適用されるものであり、床版については 7 章の規定により設計する必要がある。 (6) スターラップについては、本条のほかに、6.6.10 の規定に従って配置する必要がある。	改 5.3 (3)

改定案	現行	備考
全余裕を確保するとともに、釣合い鋼材量を大きく超えることがないよう、適切にPC鋼材を配置する必要がある。 5.2.9 セン断力に対する鉄筋の配置 (1) 棒部材においては、せん断補強鉄筋を引張材、コンクリートを圧縮斜材とするトラス理論に基づく耐荷機構によりせん断力に抵抗できる構造としなければならぬ。 (2) 次による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 1) 棒部材には、部材有効高の 3/4 以下の間隔で部材全長にわたってスタースタップを配置する。 2) 計算上スタースタップが必要な場合において、スタースタップの間隔は、棒部材の有効高の 1/2 以下とする。 3) 計算上スタースタップが必要な場合の配置区間は、計算上必要な区間の両端に、それぞれ部材断面の有効高に等しい長さを加えた区間に配置する。 4) 折曲げ鉄筋をせん断補強鉄筋として用いる場合において、その間隔は、式(5.2.3)により算出する値以下とする。 $a = \frac{1+\cot\theta}{2} \cdot d \cdots \cdots \cdots (5.2.3)$ ここに、a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) θ : 折曲げ鉄筋が部材軸となす角度 d : 有効高 (mm) 5) 棒部材に異形棒鋼のせん断補強鉄筋を配置するときには、式(5.2.4)で求められる断面積以上になるよう配置する。 $A_w \geq 0.002b_w \cdot a \cdot \sin\theta \cdots \cdots \cdots (5.2.4)$ ここに、A_w : 間隔a及び角度θで配置されるせん断補強鉄筋の断面積 (mm²) b_w : 部材のウェブ幅 (mm) a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度 (3) 版部材においてせん断補強鉄筋を配置しない場合は、以下を満足しなければならない。 1) コンクリートのみでせん断力に抵抗する。 2) 軸方向の引張主鉄筋をその面積がせん断に対する有効断面積の 1%以上と	全余裕を確保するとともに、釣合い鋼材量を大きく超えることがないよう、適切にPC鋼材を配置する必要がある。 6.6.10 スタースタップ及び折曲げ鉄筋の配置 (1) スタースタップ及び折曲げ鉄筋は、有効に働くように配置しなければならない。 (2) (3)から(5)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) プレテンション方式による部材を除き、ウェブに配置するスタースタップ及び折曲げ鉄筋の直径は 13mm 以上とする。 (4) 計算上スタースタップが必要な場合においては、スタースタップの間隔は、桁の有効高さの 1/2 以下で、かつ、300mm 以下とする。また、6.4(6)の規定によりスタースタップを配置する場合においては、スタースタップの間隔は、桁高の 3/4 以下で、かつ、400mm 以下とする。 (5) 折曲げ鉄筋を斜引張鉄筋として用いる場合においては、その間隔は、式(6.6.2)により算出する値以下とする。 $a = \frac{1+\cot\theta}{2} \cdot d \cdots \cdots \cdots (6.6.2)$ ここに、a : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) θ : 折曲げ鉄筋が部材軸となす角度 d : 有効高さ (mm)	

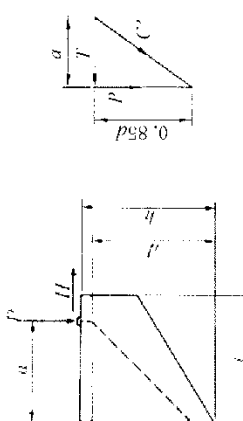
改定案	現行	備 考
なるように配置する。 (4) ポストテンション方式による部材において、スターラップが PC 鋼材の保持材を兼ねる場合は、PC 鋼材の影響がスターラップに生じないようスターラップを配置しなければならない。		
(1) セン断力を受ける棒部材において、トラス理論による耐荷機構を想定する場合には、その耐荷機構が成立するよう適切に鉄筋を配置する必要がある。例えば 5.7 では、トラス理論によりセン断耐力を評価することとされているため、この条文を満足することが求められる。(2)1 から 5) は、トラス理論を成立させるために少なくとも満足することが必要な事項が規定されている。なお、(3) は実験に基づき定められている。 (2) 1) 計算上スターラップが不要な場合でも、スターラップの間隔は桁の有効高の $3/4$ 以下とされている。これは、部材に斜め 45° のひび割れが発生した場合でも、急激に耐力を失わないために、部材上縁または下縁から正鉄筋又は負鉄筋へ向かってのばした 45° の斜めひび割れの線が、少なくとも 1 列のスターラップと交差するよう定められたものである。よって、この条文によらずひび割れの影響について別途検討し、適切に設計される場合にはこの限りではないが、その方法の適用範囲について慎重に判断するとともに、部材の寸法やセン断耐荷機構の成立要件等についても考慮する必要がある。また、部材に配置した斜め PC 鋼材又は鉛直 PC 鋼材は、ここでいうスターラップとして考慮してはならない。 2) 計算上スターラップが必要となる場合は、コンクリートが負担できるセン断力を超えたセン断力が部材に作用する場合であるため、部材有効高の中央に斜めひび割れが発生する。このとき、ひび割れ発生後にトラス理論による耐荷機構を成立させるためには、部材の有効高の中央から正鉄筋又は負鉄筋へ向かってのばした 45° の斜めひび割れの線が、少なくとも 1 列のスターラップと交わるようにする必要がある。この条件によると、スターラップの間隔は有効高の $1/2$ 以下となる。 ラーメン構造等の柱とはりの接合部では、地震時に大きな曲げモーメントと同時にせん断力が作用するため、はりがせん断力に抵抗するために必要なスターラップに加え、地震時に柱が曲げモーメントに抵抗するために必要な主鉄筋と合わせるなど、作用力に對して十分安全となる補強鉄筋を配置する必要がある (15. 3 (8)) 解説参照。 4) 折曲げ鉄筋の場合、折り曲げ鉄筋の傾斜角により 2) の条件を満足する間隔が変化するため、折り曲げ鉄筋の間隔は有効高の $(1+\cot \theta)/2$ 倍以下とする必要がある。また部材軸となす角度が小さい鉄筋は、セン断補強鉄筋としての効果が少ないので、できるだけ 30° 以上の角度とするのがよい。 (3) 版状部材のようにせん断力が作用する方向の厚さが薄く、セン断補強鉄筋を配置することができない部材のせん断力は、軸方向引張主鉄筋の存在を前提に、コンクリートで負担	(4) スターラップの間隔は、桁の有効高の $1/2$ 以下とし、さらに乾燥収縮によるひび割れの発生を防ぐために横方向用心鉄筋としても有効となるように、スターラップの間隔を 300mm 以下と規定している。さらに、スターラップの配置区間は計算上必要な区間の両端に、それぞれ部材断面の有効高に等しい長さを加えた区間に配置する。 また、ラーメン構造等のように、柱とはりの接合部は地震時に大きな曲げモーメントと同時にせん断力が作用するため十分な補強鉄筋を配置するのがよい (16. 3 (3) 解説参照)。 (5) 折曲げ鉄筋の間隔は、部材の有効高の中央から正鉄筋又は負鉄筋へ向かってのばした 45° の斜めひび割れの線が、少なくとも 1 列の折曲げ鉄筋と交わるようにする必要がある。この条件によると折曲げ鉄筋の間隔は有効高の $(1+\cot \theta)/2$ 倍以下となる。 また部材軸となす角度が小さい鉄筋は、斜引張鉄筋としての効果が少ないので、できるだけ 30° 以上の角度とするのがよい。	現 6. 4 (5) 2)

改定案	現行	備考
する必要がある。コンクリートが負担できるせん断力は、軸方向引張主鉄筋量に依存するが、軸方向引張主鉄筋量が少なく、コンクリートが負担できるせん断力が少なくなり、急激にせん断破壊するおそれがある。今回の改定にあたり、コンクリートが負担できるせん断力が見直され、せん断補強鉄筋がある場合に0.1%以上の軸方向引張主鉄筋量まで見込んでよいこととされた。しかし、版部材においてせん断補強鉄筋を有しない場合における適用性については、十分な検証がなされていないため、これまでの示方書で規定されていた値を踏襲し、1%以上の鉄筋を配置するものとされた。なお、この規定は主として短支間の床版橋等に適用されるものであり、床版についてはこれによらず9章の規定により設計する必要がある。 (4) ポストテンション方式による部材で図-解 5.2.10 に示すようにスターラップの保持材を兼ねる場合には、著しい変形を起こすことなくPC鋼材を保持できるように鉄筋の直径及び間隔を定める必要がある。	(3) 道路橋の桁は、一般に断面が大きいので、確実な施工ができるようにスターラップ及び折曲げ鉄筋には、直径13mm以上の鉄筋を用いるように規定している。しかし、プレテンション方式によるJIS桁等プレキャスト桁のスターラップについては、直径6mm又は9mmの鉄筋を用いることができる。なお、ポストテンション方式による部材で図-解 6.6.22 に示すようにスターラップがPC鋼材の保持材を兼ねる場合には、著しい変形を起こすことなくPC鋼材を保持できるように鉄筋の直径及び間隔を定める必要がある。	
図-解 5.2.10 ケーブル保持材を兼ねるスターラップ  図-解 5.2.10 ケーブル保持材を兼ねるスターラップ 5.2.10 ねじりモーメントに対する鉄筋の配置 (1) 棒部材においては、コンクリートを圧縮斜材、軸方向の鉄筋及び横方向鉄筋を引張斜材又は引張弦材とした立体的なトラス機構によってねじりモーメントに抵抗できる構造としなければならない。 (2) 次のような場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 1) 図-5.2.5に示すように、ねじりモーメントに対する鉄筋は、軸方向の鉄筋とそれに直交する閉合した横方向鉄筋による構成とする。 2) ねじりモーメントに対する鉄筋は、計算上必要な区間の両端にそれぞれ部材断面の長辺(桁の場合においては桁高)に等しい長さを加えた区間に	図-解 6.6.22 ケーブル保持材を兼ねるスターラップ  図-解 6.6.22 ケーブル保持材を兼ねるスターラップ 6.6.11 ねじりモーメントに対する鉄筋の配置 (1) ねじりモーメントに対して配置する鉄筋は、有効に働くように配置しなければならない。 (2) (3)から(7)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) ねじりモーメントに対する鉄筋は、軸方向鉄筋とそれに直交する閉合した横方向鉄筋で構成し、鉄筋の直径は13mm以上とする。 (4) ねじりモーメントに対する鉄筋は、計算上必要な区間の両端にそれぞれ部材断面の長辺(桁の場合においては桁高)に等しい長さを加えた区間に配置	

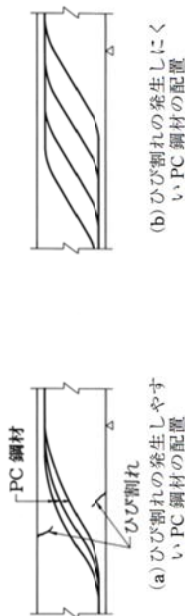
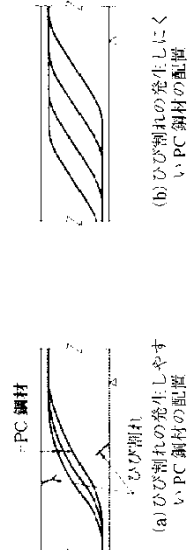
改定案	現行	備考
配置する。 (3) 横方向鉄筋の間隔は、部材断面の長辺(桁の場合においては桁高)の 0.4 倍以下とする。 (4) 軸方向鉄筋は少なくとも横方向鉄筋の各隅部に各 1 本配置する。 (5) ねじりモーメントに対する軸方向の鉄筋は、原則として部材断面の上下左右に対称に配置する。  図-5.2.5 ねじりモーメントに対する鉄筋の配置 (3) 版部材においては、ねじりモーメントの作用位置を考慮し、適切に鉄筋を配置することによってねじりモーメントに抵抗する構造とななければならない。 (4) 版部材に作用するねじりモーメントと等価な曲げモーメント及びせん断力に抵抗できるよう鉄筋を配置し、かつ、端部において卓越するねじりモーメントに抵抗できるよう鉄筋を配置した場合には、(3)を満足するとみなしてよい。	する。 (5) 横方向鉄筋の間隔は、部材断面の長辺 (桁の場合においては桁高) の 0.4 倍以下で、かつ、300mm 以下とする。 (6) 軸方向鉄筋は、少なくとも横方向鉄筋の各隅部に各 1 本配置し、その間隔は 300mm 以下とする。 (7) ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋は、原則として部材断面の上下左右に対称に配置する。  図-6.6.5 ねじりモーメントに対する鉄筋の配置	(3) <u>ねじりモーメントに対する鉄筋は、部材軸に対して 45° の角度に配置するのが最も有効である。しかしながら、ねじりモーメントが交番する場合は、たがいに直交する補強鉄筋を配置する必要がある</u>ので、<u>配筋が複雑になるとともに、鉄筋加工そのものも困難になる</u>。これに対して、図-6.6.5 に示すように軸方向鉄筋及びそれに直交する閉合したスタ (2)1) <u>ねじりモーメントに対する鉄筋は、立体トラス理論により部材軸に対して 45° の角度に配置させるのが最も有効である。しかし、ねじりモーメントが交番する場合には、45° に配置される補強鉄筋を互いに直交させる必要がある</u>ので、<u>配筋が複雑になるとともに、鉄筋加工そのものも困難になる</u>。これに対して、図-5.2.5 に示すように軸方向鉄筋及び

改定案	現行	備 考
それに直交する閉合したスタラーuppの組合せによりねじりモーメントに抵抗する場合 には、鉄筋のねじりモーメントに対する有効性は多少低下するが、ねじりモーメントが 交番する場合においても特別な考慮の必要はなく、さらにせん断力に対する補強鉄筋と 同一形状とできるため、ねじりモーメントに抵抗できると考えることができ鉄筋配置 として規定された(5.7.3(3)解説参照)。 2) 計算上の断面力分布と実際とは異なること、あるいはひび割れの進展も予想されるの で、設計上必要となる区間をえて桁高程度の範囲を補強することとされた。 3) <u>ねじりモーメントによるひび割れが発生した場合に、少なくとも一組の鉄筋がひび割れ</u> <u>を横切るように、横方向鉄筋の間隔が部材断面の長辺の0.4倍以下であることが定めら</u> <u>れている。これは、桁高の0.8倍程度が部材有効高と考えたとき、有効高の1/2に相当</u> <u>する間隔であり、せん断力に対するスタラーuppと同様の機構によりひび割れに抵抗す</u> <u>るよう定められている。また、これについて別途検討し、適切に設計される場合にはこ</u> <u>の限りではない。</u>なお、ねじりモーメントに対する補強鉄筋を配置する場合には、この 規定を満足した上で、5.2.2の規定も満足するよう、横方向鉄筋及び軸方向鉄筋の最小 間隔は300mm以下とする必要がある。 (3) (4) 版部材は二方向の荷重伝達機構を有することから、部材端部以外に作用するねじりモ ーメントは主曲げモーメントの成分と等価と考えてよい。また、部材端部に作用するねじ りモーメントは、端部に作用するせん断力の成分と等価と考えてよい。そのため、作用す るねじりモーメントに対しては、それと等価な曲げモーメント及びせん断力に抵抗でき るよう鉄筋を配置するほか、端部においてねじりモーメントが卓越する場合には、閉合した スタラーuppなどの鉄筋を配置すればよい。	ーラuppの組合せによりねじりモーメントに抵抗する場合には、鉄筋のねじりモーメント に対する有効性は多少低下するが、ねじりモーメントが交番する場合においても特別な考 慮の必要はなく、さらにせん断力に対する補強鉄筋と同一形状となるため、配置、加工形 状も簡単となり、実際的である (4.4.4(3)解説参照)。 (4) 不測の載荷状態あるいはひび割れの伸展も予想されるので、設計上必要となる区間をこ えて桁高程度の範囲を補強することとしている。 (5) (6) <u>ねじりモーメントによるひび割れが必ず鉄筋を横切るように決めた間隔である。最</u> <u>大間隔 300mm</u> については、6.6.10の解説を参照すること。 (7) 曲げモーメントに対して配置された鉄筋のうち、応力に余裕があり、ねじり補強鉄筋と しての配置形状の規定を満足する場合には、この鉄筋をねじり補強鉄筋とみなしてよい。	
5.2.11 ディープビームの形状及び鉄筋の配置 (1) 上載荷重を受けるディープビームにおいては、引張弦材に相当する鉄筋の 引張力及びアーチリブに相当するコンクリートの圧縮力によるタイドアー チ的な耐荷機構が成立するよう適切に鉄筋を配置し形状を定めなければな らない。	19.2 ディープビーム 19.2.1 適用の範囲 この節は、上載荷重を受けるディープビームの設計に適用する。なお、ディ ープビームとは、次の値未満のほりとする。 1) 単純ばり $l/h=2.0$ 2) 2 径間連続ばり $l/h=2.5$ 3) 3 径間以上の連続ばり $l/h=3.0$ ここに、 l : はりの支間 (mm) h : はりの高さ (mm)	

改定案	現行	備考
(2) ディーブビームが以下の 1) から 5) を満足する場合には、(1) を満足するとみなしてよい。 1) 面外へのねじれが少なくなる荷重作用位置となるように配慮するとともに、必要な部材厚を確保できる形状とする。 2) ディーブビームの引張主鉄筋は、はり全長にわたり配置し、支点をこえて定着する。 3) 主鉄筋は、断面引張縁から、はり高の 1/5 の範囲内に配置する。 4) ディーブビームの両側面には、鉛直方向及び水平方向それぞれに、片面あたりコンクリートの断面積の 0.08% 以上の鉄筋を、はり幅の 2 倍以下の間隔で配置する。 5) 最小厚さは 250mm とする。 (3) PC 鋼材を引張主鉄筋とみなす場合には、5.3.3(2)2) の規定を満足する。	はりの高さが支間に比較して大きいのはりの応力度分布は、せん断変形の影響により非線形の分布となる。このようなはりをディーブビームという。ディーブビームは、荷重の載荷位置が上載荷重と下載荷重とでは挙動が異なることから、この節では、上載荷重を受けるディーブビームに適用する。	
19.2.3 鋼材の配置 (1) ディーブビームの引張主鋼材は、はり全長にわたり配置し支点をこえて定着しなければならない。 (2) ディーブビームの両側面には、鉛直方向及び水平方向それぞれに、片面あたりコンクリートの断面積の 0.08% 以上の用心鉄筋を、はり幅の 2 倍以下かつ 300mm 以下の間隔で配置しなければならない。 (1) ディーブビームの引張主鋼材は、タイドアーチのタイとして機能するため、全ての支点をこえて定着させる必要がある。 (2) 鉛直及び水平腹鉄筋の最小量を規定している。なお、腹鉄筋は両側面の表面付近に配置する必要がある。 (1) ディーブビームの最小部材厚さは、場所打ちコンクリート棒部材の最小厚を参考に、少なくとも面外変形が生じないために必要な厚さとして定められている。ただし、載荷位置、部材の幅と有効高の比率によって面外変形が生じやすくなるので、懸念する必要がある場合は条文に規定される最小厚よりも大きな厚さとするなど適切に設計する必要がある。なお、面外変形が生じる比率について、標準的な値を示すことができないことから、面外変形については実績なども参考に、個別に検討を行う必要がある。 (3) PC 鋼材を引張主鉄筋とみなす場合には、引張力に対して PC 鋼材が有効に働くよう 5.3.3(2)2) の規定を満足する必要がある。	(1) ディーブビームの引張主鋼材は、はり全長にわたり配置し支点をこえて定着しなければならない。 (2) ディーブビームの両側面には、鉛直方向及び水平方向それぞれに、片面あたりコンクリートの断面積の 0.08% 以上の用心鉄筋を、はり幅の 2 倍以下かつ 300mm 以下の間隔で配置しなければならない。 (1) ディーブビームの引張主鋼材は、タイドアーチのタイとして機能するため、全ての支点をこえて定着させる必要がある。 (2) 鉛直及び水平腹鉄筋の最小量を規定している。なお、腹鉄筋は両側面の表面付近に配置する必要がある。	

改定案	現行	備考
(2) 荷重用作用点直下のコーベルの高さが小さいと、載荷点直下で割裂が生じるなどし、タイドアーチとしての耐荷機構が成立しないため、荷重載荷点直下の有効高の最小値が規定された。 6) コーベルの両側面には、腹部に発生する斜めひび割れの進展を制御し、荷重用作用点での割裂破壊が生じないようにするため、両側面合計で引張主鉄筋の 40%となる最小量の鉄筋を必ず配置することとされている。 7) コーベルの最小部材厚さは、場所打ちコンクリート棒部材の最小厚を参考に、少なくとも面外変形が生じないために必要な厚さとして定められている。ただし、載荷位置、部材の幅と有効高の比率によって面外変形が生じやすくなるので、懸念する必要がある場合は条文に規定される最小厚よりも大きな厚さとするなど適切に設計する必要がある。なお、面外変形が生じる比率について、標準的な値を示すことができないことから、面外変形については実績なども参考に、個別に検討を行う必要がある。なお、厚さの取り方については、例えば図-解 5.2.11 に示す耐荷機構面に対して垂直な方向の部材厚さとなる。 (3) 5.2.11(3)の解説参照。	(5) スレンダーなはりに比べるとせん断補強鉄筋の効果が小さいと考えられるため、設計荷重用作用時における部材断面に生じる平均せん断応力度は、表-4.3.1の値を超えないことが望ましい。  ここに、P：鉛直荷重 (N) H：水平荷重 (N) l：張出長さ (mm) h：はり高 (mm) a：支持端から荷重載荷中心までの距離 (mm) d：有効高さ (mm) 図-解 19.3.2 コーベルの耐荷機構 19.3.3 鋼材の配置 (1) 引張主鋼材は、定着具を用いて定着するか、先端部で折曲げて支持部材に定着しなければならない。 (2) コーベルの両側面には、引張主鋼材の 40%以上の用心鉄筋を 300mm 以下の間隔で配置しなければならない。 (1) 引張鋼材先端部の定着が不十分であれば、トラスとしての耐荷機構が成立しなくなる。このため、引張主鋼材は荷重載荷位置をこえ、定着体により定着するか先端部で折曲げ、支持部材に定着することとしている。 (2) コーベル両側面の表面付近に配置する用心鉄筋は、腹部に発生する斜めひび割れの伸展を制御し、荷重用作用点での割裂破壊に対処するために、引張主鋼材を配置した区間以外の範囲にも配置することとしている。なお、この用心鉄筋は支持部材軸方向鉄筋を取囲むよう配置するのがよい。 6.6.6 PC鋼材の配置 (1) PC鋼材は、摩擦による損失が少なくなるように配置するとともに、部材全長にわたってPC鋼材の断面積に急激な増減がないように配置しなければならない。	
5.3 プレストレスを導入する構造の設計における共通事項 5.3.1 PC鋼材の配置 (1) プレストレスを導入する構造の PC 鋼材は、摩擦による損失が少なくなるように配置するとともに、部材全長にわたって PC 鋼材の軸力をコンクリートに円滑に伝達できるよう配置しなければならない。		

改定案	現行	備考
(2) PC 鋼材が以下の 1) から 3) を満足するよう配置される場合には、(1) を満足するとみなしてよい。 1) PC 鋼材を必要以上に偏向させない等、PC 鋼材の角変化による摩擦損失がなるべく小さくなるよう配置する。 2) 1 本の PC 鋼材の配置で多くの S 字曲線を含まないように、部材の途中で定着する。ただし、途中定着する箇所は集中荷重の影響がないよう適切に形状及び鉄筋の配置を行うとともに、多数の定着具を一断面に集中させることは避ける。 3) 部材全長にわたって PC 鋼材の断面積に急激な増減がない。 (3) プレストレスを導入する構造の PC 鋼材により、コンクリートに局部的な応力が生じたり、鋼材自体に付加応力が生じたりしないようにしなければならない。 (4) 以下の 1) から 4) による場合には、(3) を満足するとみなしてよい。 1) PC 鋼材を曲線状に配置する場合の鋼材の曲げ半径は、次の値以上とする。 i) 鋼製シースを用いる場合：シースの直径の 100 倍 ii) シースを用いない場合：PC 鋼材の直径の 40 倍 iii) PC 鋼棒を加工しないで配置する場合：PC 鋼棒の直径の 700 倍 2) PC 鋼材は、定着具の支圧面から 400mm 以上を直線状に配置する。ただし、PC 鋼材に軸方向以外の力が作用しないことが実験等により十分検証されている場合には、安全性が確認された範囲において直線状に配置する長さを 400mm 以下としてもよい。 3) 荷重組合せにより曲げモーメントの符号が異なる断面付近においては、PC 鋼材を断面の図心位置に集中させずに、部材断面の上下縁近くに分散するように配置する。 4) PC 鋼材は、コンクリートに生じる腹圧力が少なくなるよう考慮して配置する。 (5) 桁の端支点においては、付着のある PC 鋼材、又は鉄筋の一部は下面に沿って伸ばし、端部下縁部近くに定着することを標準とする。 (6) PC 鋼材を 5.2.2(4) を満足する鉄筋とみなす場合には、PC 鋼材を付着のある PC 鋼材としなければならない。	(2) PC 鋼材は、コンクリートに局部的な応力が生じたり、鋼材自体に付加応力が生じないように配置しなければならない。 (3) PC 鋼材は、部材縁において有害なひび割れが生じないように配置しなければならない。 (4) (5) から (8) による場合においては、(1) から (3) を満たすものとみなす。 (6) PC 鋼材を曲線状に配置する場合の鋼材の曲げ半径は、次の値以上とする。 1) シースを用いる場合：シースの直径の 100 倍 2) シースを用いない場合：PC 鋼材の直径の 40 倍 3) PC 鋼棒を加工しないで配置する場合：PC 鋼棒の直径の 700 倍 (5) PC 鋼材は、定着具の支圧面から所定の区間を直線状に配置する。 (7) 荷重の組合せにより曲げモーメントの符号が異なる断面付近においては、PC 鋼材を断面の図心位置に集中させずに、部材断面の上下縁部近くに分散させて配置するのが望ましい。 (8) 桁の端支点においては、PC 鋼材の一部は下面に沿ってのばし、端部下縁近くに定着するのが望ましい。	
(2) 1) PC 鋼材引張力の摩擦損失は、PC 鋼材の曲げ変化角及び長さ按比例するものであり、連続桁のように桁長が長く、PC 鋼材を曲上げあるいは曲下げすることで形状が S 字形になる場合には、摩擦損失の影響は相当大きくなる。そのため、出来る限り直線に配置する必要がある。	(1) PC 鋼材引張力の摩擦損失は、PC 鋼材の曲げ変化角及び長さ按比例するものであり、連続桁のように桁長が長く、PC 鋼材を曲上げあるいは曲下げすることで形状が S 字形になる場合には、摩擦損失の影響は相当大きくなる。 したがって、次の事項を考慮して、摩擦損失を少なくすることが望ましい。	

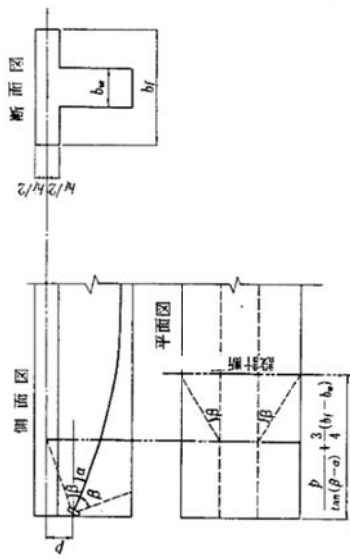
改定案	現行	備考								
2) 摩擦損失を少なくするため、1 本の PC 鋼材における S 字形の箇所を少なくするため、<u>構造によっては桁の途中で定着する必要がある</u>。ただし、桁の途中で多数の定着具を一断面に集中させると、その断面に大きな局部引張応力が生じ、その断面が弱点となるおそれがあるため、<u>定着位置は一断面に集中しないようにする必要がある</u>。 (4)1) 一般に、PC 鋼材は円滑にケーブル軸力を伝達するために、<u>直線と円曲線又は放物線を組合せた形状に配置される</u>。用いる曲線の曲率半径が小さいと中心方向に大きな分子力が発生してコンクリートに局部的な応力が生じたり、PC 鋼材自体にも付加応力が生じたりするため、<u>最小半径の規定を満足するように配置する</u>。また、PC 鋼棒を冷間加工して配置する場合の曲げ半径は、<u>PC 鋼棒の材料特性が失われないことが確認された範囲で適切に定める必要がある</u>。また、ポリエチレンシースを用いる場合にも、その材料特性を考慮し、<u>適切に曲げ半径を定める必要がある</u>。ポリエチレンシースを用いた場合の曲げ半径を定める上で考慮すべき材料特性については「PE シースを用いた PC 橋の設計施工指針(案)」(プレストレストコンクリート工学会、平成 27 年 8 月)が参考となる。 なお、シース直径とはシースの呼び径の直径であり、PC 鋼材の直径とは、素線の直径ではなく、PC 鋼より線の直径とする。 2) PC 鋼材は緊張作業の際に PC 鋼材に軸方向以外の力を与えないために、定着具の支圧面から所定の区間を直線状に配置する必要があるが、その直線部分は 400mm 以上とすることが望ましい。 3) 連続桁等で、荷重状態により曲げモーメントの符号が正から負あるいは負から正へと変化する部分では、一般に PC 鋼材は部材断面中央部近くにまとめて配置され、部材縁では鋼材が少ないため、ひび割れが生じやすくなる。これを防ぐため、PC 鋼材を部材の上下縁近くに分散して配置するのが望ましい(図-解 5.3.1(b))。 	① PC 鋼材をできる限り直線に近いように配置する。 ② 1 本の PC 鋼材の配置で多くの S 字曲線を含まないように、桁の途中で定着する。ただし、桁の途中で多数の定着具を一断面に集中させると、その断面に大きな局部引張応力が生じ、その断面が弱点となるおそれがあるので、多数の定着具を一断面に集中させることは避ける必要がある。 ③ 平面形状についても、できる限り一鉛直面内にあるようにし、直線状に配置する。 (6) 一般に、PC 鋼材は直線と円曲線又は放物線を組合せた形状に配置される。用いる曲線の曲率半径が小さいと中心方向に大きな分子力が発生してコンクリートに局部的な応力が生じたり、鋼材自体にも付加応力が生じるので、最小半径の規定を設けたものである。また、PC 鋼棒を冷間加工して配置する場合の曲げ半径は次の値以上とする必要がある。 <table><tr><td>① SBPR785/1030</td><td>$\phi 26$ を用いる場合：5m</td></tr><tr><td>$\phi 32$ を用いる場合：6m</td><td></td></tr><tr><td>② SBPR930/1080 及び SBPR930/1180</td><td>$\phi 26$ を用いる場合：6m</td></tr><tr><td>$\phi 32$ を用いる場合：7m</td><td></td></tr></table> なお、シース直径とはシースの呼び径の直径であり、PC 鋼材の直径とは、素線の直径ではなく、PC 鋼より線の直径とする。 (5) PC 鋼材は緊張作業の際に PC 鋼材に軸方向以外の力を与えないために、定着具の支圧面から所定の区間を直線状に配置する必要があるが、その直線部分は 400mm 以上とすることが望ましい。 (7) 連続桁等で、荷重状態により曲げモーメントの符号が正あるいは負となる部分では、一般に PC 鋼材は部材断面中央部近くにまとめて配置され、部材縁では鋼材が少ないため、ひび割れが生じやすくなる。これを防ぐため、PC 鋼材を部材の上下縁近くに分散して配置するのが望ましい (図-解 6.6.10)。 また、せん断力に対する軸方向鋼材とするように配置する方法が考えられる。(4.3.2 解説 (3)、(4) 参照)。 	① SBPR785/1030	$\phi 26$ を用いる場合：5m	$\phi 32$ を用いる場合：6m		② SBPR930/1080 及び SBPR930/1180	$\phi 26$ を用いる場合：6m	$\phi 32$ を用いる場合：7m		図-解 6.6.10 荷重状態により曲げモーメントの符号が正あるいは負となる部分の PC 鋼材の配置
① SBPR785/1030	$\phi 26$ を用いる場合：5m									
$\phi 32$ を用いる場合：6m										
② SBPR930/1080 及び SBPR930/1180	$\phi 26$ を用いる場合：6m									
$\phi 32$ を用いる場合：7m										

改定案	現行	備考
4) 例えば下床版に配置するPC鋼材は、腹圧力を低減させるため図-解 10.3.4 示すようにウェブ近くに配置することが望ましい。また、ウェブやフランジに偏向部を配置する場合には、偏向の方向や配置位置によって偏心力が発生する。さらには、コンクリートの乾燥収縮及び様々な荷重組合せにより、想定しないひび割れや部材の損傷が発生する可能性がある。そのため、ウェブやフランジには、腹圧力を含め適切な荷重組合せの影響を考慮した上で、設計を行う必要がある。なお、箱桁下フランジの腹圧力については 10.3.1(7)解説による。 (5) 桁の端支点においては、せん断力に対するトラス機構が成立するよう、付着のあるPC鋼材もしくは鉄筋が引張側に配置されている必要がある。 (6) 付着のあるPC鋼材は、ひび割れの分散効果が期待できることから、乾燥収縮や温度の影響によるひび割れの抑制を目的として配置される鉄筋として扱ってよい。	6.6.7 PC鋼材の定着	
5.3.2 PC鋼材の定着具の配置と定着具付近の補強 (1) プレストレスを導入する構造は、部材の各部に所定のプレストレスが導入されるようにPC鋼材定着具が配置されなければならない。 (2) 以下の1)及び2)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 1) 部材の中間に定着具を設ける場合においては、活荷重による応力変動の大きな点から十分離れた断面の断面図心に近い位置か、圧縮部のコンクリートに定着することを標準とする。 2) 定着具は桁のウェブに設けることを原則とする。やむを得ない場合で定着具を上フランジ下面、下フランジ上面、ウェブ側面又は横桁に設けたときは、定着具付近のコンクリートに生じる局所的な応力が部材に与える影響を小さくするよう定着具付近の部材形状を適切に定めるとともに、コンクリートに生じる引張力に対して抵抗できるよう鉄筋を配置しなければならない。 (3) プレストレスを導入する構造においては、持続的に作用する作用力に対して定着具付近のコンクリートに設計で想定しないひび割れを生じさせないようにPC鋼材定着具を配置しなければならない。 (4) 数多くの定着具を同一面内に配置する場合において、最小定着具間隔並びに定着具の最小かぶり及びべりあき等を、個別の条件に応じた実験により適切に定めるか、事前に安全が確認された方法により定めた場合には、(3)を満足するとみなしてよい。	6.6.7 PC鋼材の定着 (1) 定着具の位置は、部材に所定のプレストレスを導入できるように、また、部材に有害なひび割れが生じないように選ばなければならない。 (2) (3)から(5)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 部材の中間に定着具を設ける場合においては、活荷重による応力変動の大きな点から十分離れた断面の断面図心に近い位置か、圧縮部のコンクリートに定着するのがよい。 (4) 定着具は、桁のウェブに設ける。ただし、やむを得ず上フランジ、下フランジ又はウェブ側面に沿わせて定着する場合には、6.6.8の規定により補強する。 (5) 数多くの定着具を同一面内に配置する場合には、定着具の数、引張力の大きさ、各定着具の必要最小間隔等を考慮して、定着部のコンクリートの断面形状及び寸法を定める。	

改定案	現行	備 考
(5) PC 鋼材定着具からの作用力により定着具背面に生じる引張応力に対して十分抵抗できる構造としなければならない。 (6) 以下の 1) から 3) を満足する場合には、(5) を満足するとみなしてよい。 1) PC 鋼材と直角な方向に生じる引張応力に対して、コンクリートが安全となるよう、スターラップ、格子状の鉄筋又はらせん鉄筋を配置する。 2) 部材中間に定着具を設ける場合においては、定着具付近のコンクリートが引張応力に対して安全となるよう鉄筋を配置する。 3) 定着具背面に生じる引張応力に対して配置される鉄筋及び定着具付近の部材形状は、事前に安全が確認された形状とする。		
(2) 1) 定着具近くの断面では、プレストレス力の局部集中等の影響による応力の乱れにより、設計計算におけるプレストレス力が全断面で有効とはならず、定着具付近から離れた断面の応力分布とは異なるので注意する必要がある。プレストレス力の広がり角度 β については、実験結果によるとほぼ 45° 前後といわれているが、安全をみて $\tan \beta = 2/3$ すなわち $\beta = 33^\circ 40'$ とするのが望ましい。したがって、図-解 5.3.2 に示すような PC 鋼材が 1 本の場合には、設計で想定するプレストレス力が全断面に有効となる断面と定着具までの距離は、$\frac{p}{\tan(\beta-\alpha)} + \frac{3}{4}(b_f - b_w)$ となる。図-解 5.3.3 に示すような複数本のケーブルが配置される場合の上フランジにおいては、設計で想定するプレストレス力が全断面に有効となる断面に有効となる断面までの距離は、PC 鋼材の定着位置及び定着角度等により異なる。一般には、複数本の PC 鋼材が定着されることが多く、プレストレス力の広がりには互いに重なり合うほか、定着具の大きさ及びウェブ厚等によって変化する。これらを考慮して、定着位置から設計で想定するプレストレス力が全断面に有効に作用する断面までの距離は $\frac{h+b_f}{2}$ としてよい(図-解 5.3.3)。なお、この区間には軸方向用心鉄筋を配置する必要がある。 プレテンション部材では、PC 鋼材はコンクリートとの付着によって定着される。そのため、設計で想定するプレストレス力が全断面に有効となる断面までの距離は、この定着に必要な長さ(定着長)を考慮して定める必要がある。定着長については、$\phi 15.2$ までの PC 鋼より線の場合、その直径の 65 倍としてよい。(図-解 5.3.4)。また、ここで示すプレストレス力が有効となる距離については、標準的な桁高のものを想定している。そのため、桁高が大きな場合や断面が大きく変化する場合には、PC 鋼材の定着長が直径の 65 倍となることを参考に適切に応力状態を評価し、プレストレスが有効となる距離を定める必要がある。 なお、せん断応力度を照査する断面が定着長区間にあるときは、その位置でのプレストレス分布を考慮する必要があるが、一般的な桁高や断面を有するプレテンション部材に対しては、定着長区間内のプレストレスの分布は部材端で 0 となる二次放物線と考えてよい。プレテンション部材において、部材端部で PC 鋼材の一部とコンクリートとの付着をなく	(1) (3) 定着具近くの断面では、プレストレス力の局部集中等の影響による応力の乱れがあるため、定着具付近から離れた断面の応力分布とは異なるので注意する必要がある。プレストレス力の広がり角度 β については、実験結果によるとほぼ 45° 前後といわれているが、安全をみて $\tan \beta = 2/3$ すなわち $\beta = 33^\circ 40'$ とするのが望ましい。したがって、図-解 6.6.11 に示すような PC 鋼材が 1 本の場合は定着位置と設計断面の距離は $\left\{ \frac{p}{\tan(\beta-\alpha)} + \frac{3}{4}(b_f - b_w) \right\}$ としてよい。図-解 6.6.12 に示すような数本のケーブルの場合の上フランジにおけるプレストレス力の有効な断面は、PC 鋼材の定着位置及び定着角度等により異なる。一般には、数本あるいはそれ以上の PC 鋼材が定着されることが多く、プレストレス力の広がりには互いに重なり合うほか、定着具の大きさ及びウェブ厚等によって変化する。これらを考慮して、定着位置からプレストレスが有効に作用する断面までの距離は $\frac{h+b_f}{2}$ としてよい (図-解 6.6.12)。 なお、この区間には軸方向用心鉄筋を配置する必要がある。 また、部材の中間に定着具を設ける場合は、活荷重による応力変動の大きい点の近くに定着せずに、応力変動の大きい点から十分離し、断面の図心に近い位置にあるいは部材断面圧縮部のコンクリートに定着するのがよい。 プレテンション部材では、PC 鋼材はコンクリートとの付着によって定着される。この定着に必要な長さ(定着長)は、$\phi 15.2$ までの PC 鋼より線の場合その直径の 65 倍としてよい。 なお、せん断応力度を照査する断面が定着長区間にあるときは、その位置でのプレストレス分布を考慮する必要があるが、定着長区間内のプレストレスの分布は部材端で 0 となる二次放物線と考えてよい。また、プレテンション部材において、部材端部で PC 鋼材の一部とコンクリートとの付着をなくし、PC 鋼材の一部を中間定着する桁の設計にあたって	

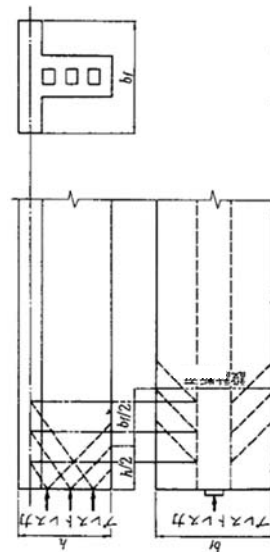
改定案

し、PC 鋼材の一部を中間定着する桁の設計では、付着をなくす PC 鋼材量を全 PC 鋼材量の 1/2 以下とするのがよい。また、コンクリートとの付着をなくす範囲は、部材の端部より支間の 1/5 程度以下とするのが望ましい。



- ここに、 β : プレストレス力の広がり角度 $\tan \beta = 2/3$
 α : PC 鋼材の曲上げあるいは曲下げ角度
 p : 上フランジ図心より PC 鋼材定着具まで距離 (mm)
 h_f : 上フランジ厚 (mm)
 b_f : 上フランジ幅 (mm)
 b_w : ウェブ厚 (mm)

図-解 5.3.2 プレストレス力の広がり

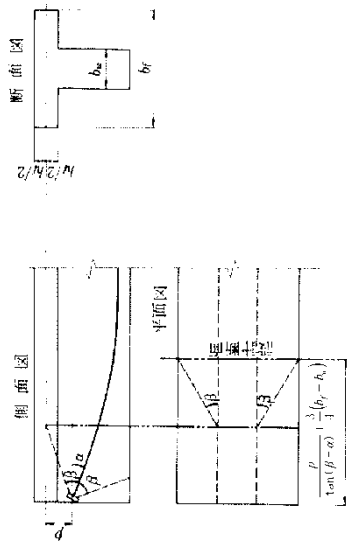


- ここに、 h : 桁高 (mm)
 b_f : 上フランジ幅 (mm)

図-解 5.3.3 数本の PC 鋼材が定着されている場合の設計断面

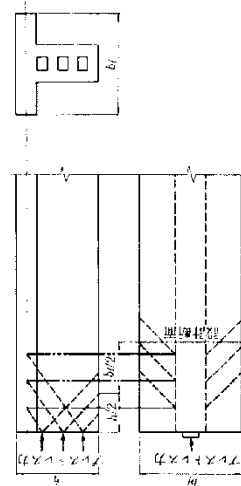
現行

は、付着をなくす PC 鋼材量を全 PC 鋼材量の 1/2 以下とするのがよい。また、コンクリートとの付着をなくす範囲は、部材の端部より支間の 1/5 程度以下とするのが望ましい。



- ここに、 β : プレストレス力の広がり角度 $\tan \beta = 2/3$
 α : PC 鋼材の曲上げあるいは曲下げ角度
 p : 上フランジ図心より PC 鋼材定着具までの距離 (mm)
 h_f : 上フランジ厚 (mm)
 b_f : 上フランジ幅 (mm)
 b_w : ウェブ厚 (mm)

図-解 6.6.11 プレストレス力の広がり

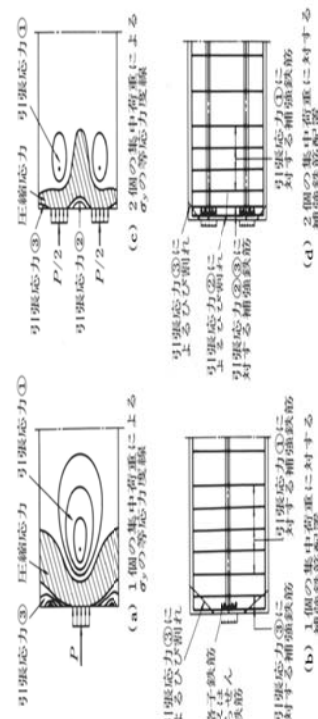


- ここに、 h : 桁高 (mm)
 b_f : 上フランジ幅 (mm)

図-解 6.6.12 数本の PC 鋼材が定着されている場合の設計断面

改定案	現行	備考
図-解 5.3.4 プレテンション部材のプレストレスの分布 2) 定着具付近のコンクリートに生じる局所的な応力が部材に与える影響を小さくするよう、<u>定着具付近の部材形状を適切に定める配慮とは、上フランジ下面、下フランジ上面、横桁への定着ではウェブ近傍位置に定着部を設けることや、ウェブ側面への定着ではウェブを拡幅することなどである。ウェブやフランジが薄い場合には、定着具からの集中力の影響が大きいため、部分的な突起とはせず、全幅にわたって定着させる必要がある。</u>例えば、図-解 5.3.5 に示すとおり、薄いウェブや薄いフランジに定着させる場合には、<u>定着を柱状、はり状にする</u>とよい。 図-解 5.3.5 全幅にわたり定着させた例 (4) 最小定着具間隔、定着具の最小かぶり等は、試験により定める必要がある。ただし、従来既に広く用いられている PC 工法で、十分安全であることが認められている場合には、それらの工法により適切に定める。その場合にも、<u>定着部が階段状になる場合の斜橋や、切欠き部を有する伸縮継手部付近では、緊張作業時から完成時に至るまでの最も不利な荷重や作業条件に対して、定着具の中心間隔やへりあきが所定の寸法を確保しているかなど、応力集中の影響も考慮してひび割れやコンクリートの部分的な破壊が生じないことに余裕が確保されている安全な構造となっているかを確認することが重要である。なお、最小定着具間隔、定着具の最小かぶりの設定においては、着具補強鉄筋が適切に配置できるか確認しておく必要がある。</u>	図-解 6.6.13 プレテンション部材のプレストレスの分布 (5) 最小定着具間隔、定着具の最小かぶり等は、試験により定める必要がある。しかし、従来既に広く用いられている PC 工法で、十分安全であることが認められている場合には、それらの方法によることができる。 ただし、定着部が階段状になる場合の斜橋や、切欠き部を有する伸縮継手部付近では、定着具の中心間隔や縁端距離が所定の寸法を確保しているか確認することが重要である。 6.6.8 定着具付近の補強 (1) 定着具付近は、定着具背面に生じる引張応力に対して十分抵抗できる構造としなければならない。 (2) (3) 及び (4) による場合においては、(1) を満たすものとみなす。 (3) PC 鋼材定着具付近のコンクリートは、PC 鋼材と直角な方向に生じる引張応力に対してスタタラップ、格子状の鉄筋、らせん鉄筋等で補強する。 (4) 部材中間に定着具を設ける場合においては、定着具付近のコンクリートに対して鉄筋で補強する。	

改定案	現行	備考
(6)1) PC 鋼材を定着する場合には、定着具から部材断面のコンクリートに集中荷重が作用することになる。プレテンション方式のように付着により定着する場合にも、PC 鋼材定着長区間の各断面には集中荷重が作用することになる。定着具付近のコンクリートは、このようなプレストレス力が集中するだけでなく、突起等によるコンクリート断面の急変により、過大な引張りやせん断力が生じることになる。そのため定着部付近では、PC 鋼材のあきや配置間隔、最大鋼材径を考慮し、格子状の鉄筋、らせん状の鉄筋を配置することで、過大な引張りやせん断力に対して、部材の安全性や耐久性を確保できるように設計する必要がある。 突起定着部は、5.1.1(2)解説を参考に適切に設計する必要がある。これまでの設計実績からすると、構造物本体をプレストレストコンクリート構造とする場合に、構造物本体の有効断面の外側に設置する突起定着部を鉄筋コンクリート構造として設計しても、構造物本体はプレストレストコンクリート構造としてみなすことができる。その場合でも、実績や実験等により安全性が確認された方法に基づき設計を行うことが基本となる。 個々の定着具背面のコンクリート内部には、PC 鋼材に直角な面内に引張応力①が生じる(図-解 5.3.6(a), (c))。この定着具背面の引張応力①に対して、一般的に PC 工法ごとに工法適用の前提となる補強条件がそれぞれ定められているので、設計施工の前提条件として、少なくともそれらは確実に満足するように鋼材配置等を設計する必要がある(図-解 5.3.6(b), (d))。部材の中間に定着具を配置する場合には、定着部周辺のコンクリートに引張応力が発生し、設計で想定する応力状態とは異なる可能性がある。そのため、部材の中間に定着具を配置する場合には、適切に応力状態を評価して設計を行う必要がある。	(3) PC 鋼材を定着する場合には、定着具から部材断面のコンクリートに集中荷重が作用することになる。プレテンション方式のように付着により定着する場合にも、PC 鋼材定着長区間の各断面には集中荷重が作用することになる。したがって、個々の定着具背面のコンクリート内部には、PC 鋼材に直角な面内に引張応力①が生じる(図-解 6.6.14(a), (c))。この定着具背面の引張応力①に対して、格子状鉄筋あるいはスタラーアップ等で補強する必要がある(図-解 6.6.14(b), (d))。この補強方法は、一般的に各 PC 工法ごとに、それぞれ定められているので、それらによることができる。 プレテンション方式で、PC 鋼材を 2 群に分けて断面の上下縁、あるいは左右縁に離して配置する場合又はポストテンション方式で、同一定着面に数個の定着具を離して配置する場合には、各定着具間でコンクリート内部に PC 鋼材に直角な大きい引張応力②が生じるため、ウェブ幅が小さい場合には、ひび割れが生じるおそれがある(図-解 6.6.14(c))。一般に、この引張応力は、定着具間のコンクリート表面で最も大きく、内部に行くに従って急激に減少し圧縮応力となるもので、その引張応力の分布する範囲も極めて小さい。この引張応力②に対してスタラーアップあるいは格子状鉄筋等で十分補強する必要がある(図-解 6.6.14(d))。	



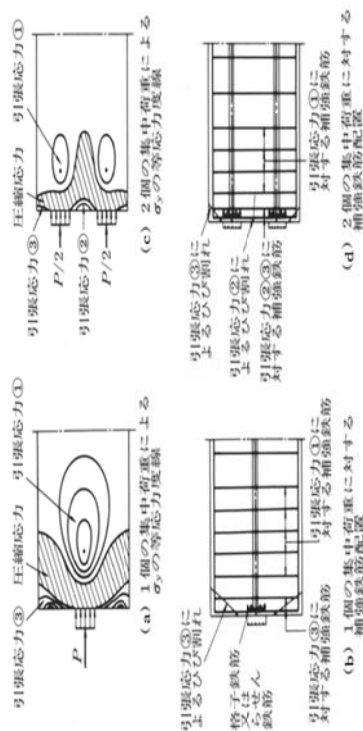


図-解 5.3.6 定着部付近の補強

プレテンション方式で、PC鋼材を2群に分けて断面の上下縁、あるいは左右縁に離して配置する場合、又はポストテンション方式で同一定着面に数個の定着具を離して配置する場合には、各定着具間でコンクリート内部にPC鋼材に直角方向の大きな引張応力が生じるため、ウェブ幅が小さい場合には、ひび割れが生じるおそれがある(図-解 5.3.6(c))。一般に、この引張応力は、定着具間のコンクリート表面で最も大きく、内部に行くに従って急激に減少し圧縮応力となるもので、その引張応力の分布する範囲も極めて小さい。そこで、この引張応力②に対してスターラップあるいは格子状鉄筋等で補強する場合には、できる限り定着具背面のコンクリート縁近くに配置するのが効果的である(図-解 5.3.6(d))。

一般に、定着具とコンクリート縁の間には、一定の距離をとるのが普通であるが、定着具背面のコンクリートが圧縮されるため、定着具とコンクリート縁の間のコンクリートには引張応力③が生じ、コンクリートにひび割れが生じたり、隅角部がはく離するおそれがある(図-解 5.3.6(a), (c))。これに対し、スターラップあるいは格子状鉄筋をコンクリート隅角部まで延長して補強する必要がある(図-解 5.3.6(b), (d))。

T桁及び箱桁のウェブに定着具を設ける場合には、プレストレスは一定の伝達区間だけ離れて初めてフランジに有効に分布するため、プレストレスによりフランジに生じるPC鋼材直角方向の引張応力 T_1 、 T_2 (図-解 5.3.7)の位置及びその大きさは、桁高及びウェブ間隔により異なることに注意する必要がある。図-解 5.3.7の場合、①断面のウェブに与えたプレストレス力Pは、③断面で初めてフランジに一樣に作用する。したがって、②断面では図-解 5.3.7 (d)に示すようにウェブ幅に集中して作用するものとして必要な補強をすればよい。一般には、この引張力 T_1 、 T_2 がそれほど大きくなることはなく、鉄筋が多く

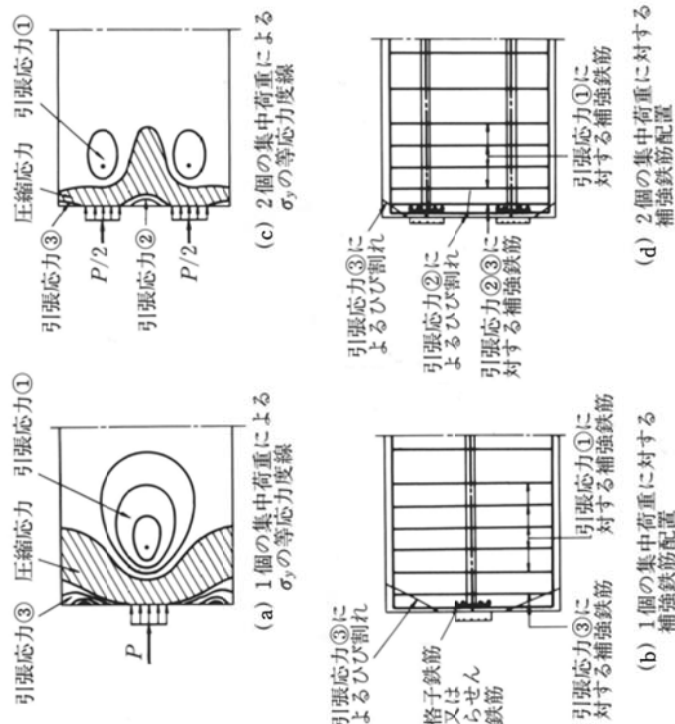


図-解 6.6.14 定着部付近の補強

また、一般に、定着具とコンクリート縁の間には、一定の距離をとるのが普通であるが、定着具背面のコンクリートが圧縮されるため、定着具とコンクリート縁の間のコンクリートには引張応力③が生じ、コンクリートにひび割れが生じたり、隅角部がはく離するおそれがある(図-解 6.6.14(a), (c))。これに対し、スターラップあるいは格子状鉄筋をコンクリート隅角部まで延長して補強する必要がある(図-解 6.6.14(b), (d))。

なお、T桁及び箱桁のウェブに定着具を設ける場合には、プレストレスは一定の伝達区間だけ離れて初めてフランジに有効に分布するものであるから(6.6.7解説(3))、プレストレスによりフランジに生じるPC鋼材直角方向の引張応力 T_1 、 T_2 (図-解 6.6.15)の位置及びその大きさは、桁高及びウェブ間隔により異なることに注意する必要がある。図-解 6.6.15の場合、①断面のウェブに与えたプレストレス力Pは、③断面で初めてフランジに一樣に作用する。したがって、②断面では図-解 6.6.15(d)に示すようにウェブ幅に集中して作用するものとして必要な補強をすればよい。一般には、この引張力 T_1 、 T_2 がそれほど大きくな

改定案

配置されているフランジでは問題はないが、部材の中間で横桁のない位置で定着するような構造とする場合には、 T_1 、 T_2 が大きくなることあるため十分検討する必要がある。

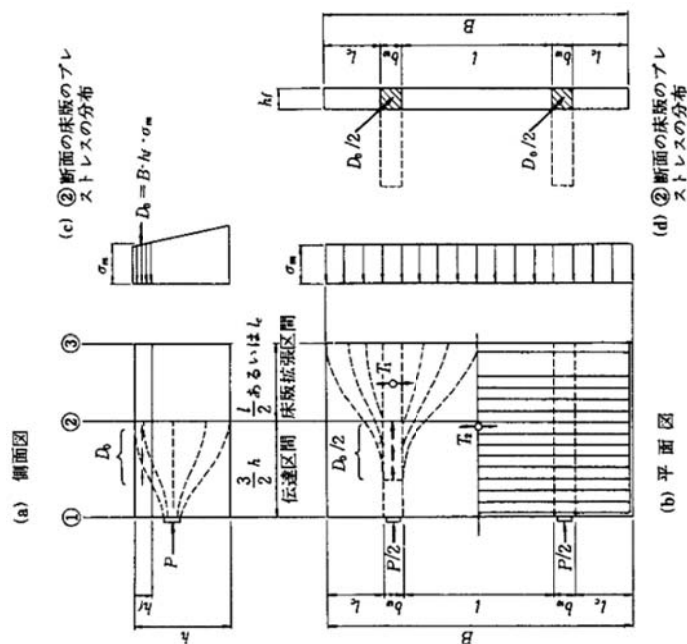


図-解 5.3.7 T 桁の床版へのプレストレスの伝達及び補強例

2) 部材の中間に定着具を配置する場合には、突起あるいは切欠きを立てて定着すると、定着周辺のコンクリートに局所的な引張応力が生じることから、原則として定着具をコンクリート中に埋込むものとする。ただし、やむを得ず突起あるいは切欠きを立てて定着する場合には、応力集中を考慮して適切に形状や補強を行う必要がある。また、定着具を設ける位置は、活荷重による応力変動の大きな点の近くに定着せずに、応力変動の大きい点から十分離し、断面の図心に近い位置あるいは部材断面圧縮部のコンクリートに定着するのがよい。例えば、PC 鋼材を箱桁内の下床版に定着する場合、定着突起近傍の下床版に局部応力が生じるため、応力の伝達をスムーズにできるように、ウェブと一体となる位置に定着突起を配置することが望ましい。

部材本体に導入されるプレストレスが定着具前後で急変することによって、定着具前面のコンクリートやコンクリート断面急変部付近のコンクリートには、比較的大きな引

現行

ることではなく、フランジには鉄筋が多く配置されているので問題はないが、部材の中間で横桁のない位置で定着するような場合には十分検討する必要がある。

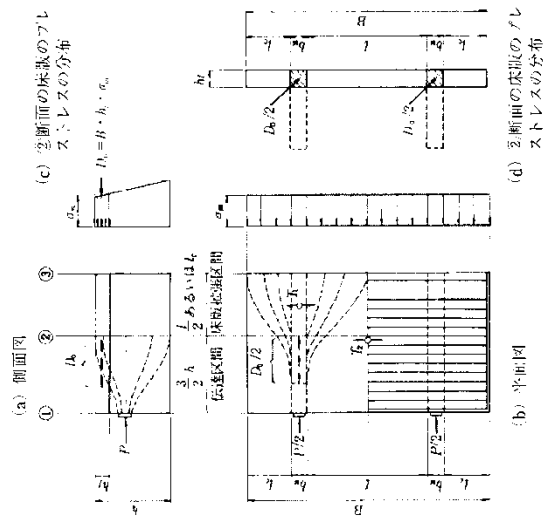


図 解 6.6.15 T 桁の床版へのプレストレスの伝達及び補強例

(4)部材の中間に定着具を配置する場合には、原則として定着具をコンクリート中に埋込むものとするが、やむを得ない場合は、適当な突起あるいは切欠きを設けて定着される。このような場合には、プレストレスの急変によって定着具前面のコンクリートに、また突起あるいは切欠きによるコンクリート断面の急変によって隅角部付近のコンクリートに比較的大きな引張応力が生じるので、これに対し、つぎのような補強をする必要がある。

改定案	現行	備考
張応力が生じるので、これに対し<u>以下</u>のような補強をする必要がある。 ① 埋込み定着の場合 コンクリート中に埋込んで定着するもので、一般にデッドアンカーとして用いられるものである。定着する力を、PC鋼材とコンクリートとの付着を期待して定着区間に分散させて小さくする方法もあるが、一般的な定着具付近の補強としては、補強鉄筋を配置するほかに、<u>図-解 5.3.8</u>に示すように、PC鋼材に沿う方向あるいは部材軸方向に補強鉄筋を配置する必要がある。 図-解 5.3.8 デッドアンカー部の補強鉄筋 ② 突起定着の場合 ウェブあるいはフランジに突起を設けて定着する場合、定着部付近のコンクリートには、<u>図-解 5.3.9</u>に示す位置に矢印の方向に引張応力が生じる。これまで実績があり安_全性が十分に確認されているPC鋼材の定着間隔や導入軸力、また突起の大きさ等に従う場合には、<u>プレストレスのみにより隅角部に生じる引張力T_3</u>は、<u>プレストレス力の1割程度といわれており</u>、<u>プレストレスのみにより隅角部にひび割れが生じる可能性は少ない</u>。ただし、フランジ下側に突起定着部がある場合等は、荷重による曲げモーメント及びせん断力の影響によって、<u>図-解 5.3.10</u>に示すようなθ方向にひび割れが発生する可能性がある。 θは荷重、軸方向力及びプレストレス力Pの大きさにより差があるが、<u>ほぼ$10^\circ \sim 20^\circ$</u>といわれている。このひび割れに対して、<u>図-解 5.3.11</u>に示すような鉄筋F_2を配置する必要がある。 また、プレストレス力Pによって突起のコンクリートには、大きな圧縮ひずみが生じるため、突起前面のコンクリートに引張応力T_4が生じる。そのため、PC鋼材に平行に配置した鉄筋F_3が必要である(<u>図-解 5.3.11</u>)。なお、この目的で設定される鉄筋は、突起周辺の局所的な応力の制御に用いられるため、設置範囲が局所的であり、有効プレ	① 埋込み定着の場合 コンクリート中に埋込んで定着するもので、一般にデッドアンカーとして用いられるものである。定着する力を、PC鋼材とコンクリートとの付着を期待して定着区間に分散させて小さくする方法もあるが、一般的な定着具付近の補強としては、<u>(3)解説に示す補強鉄筋</u>を配置するほかに、<u>図-解 6.6.16</u>に示すように、PC鋼材に沿う方向あるいは部材軸方向に補強鉄筋を配置する必要がある。 図-解 6.6.16 デッドアンカー部の補強鉄筋 ② 突起定着の場合 ウェブあるいはフランジに突起を設けて定着する場合、定着部付近のコンクリートには、<u>図-解 6.6.17</u>に示す位置に矢印の方向に引張応力が生じる。一般には、<u>プレストレスのみにより隅角部に生じる引張力T_3</u>は、<u>プレストレス力の1割程度といわれており</u>、<u>プレストレスのみにより隅角部にひび割れが生じる可能性は少ない</u>。しかし、フランジ下側に突起定着部がある場合等は、荷重による曲げモーメント及びせん断力の影響によって、<u>図-解 6.6.18</u>に示すようなθ方向にひび割れが発生する可能性がある。 θは荷重、軸方向力及びプレストレス力Pの大きさにより差があるが、<u>ほぼ$10^\circ \sim 20^\circ$</u>といわれている。このひび割れに対して、<u>図-解 6.6.19</u>に示すような鉄筋F_2を配置する必要がある。 また、プレストレス力Pによって突起のコンクリートに大きな圧縮ひずみが生じるため、突起前面のコンクリートに引張応力T_4が生じるので、PC鋼材に平行に配置した鉄筋F_3が必要である (<u>図-解 6.6.19</u>)。	

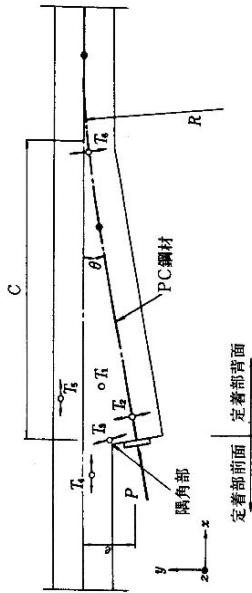
改定案

現行

備考

トレス算出時の鉄筋拘束による低減効果には見込まなくてよい。

図-解 5.3.11 は、部材・補強材が連続し、1本の緊張材が独立して定着された定着部の補強方法を示したものである。そのため、複数本を定着する場合、途中で定着する部分施工のような鉄筋が連続しない場合、あるいは複合構造のような剛性が極端に変化する場合には、既往の補強事例を参考にしたり、立体有限要素法等で補強方法を検討することが望ましい。



ここに、 P : プレストレス力 (N)

e : プレストレス力の偏心量 (mm)

C : 突起定着部の長さ (mm)

R : PC 鋼材の曲げ半径 (mm)

θ : PC 鋼材の曲げ角度

T_1 : 定着部背面 z -方向 (紙面に直角方向) に生じる引張力 (N)

T_2 : 定着部背面 y -方向に生じる引張力 (N)

T_3 : 隅角部に生じる引張力 (N)

T_4 : 定着部前面に生じる引張力 (N)

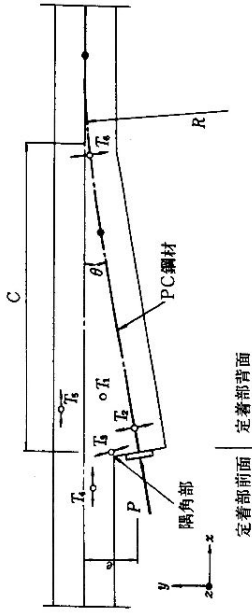
T_5 : プレストレスによる曲げモーメント ($M_0 = p \cdot e$) によって生じる引張力 (N)

T_6 : PC 鋼材屈曲部に生じる引張力 (N)

$$T_6 = P \cdot \sin \theta \approx P \cdot \theta = P \cdot e / C$$

図-解 5.3.9 突起定着部の引張応力

ただし、図-解 6.6.19は、部材・補強材が連続し、1本の緊張材が独立して定着された定着部の補強方法を示したものであり、複数本を定着する場合、途中で定着する部分施工のような鉄筋が連続しない場合、あるいは複合構造のような剛性が極端に変化する場合には、既往の補強事例を参考にしたり、立体有限要素法等で補強方法を検討することが望ましい。



ここに、 P : プレストレス力 (N)

e : プレストレス力の偏心量 (mm)

C : 突起定着部の長さ (mm)

R : PC 鋼材の曲げ半径 (mm)

θ : PC 鋼材の曲げ角度

T_1 : 定着部背面 z -方向 (紙面に直角方向) に生じる引張力 (N)

T_2 : 定着部背面 y -方向に生じる引張力 (N)

T_3 : 隅角部に生じる引張力 (N)

T_4 : 定着部前面に生じる引張力 (N)

T_5 : プレストレスによる曲げモーメント ($M_0 = p \cdot e$) によって生じる引張力 (N)

T_6 : PC 鋼材屈曲部に生じる引張力 (N)

$$T_6 = P \cdot \sin \theta \approx P \cdot \theta = P \cdot e / C$$

図-解 6.6.17 突起定着部の引張応力

改定案	現行	備考
図-解 5.3.10 フランジに設けられた突起定着部のひび割れ ここに、F_1：図-解 5.3.9 に示す T_1 に対する補強鉄筋 (フランジの主鉄筋を併用してはならない) F_2：図-解 5.3.9 に示す T_2、T_3 に対する補強鉄筋 F_3：図-解 5.3.9 に示す T_4、T_5 に対する補強鉄筋 (フランジの主鉄筋を併用してはならない) F_4：図-解 5.3.9 に示す T_6 に対する補強鉄筋 図-解 5.3.11 突起定着の補強例 ③ 切欠き定着の場合 部材中間にコンクリート断面を切り欠いて定着する場合、定着具背面の局部応力に対しては切欠き深さ及びウェーブに連結した床版有効幅を考えて補強をすればよい。しかし、中間定着具背面のコンクリートに圧縮ひずみが生じるため隣接したコンクリートにかなりの引張応力が生じ、特に隅角部に図-解 5.3.12 に示すようなひび割れが発生する可能性があるため、補強する必要がある。 実験によれば、隅角部の引張応力度の大きさは、α、θ の大きさに関係し、α が大きい	図-解 6.6.18 フランジに設けられた突起定着部のひび割れ ここに、F_1：図-解 6.6.17 に示す T_1 に対する補強鉄筋 (フランジの主鉄筋を併用してはならない) F_2：図-解 6.6.17 に示す T_2、T_3 に対する補強鉄筋 F_3：図-解 6.6.17 に示す T_4、T_5 に対する補強鉄筋 (フランジの主鉄筋を併用してはならない) F_4：図-解 6.6.17 に示す T_6 に対する補強鉄筋 図-解 6.6.19 突起定着の補強例 ③ 切欠き定着の場合 部材中間にコンクリート断面を切り欠いて定着する場合、定着具背面の局部応力に対しては切欠き深さ及びウェーブに連結した床版有効幅を考えて(3)の解説によって補強をすればよい。しかし、中間定着具背面のコンクリートに圧縮ひずみが生じるため隣接したコンクリートにかなりの引張応力が生じ、特に隅角部に図-解 6.6.20 に示すようなひび割れが発生する可能性があるため、補強する必要がある。 実験によれば、隅角部の引張応力度の大きさは、α、θ の大きさに関係し、α の大きい	

改定案	現行	備考
いほど、θ が小さいほど隅角部の引張応力度は小さくなり、また隅角部に丸み(r)を付けることによって引張応力度は小さくなる。隅角部の最大引張応力は、定着具背面の圧縮応力(q)の 20～50%に及ぶといわれているが、その範囲は一般に小さい。定着具背面のコンクリートのクリープが、隣接した前面のコンクリートのクリープより大きくなるため隅角部の引張ひずみが増加し、ひび割れを助長する結果となる。定着具前面に適当な圧縮応力がある場合でも局部的にこのような引張応力が生じるものであるから、荷重による応力集中によって引張応力が生じる位置に切欠き定着を設ける場合には、特に入念な補強が必要である。切欠き定着部の補強例を図-解 5.3.13 に示す。 ここに、 θ : PC 鋼材の曲げ角度 α : 定着面に対する切欠きの角度 q : 定着背面の圧縮応力 図-解 5.3.12 切欠き定着部のひび割れ	ほど、θ の小さいほど隅角部の引張応力度の大きさは小さくなり、また隅角部に丸み(r)を付けることによって引張応力度は小さくなる。隅角部の最大引張応力は、定着具背面の圧縮応力(q)の 20～50%に及ぶといわれているが、その範囲は一般に小さい。 また、定着具背面のコンクリートのクリープが、隣接した前面のコンクリートのクリープより大きくなるため隅角部の引張ひずみが増加し、ひび割れを助長する結果となる。定着具前面に適当な圧縮応力がある場合でも局部的にこのような引張応力が生じるものであるから、荷重による応力集中によって引張応力が生じる位置に切欠き定着を設ける場合には、特に入念な補強が必要である。切欠き定着部の補強例を図-解 6.6.21 に示す。 ここに、 θ : PC 鋼材の曲げ角度 α : 定着面に対する切欠きの角度 q : 定着背面の圧縮応力 図-解 6.6.20 切欠き定着部のひび割れ	

改定案	現行	備考
ここに、F_1, F_2, F_3: 切欠きの引張応力に対する補強 F_4: 定着具背面の引張応力に対する補強 図-解 5.3.13 切欠き定着部の補強例 斜角を有する場所打ち中空床版橋などでは、主桁端部で階段状に切欠きを設けて PC 鋼材を定着する必要がある。この場合、切欠き部に補強鉄筋が不足したり、定着中心間隔のみを確保して縁端距離を確保できないなど、一般的に各 PC 定着工法で定められている方法の適用範囲外となる。このような場合、少なくとも以下に示す事項について配慮して、局所的な応力に対して十分抵抗できる構造とする必要がある(図-解 5.3.14)。 ① 定着中心間隔及び縁端距離の確保 少なくとも各 PC 定着工法で定められる定着中心間隔及び縁端距離を確保する。縁端距離は、局所的な応力が 3 次元的に分布することを考慮し、断面方向だけでなく、平面方向や側面方向及び伸縮装置の切欠きに対しても確保が必要である。 ② 切欠き部の応力集中 定着具近傍の集中応力は、支圧板から 45° に分布することを想定し、その応力が部材内に納まるよう切欠き形状(支圧板から縁端までの距離と切欠き高さ)を検討するのがよい。さらに、必要に応じて個別に試験を行ったり、有限要素解析等により局所的な応力分布を明らかにして定着部の安全性を確保する必要がある。 ③ 定着具補強鉄筋の配置 定着具近傍では、緊張材の直角方向に引張応力が生じ、部材に悪影響を与える可能性がある。そのため、定着具補強鉄筋及び L 字状の補強鉄筋を定着具背面に配置する	ここに、F_1, F_2, F_3: 切欠きの引張応力に対する補強 F_4: 定着具背面の引張応力に対する補強 図-解 6.6.21 切欠き定着部の補強例	

改定案	現行	備考
必要がある。 ④ 緊張空間の確保及び緊張順序 切欠き形状は、各 PC 定着工法としてジャッキ配置可能な緊張空間もあわせて確保する必要がある。なお、緊張順序により定着具付近に割裂応力が発生する場合があるの で、緊張順序をよく検討の上、割裂応力の発生抑制に留意する必要がある。この場合、 複数ある定着の図心に近いものから緊張し偏心を少なくすることや、定着よりも上側 にある切欠き(図の A)に引張応力度を発生させないよう図-解 5.3.14 の B、C、D の順に 緊張するなどが基本となる。 図-解 5.3.14 斜角を有する部材に定着する場合の安全性に配慮した事例 5.3.3 引張鉄筋の配置 (1) プレストレスを導入する構造において断面において断面に引張応力が発生する場合には、引張応力に抵抗するための鉄筋を適切に配置しなければならない。 (2) (1)において、設計計算の前提としてコンクリートの全断面が有効となる耐荷機構を求める場合には、以下の 1) から 3) を満足するよう鉄筋を配置することを原則とする。 1) 引張応力が生じる部材断面に引張鉄筋を配置し、その引張鉄筋の断面積は以下の i) 及び ii) で求められる値のいずれか大きい方以上とする。ただし、コンクリートの引張応力度が 3.5N/mm^2 を超えない場合に適用し、3.5N/mm^2 を超える場合には、鉄筋コンクリート構造と同様にコンクリートの引張応力を受ける部分を無視して引張鉄筋量を定める。 i) $A_s = \frac{\tau_c}{\sigma_{smax}} \dots\dots\dots (5.3.1)$ ここに、A_s : 引張鉄筋の断面積 (mm^2)	6.5 プレストレストコンクリート構造の引張鉄筋 (1) プレストレストコンクリート構造では、計算上想定しないひび割れが生じた場合でも、その幅の拡大や集中を防ぐようにしなければならない。 (2) 鋼材を (3) により配置した場合においては、(1) を満たすものとみなす。 (3) 設計荷重作用時に部材断面のコンクリートに引張応力が生じる場合においては、引張応力が生じるコンクリート部分に (4) 及び (5) に規定する引張鉄筋を配置する。ただし、PC 鋼材とコンクリートの付着がない部材については、設計荷重作用時のほか、次の荷重の組合せを考慮する。 死荷重 + $1.35 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃}) + \text{有効プレストレス力}$ (4) 引張応力が生じる部材断面に配置する引張鉄筋の断面積は、次の値以上とする。 1) $A_s = T_c / \sigma_{sa} \dots\dots\dots (6.5.1)$ ここに、A_s : 引張鉄筋の断面積 (mm^2) T_c : コンクリートに生じる引張応力の合力 (N) σ_{sa} : 引張鉄筋の許容引張応力度 (N/mm^2)	

改定案	現行	備考				
T_c : コンクリートに生じる引張応力の合力(N) σ_{smax} : 引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値で 210N/mm²とする。 ii) 引張応力が生じる部分のコンクリート断面積の 0.5% 2) 以下に示す i) 及び ii) の条件とともに満足する場合には、PC 鋼材を引張鉄筋とみなしてよい。 i) PC 鋼材とコンクリートの付着がある。 ii) コンクリートに生じる引張応力の合力をその部分に配置する PC 鋼材の断面積で除した応力度と PC 鋼材に生じる引張応力度との和が、表 -5.3.1 に規定される PC 鋼材の引張応力度の制限値を超えない。 <table><tr><th>応力度の制限値</th><th>備考</th></tr><tr><td>$0.65\sigma_{pu}$ 又は $0.85\sigma_{py}$ のうち小さい方の値</td><td>σ_{pu} : PC 鋼材の引張強度の特性値 (N/mm²) σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm²)</td></tr></table> 3) PC 鋼材とコンクリートの付着がない場合には、曲げモーメント等によるひび割れが集中することがないよう、1) を満足したうえで、必要に応じて適切な措置を講じる。	応力度の制限値	備考	$0.65\sigma_{pu}$ 又は $0.85\sigma_{py}$ のうち小さい方の値	σ_{pu} : PC 鋼材の引張強度の特性値 (N/mm ²) σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm ²)	2) 引張応力が生じる部分のコンクリート断面積の0.5% なお、コンクリートの全断面を有効として算出したコンクリートの引張応力度が 3N/mm²を超える場合には、鉄筋コンクリート構造と同様にコンクリートの引張応力を受ける部分を無視して引張鉄筋量を算出するのがよい。 (5) 次に示す 2 つの条件とともに満たす場合においては、PC 鋼材を引張鉄筋とみなすことができる。この場合の許容引張応力度は、(6)による。 1) PC 鋼材とコンクリートの付着がある場合 2) コンクリートに生じる引張応力の合力をその部分に配置する PC 鋼材の断面積で除した応力度と PC 鋼材の引張応力度との和が、PC 鋼材の許容引張応力度以下の場合。 (6) (5) の規定により、PC 鋼材を引張鉄筋とみなせる場合においては、式 (6.5.1) の許容引張応力度 σ_{sa} は、主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重に対して 180N/mm² とし、その他の荷重の場合に対しては 3.1 の規定により割増しする。 (1) プレストレストコンクリート構造の設計においては、コンクリートに許容応力度以下の引張応力が生じてもよいとしている。しかし、コンクリートに引張応力が生じる場合には、<u>引張応力の生じる部分に鉄筋を配置し、ひび割れが生じた場合でもその幅が大きくなるのを防ぐとともに、集中して大きなひび割れが発生するのを防ぐこととしている。</u> (3) PC 鋼材とコンクリートが付着していない部材では、想定した荷重より大きな荷重が作用するとひび割れが分散されないため、集中して大きなひび割れが発生することになり、<u>鋼材の腐食等が生じやすくなる。これを防ぐため、活荷重を 35%割増した荷重を受けた場合について引張鉄筋量を算出し、活荷重を割増さない場合に算出した鉄筋量と比較し、多い方の鉄筋量を引張縁近くに配置して、ひび割れの分散を図ることとしている。</u>	
応力度の制限値	備考					
$0.65\sigma_{pu}$ 又は $0.85\sigma_{py}$ のうち小さい方の値	σ_{pu} : PC 鋼材の引張強度の特性値 (N/mm ²) σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm ²)					

改定案	現行	備考
(2) プレストレスを導入する構造の設計において、コンクリートに引張応力が生じ、かつ、<u>全断面有効であると仮定して応力計算を行う場合には、設定した有効断面の成立性を担保するために、不測の事態によってひび割れが生じた場合でも、応力状態がひび割れ発生前と大きく異ならないよう適切に制御されている必要がある。すなわち、万が一ひび割れが生じた場合にも、その深さが深くなることを防ぐとともに、ひび割れが分散せず、一部のひび割れの深さ及び幅が大きくなることを防ぐことが求められている。なお、プレキャスト部材を連結して一体の部材としたものをプレストレストコンクリート棒部材とする場合にも、全断面を有効とした耐荷機構の前提として、引張鉄筋の配置が求められる。</u> 1) 引張鉄筋の算出方法が規定されたものである。引張鉄筋量の算出方法としては、鉄筋コンクリート構造と同様にコンクリートの引張強度を無視して算出する方法もあるが、一般には i), ii) に規定される方法により引張鉄筋量を算出すると計算が簡単で、しかも安全側となることを考慮して、コンクリートの引張応力度が 3.5N/mm^2 まではこの方法によってよい。ただし、引張応力度が 3.5N/mm^2 を超える場合には、耐荷機構として全断面での抵抗を仮定できないことから、(1)の規定に従いコンクリートの引張抵抗を無視して必要鉄筋量を算出する必要がある。また、この場合には、鉄筋コンクリート構造に準じた限界状態の設定を行うのがよい。なお、引張応力度に対する制限値は、コンクリートの引張強度を超えない範囲で、これまでの示方書による場合と同等の安全余裕を確保するように定められている。コンクリートに発生する応力度がこの制限値以下となる場合には、コンクリートの引張抵抗を無視して応力度を算出した場合と、全断面が有効となつて抵抗すると仮定して算出した場合との乖離が小さいと考えてよい。 式(5.3.1)及びii)の条件は式(解 5.3.1)のように表すことができる(図-解 5.3.15 参照)。 $A_s = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_{ct}}{2 \sigma_{sa}} \dots\dots\dots \text{(解5.3.1)}$ ただし、$A_s \geq 0.005b \cdot x$ ここに、A_s : 引張鉄筋量 (mm^2) b : 部材引張縁の幅 (mm) x : 部材引張縁から中立軸までの距離 (mm) σ_{ct} : 変動作用時に部材引張縁に生じるコンクリートの引張応力度 (N/mm^2) σ_{sa} : 引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値 (N/mm^2)	(4) 引張鉄筋の算出方法を規定したものである。引張鉄筋量の算出方法としては、鉄筋コンクリート構造と同様にコンクリートの引張強度を無視して算出する方法もあるが、一般には 1), 2) に規定する方法により引張鉄筋量を算出すると計算が簡単で、しかも安全側となるので、コンクリートの引張応力度が 3N/mm^2 まではこの方法によってよいこととしている。ただし、衝突荷重又は地震の影響を考慮した荷重の組合せで引張応力度が 3N/mm^2 を超える場合は、引張鉄筋量が多くなるので、鉄筋コンクリート構造と同様に、コンクリートの引張強度を無視して算出するのがよい。 式(6.5.1)及び2)の条件は式(解 6.5.1)のように表すことができる (図-解 6.5.1 参照)。 $\dots\dots\dots \text{(解 6.5.1)}$ ただし、$A_s \geq 0.005b \cdot x$ ここに、A_s : 引張鉄筋量 (mm^2) b : 部材引張縁の幅 (mm) x : 部材引張縁から中立軸までの距離 (mm) σ_{ct} : 設計荷重作用時に部材引張縁に生じるコンクリートの引張応力度 (N/mm^2) σ_{sa} : 引張鉄筋の許容引張応力度 (N/mm^2) (a) 応力度分布 (b) 部材の断面形状	

図-解 6.5.1 コンクリートの引張応力度の分布

改定案	現行	備考
(a) 応力度分布 (b) 部材の断面形状 図-解5.3.15 コンクリートの引張応力度の分布 ここで、引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値は、有効断面の成立性に対してひび割れ制御の観点から規定されているものであり、引張応力により生じたひび割れの幅が0.3mm程度に留まることも考慮し、これまでの示方書による場合と同等の照査水準を確保するよう鉄筋の種類によらず耐荷性能の照査にあたっては$210\text{N}/\text{mm}^2$と定められている。 2) PC鋼材の応力度が、制限値に対して余裕がある場合は、引張応力度が生じる部分に配置されているPC鋼材を引張鉄筋として扱うことができる。この場合、実際に配置する引張鉄筋量は、式(5.3.1)又は式(解5.3.1)より算出される鉄筋断面積から、引張鉄筋とみなせるPC鋼材断面積を差し引いた値となる。なお、本規定に基づいてPC鋼材を引張鉄筋として扱う場合にも、引張鉄筋としてのPC鋼材の引張応力度の最大値は、引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値と等しくする必要がある。表-5.3.1に示す制限値は、I編3.3に規定する作用の組合せと各係数に対して、従来の道路橋示方書による場合と同等の安全余裕を確保するよう、応答に可逆性を有する範囲として新たに定められた。 3) PC鋼材とコンクリートが付着していない部材では、引張応力が発生する場合に生じるひび割れが分散されないため、集中して大きなひび割れが発生することになり、鋼材の腐食等が生じやすくなる。そのため、ひび割れの状況を適宜予測し、ひび割れが集中するおそれが認められる場合には適切な措置を講じる必要がある。	(5) PC鋼材の応力度が、許容応力度に対して余裕がある場合は、引張応力度が生じる部分に配置されているPC鋼材を引張鉄筋とみなすことができることとしている。すなわち、この場合に<u>実際に配置する引張鉄筋量は、式(5.3.1)又は式(解5.3.1)より算出される鉄筋断面積から、引張鉄筋とみなせるPC鋼材断面積を差し引いた値となる。</u> (6) (5)に基づいてPC鋼材を引張鉄筋とみなす場合に、引張鉄筋としてのPC鋼材の許容応力度を規定したものである。	

5. 4 部材の照査に用いる応力度の算出

5. 4. 1 鉄筋コンクリート構造

- (1) 鉄筋コンクリート構造の部材では、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響を適切に考慮したうえで、前提とする耐荷機構に応じた抵抗断面について応力度を算出しなければならない。
- (2) (3)から(6)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材に

改定案	現行	備 考
において、部材断面のコンクリートに生じる軸方向圧縮応力度及び軸方向鉄筋に生じる応力度は、以下の 1) から 3) により算出する。 1) 縦ひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。 3) 鉄筋とコンクリートのヤング係数比は、4.2.2 及び 4.2.3 の規定に従い適切に定める。 (4) コンクリートのクリープの影響を応力度算出における鉄筋とコンクリートのヤング係数比により考慮する場合には、(3)3)における鉄筋とコンクリートのヤング係数比を 15 とする。ただし、コンクリートのクリープの影響を応力度算出における鉄筋とコンクリートのヤング係数比により考慮しない場合には、適切な方法によりコンクリートのクリープの影響を考慮する。 (5) セン断力を受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材において、セン断補強鉄筋に生じる応力度は、次により算出する。なお、支点等により直接支持された断面近傍(図-5.8.4 の斜線部)に配置されるセン断補強鉄筋のセン断応力度は、図-5.8.4 に示す照査断面における応力度とする。 $\sigma_s = \frac{1.15S_s \cdot \alpha}{\Sigma A_w d (\sin \theta + \cos \theta)} \dots \dots \dots (5.4.1)$ $S_s = S_h - S_{cd} \dots \dots \dots (5.4.2)$ ここに、σ_s : セン断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm²) S_s : セン断補強鉄筋が負担するセン断力の合計 (N) であり、0 を下回るときには 0 とする。 S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計セン断力 (N) で、式(5.8.9)により算出する。 S_{cd} : コンクリートが負担できるセン断力 (N) で、式(5.4.3)により算出する。 $S_{cd} = \Phi_{uc} \tau_r b_w d \dots \dots \dots (5.4.3)$	4.2 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の照査 4.2.3 設計荷重作用時の照査 (1) 設計荷重作用時には、4.1により算出した断面力で(2)から(4)により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。 (2) 鉄筋コンクリート構造 1) 縦ひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。 3) 鉄筋とコンクリートのヤング係数比は15とする。 (2) 鉄筋コンクリート構造 2) コンクリートの引張強度は、圧縮応力度に比較して非常に小さいので無視することとしている。したがって、鉄筋のみで部材断面に生じる引張力を負担するものとして、曲げモーメントに対する応力度の算出を必要がある。 4.3 セン断力が作用する部材の照査 4.3.3 設計荷重作用時の照査 (1) 設計荷重作用時には、4.3.1(3)により算出した設計セン断力を用いて(3)又は(4)の規定により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。なお、式(4.3.2)により算出した部材断面に生じるコンクリートの平均セン断応力度が表-4.3.1 の値以下の場合においては、(3)に規定する鉄筋コンクリート構造における斜引張鉄筋の応力度は照査しなくてよい。 $\tau_m = \frac{S_h - S_p}{b_w \cdot d} \dots \dots \dots (4.3.2)$ ここに、τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均セン断応力度 (N/mm²) S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計セン断力 (N) S_p : P C 鋼材の引張力のセン断力作用方向の分力 (N) $S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$ ただし、セン断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、$S_p = 0$ とする。	

改定案

現行

備考

τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力 (N/mm²) で、式 (5.8.4) による。

Φ_{uc} : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数で表 -5.8.3 に示す値とする。

b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (mm²)

a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

A_p : 部材断面における P C 鋼材の断面積 (mm²)

σ_{pe} : 部材断面における P C 鋼材の有効引張応力度 (N/mm²)

α : P C 鋼材が部材軸となす角度

表-4.3.1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.36	0.39	0.42	0.45	0.55	0.65	0.70

(2) せん断力が作用する方向の厚さが薄い鉄筋コンクリート構造の部材については、式 (4.3.2) により算出した部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-4.3.1 の値以下としなければならない。

(3) 鉄筋コンクリート構造における斜引張鉄筋の応力度

$$\sigma_s = 1.15 \sigma_s \frac{A_w \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}{a} \dots \dots$$

(4.3.3)

ここに、 σ_s : 斜引張鉄筋の応力度 (N/mm²)

S_s : 斜引張鉄筋が負担するせん断力の合計 (N)

$$S_s = S_h - S_c$$

S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (N)

S_c : コンクリートが負担できるせん断力 (N)

$$S_c = k \cdot \tau_c \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{ただし、} k = 1 + \frac{M_o}{M_d} \leq 2$$

A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋される斜引張鉄筋の断面積 (mm²)

a : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

θ : 斜引張鉄筋が部材軸となす角度

b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²) (表 -4.3.1 の値) ただし、荷重の組合せによる応力度の割増しを行ってはならない。

改定案	現行	備考
(6) ねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート構造の部材において、横方向鉄筋又は軸方向鉄筋に生じる応力度は、次により算出する。なお、支点等により直接支持された断面近傍(図-5.8.4の斜線部)に配置される鉄筋に生じる応力度は、図-5.8.4に示す照査断面における応力度とする。	M_d : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm) M_o : 軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント (N・mm) (1) 部材断面に生じる平均せん断応力度が、コンクリートが負担できる平均せん断応力度以下の場合、せん断ひび割れは問題にならないとしてよい。なお、表-4.3.1に規定する設計基準強度の範囲内で記載にない設計基準強度に対するコンクリートが負担できる平均せん断応力度は、規定するコンクリートが負担できる平均せん断応力度より線形補間して算出してよい。設計基準強度が60N/mm²を超える高強度コンクリートを用いる場合は、表-4.3.1の設計基準強度が60N/mm²のコンクリートで規定されている値を用いることとする。 (2) 薄い版状の鉄筋コンクリート構造の部材では、斜引張鉄筋を有効に配置することが困難であるため、コンクリートのみでせん断力を受け持つことを照査する必要がある。したがって、部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-4.3.1の値以下とするものとしている。ただし、この項を満足する場合でも、6.4(5)の2)に規定する最小量の軸方向引張主鉄筋を配置する必要がある。 なお、薄い版状のプレストレストコンクリート構造の部材では、(4)の規定によりコンクリートの斜引張応力度の照査を行う。 (3) 鉄筋コンクリート構造では、設計荷重作用時に部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が、表-4.3.1の値を超える場合には、せん断力による有害な斜めひび割れの発生を抑えるために、斜引張鉄筋の応力度が3.3に規定する許容応力度以下となることを照査することとしている。ここで、斜引張鉄筋の応力度は、従来どおりトラス理論により算出することとしている。 S_eについては、4.3.4(3)の解説を参照。 4.4 ねじりモーメントが作用する部材の照査 4.4.3 設計荷重作用時の照査 (1) 設計荷重作用時には、4.1により算出したねじりモーメントで(2)又は(3)の規定により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。ただし、式(4.4.2)により算出したねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度、又は、ねじりモーメントによるせん断応力度と式(4.3.2)により算出したせん断力による平均せん断応力度の和が、表-4.3.1の値以下の場合においては、(2)に規定するねじりモーメント	

改定案

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{st} &= \frac{M_t \cdot a}{1.6b_t \cdot h_t \cdot A_{wt}} \\ \sigma_{sl} &= \frac{M_t \cdot (b_t + h_t)}{0.8b_t \cdot h_t \cdot A_{lt}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.4.4)$$

ここに、 σ_{st} : ねじりモーメントに対する横方向鉄筋の応力度 (N/mm²)
 σ_{sl} : ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の応力度 (N/mm²)
 M_t : 部材断面に作用するねじりモーメント (N・mm)
 A_{wt} : 間隔 a で配置されるねじりモーメントに対する横方向鉄筋 1 本の断面積 (mm²)
 A_{lt} : 部材断面に配置されるねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の全断面積 (mm²)
 a : 横方向鉄筋の間隔 (mm)
 b_t, h_t : 図-5.4.1 に示す幅及び高さ (mm)

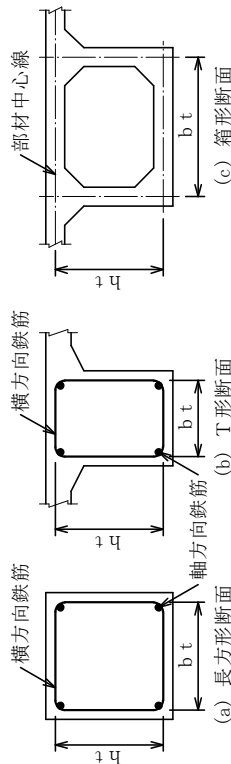


図-5.4.1 式(5.4.4)に用いる b_t 及び h_t

(2) 鉄筋コンクリート構造の部材における耐荷力設計において、応力度の算出が必要な場合について規定している。鉄筋コンクリート構造は、コンクリートの引張抵抗を期待せずに設計するものであることから、鉄筋のみで部材断面に生じる引張力を負担するものとして曲げモーメントに対する応力度の算出をしなければならぬ。なお、せん断遅れ現象の影響が大きい部材では、曲げモーメントに対する軸方向圧縮応力度の分布が一様にはならぬので、この影響を考慮して部材の有効断面を定める必要がある。例えば、桁の設計における有効断面の考え方は、10 章コンクリート桁に規定されている。なお、ここに規定される応力度の計算法は、6 章における耐久性能の照査にも適用される。

(4) 鉄筋コンクリート構造では、鉄筋とコンクリートのヤング係数比を 15 として応力度を算出することで、クリープの影響を考慮することができる。ただし、設計基準強度が 30N/mm² を超える場合には、ヤング係数比を 15 として応力度を算出すると、コンクリートの圧縮応

現行

メントに対して配置した鉄筋の応力度は照査しなくてよい。

$$\tau_t = \frac{M_t}{K_t} \dots\dots\dots (4.4.2)$$

ここに、 τ_t : ねじりモーメントにより部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

M_t : 部材断面に作用するねじりモーメント (N・mm)
 K_t : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数 (mm³)
(2) 鉄筋コンクリート構造におけるねじりモーメントに対する鉄筋の応力度

$$\sigma_{st} = \frac{M_t \cdot a}{1.6b_t \cdot h_t \cdot A_{wt}}$$

$$\sigma_{sl} = \frac{M_t \cdot (b_t + h_t)}{0.8b_t \cdot h_t \cdot A_{lt}} \dots\dots\dots (4.4.3)$$

ここに、 σ_{st} : ねじりモーメントに対する横方向鉄筋の応力度 (N/mm²)
 σ_{sl} : ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の応力度 (N/mm²)
 M_t : 部材断面に作用するねじりモーメント (N・mm)
 A_{wt} : 間隔 a で配置されるねじりモーメントに対する横方向鉄筋 1 本の断面積 (mm²)

A_{lt} : 部材断面に配置されるねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の全断面積 (mm²)
 a : 横方向鉄筋の間隔 (mm)
 b_t, h_t : 図-4.4.2 に示す幅及び高さ (mm)

(1) ねじりモーメントによるひび割れ発生前の部材の挙動は、弾性理論により推定できるので、ねじりモーメントによるせん断応力度は条文に示す弾性理論により算出することとしている。表-解 4.4.1 に、一般的な断面形状に対して、式(4.4.2)における K_t の算出方法を示している。また、この表は参考のため、ねじり定数 J_t の算出方法を示している。プレストレストコンクリート構造の場合には、ひび割れが発生するねじりモーメントは、プレストレスの効果によりプレストレスが導入されていない部材と比較してかなり大きな値となる。しかし、ねじりモーメントによるひび割れ発生後におけるプレストレスの効果等について不明な点があるので、せん断力(式(4.3.2)参照)とは異なりプレストレスの影響は無視することとしている。

また、ねじりモーメントとせん断力が組合されて作用する場合のせん断応力度は、それぞれ別々に算出した応力度を合計した値により照査してよい。

改定案		現行	備考								
力度が過小に評価されるため、制限値の設定には注意が必要である。なお、過去の実績を踏まえると、設計基準強度が 40N/mm²までは、ヤング係数比を 15 として算出した応力度に対し、設計基準強度の 1/3 程度まで応力度を抑えることで、従来の基準によった場合と同等の安全余裕を確保することができる。設計基準強度が 40 N/mm²を超える場合には、クリープ及び乾燥収縮の影響を考慮した応力度計算法も含め、設計基準強度 40N/mm²における制限値がもつ安全余裕度と同等となるよう定めるのがよい。 (5)鉄筋コンクリート構造において、コンクリートが負担できるせん断力を超えてせん断力が作用する場合には、せん断補強鉄筋によりせん断力を負担する必要がある。この時せん断補強鉄筋に生じる応力度は、式(5. 4. 1)及び式(5. 4. 2)により算出してよい。 軸方向力の効果に期待しない場合には、コンクリートが負担できるせん断力は式(5. 4. 3)により算出してよい。なお、S_{cd}は、コンクリートが負担できるせん断力の下限値に相当する値に対して抵抗係数を考慮して定められている。 一方、せん断力に抵抗する軸方向力の効果が確認されている場合には、$M_0/M_d \leq 1.0$の範囲において、式(解 5. 4. 1)によりその効果を見込んでよい。 $S_{cd} = \Phi_{uc} \left(\tau_r b_w d + \frac{1}{k} S_d \frac{M_0}{M_d} \right) \dots\dots\dots (解5. 4. 1)$ ここで、 <table><tr><td>M_d</td><td>: 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)</td></tr><tr><td>M_0</td><td>: 軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で 0 となる曲げモーメント (N・mm)</td></tr><tr><td>S_d</td><td>: 部材断面に作用するせん断力 (N)</td></tr><tr><td>k</td><td>: 補正係数で 1.30 とする。</td></tr></table> 式(5. 4. 3)及び式(解 5. 4. 1)のいずれの場合においても、$S_{cd} \leq \Phi_{uc} \tau_{max} b_w d / k$ の範囲で適用できると考えてよい。ここで、τ_{max}は表-5.8.6 による。また、せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増を、式 (5.8.4) におけるc_{dc}により考慮する場合には、式 (5. 4. 1) により算出されるせん断補強鉄筋に発生する応力度を適切に低減する必要がある。 せん断力に対する有効高の取り方は、5. 8. 2(3)解説による。		M_d	: 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)	M_0	: 軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で 0 となる曲げモーメント (N・mm)	S_d	: 部材断面に作用するせん断力 (N)	k	: 補正係数で 1.30 とする。		
M_d	: 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)										
M_0	: 軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で 0 となる曲げモーメント (N・mm)										
S_d	: 部材断面に作用するせん断力 (N)										
k	: 補正係数で 1.30 とする。										
5. 4. 2 プレストレスを導入する構造 (1) プレストレスを導入する構造の部材に生じる応力度は、以下の 1) 及び 2) に従い算出しなければならない。 1) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響並びに鋼材のリラクセーションの影響を適切に考慮し、かつ、鉄筋がプレストレス、クリープ及び乾											

改定案	現行	備 考
燥収縮を拘束する影響を適切に考慮して、プレストレス力を断面に作用させる。 2) 前提とする耐荷機構に応じたコンクリートの抵抗断面及び鋼材に生じる応力度を算出する。 (2) 全断面が有効となる耐荷機構が成立するよう適切にプレストレスを導入するとともに、引張鉄筋を配置したうえで、コンクリート、PC 鋼材並びに鉄筋の軸方向圧縮応力度を以下の 1) から 4) の仮定に従い算出した場合には、(1)(2)を満足するとみなしてよい。ただし、外ケーブル構造では、平面保持の仮定が成立しないこと、部材の変形に伴い外ケーブルの偏心が変化する事等、外ケーブル構造の特性を考慮して、13 章の規定に従い応力度を算出する。 1) 軸方向力と曲げモーメントに対して算出する。 2) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。 3) コンクリートの引張抵抗を考慮する。 4) PC 鋼材又は鉄筋とコンクリートのヤング係数比は、4.2.2 及び 4.2.3 の規定に従い適切に定める。 (3) コンクリートの全断面が有効となる耐荷機構が成立するよう適切にプレストレスを導入するとともに、引張鉄筋を配置したうえで、コンクリートに生じる斜引張応力度を式(5.4.5)に従い算出した場合には、(1)(2)を満足するとみなしてよい。ただし、支点等により直接支持された断面近傍(図-5.8.4の斜線部)のコンクリートのせん断応力度は、図-5.8.4に示す照査断面における応力度としてよい。 $\sigma_{ld} = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4(\tau_{ld} + \tau)^2} \right\} \dots\dots\dots (5.4.5)$ ここに、σ_{ld} : 部材断面に生じるコンクリートの斜引張応力度(N/mm²) τ : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度(N/mm²)で、式(5.4.6)による。 $\tau = \frac{(S_d - S_p) \cdot Q}{b_w \cdot l} \dots\dots\dots (5.4.6)$ σ_x : 部材軸方向圧縮応力度(N/mm²) σ_y : 部材軸直角方向圧縮応力度(N/mm²) S_d : 部材断面に作用するせん断力(N) S_p : PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力(N) $S_p = A_p \sigma_{pe} \sin \alpha \dots\dots\dots (5.4.7)$	4.2 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の照査 4.2.3 設計荷重作用時の照査 (1) 設計荷重作用時には、4.1により算出した断面力で(2)から(4)により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。 (3) プレストレストコンクリート構造 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は考慮する。 3) 鋼材とコンクリートのヤング係数比は、共通編表-3.3.1及び共通編表-3.3.3のヤング係数より算出する。 (3) プレストレストコンクリート構造 2) プレストレストコンクリート構造は設計荷重作用時にひび割れが発生しないように設計する必要があるが、衝突荷重や地震の影響等のまれにしか生じない荷重を考慮する荷重組合せに対してもひび割れが生じないように大きなプレストレス力を導入することは、コンクリートの圧縮破壊の原因ともなり、必ずしもよい設計とは言えない。したがって、このような場合にはひび割れが生じてもよいこととし、6.5の規定により引張鉄筋を配置して補強することとしている。 3) プレストレストコンクリート構造の設計にあたっては、鉄筋コンクリート構造とコンクリートの引張応力度等について異なった仮定をしている。したがって、コンクリートのヤング係数比については、鉄筋コンクリート構造と異なり、使用材料の特性に応じたヤング係数比を用いて応力度を算出するものとしている。 4.3 せん断力が作用する部材の照査 4.3.3 設計荷重作用時の照査 (1) 設計荷重作用時には、4.3.1(3)により算出した設計せん断力を用いて(3)又は(4)の規定により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。なお、式(4.3.2)により算出した部材断面に	

改定案		現行	備考																
ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、$S_p = 0$とする。 Q : せん断応力度を算出する位置より外側部分の、図心軸に関する断面一次モーメント (mm³) b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm) I : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm⁴) A_p : 部材断面における PC 鋼材の断面積 (mm²) σ_{pe} : 部材断面における PC 鋼材の有効引張応力度 (N/mm²) α : PC 鋼材が部材軸となす角度 τ_{td} : ねじりモーメントにより部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²) $\tau_{td} = \frac{M_t}{K_t} \dots\dots\dots (5.4.8)$ M_t : 部材断面に作用するねじりモーメント (N・mm) K_t : ねじりモーメントによるせん断応力に関する係数 (mm³) (4) コンクリートの全断面が有効とならない耐荷機構を想定し、4.2.2 及び 4.2.3 の規定に従いコンクリートと鋼材のヤング係数を適切に設定したうえで、コンクリートのクリープの影響を適切に考慮し、想定した有効断面に応じて応力度を算出した場合には、(1)(2)を満足するとみなしてよい。		生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-4.3.1 の値以下の場合においては、(3)に規定する鉄筋コンクリート構造における斜引張鉄筋の応力度は照査しなくてよい。 $\tau_m = \frac{S_h - S_p}{b_w \cdot d} \dots\dots\dots (4.3.2)$ ここに、τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²) S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (N) S_p : PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 (N) $S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$ ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、$S_p = 0$とする。 b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm) d : 部材断面の有効高 (mm) A_p : 部材断面における PC 鋼材の断面積 (mm²) σ_{pe} : 部材断面における PC 鋼材の有効引張応力度 (N/mm²) α : PC 鋼材が部材軸となす角度 表-4.3.1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²) <table><tr><th>設計基準強度</th><th>21</th><th>24</th><th>27</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th><th>60</th></tr><tr><td>コンクリートが負担できる平均せん断応力度</td><td>0.36</td><td>0.39</td><td>0.42</td><td>0.45</td><td>0.55</td><td>0.65</td><td>0.70</td></tr></table> (2) せん断力が作用する方向の厚さが薄い鉄筋コンクリート構造の部材については、式(4.3.2)により算出した部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-4.3.1 の値以下としなければならない。 (4) プレストレストコンクリート構造におけるコンクリートの斜引張応力度 $\sigma_t = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} \right\} \dots\dots\dots (4.3.4)$	設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60	コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.36	0.39	0.42	0.45	0.55	0.65	0.70	
設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60												
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.36	0.39	0.42	0.45	0.55	0.65	0.70												

(1) プレストレスを導入する構造においては、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響、並びに PC 鋼材のリラクセーションの影響によってプレストレスト力に変化することから、これらの影響を適切に評価した上で、その影響を考慮してプレストレスト力を断面に作用させる必要がある。なお、せん断遅れ現象の影響が大きい部材では、曲げモーメントに対する軸方向圧縮応力度の分布が一樣にはならないので、この影響を考慮して部材の有効断面を定める必要がある。例えば、桁の設計における有効断面の考え方は、10 章コンクリート桁に規定されている。

これまで、プレストレストコンクリート構造は、PC 鋼材量に対する鉄筋量の割合が少なく、部材応力に見込まれる鉄筋拘束の影響度が小さいとされていた。しかし、近年、耐震設計や断面合理化等に伴い、限られた断面に対して多くの鉄筋を配置する場合が増えてきたことから、従来よりも鉄筋量が増加する場合が増えている。また、鉄筋拘束がプレストレストコンクリート構造のクリープ挙動に及ぼす影響に着目した長期暴露試験結果等からは、軸方向鉄筋量の違いによりクリープ変形に明確な差異が生じる傾向がみられている。さらに、部材の形式や構造によっては、鉄筋拘束が発生応力に与える影響が無視できないオーダーとなる場合もある。そこで、プレストレスを導入する構造においては、鉄筋拘束

改定案	現行	備考
の影響を適切に考慮し、安全側の断面形状や鉄筋配置となるよう規定された。ただし、従来の設計においても鉄筋量の割合が小さい断面となる場合には、計算上鉄筋拘束の影響を考慮しない場合でも、鉄筋拘束の影響に対して十分な安全余裕がとられてきたと考える。そのため、鉄筋拘束の影響について個々に検討し、鉄筋拘束の影響が小さいと判断された場合には、計算上鉄筋拘束の影響を加味しなくてもよい。ただし、鉄筋拘束の影響は橋や構造ごとによって個々に異なるため、鉄筋拘束の影響が小さいと判断できる鉄筋量などを標準的な値として示すことはできない。そのため、鉄筋拘束の影響については、部材が拘束される度合い、引張鉄筋の量や配置、収縮の大きさなどを勘案して、個別に検討を行う必要がある。横桁や主桁等の種別によらず、鉄筋拘束の影響が生じうるすべての部材についてその影響の有無を判断し、影響が大きいと判断された場合には、定量的な評価値を含め適切にその影響を考慮する必要がある。なお、鉄筋の拘束力は、設計状況に応じて発生する部材力に対して二次的に生じる効果を力で置き換えるものであり、プレストレス力、クリープの影響及び乾燥収縮の影響と同様に荷重係数を考慮して扱う必要がある。原則として、鉄筋拘束の影響においては、部材の主方向又は横方向のコンクリートの変形を拘束し、部材内の応力状態に影響を及ぼす主鉄筋による拘束力を考慮する必要がある。鉄筋拘束の影響の考慮の方法については、「コンクリート標準示方書〔設計編〕」（土木学会、平成25年3月）を参考にするのがよい。なお、比較的少量の鉄筋しか配置されていないプレストレストコンクリート構造における、PC鋼材のクリープ及び乾燥収縮によるPC鋼材の引張応力度の減少の算出については、3.5解説による。 (2) 応力度を算出するにあたり、設計で前提とした有効断面を適切に設定する必要がある。ここでは、適切に引張鉄筋を配置し、全断面が有効となる耐荷機構を想定した場合の応力度の算出法について示しており、ここに示されている算出法は、全断面が有効と耐荷機構の仮定が成立する応力度の範囲内で適用可能である。なお、せん断遅れ現象の影響が大きい部材では、曲げモーメントに対する軸方向圧縮応力度の分布が一樣にはならないので、この影響を考慮して部材の有効断面を定める必要がある。なお、外ケーブル構造における応力算出については13章の規定による。また、全断面が有効となる耐荷機構を想定する構造では、せん断力算出において桁高の変化を考慮してはならない。桁高の変化は、鉄筋コンクリート構造においてひび割れ発生後のトラス機構の形状変化を考慮したものであり、連結体の主応力を求める場合には考慮してはならない。 1) プレストレスを導入する構造においても、微小変形を想定し、鉄筋コンクリート構造と同様に平面保持の法則に従うものとされた。なお、いわゆる内ケーブルのうちPC鋼材とコンクリートの付着がない場合には、同一断面におけるひずみ量がケーブルとコンクリートとで異なるため、厳密には平面保持の仮定が成立しないが、変形が小さい範囲ではこの影響が微小であるので、部材断面のひずみ分布は平面保持の法則に従ってもよいものとされた。ただし、外ケーブル構造では平面保持が成り立たないことに留意する。	ここに、σ_I：部材断面に生じるコンクリートの斜引張応力度（N/mm²） τ：部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度（N/mm²） $\tau = \frac{(S - S_p) \cdot Q}{b_w \cdot I}$ σ_x：部材軸方向圧縮応力度（N/mm²） σ_y：部材軸直角方向圧縮応力度（N/mm²） S：部材断面に作用するせん断力（N） S_p：PC鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力（N） $S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$ ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、$S_p = 0$とする。 Q：せん断応力度を算出する位置より外側部分の、図心軸に関する断面一次モーメント（mm³） b_w：部材断面のウェブ厚（mm） I：部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント（mm⁴） A_p：部材断面におけるPC鋼材の断面積（mm²） σ_{pe}：部材断面におけるPC鋼材の有効引張応力度（N/mm²） α：PC鋼材が部材軸となす角度 (1) 部材断面に生じる平均せん断応力度が、コンクリートが負担できる平均せん断応力度以下の場合、せん断ひび割れは問題にならないとしてよい。なお、表-4.3.1に規定する設計基準強度の範囲内で記載にない設計基準強度に対するコンクリートが負担できる平均せん断応力度は、規定するコンクリートが負担できる平均せん断応力度より線形補間して算出してよい。設計基準強度が60N/mm²を超える高強度コンクリートを用いる場合は、表-4.3.1の設計基準強度が60N/mm²のコンクリートで規定されている値を用いることとする。 (2) 薄い版状の鉄筋コンクリート構造の部材では、斜引張鉄筋を有効に配置することが困難であるため、コンクリートのみでせん断力を受け持つことを照査する必要がある。したがって、部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-4.3.1の値以下とするものとしている。ただし、この項を満足する場合でも、6.4(5)の2)に規定する最小量の軸方向引張主鉄筋を配置する必要がある。 なお、薄い版状のプレストレストコンクリート構造の部材では、(4)の規定によりコンク	

改定案	現行	備考
3) ここで、コンクリートの引張抵抗を考慮しているのは、全断面を有効とする設計計算を求めるものであり、5.1.1(1)6)に規定されているように、実際の抵抗機構にコンクリートの引張抵抗を期待するものではないことによる。 4) プレストレスを導入する構造では、別途クリープや乾燥収縮等の時間依存性挙動について評価し、プレストレス力を適切に算定することから、使用材料の特性に応じたヤング係数比を用いて応力度を算出することを前提としている。 (3) せん断力やねじりモーメントについては、コンクリートにひび割れがないものとし、弾性理論に基づき応力度の算出を行う。この場合、鉄筋コンクリート構造における応力算出のように、ひび割れを想定したトラス機構内の有効高の変化を考慮したせん断力の補正は不要である。 式(5.4.5)において、σ_{td}は、断面内の位置によりその値が変化する¹⁾ので、断面図心位置及びウェブ厚さの変化位置で照査する。ただし、施工時残留応力の影響を考慮するときはこの限りではない。 τについては、斜めPC鋼材を配置した場合には、斜めPC鋼材が負担するせん断応力度をτの算定において考慮する。例えば、図-解5.8.7(a)に示すように斜めPC鋼材を配置した場合には、式(6.4.5)における斜引張応力度は次式により算定される。 $\sigma_{td} = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4(\tau_{td} + \tau - \tau_p)^2} \right\} \quad \dots\dots (解5.4.6)$ $\tau_p = \frac{P'_s \cos \theta'}{a' \cdot b_w}$ ここに、τ_p : 斜めPC鋼材によるせん断応力度 (N/mm²) P'_s : 斜めPC鋼材1本あたり有効引張力 (N) b_w : 図-解5.8.7 参照 θ', a' : 図-解5.8.7 参照 (4) 全断面が有効となって抵抗する面荷機構を想定しない場合には、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮並びに鋼材のリラクセーションを適切に考慮した上で、4.2.2 及び 4.2.3の規定に従いコンクリート及び鋼材のヤング係数を設定し、想定した有効断面に応じて応力を算出する必要がある。	リートの斜引張応力度の照査を行う。 (4) プレストレストコンクリート構造では、衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せに対してコンクリートに斜めひび割れを生じさせないため、コンクリートの主引張応力度を照査することとしている。なお、プレストレストコンクリート構造では、コンクリートにひび割れを許容しないことから、部材を全断面有効として主引張応力度の照査を行う。 式(4.3.4)において、$\sigma_{\perp}$は、断面内の位置によりその値が変化するが、一般に断面図心位置とウェブ幅が最も薄い位置で照査すればよい。なお、$\sigma_{\perp}$算定式中のσ_yは、斜めPC鋼材又は鉛直PC鋼材による部材軸直角方向の圧縮応力度である。 (4)のつづき τについては、斜めPC鋼材を配置した場合には、斜めPC鋼材によるせん断応力度をτの算定において考慮する。例えば、図-解4.3.5(a)に示すように斜めPC鋼材を配置した場合には、式(4.3.4)で表される斜引張応力度は次式により算定される。 $\sigma_{\perp} = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4(\tau - \tau_p)^2} \right\} \quad \dots\dots (解4.3.5)$ ここに、τ_p : 斜めPC鋼材によるせん断応力度 (N/mm²) $\tau_p = \frac{P_s \cos \theta'}{a \cdot b_w}$ P_s : 斜めPC鋼材1本あたり有効引張力 (N) θ', a, b_w : 図-解4.3.5 参照 $S_{\perp}$については、4.3.4(3)の解説を参照。	

新旧対比表

Ⅲ コンクリート橋・コンクリート部材編		
改定案	現行	備考
6 章 耐久性能に関する部材の設計 6.1 一般 (1) コンクリート部材は、経年的な劣化による影響に対し、必要な耐久性能を確保しなければならない。 (2) コンクリート部材の経年的な劣化による影響として、少なくとも鋼材の腐食及び疲労を考慮しなければならない。 (3) コンクリート部材の耐久性能の確保は、3.8.2の規定に従い構造設計上の配慮を行うとともに、Ⅰ編 6.1の規定に従い部材の耐荷性能を保持するため設計耐久期間を定め、Ⅰ編 6.2の規定に従わなければならない。 (4) 鋼材の腐食に対する耐久性確保の方法を選定するにあたっては、Ⅰ編 6.2の規定による他、少なくとも架橋地点の環境、橋の部位、規模及び部材の形状を考慮しなければならない。 (5) 鋼材の腐食に対する耐久性確保の方法を設計するにあたっては、補修、更新等、想定される維持管理に配慮しなければならない。 (6) 鋼材の腐食に関してはⅡ編 7章による他、この編の6.2の規定による。また、コンクリート部材の疲労の影響は6.3の規定による他、床版及び支間長が10m以下の床版橋については9章、ケーブル部材については13章による。 (1) 接合部を含めコンクリート部材の耐久性に関する設計では、経年劣化に対して、必要な耐久性能を満足する必要がある。特に、コンクリートの劣化、コンクリートの外周にある鋼材、コンクリート内部にある鉄筋やPC鋼材の腐食等に伴う断面欠損により、所要の性能が損なわれ、耐久性の検討を行う必要がある。コンクリート部材の経年的な劣化としては、中性化、塩化物イオンの侵入に伴う鋼材の腐食、アルカリ骨材反応、凍結融解作用、化学的侵食に伴うコンクリートの劣化、活荷重等による疲労を考慮する必要がある。また、これらが複合して作用する場合には、その影響を考慮する必要がある。しかし、現時点では、複合作用の影響を考慮した設計技術が十分には確立していないため、既往の構造物の劣化等を勘案した上で、設計することが重要である。 (2) この編では、塩害(飛来塩分により促進されるコンクリート内部鋼材の腐食)と、コンク	5 章 耐久性の検討 5.1 一般 コンクリート部材の設計にあたっては、経年的な劣化による影響を考慮しなければならない。 コンクリート橋の設計にあたっては、経年劣化に対して十分な耐久性が保持できるように配慮する必要がある。特に、コンクリートの劣化、鉄筋の腐食等に伴う損傷により、所要の性能が損なわれ、耐久性の検討を行う必要がある。 コンクリート部材の経年的な劣化としては、中性化、塩化物イオンの侵入に伴う鋼材の腐食、凍結融解作用、化学的侵食に伴うコンクリートの劣化、活荷重等による疲労を考慮する必要がある。また、これらが複合して作用する場合には、その影響を考慮する必要がある。しかし、現時点では、複合作用の影響を考慮した照査技術が十分には確立していないため、既往の構造物の劣化等を勘案した上で、設計することが重要である。 なお、本章では、これまで道路橋のコンクリート部材において損傷が顕著に見られることから、これまでの技術的知見をもとに塩害に対して5.2に記述している。これ以外の中	

改定案	現行	備考
リート部材の疲労に対する耐久性の調査のみ規定されている。近接目視による点検では耐力に影響を与えるコンクリート内部の鋼材の状態を直接把握することができず、塩害によって大規模な補修や架け替えが生じた事例もあり、塩害の影響が大きい。また、コンクリートや鋼材の疲労については、これまでの示方書において発生応力を制限していたことにより、これまで疲労による影響が問題となることが少なく、特段部材の疲労に対する検討は行う必要がないものと考えられてきた。しかし、今後構造形式や材料などが多様化し、また、多くの部材については100年といった長期の設計供用期間を標準とすることとなり、疲労の影響が無視できなくなる可能性も否定できないことから、疲労に対する調査も行うこととした。一般的なコンクリート部材の疲労の調査については、これまで道路橋においてコンクリート部材の疲労の影響が顕在化していない事実に基づき、従来の荷重に対する応答値が制限値を超えないことをもって、疲労の影響が生じないものとみなしている。ただし、損傷が生じた場合に、供用を制限しての維持管理作業が必要となる典型的な部材である床版と疲労破壊が生じた場合に影響が大きい斜張橋や大偏心外ケープル構造等の吊り構造におけるケープル部材については、別途制限値や部分係数が設定されている。 なお、塩害及び疲労以外の劣化については、これまでの経験から、これまでの示方書による場合と同様の諸元となる、この編の5章以降の規定を満足するように設計された部材は、通常想定する維持管理を行っていくことで、標準的な設計耐久期間中の部材の性能の維持が達成できるものと考えてよい。 アルカリ骨材反応については、I編9.2.2にて、設計供用期間中に反応に応じた損傷が生じないように使用材料の選定を行う必要がある。 (3) 接合部を含めコンクリート部材は、適切な設計耐久期間を定め、部材の耐荷性能を保持する期間がその設計耐久期間を下回らないよう設計する必要がある。このとき、設計で想定する耐久性確保の方法を、I編6.2に示されるいずれの方法に適合するよう設計するのを定め、劣化に対する可能性の有無や達成手段について明確にする必要がある。なお、I編6.2に示される方法は、それぞれ耐荷性能に影響する可能性の有無や、達成手段と耐荷力との関係の有無など想定する状況や達成方法が異なっているが、劣化現象に対する標準的な抵抗手段を示したものである。そのため、設計で想定する耐久性確保の方法が、どのような前提条件によってI編6.2に示される方法に適合するとみなしているのかを明確にする必要がある。なお、方法1とする部材では、劣化の影響を受けないとみなせる構造となるように設計を行うこととなるが、その場合でも適切な点検を行うこととなることには変わりはない。また、不測の事態により損傷が生じた場合でも、補修等の必要な維持管理が確実に行えるようにするのがよい。 (4) この章で規定される防食を行ったとしても、コンクリート部材の局所的な環境条件によっては、塩分の供給量や付着量が設計の想定と異なることもある。例えば、コンクリート橋の塩害による損傷は、一般に床版橋や箱桁橋に比べ、I桁橋及びI桁橋に多く生じてい	性化、凍結融解作用、化学的侵食に対する耐久性の検討は、20章等に規定されている材料及び施工の規定により一般に検討を省略することができ。しかし環境条件が特に厳しい場合や20章に規定される材料及び施工の規定以外の場合は、「コンクリート標準示方書」(土木学会、平成20年3月)等を参考に検討することが望ましい。 定着具やグラウト注入孔等から、水、塩化物イオンが浸入しコンクリート部材を損傷させる例が見られることから、供用期間において損傷が最小限となるように防水対策を施すことが望ましい。 また、疲労に対する検討は、一般にコンクリート橋として問題となった事例が少ないことから、4章の規定に従って部材の照査を行うことにより、一般的には疲労の検討を省略できるものとしている。しかし、これまでに実績のない構造や斜張橋等の活荷重等による疲労の影響が懸念される場合は、適切にこれを考慮する必要がある。	

改定案	現行	備考
たりますなど、形状によっても塩分の付着条件は同じではない。また、構造各部を比較すると、桁下フランジ隅角部に多く見られる。したがって、桁部の水分供給条件などの改善、隅角部付近では、鉄筋の曲げ半径を大きくとる等してかぶりを大きくするなどの配筋方法の工夫など、局所的な影響で設計の想定と大きくならないよう、構造の細部を検討することが重要である。例えば、塩害を受けにくい構造とするためには、できるだけ隅角部を少なくし、塩分の付着面積を少なくする等の配慮を行うことが望ましい。また、桁端部においては伸縮装置からの漏水が生じる可能性があることなどから、内部鋼材の防食が確実なものとなるよう、排水に配慮した部材形状や、桁端部に防水を施すなどの事項について、十分に検討を行う必要がある。 また、かぶりの状態や表面塗装の状態を確認するなどの防食に対する点検や、更新を予定している場合にはそれが容易となるよう、防食に対する維持管理が確実かつ容易となることに配慮した構造についても、十分に検討を行う必要がある。 (5) 耐久性については、I 編 6.2 に対応して当該部材に適用する耐久性確保の方法が、I 編 6.2 に示す方法に確実に適合するよう配慮するとともに、当該環境、施工条件における対策効果の事前検証を行うことに限界があるという前提に立ち、不測の事態に対しても挽回が可能となるなど、維持管理の方法と合わせての配慮が必要である。また、劣化を受けやすい位置の部材の場合には、部材や構造の交換、耐久性の高い材料の使用も考えられ、多様な対策方法があり得る。いずれの方法をとる場合であっても、I 編 6.2 に示されるいずれかの方法に合致するよう、適切に耐久性を確保するための方策を定める必要がある。 (6) コンクリート部材における劣化のうち、これまでの構造物の劣化状況などを勘案し、特に内部鋼材の腐食及び部材の疲労については、6.2 及び 6.3 の規定によることとされている。部材や接合部は、所要の耐久性を確保することによって、設計耐久期間内に必要とされる耐荷性能を保持することになる。その意味では、内部鋼材の腐食発生によってただちに耐荷性能が低下するわけではないものの、鉄筋の腐食状況と部材の耐荷性能との関係を標準的に示すことは困難であることから、安全側の配慮として内部鋼材が腐食しないことを目指すように設計を行うことが求められている。部材の疲労についても、(3) に従い設計耐久期間を設定し、耐久性の確保のために必要な方法を設計することで、設計耐久期間において耐荷性能が保持されるとみなせるようにする必要がある。また、床版は直接輪荷重を受ける部材であること等、特に疲労の影響について配慮が必要であるため、別途 9 章の規定による必要がある。斜張橋における斜材や外ケーブル構造などのケーブル部材では、定着部において二次曲げなどの影響が生じるため、ケーブルのみならず定着構造の疲労に対しても考慮する必要がある。また、桁内に配置された外ケーブル構造や通常の内ケーブル構造とは異なり、これらのケーブル部材では、変動作用の影響が大きくなる可能性がある。そのため、ケーブル部材の疲労に対する影響の照査が別途 13 章に規定されている。また、個々の設計が規定されている床版又はケーブル構造以外においても、定着部など応力		

改定案	現行	備 考
が集中し、かつ、繰返し作用によって疲労が懸念される個所に対しては、制限値も含め個別に検討を行う必要がある。 6.2 内部鋼材の防食 6.2.1 一般 コンクリート部材は、6.1(3)により当該部材に定めた設計耐久期間内において、内部鋼材の腐食により部材の耐荷性能が低下することがないようになければならない。 コンクリート部材の耐荷性能を確保するために、安全側の制御として内部鋼材が腐食しないよう防食することが求められる。 内部鋼材の防食としては、かぶりを増加させる方法、塗装鉄筋の使用、コンクリート表面塗装の実績が多い。また、電気防食による方法、ステンレス鉄筋などの高耐食性材料の使用、また、プレストレストコンクリート構造に関しては、塗装PC鋼材など被覆鋼材も採用され始めている。このようなこの示方書には規定がされていない材料であってもI編6.2の規定に従い、適用技術の性能や特徴を適切に評価して耐久性確保の考え方とそれが成立する根拠を明確にしたうえで、所要の耐荷性能・耐久性能が満足されるとみなせる場合には使用することが可能である。 例えば、ステンレス鉄筋の場合、道路橋の部材として用いる場合の設計上の定数及び力学特性など、部材の設計に必要な部分係数等については、基準化に至っておらずこの示方書では示されていない。そのため、必要とされる部材としての耐荷性能の信頼性が得られるよう、この編の1.4の規定に従いその適用範囲や制限値等の必要な検討を行ったうえで、所要の耐荷性能が得られるとみなせる範囲および方法によって採用する必要がある。 なお、最外縁鉄筋に対して必要なかぶり等を確保したうえで、部材の特性や周辺環境を考慮して、最外縁鉄筋より内側にあるシースを非鉄シースとすることもできる。この場合には、シース外側のかぶりコンクリートより浸入する塩化物イオンに対して、シースそのものの腐食発生の可能性が排除されるとともに、シース内にある緊張材に対しては、かぶりによる耐久性確保策に加え、補助的な効果も期待できる。 その他、内部鋼材の防食に関する個別工法の留意事項として、以下のようなものが挙げられる。 ・ エポキシ樹脂塗装鉄筋を使用する場合の鉄筋の品質規格については、「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針[改訂版]」（土木学会、コンクリートライブラリ112、2003年11月）が参考になる。 ・ 外部電源方式による電気防食では、防食電流の過不足や電流量管理、機器の維持管理について、事前に検討し、防食機能の確実な継続について対策を施す必要がある。		

6. 2. 2 耐久性確保の方法

部材の設計耐久期間を100年とした場合において、鉄筋コンクリート構造の部材においては1)から3)を満足し、プレストレストコンクリート構造の部材においては1)、2)及び4)を満足する場合には、6.2.1の規定を満足するとみなしてよい。

- 1) 6.2.3の規定に従いかぶりを確保する。
- 2) 部材が気中におかれている。
- 3) 永続作用の影響が支配的な状況において、曲げモーメント又は軸方向力、せん断力及びねじりモーメントが作用する棒部材及び版部材に対し、5.4.1の規定に従い鉄筋の引張応力度を算出したときに、これが表-6.2.1に示す制限値を超えない。ただし、ラーメン構造の接合部については、5.3の規定に従い鉄筋の引張応力度を算出する。また、直交する2方向の曲げモーメントを受ける部材断面は、2方向の曲げモーメントの影響を考慮する。

- 4) 5.1.5(3)の規定を満足する。

表-6.2.1 鉄筋の引張応力度の制限値(N/mm²)

応力度	鉄筋の種類		
	SD345	SD390	SD490
鉄筋の引張応力度の制限値	100		

内部鋼材の腐食を生じさせないための方策として、所要の品質を有するかぶりコンクリートにより、適切なかぶりを確保する方法がある。6.2.3に規定されるかぶりの値は、クリープや乾燥収縮等の時間依存性挙動、及び温度変化などの不確定要因を考慮し、塩化物イオンの侵入に対する抵抗性が十分確保できる状態に制御されていることを前提に定められている。そのため、設計耐久期間を100年とし、2)から4)に規定される状態が確保されていることと前提として、6.2.3に規定されるかぶりを確保すれば、6.2.1を満足するとみなすことができる。

- 1) 6.2.3に規定されるかぶりの値は、コンクリート橋が設置される環境、飛来する塩分、塩分の浸透度合い、コンクリートの品質、形状等を考慮し、設計で想定する期間における鋼材位置での塩化物イオン濃度が、鋼材腐食発生限界濃度以下となるよう定められている。すなわち、6.2.3に示されるかぶりの規定では、架橋地点の飛来塩分量及びコンクリートの塩分浸透度合いが適切に考慮されている。なお、コンクリート表面に供給される塩化物には、海洋より飛来する塩化物の他に、路面凍結防止剤(融雪剤)として散布

3. 3 鉄筋の許容応力度

鉄筋コンクリート構造及びプレストレストコンクリート構造に対する鉄筋の許容応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して表-3.3.1の値とする。

表-3.3.1 鉄筋の許容応力度(N/mm²)

応力度、部材の種類等	鉄筋の種類			
	SD345	SD390	SD490	
引張応力度	1)活荷重及び衝撃以外の主荷重			
	2)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合の許容応力度の基本値	一般の部材	100	100
			180	180
	3)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の基本値	床版及び支間長10m以下の床版橋	140	140
		桁の軸方向への配置	200	230
5)圧縮応力度	4)鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の許容応力度の基本値			
	その他			
			200	200
			200	230
			200	230

5. 2 塩害に対する検討

- (1) 塩化物イオンの侵入に伴う鋼材の腐食が懸念される地域に建設されるコンクリート橋は、コンクリート橋が設置される環境、飛来する塩分、塩分の浸透度合い、コンクリートの品質、形状等を考慮し、設計で想定する期間における鋼材位置での塩化物イオン濃度が、鋼材腐食発生限界濃度以下であることを確認することにより、安全性・使用目的との適合性を照査することが可能である。この場合、架橋地点の飛来塩分量及びコンクリートの塩分浸透係数を把握する必要がある。さらに、コンクリート表面に供給される塩化物には、海

改定案	現行	備考
される塩化物がある。したがって、路面凍結防止剤等を使用する橋及びこれに隣接する橋については、路面排水の漏水、車両による飛散等起因する塩化物の侵入も考慮して検討するのがよい。 2) 飛来塩分の想定から、気中におかれていることが前提とされている。 3) かぶりコンクリートの状態を適切に制御し、コンクリートに生じるひび割れが内部鋼材の腐食に対して弱点となることを防ぐ方法としては、内部鋼材の腐食を生じさせない程度にひび割れ幅や深さを設計耐久期間にわたり制御することが考えられる。ここでは、従来から用いられている実績のある方法として、鉄筋の応力度を制限することでひび割れ幅を間接的に制御する方法が示されている。なお、このような制御を前提条件として、塩分の浸透速度の予測も踏まえて 6.2.3 に定められるかぶりの最小値は設定されている。この値は、<u>死荷重が作用した状態における既往の構造物に生じたひび割れ幅と設計上の鉄筋応力度の関係等から、永続作用の影響が支配的な状況において、コンクリート表面のひび割れ幅が 0.2mm 程度以下となる鉄筋応力度が示されたものであり、これ以下のひび割れ幅であれば、ひび割れの影響はないものとみなし、6.2.3 の規定が適用できると考えられる。なお、この示方書では、死荷重のように設計供用期間中に継続的に作用しているものの影響を対象として永続作用の影響が支配的な状況が規定されていることから、I 編 3.3 に規定される作用の組合せとその係数を用いて、耐久性確保の前提となる状態を評価することとされている。また、施工時の荷重により生じた応力が供用後も残存する場合には、その影響を永続作用として考慮する必要がある。</u> 4) プレストレストコンクリート構造は、5.1.5(3)の規定を満足することで、永続作用の影響が支配的な状況においても引張応力が生じないことから、ひび割れが抑制され、コンクリートの表面状態が適切に制御されているとみなしている。なお、プレストレスを導入する部材のうち、永続作用の影響が支配的な状況において、部材断面に引張が発生し、かつ、コンクリートの引張抵抗を無視する構造に対しては、内部鋼材が腐食しないとみさせる制限値等は与えられていない。このような場合には、クリープや乾燥収縮等の不確定要因を考慮し、ひび割れの影響等適切にコンクリートの表面状態を制御した上で、必要となるかぶりを設定する必要がある。	洋より飛来する塩化物の塩ほかに、路面凍結防止剤（融雪剤）として散布される塩化物がある。したがって、路面凍結防止剤等を使用する橋及びこれに隣接する橋については、路面排水の漏水、車両による飛散等起因する塩化物の侵入も考慮して検討することが望ましい。なお、無筋コンクリートの場合、塩化物イオンの侵入により鋼材が腐食することはないので、この検討は不要である。 3.3 鉄筋の許容応力度 1) コンクリート構造の耐久性を確保するには、コンクリート表面に生じる設計上のひび割れ幅が、鋼材の腐食に対する耐久性の点から許容されるひび割れ幅以下であることを照査するのが合理的である。しかしながら、現時点においては多様な荷重条件や鉄筋配置等に対するひび割れ幅の算出方法について、明確にはなっていない。このため、設計における簡便さを考え、活荷重及び衝撃以外の主荷重に対する鉄筋応力度が 1) で規定する値以下であれば、コンクリート表面のひび割れ幅が耐久性上有害とならないとして規定したものである。この値は、既往の構造物に生じたひび割れ幅と設計上の鉄筋応力度との関係等から、コンクリート表面のひび割れ幅が 0.2mm 程度以下となる鉄筋応力度を示したものである。	

6.2.3 かぶりによる内部鋼材の防食

- (1) かぶりにより内部鋼材の防食を行う場合には、架橋地点の環境、橋の部位及び規模、部材の形状を考慮し、少なくとも(2)及び(3)に規定する最小かぶりを満足したうえで、適切なかぶりを確保する。
- (2) 表-6.2.3 及び図-6.2.1 に示す塩害を受ける地域では、コンクリート部材のかぶりの最小値を表-6.2.2 に示す値以上とする。ただし、対策区分 S 及び鉄筋コンク

改定案

現行

備考

リート構造における対策区分Ⅰにおいては、塗装鉄筋又はコンクリート塗装等かぶりによる方法以外の方法を併用しなければならない。

表-6.2.2 鋼材の腐食を生じさせないための最小かぶり (mm)

塩害の影響の度合い		部材・部位		対策区分	
影響が激しい		(1) 工場で製作されるプレレストコンクリート構造	(2) (1)以外のプレレストコンクリート構造	70※1	
影響を受ける		I	50	70	
		II	35	50	70
		III	25	30	50

※1) 塗装鉄筋又はコンクリート塗装等かぶりによる方法以外の方法を併用する

表-6.2.3 塩害の影響地域

地域区分	地域	海岸線からの距離	塩害の影響度合いと対策区分	
			対策区分	影響度合い
A	沖縄県	海上部及び海岸線から100mまで	S	影響が激しい
		100 mを超えて300mまで	I	影響を受ける
		上記以外の範囲	II	
B	図-6.2.1及び表-6.2.4に示す地域	海上部及び海岸線から100mまで	S	影響が激しい
		100 mを超えて300mまで	I	
		300 mを超えて500mまで	II	影響を受ける
		500 mを超えて700mまで	III	
C	上記以外の地域	海上部及び海岸線から20mまで	S	影響が激しい
		20 mを超えて50mまで	I	
		50 mを超えて100mまで	II	影響を受ける
		100 mを超えて200mまで	III	

5.2 塩害に対する検討

(1) コンクリート構造物は、塩害により所要の耐久性が損なわれないようにしなければならない。

(2) 表-5.2.2 及び図-5.2.1 に示す地域では、かぶりの最小値を表-5.2.1 に示す値以上とする等の対策を行う場合においては、(1)を満たすものとみなす。

表-5.2.1 塩害の影響による最小かぶり (mm)

塩害の影響の度合い		構造		対策区分	
影響が激しい		(1) 工場で製作されるプレレストコンクリート構造	(2) (1)以外のプレレストコンクリート構造	70※1	
影響を受ける		I	50	70	
		II	35	50	70
		III			50
影響を受けない		6. 6.1「鋼材のかぶり」による			

※1 塗装鉄筋の使用又はコンクリート塗装を併用

表-5.2.2 塩害の影響地域

地域区分	地 域	海岸線からの距離	塩害の影響度合いと対策区分	
			対策区分	影響度合い
A	沖縄県	海上部及び海岸線から100mまで	S	影響が激しい
		100mを超えて300mまで	I	影響を受ける
B	表-5.2.3 に示す地域	上記以外の範囲	II	
		海上部及び海岸線から100mまで	S	影響が激しい
		100mを超えて300mまで	I	
		300mを超えて500mまで	II	影響を受ける
C	上記以外の地域	500mを超えて700mまで	III	
		海上部及び海岸線から20mまで	S	影響が激しい
		20mを超えて50mまで	I	
		50mを超えて100mまで	II	影響を受ける

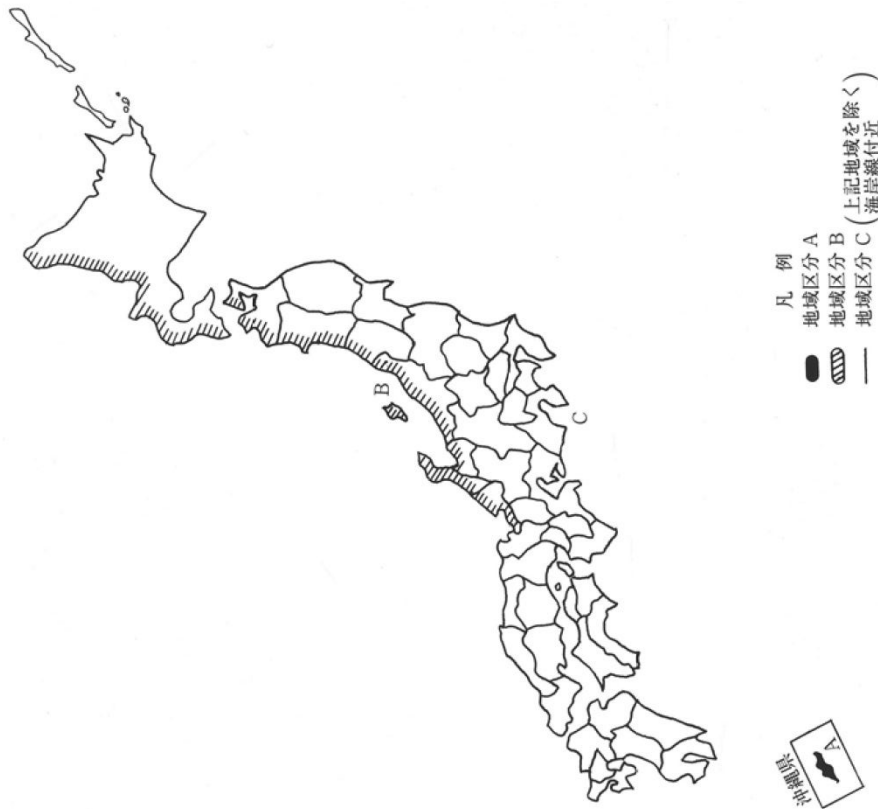


図-6.2.1 塩害の影響の度合いの地域区分

表-6.2.4 地域区分Bとする地域

北海道のうち、宗谷総合振興局支庁の稚内市・猿払村・豊富町・礼文町・利尻町・利尻富士町・幌延町、留萌振興局、石狩振興局、後志総合振興局、檜山振興局、渡島総合振興局の松前町・八雲町(旧熊石町の地区に限る。)

青森県のうち、今別町、外ヶ浜町(東津軽郡)、北津軽郡、西津軽郡、五所川原市(旧市浦村の地区に限る。)、むつ市(旧脇野沢村の地区に限る。)、つがる市、大間町、佐井村

秋田県、山形県、新潟県、富山県、石川県、福井県



図-5.2.1 塩害の影響の度合いの地域区分

表-5.2.3 地域区分Bとする地域

北海道のうち、宗谷総合振興局の稚内市・猿払村・豊富町・礼文町・利尻町・利尻富士町・幌延町、留萌振興局、石狩振興局、後志総合振興局、檜山振興局、渡島総合振興局の松前町・八雲町(旧熊石町の地区に限る。)

青森県のうち、今別町、外ヶ浜町(東津軽郡)、北津軽郡、西津軽郡、五所川原市(旧市浦村の地区に限る。)、むつ市(旧脇野沢村の地区に限る。)、つがる市、大間町、佐井村

秋田県、山形県、新潟県、富山県、石川県、福井県

改定案		現行		備考	
(3) 表-6.2.3 及び図-6.2.1 に示す地域以外では、5.2.3 に規定するかぶりの最小値以上の値とする。		(2) コンクリート橋の塩害による損傷は、一般に床版橋や箱桁橋に比べ、T桁橋及びI桁橋に多く生じている。また、構造各部の損傷では、桁下フランジ隅角部に多く見られる。したがって、塩害を受けにくい構造とするためには、できるだけ隅角部を少なくし、塩分の付着面積を少なくする等の配慮を行うことが望ましい。また、隅角部付近では、鉄筋の曲げ半径を大きくする等してかぶりを大きくする配筋方法についても考慮することが望ましい。さらに、塩害が懸念されるコンクリート橋では、設計で想定する期間において損傷が最小限となるように対策を施すことが必要である。塩害対策としては、かぶりを増加させる方法、塗装鉄筋の使用、コンクリート表面塗装があり、これらが実績としては多い。また、電気防食による方法等のほか、JIS規格が制定されたステンレス鉄筋や、プレストレストコンクリート構造に関しては非鉄シースの使用、塗装PC鋼材の使用も採用され始めている。なお、電気防食における防食電流の過不足や電流量管理、ステンレス鉄筋における異種金属接触による腐食など、耐久性に影響を及ぼす事項を土検討した上で、各塩害対策を施すことが重要である。エポキシ樹脂塗装鉄筋を使用する場合は、「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針」(土木学会、平成15年11月)を参考にするとい。			
(1)(2) この規定では、塩害により所要の耐久性が失われないうために必要な方策が規定されている。コンクリート橋の塩害による損傷は、一般に床版橋や箱桁橋に比べ、T桁橋及びI桁橋に多く生じている。また、構造各部の損傷では、桁下フランジ隅角部に多く見られる。したがって、表-6.2.2で規定されるかぶりを確保した上で、かぶりによる内部鋼材の防食が確保となるよう、できるだけ隅角部を少なくし、塩分の付着面積を少なくする等の配慮を行うのがよい。また、隅角部付近では、鉄筋の曲げ半径を大きくする等してかぶりを大きくする配筋方法についても考慮するとい。さらに、塩害が懸念されるコンクリート橋では、設計で想定する期間において損傷が最小限となるように対策を施すことが必要である。		対策区分は架橋地点の地形、気象、海象の状況、付近のコンクリート構造物の塩害の状況を勘案して決定することができる。なお、表-6.2.3の海岸線の位置とは、基本的に図-解6.2.1に示す位置である。ただし、護岸構造物等がなく海岸線が明確でない場合は、「海岸施設設計便覧」(土木学会、平成12年11月)の定義による海岸保全区域の陸側境界線を海岸線とみなすとい。			

改定案	現行	備考																
表 6.2.3、表 6.2.4 は、これまでの塩害損傷の実態及び飛来塩分量全国調査の結果、コンクリートの塩分浸透試験に基づき、設計上の目標期間を 100 年と想定して定められたものである。なお、コンクリートの塩分浸透度合いは、コンクリートの水セメント比に影響されるため、表 6.2.2 はそれぞれ水セメント比の目安を表 6.2.1 と想定したものである。 表 解 6.2.1 想定している水セメント比の目安 <table><tr><th>部材・部位</th><th>(1) 工場で製作されるプレストレストコンクリート構造</th><th>(2) (1) 以外のプレストレストコンクリート構造</th><th>(3) 鉄筋コンクリート構造</th></tr><tr><td>想定している水セメント比</td><td>36%</td><td>43%</td><td>50%</td></tr></table> コンクリートの設計基準強度と水セメント比の関係は、骨材やスランプ等により異なる場合もあるため、これらを適切に考慮して最小かぶりを想定する必要がある。さらに、普通セメント及び早強セメント以外のセメントを使用したコンクリートを用いる場合及び水セメント比を大きくするコンクリート等を用いる場合には、別途検討を行う必要がある。 表 6.2.3 に示す地域区分は、「道路橋の塩害対策指針 (案)・同解説」(日本道路協会)に規定されていた対策区分や調査及び研究結果をもとに規定されたものである。対策区分は、架橋地点の地形、気象、海象の状況、付近のコンクリート構造物の塩害の状況等を勘案して 1 段階ずつ変更することができる。 コンクリート橋における最外縁鉄筋のかぶりは、死荷重の影響及びひび割れの進展等の懸念から、70mm 程度以下に抑えることが望ましい。なお、工場で製作されるプレストコンクリート構造については、他の部材に比較して緻密なかぶりコンクリートを製作するための養生条件や品質管理が可能であること等を前提として、かぶりを他の構造よりも小さい値とされたものである。工場で製作されるプレストレストコンクリート構造とは、基本的にはプレテンション方式プレストレストコンクリート桁を対象として	部材・部位	(1) 工場で製作されるプレストレストコンクリート構造	(2) (1) 以外のプレストレストコンクリート構造	(3) 鉄筋コンクリート構造	想定している水セメント比	36%	43%	50%	本条における塩害の影響による最小かぶりは、「道路橋の塩害対策指針 (案)・同解説」(日本道路協会)及びかぶりを増加させることの効果に関する研究成果に基づいた、従来と同じ値が規定されている。 表 5.2.1 及び表 5.2.2 は、これまでの塩害損傷の実態及び飛来塩分量全国調査の結果、コンクリートの塩分浸透試験に基づき、設計上の目標期間を 100 年と想定して定めたものである。なお、コンクリートの塩分浸透度合いは、コンクリートの水セメント比に影響されるため、表 5.2.1 はそれぞれ水セメント比の目安を表 解 5.2.1 と想定したものである。 表 解 5.2.1 想定している水セメント比の目安 <table><tr><th>構 造</th><th>(1) 工場で製作されるプレストレストコンクリート構造</th><th>(2) (1) 以外のプレストレストコンクリート構造</th><th>(3) 鉄筋コンクリート構造</th></tr><tr><td>想定している水セメント比</td><td>36%</td><td>43%</td><td>50%</td></tr></table> コンクリートの設計基準強度と水セメント比の関係は、骨材やスランプ等により異なる場合もあるため、これを適切に考慮して最小かぶりを想定する必要がある。さらに、普通セメント及び早強セメント以外のセメントを使用したコンクリートを用いる場合及び水セメント比を大きくするコンクリート等を用いる場合には、別途検討を行う必要がある。 表 5.2.2 に示す地域区分は、「道路橋の塩害対策指針 (案)・同解説」(日本道路協会)に規定されていた対策区分や調査及び研究結果をもとに規定されたものである。対策区分は、架橋地点の地形、気象、海象の状況、付近のコンクリート構造物の塩害の状況等を勘案して 1 段階ずつ変更することができる。なお、表 5.2.3 に示される地域は、市町村合併等に伴う名称の変更を反映したものであり、対象とする地域区分が従来から変更されたものではない。 コンクリート橋における最外縁鉄筋のかぶりは、死荷重の影響及びひび割れの進展等の懸念から、 70mm 程度以下に抑えることが望ましい。 工場で製作されるプレストレストコンクリート構造は、他の部材に比較して品質管理がよく、コンクリートの品質も良好であること等から、かぶりを他の構造よりも小さい値としている。工場で製作されるプレストレストコンクリート構造とは、基本的にはプレテンション方式プレストレストコンクリート桁を対象としている。これは、既	構 造	(1) 工場で製作されるプレストレストコンクリート構造	(2) (1) 以外のプレストレストコンクリート構造	(3) 鉄筋コンクリート構造	想定している水セメント比	36%	43%	50%	
部材・部位	(1) 工場で製作されるプレストレストコンクリート構造	(2) (1) 以外のプレストレストコンクリート構造	(3) 鉄筋コンクリート構造															
想定している水セメント比	36%	43%	50%															
構 造	(1) 工場で製作されるプレストレストコンクリート構造	(2) (1) 以外のプレストレストコンクリート構造	(3) 鉄筋コンクリート構造															
想定している水セメント比	36%	43%	50%															

改定案	現行	備考
いる。これは、既往の実橋調査において、同桁がポストテンション方式に比べてかぶりが小さいにもかかわらず、沿岸部での塩害損傷事例が少なかつたことに基づいている。工場製作のプレテンション方式では、早期強度発現が必要であることからコンクリート強度を比較的高くするため水セメント比が低く、耐久性の高いコンクリートとなっており、かぶりの管理が比較的良好的である。なお、ポストテンション方式のセグメント構造であっても、これと同様の条件が満たされる場合は、工場で作製されるプレストレスコンクリート構造として扱ってよいものと考えられる。 また、表-6.2.2に示される塩害の影響の度合いで、対策区分S並びに(3)鉄筋コンクリート構造の対策区分Iでは、かぶりを増す方策のみでは塩害に対する処置として適切でないことを示している。この場合には、塗装鉄筋等の防食性のある鉄筋の使用による方法、又はコンクリートの表面に被覆や塗装を併用する必要がある。塗装鉄筋やコンクリート表面被覆や塗装を用いる方法は、かぶりによる防食方法の一部として、塩分の浸透が抑えられること及び塩害の影響を小さくすることになるが、現状ではその遮塩性の効果や耐久性等が必ずしも検証されておらず、要求される設計耐久期間において耐久性を確保できる適切なかぶりを示すことが困難である。そのため、ステンレス鉄筋を用いる方法等も含め、道路橋の部材として所要の防食機能が得られるための方法が必ずしも十分に確立されていない材料を用いる場合には、かぶりによる耐久性確保の方法を基本とし、表-6.2.2に準拠して最小かぶりを確保する方法と同等の耐久性が得られることを確認したうえで、それが保証される範囲で用いることとなる。	往の実橋調査において、同桁がポストテンション方式に比べてかぶりが小さいにもかかわらず、沿岸部での塩害損傷事例が少なかつたことに基づいている。工場製作のプレテンション方式では、早期強度発現が必要であることからコンクリート強度を比較的高くするため水セメント比が低く、耐久性の高いコンクリートとなっており、かぶりの管理が比較的良好的である。なお、ポストテンション方式のセグメント構造であっても、これと同様の条件が満たされる場合は、工場で作製されるプレストレスコンクリート構造とみなしてもよい。 また、塩害の影響の度合いで、対策区分Sならびに(3)鉄筋コンクリート構造の対策区分Iでは、かぶりを増す方策のみでは塩害に対する処置として適切でないことを示している。この場合は、塗装鉄筋の使用又はコンクリート塗装を併用する必要がある。塗装鉄筋やコンクリート塗装を用いる方法は、塩分の浸透が抑えられ塩害の影響が小さくなるが、現状ではその遮塩性の効果や耐久性等が必ずしも検証されておらず、これらを用いる場合においても表-5.2.1に準拠し最小かぶりを厚くすることが望ましいこととしている。また、これらの場合のほかにステンレス鉄筋を用いる方法など、耐久性等が必ずしも十分に検証されていない方法を採用するにあたり、現地条件を反映した検証等を行わない場合にも同様に表-5.2.1に準拠し最小かぶりを厚くするのがよい。	
6.3 コンクリート部材の疲労 6.3.1 一般 コンクリート部材は、6.1(3)により当該部材に定めた設計耐久期間に、応力の繰返しによる影響の累積により部材の耐荷性能が低下することがないようになければならない。 コンクリート部材は、繰返し作用する活荷重などの変動作用に対して、部材として疲労の影響がないよう設計を行う必要がある。 6.3.2 耐久性確保の方法 (1) 設計耐久期間を100年とした場合において、5章及び7章の規定を満足するコンクリート部材が(2)から(4)を満足する場合には、6.3.1を満足するとみなしてよい。 (2) 式(6.3.1)の作用の組合せ及び荷重係数等による曲げモーメント又は軸力		

向力、せん断力及びねじりモーメントが作用する鉄筋コンクリート構造の部材において、5.4.1の規定により算出した鉄筋及びコンクリートの応力度が以下を満足する。ただし、ラーメン構造の接合部については、15.3の規定に従い鉄筋の引張応力度を算出する。

$$1.00 (0+L+I+PS+CR+SH+E+HP+U) \dots\dots\dots (6.3.1)$$

- 1) 表-6.3.1に示す鉄筋の引張応力度の制限値を超えない。
- 2) 表-6.3.2に示すコンクリートの圧縮応力度の制限値を超えない。
- 3) 表-6.3.3に示すコンクリートの押抜きせん断応力度の制限値を超えない。

表-6.3.1 鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合の鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm²)

鉄筋の種類	SD345	SD39	SD490
応力度			
一般の部材	180		
床版を兼用するフランジ	120		

表-6.3.2 鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリートの圧縮応力度の制限値 (N/mm²)

コンクリート設計基準強度	21	24	27	30
応力度の種類				
1) 曲げ圧縮応力度の制限値	7.0	8.0	9.0	10.0
2) 軸圧縮応力度の制限値	5.5	6.5	7.5	8.5

表-6.3.3 耐久性に配慮した場合のコンクリート押抜きせん断応力度の制限値 (N/mm²)

コンクリート設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60	70	80
応力度の種類									
押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50	1.50	1.50

3.2 コンクリートの許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート構造に対するコンクリートの許容圧縮応力度は、表-3.2.1の値とする。

表-3.2.1 鉄筋コンクリート構造に対する許容圧縮応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度	21	24	27	30
応力度の種類				
1) 曲げ圧縮応力度	7.0	8.0	9.0	10.0
2) 軸圧縮応力度	5.5	6.5	7.5	8.5

3.4 PC鋼材の許容応力度

プレストレストコンクリート構造に対するPC鋼材の許容引張応力度は、表-3.4.1の値とする。

表-3.4.1 PC鋼材の許容引張応力度

応力度の状態	許容引張応力度	備考
1) プレストレスシング中	$0.80 \sigma_{pu}$ 又は $0.90 \sigma_{py}$ のうち小さい方の値	σ_{pu} : PC鋼材の引張強さ (N/mm ²) σ_{py} : PC鋼材の降伏点 (N/mm ²)
2) プレストレスシング直後	$0.70 \sigma_{pu}$ 又は $0.85 \sigma_{py}$ のうち小さい方の値	
3) 設計荷重作用時	$0.60 \sigma_{pu}$ 又は $0.75 \sigma_{py}$ のうち小さい方の値	

設計荷重作用時の許容引張応力度は、部材の疲労に関する十分な検討を行わない場合には、従来どおりPC鋼材の引張強さの60%又は降伏点の75%としている。

プレストレストコンクリート構造に対するPC鋼材の許容引張応力度を条文に従って算出した結果を表-解 3.4.1に示す。

- (3) 式(6.3.1)による曲げモーメント及び軸方向力、せん断力及びねじりモーメントが作用するプレストレストコンクリート構造の部材において、5.4.2により算出した鋼材及びコンクリートの応力度が以下の1)から4)を満足する。ただし、5.3.3の規定において引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値は $180\text{N}/\text{mm}^2$ とする。
- 1) 表-6.3.4に示すPC鋼材の引張応力度の制限値を超えない。
- 2) 表-6.3.5に示すコンクリートの圧縮応力度の制限値を超えない。
- 3) 表-6.3.6に示すコンクリートの引張応力度の制限値を超えない。ただし、床版を兼用するフランジにおいては、曲げ引張応力及び軸引張応力が生じない。
- 4) 表-6.3.3に示すコンクリートの押抜きせん断応力度の制限値を超えない。

表-6.3.4 プレストレストコンクリート部材の耐久性に配慮した場合のPC鋼材の引

張応力度の制限値(N/mm^2)		備考
応力度の制限値		
0.60 σ_{pu} 又は0.75 σ_{py} のうち小さい方の値	σ_{pu} : PC 鋼材の引張強度の特性値(N/mm^2)	
	σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度の特性値(N/mm^2)	

3.2 コンクリートの許容応力度

(2)

また、従荷重及び従荷重に相当する特殊荷重を考慮した場合のプレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの許容引張応力度は、表-3.2.4の値とする。ただし、施工時荷重に施工中の風荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容引張応力度は、表-3.2.4の値にかかわらず、架橋地点の条件、施工中の構造系等を考慮して、適切に定めなければならない。

表-3.2.4 従荷重及び従荷重に相当する特殊荷重を考慮した場合のプレストレストコンクリート構造に対する許容引張応力度(N/mm^2)

荷重の組合せ	コンクリートの設計基準強度				
	30	40	50	60	
1)主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重($P P$) + 温度変化の影響(T)	1.7	2.0	2.3	2.5	
2)主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重($P P$) + 風荷重(W)	2.2	2.5	2.8	3.0	
3)主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重($P P$) + 温度変化の影響(T) + 風荷重(W)	2.2	2.5	2.8	3.0	
4)主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重($P P$) + 制動荷重($B K$)	2.2	2.5	2.8	3.0	
5)主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重($P P$) + 衝突荷重($C O$)	—	—	—	—	
6)活荷重及び衝撃以外の主荷重 + 地震の影響($E Q$)	—	—	—	—	
7)風荷重(W)	2.0	2.3	2.6	2.8	
8)施工時荷重($E R$)	2.2	2.5	2.8	3.0	

- (1) 鉄筋コンクリート構造に対するコンクリートの許容圧縮応力度は、表-3.2.1の値とする。また、プレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの許容圧縮応力度は、表-3.2.2の値とする。
- なお、二軸曲げが作用する場合の許容曲げ圧縮応力度は、表-3.2.1及び表-3.2.2の値に $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ を加えた値とする。

改定案

現行

備考

表-6.3.5 プレストレストコンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート圧縮応力度の制限値 (N/mm²)

コンクリート設計基準強度		30	40	50	60	70	80
応力度の種類	曲げ圧縮	12.0	15.0	17.0	19.0	23.0	27.0
	1) 長方形断面						
応力度	2) T形及び箱形断面	11.0	14.0	16.0	18.0	22.0	26.0
	面						
3) 軸圧縮応力度		8.5	11.0	13.5	15.0	18.5	22.0

表-6.3.6 プレストレストコンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート引張応力度の制限値 (N/mm²)

ト引張応力度の制限値(N/mm ²)							
コンクリート 設計基準強度		30	40	50	60	70	80
応力度の種類	1) 曲げ引張応力度の制限値	1.2	1.5	1.8	2.0	2.0	2.0
	2) 斜引張応力度の制限値 (せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する場合)	1.7	2.0	2.3	2.5	2.5	2.5
	3) 斜引張応力度の制限値 (せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合)	2.2	2.5	2.8	3.0	3.0	3.0
	4) 軸引張応力度の制限値	0.0					

(4) (2) 及び (3) において、直交する 2 方向の曲げモーメントを受ける部材断面は、2 方向の曲げモーメントの影響を考慮する。

(2) コンクリート部材の疲労については、これまでの道路橋示方書において許容応力度以下に鉄筋及び PC 鋼材の応力度やコンクリートの応力度を制限してきた結果、疲労が問題となる事例は少なかった。今回の改定では、部分係数化に合わせて疲労に対する安全余裕が再評価され、一般的な部材としての疲労の影響が生じないといふとみなせる荷重組合せと制限値が設けられたものである。この規定に従い、部材を構成するコンクリート、鉄筋及び PC 鋼材に生じる応力が、ここに示される制限値を超えないよう設計することで、部材としての疲労が生じないといふとみなすことができる。なお、これまでに実績のない構造や斜張橋等で活荷重等による疲労の影響が懸念される場合には、この規定によらず、個別に疲労の影響を評価して安全性を確認する必要がある。

1) 一般部材における鉄筋の引張応力度の制限値は、これまでの道路橋示方書で確保され

表-3.2.2 プレストレストコンクリート構造に対する許容圧縮応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度		30	40	50	60
応力度の種類	曲げ圧縮	15.0	19.0	21.0	23.0
	1) 長方形断面の場合				
プレストレストコンクリート直後	2) T形及び箱形断面の場合	14.0	18.0	20.0	22.0
	3) 軸圧縮応力度				
その他	4) 長方形断面の場合	12.0	15.0	17.0	19.0
	5) T形及び箱形断面の場合				
6) 軸圧縮応力度		11.0	14.0	16.0	18.0
		8.5	11.0	13.5	15.0

(2) プレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの許容引張応力度は、表-3.2.3 の値とする。

表-3.2.3 プレストレストコンクリート構造に対する許容引張応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度		30	40	50	60
応力度の種類	1) プレストレス直後	1.2	1.5	1.8	2.0
	2) 活荷重及び衝撃以外の主荷重				
曲げ引張	3) 床版	0	0	0	0
	4) プレキャストセグメント構造におけるセグメント継目				
応力度	5) その他の場合	1.2	1.5	1.8	2.0
	6) 軸引張応力度				

改定案

現行

備考

てきた疲労に対する安全余裕が確保されるよう定められている。一方、活荷重を直接受ける床版では、活荷重により大きな応力変動が生じること、また活荷重による繰返し回数も多いことから、一般の部材に比べて苛酷な条件になりやすく、耐久性上の前提を満足しないひび割れが発生する可能性が高いと考えられる。また、発生したひび割れは荷重の繰返し載荷により大きくなり、コンクリートのはく離等に進展する可能性もある。そのため、上フランジを床版部材と兼用する場合には、疲労耐久性を低下させるひび割れの発生を抑制する目的として、鉄筋の発生応力に対して異なる制限値が設定されている。なお、このようなフランジ部材は、横方向だけでなく、主方向においても活荷重の影響を考慮した耐久性が確保されている必要がある。そのため、主方向に配置された鉄筋に対して、発生する応力が $120\text{N}/\text{mm}^2$ を超えないことが求められる。また、本規定は、鉄筋コンクリート部材に配置された引張鉄筋、せん断補強筋、横方向鉄筋等の主鉄筋に対して適用される。

2) コンクリートの圧縮応力度に対する制限値のうち、曲げ圧縮を受ける T 形や箱形断面では、長方形断面と比較してフランジ部における応力分布が不均一となることから、従来の規定を踏襲して長方形断面における値から $1\text{N}/\text{mm}^2$ 減じた値が制限値として規定されている。また、軸圧縮応力に対しては、繰返し作用力の最大値がクリープ変形を誘発する可能性があることから、T 形や箱形断面における制限値の 85%程度となる値が規定されている。

(3) これまでの示方書により設計されたコンクリート部材に対しては、コンクリートに生じる圧縮応力や引張応力がこの制限値を超えないようにすることで、疲労に対して十分安全であることに基き定められたものである。ここで規定される疲労破壊が生じないのみならず、よい制限値は、付着のあるより線もしくは鋼棒本体そのものの疲労破壊に対するものであるため、アンボンド部材や外ケーブル構造など定着部に直接疲労の影響が生じるような場合には、別途定着部が疲労に対して安全であることを確認する必要がある。

プレストレスを導入するコンクリート構造では、発生する引張応力に対して鉄筋で抵抗することが基本とされている。そのため、引張応力が発生するプレストレストコンクリート構造の部材においても、引張に抵抗するよう配置された鉄筋が疲労の影響を生じないよう、鉄筋に発生する引張応力度に対して制限値が設けられている。

また、プレストレストコンクリート構造の箱桁における上フランジなど、直接輪荷重を受けるフランジ部材では、主方向及び横方向のいずれの設計においても、フランジとして輪荷重の影響が生じないよう、過去の経験に基づきコンクリートに引張応力が生じないようにする必要がある。そのため、床版に対しての制限値を適用する必要がある。さらに、箱桁のフランジにおける鉄筋応力度の制限値については、10.3 の規定も満足する必要がある。

(3) プレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの許容斜引張応力度は、表-3.2.5の値とする。

表-3.2.5 プレストレストコンクリート構造に対する許容斜引張応力度
(N/mm^2)

応力度の種類	コンクリートの設計基準強度				
	30	40	50	60	
活荷重及び 衝撃以外の主 荷重	1)せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する	0.8	1.0	1.2	1.3
	2)せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	1.1	1.3	1.5	1.6
衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せ	3)せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する	1.7	2.0	2.3	2.5
	4)せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	2.2	2.5	2.8	3.0

改定案	現行	備考
また、鉄筋やPC鋼材に発生する変動応力の大きさによっては、鉄筋やPC鋼材に疲労の影響が累積され破断する可能性もある。いわゆるPRC構造では、条件によってはプレストレストコンクリート構造よりも、相対的に引張鉄筋やPC鋼材に発生する応力変動が大きくなる可能性も否定できない。このような構造に対しては、個別に疲労の影響を評価し安全性を確認する必要がある。なお、疲労の影響を評価する場合には、鉄筋やPC鋼材の疲労特性が明らかであるだけでなく、考慮すべき荷重の設定が適切であるかも含めて検討が必要である。		

新旧対比表

III コンクリート橋・コンクリート部材編		
改定案	現行	備考
7 章 接合部 7.1 適用の範囲 (1) コンクリート部材の接合部の設計は、5 章、6 章及びこの章による。 (2) 鋼部材とコンクリート部材が共同で荷重に抵抗する複合構造による上部構造の鋼部材とコンクリート部材の接合部の設計は、この章による他、II 編 9 章の接合部に関する規定によらなければならない。 (1) この章は、コンクリート部材どうしの接合部及び鋼部材とコンクリート部材の接合部の設計が規定されている。なお、接合部は、継手の定着部分など接合機構そのものとなる部分に加えて、部材のなかで接合機能の性能に寄与する領域も含まれる。コンクリート部材どうしの接合部の設計にあたっては、この章による他、5 章及び 6 章の規定により、耐荷性能及び耐久性能を満足する必要がある。この章の規定に従い、接合部を含む部材の耐荷機構を明確にするとともに、コンクリート及び鉄筋等への荷重分担を明確にしなければならない。 コンクリートどうしの連結には、同機能・同種の部材の連結、及び異なる部材どうしの連結が含まれる。同機能・同種の部材の連結とは、2 つ以上の棒部材や版部材相互の連結のことであり、例えば、桁相互の連結、プレキャスト床版の連結などが該当する。異なる部材どうしの連結とは、主桁と横桁の接合部、ラーメン構造におけるはりや柱の接合部などが該当する。また、箱断面を有する棒部材におけるフランジとウェブの接合部は、異なる部材どうしの連結として扱うことができる。なお、コンクリート材料の打継ぎについては 17 章による必要があるが、打継ぎに伴い鉄筋の継手部を設ける場合や、鉄筋の定着を必要とする場合には、鉄筋の定着や継手は 5 章によるとともに、この章の規定に従い接合部として設計を行う必要がある。合成桁において合成効果を確実に得るための接合部の構造など、各合成構造特有の事項については、11 章による。 (2) 鋼部材とコンクリート部材の接合部の設計では、コンクリート部材どうしの接合と同様に、この章の規定に従い耐荷機構及び荷重分担を明確にするとともに、連結するコンクリート部材及び鋼部材それぞれに求められる事項を満足する必要がある。この章で取り扱う複合構造とは、コンクリート桁と鋼桁を接合して連続化させた混合構造や、断面がコンク		

改定案	現行	備 考
リート部材と波形鋼板ウェブ又は鋼トラス材等の鋼部材によって構成され、一体として挙動するものとみなせる合成構造のうち、合成桁及び合成床版を除く構造をいう。なお、この節の規定は、接合部に求められる一般的な要求性能を示したものであり、合成桁及び合成床版の接合部にも適用することができる。 7.2 一 般 (1) 接合部の耐荷性能の照査は、作用力に対して行わなければならない。 (2) 接合部の限界状態 1、限界状態 2 及び限界状態 3 を適切に定めなければならない。 (3) 接合部の設計にあたっては、部材どうしが連結され一体となる部材の限界状態 1 及び限界状態 3 又は限界状態 2 及び限界状態 3 と、接合部の限界状態 1 及び限界状態 3 又は限界状態 2 及び限界状態 3 との関係を明確にしたうえで、部材どうしが連結され一体となる部材が所要の機能を発揮するようにしなければならない。 (4) 接合部は、部材相互の応力を確実に伝達できるようにしなければならない。 (5) (4)において接合部が所要の接合の機能を発揮するよう、接合部及び連結される各部材に求められる条件を明らかにし、これを満足するようになければならない。 (6) 接合部の耐久性能に関する設計は、6 章の規定による他、7.4 の規定による。 (7) アンカーボルトにより部材を連結する場合には、7.5 の規定による。 (8) 隅角部の外側及び内側にそれぞれ引張りの曲げモーメントが作用するおそれがあるときの接合部の設計は、この章による他、15 章の規定による。 (9) コンクリートプレキャスト部材どうしを連結する場合の接合部の設計は、この章による他、16 章の規定による。 (1) 条文の作用力とは、設計荷重に対して構造解析等により得られる接合部の断面力を意味している。なお、設計荷重の作用位置や組合せについては、接合部が最も不利になる状況を想定することが基本であり、個別に検討が必要である。また、接合部の耐荷性能の照査は作用力に対して行うこととされているため、必ずしも連結される部材が有する耐荷力以上の耐荷力を接合部が有していることは求められない。ただし、(3)の規定に従うことで、構造によっては部材と接合部において相対的な耐荷力の違いが求められる場合もある。 (2) 接合部は、基本的に、連結される部材が一体となることで作用力に対して抵抗する。そのため、接合部には、それぞれ設計で定める耐荷機構が成立するよう、必要な強度や剛性		

改定案	現行	備 考
などが求められる。また、接合部の降伏や破壊は、全体系の安全性に与える影響が大きいことから、慎重に設計する必要がある。接合部を有する部材を一つの部材として設計する場合には、接合部の影響が無視できるよう、接合部の限界状態を定める必要がある。また、部材をヒンジ結合で連結する場合など、接合部の影響が無視できない場合には、接合部を有する部材に求められる性能が発揮できるよう、接合部の限界状態を適切に定める必要がある。 (3) 連結された部材が限界状態に至る前に、連結により形成された接合部の状態が変化してしまうと、接合部の影響を無視して一つの部材として扱っている部材が所要の性能を発揮できないおそれがある。そのため、部材を連結し一体の部材とする場合には、部材が限界状態に至る前に、接合部が限界状態に至ることがないようにするなど、連結されている部材にどのような挙動を求めるか、及び一つの部材としての扱い方に応じて相互の限界状態の関係性を定める必要がある。 (4) 部材と部材とを連結する場合、連結される部材の一部は、接合機構が性能を発揮するたに接合機構と一体となって働くこととなり、接合部の一部を構成する。このとき、接合部における連結としての耐荷機構を発揮するとともに、連結された部材の接合部でない箇所が部材としての耐荷機構を発揮するためには、連結された部材の接合部となる領域が確実に荷重を伝達し、かつ、必要な剛性を持つ必要がある。すなわち、連結される部材のうち接合部の一部となる領域は、接合部及び連結された部材の接合部でない領域のそれぞれが限界状態に達した場合にも、先行して限界状態に達することがないよう、適切に状態をどめておくことが一般的に求められる。ただし、やむを得ず接合部の一部となる領域が先行して限界状態に達する場合には、接合機構が失われることを前提として、接合部や連結により一体となる部材の限界状態との関係を明確にした上で、橋の性能を満足するよう適切に設計する必要がある。 (5) 接合部は、設計上期待する剛度や荷重伝達機構が得られ、かつ接合部の限界状態 1 や限界状態 3 を設定するために必要な力学特性が明らかであることが求められる。また、7.3 の規定に示されるように、接合部に求められる機能に応じて接合部が限界状態に達するまでの力学的制御が異なる。例えば、部材を連結し一体の部材とする場合には、接合部は剛結となり全ての断面力を確実に伝達することが求められるほか、連結される部材のうち接合部でない領域が限界状態 3 に達するまで確実に断面力を伝達する必要がある。 接合部をヒンジとする場合には、曲げモーメント以外の断面力を確実に伝達するとともに、曲げモーメントが生じにくい構造とすることが求められる。この場合、接合部の限界状態と接合部により連結される部材の限界状態の関係は、構造によって異なるため、個別に検討を行う必要がある。 個別の接合材料、工法については基準がないが、「トンネル天井板の落下事故に関する調査・検討委員会報告書(平成 25 年 6 月 18 日)」にて提言されているとおり、実験等によ		

改定案	現行	備 考
り検証された範囲も踏まえて、適切に検証された方法を用いて設計する必要がある。また、<u>I 編 1.8.3 に従い、検証された耐荷機構が一定の施工管理を行うことで確実に発現することを確認できる材料や工法を用いるか、設計で想定した耐荷機構や終局強度が発現するか個別に検証する必要がある。</u> (8) <u>隅角部の内側又は外側に曲げモーメントが作用する場合には、隅角部の外側や内側に引張が生じ、かつ、隅角部対角線上に主引張応力が発生する。そのため、15 章の規定に従い、コンクリートの応力状態を適切に制御するとともに、このような引張応力に抵抗できるよう適切に鉄筋を配置する必要がある。</u> (9) <u>プレキャストセグメントどうしの接合は 16 章による。ただし、プレキャスト部材と現場打設の部材を接合する場合には、この章の規定による。また、現場近くで製作され現場に運搬される部材のうち、工場製作と同等の施工条件とはならないプレキャスト部材についても、部材どうしの接合は 16 章による。</u> 7.3 接合部の耐荷機構 7.3.1 一般 (1) 部材を剛結となるよう連結し一体の部材とする場合には、接合部において部材としての連続性を失わず、かつ、接合部が部材相互の曲げモーメント、せん断力及びねじりモーメントを確実に伝達するとともに、部材の一般部が限界状態 3 に達したときの断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。 (2) 1) から 4) を満足する場合には、(1) を満足するとみなしてよい。 1) 曲げモーメント又は軸圧縮力を受ける接合部では、コンクリート内部における圧縮応力、又はコンクリート内部における圧縮応力及びコンクリートと一体として抵抗する鋼材等による引張応力の分担により、断面力を伝達できる構造とする。 2) せん断力及びねじりモーメントを受ける接合部では、圧縮応力及びせん断応力に対してコンクリートが抵抗する構造とする。ただし、接合部が限界状態 3 を超えた場合でも急激に耐荷力を失わないよう、接合部が限界状態 1 を超えてからは鋼材が引張応力のみで作用力に対して抵抗し、鋼材が降伏した後に接合部が破壊に至る構造とする。 3) コンクリート部材どうしを連結する場合は、7.3.2 及び 7.3.3 の規定による。 4) コンクリート部材と鋼部材を連結する場合は、7.3.4 の規定による。 (3) 部材をヒンジにより連結し一体の部材とする場合には、接合部がせん断		

改定案	現行	備考
力、ねじりモーメント及び軸力を確実に伝達するとともに、曲げモーメントが生じにくい構造とし、かつ、連結され一体となる部材と接合部との限界状態の関係を満足するよう、接合部が部材相互に必要な断面力を伝達できるようにしなければならない。 (4) 部材剛性の急変、鉄筋等の過密な配置、接合面の局所的な接触等により、コンクリートに応力集中の影響を生じさせず、接合部の形状及び鉄筋等の配置を適切に定めなければならない。 (5) 部材の連結における接着剤については、接着剤の接着強度を接合部の抵抗強度に含めないことを原則とする。 (1) 接合部により連結され一体となる部材を設計上連続的な部材とみなせるためには、接合部が剛結となり部材相互の全ての断面力を確実に伝達できる必要がある。また、接合部でない箇所が限界状態 3 に達するまで、接合部が確実に部材相互の断面力を伝達することにより、接合部の存在の影響がなく部材を一体として扱うことができる。 (2) 1) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部における耐荷機構としては、コンクリートによる圧縮応力やせん断力への抵抗、及び鉄筋による引張応力への抵抗によることが基本とされている。すなわち、適切に接合部の形状を定め、鉄筋等の配置を行うことで、接合部を鉄筋コンクリート構造又はプレストレスを導入する構造の一部とみなして、断面力を伝達させる構造とすることが基本となる。なお、接合部の耐荷力として、同じ種類の部材どうしの接合面の軸圧縮力によって生じる摩擦力の影響を考慮してもよいが、必要な摩擦力が確実に得られるような構造とする方法について、実験などにより事前に確認し、適用性が確認された範囲で摩擦力に期待する必要がある。 2) 接合部を含む部材においては、接合部のない一体の部材の場合と同様に、外力に対して損傷発生から破壊に至るまでの過程が設計において制御されている必要がある。7.2 の(2)や(3)に規定されるとおり、連結され一体となった部材と接合部におけるそれぞれの限界状態の関係を明確にし、連結される部材が限界状態 3 に達するまで、接合部が確実に断面力を伝達できるよう制御されている必要がある。その上で、接合部が限界状態を超えると連結される部材の耐荷性が急激に失われる可能性があるため、少なくとも接合部は破壊に対してじん性のある構造とすることが望ましい。なお、接合部を鉄筋コンクリート構造やプレストレスを導入する構造とみなして設計を行った場合には、接合部が破壊に至るまでに十分なじん性を有することが期待できる。 また、災害後の点検や定期点検で変状を発見し、診断を行うことが容易であるように、限界状態 1 を超えた状況をひび割れの発生などで確認できるよう、基本的にはコンクリートのみでせん断やねじりを分担できるように設計する一方で、限界状態 1 を超えても急激に耐荷性能が低下しないようコンクリート負担分を無視しても鋼材のみで抵抗で		

改定案	現行	備 考
きるように設計することが基本とされている。なお、実験等によりその確実性や適用範囲を明確にしたり、維持管理の方法を別途定めたりしたうえで、所要の耐荷性能及び耐久性能を有するように設計することで、条文の想定と異なる損傷過程をたどるように設計することもできる。 <u>接合部の破壊に伴い、重力により、部材が脱落して第三者被害を生じるなどのおそれがある場合には、支承部の設計にて落橋防止システムを設置することと同様に、フェールセーフを用いた対策を行うことも考えられる。</u>例えば、プレキャスト部材の接合において柱と梁とを鋼部材のみで連結している場合、2つの部材を通して鉄筋が貫通しておらずかつ不連続な接合を有している場合、吊り下げ構造の場合、又はこれらと類似の懸念を有する場合である。<u>必ず設置する必要は無いが、標準的な設置基準はないので、検討が必要かどうかも含めて個別に対応するのがよい。</u> 3)4) <u>コンクリート部材どうしの連結には、同じ機能を有する部材どうしの連結と、異なる機能を有する部材どうしの連結とがある。</u> <u>同じ機能を有するコンクリート部材の連結とは、例えば力を主に水平方向に伝達する主桁どうしの連結、また力を主に鉛直方向に伝達する柱など、設計上部材に持たせるべき機能が同等と認められる部材の連結である。</u>なお、横桁と主桁の連結は、異なる機能を有する部材の連結と考えられる。また、連結された部材も同じ機能を有するよう、接合部において部材としての連続性を失わないようにする必要がある。 <u>異なる機能の部材どうしの連結とは、主桁と横桁、ウェブと床版との連結などが該当する。また、同じ機能を有するコンクリート部材の連結と同様に、接合部が連結後に被連結部材と一体となり、部材の弱点とならないよう、接合部は剛結とすることが原則とされている。</u>ただし、異なる機能を有する部材の連結では、同じ機能を有する部材の連結と異なり、連結後の接合部は部材軸の角度や大きさなどが変化する場所となるため、構造上部材の弱点となりやすい。そのため、接合部は剛結であることが原則である。いずれの場合も、部材や接合部相互の限界状態の関係を明確にした上で、必要とされる部材の機能及び各限界状態に対する安全余裕が確保されるよう、適切に接合部の状態を定める必要がある。 (3) <u>接合部をヒンジとする場合には、曲げモーメントが生じにくい構造とする必要がある。</u>例えば、メナーゼヒンジでは、ヒンジが可動する範囲内においては部材間の曲げモーメントの伝達が大幅に低減されるため、この部分で曲げモーメントが発生しない構造として扱うことができる。ただし、適用範囲を超えた場合には曲げモーメントが発生することから、耐荷機構の前提となる範囲を超えないよう設計を行う必要がある。なお、ここでははり部材若しくは版部材を連結する線状のヒンジを想定しているため、ねじりモーメントはせん断力として伝達されることになる。 (4) <u>接合部は、鉄筋の過密配置や部材どうしの接触などにより、コンクリートに応力集中の</u>		

改定案	現行	備 考
影響が生じやすい。また、ずれ止めなどの伝達要素による群効果等も適切に考慮する必要がある。そのため、設計で想定しない破壊機構の誘発や有効断面内の損傷が生じないよう、適切に接合部の細部構造を定める必要がある。すなわち、接合部においては、コンクリートに過度に引張応力が生じないよう適切に形状を定めたいえで、引張応力に抵抗する鉄筋を適切に配置し、コンクリートに生じる引張応力を分散させる必要がある。 (5) この示方書の体系に照らせば、接合部において必要となる耐荷性能は、適切な耐久性確保の方法により、設計耐久期間中に確保されている必要がある。しかし、接着剤による耐荷機構については、道路橋で使用したときの耐久性や耐久性試験法が必ずしも明らかでなく、統一的な評価法も確立していない。そのため、信頼性の観点から接着材の性能を前提として部材接合強度を確保することは原則行わないこととされた。なお、部材を構成する。例えば、ウェブやフランジ間の接合部にも本規定は適用される。 ただし、接着剤による付着の効果については、付着強度特性や材料の耐久性が実験等により適切に検証された範囲で考慮することができる。このとき、設計耐久期間中に部材の耐荷力照査の前提条件が成立するよう、接着材や母材の諸条件を明確にしたうえで、6章の規定に基づき耐久性の照査を行う必要がある。また、このような場合にも、耐久性の確保方法などに限界はあるため、耐久性の信頼性が確認された一定の期間内で確実に交換することを前提に、当該接合部の接合強度が期待できなくなつたとしても、橋の性能や橋の上下の通行者に影響がないよう、別途の耐荷力機構によって接合強度が維持されるなど配慮した設計が求められる。なお、使用の検討にあたっては、常時に引張り応力を受ける箇所では使用してはならず、また、破壊形態、抵抗特性や長期耐久性などの性能が確認された範囲で、かつ明示された使用条件の範囲で用い、その採用を行う箇所、部位を慎重に選択すべきである。なお、ここでのいう接着剤とは有機系の接着剤を想定しているが、通常のコンクリートを除き無機系の接着剤にも適用される。通常のコンクリートにより接合機能を確保する場合には、17章及びこの章に従い接合部として設計を行う必要がある。 以上の主旨から、接合面に直交する常時引張応力又は接合面に平行する常時又は繰返しせん断応力が生じる接合面においては、接着剤の強度に期待しなくても安全性が得られるような構造となるように設計する必要がある。もし、接着剤の強度を見込む場合には、これらの事項について慎重に検討を行う必要がある。なお、7.5に示されるアンカーボルトの規定は先付のアンカーボルトを想定しており、接着剤を利用したあと施工アンカーは含まれていない。		

7.3.2 同じ機能を有するコンクリート部材の連結

同じ機能を有するコンクリート部材どうしを連結し一体の部材とする場合の接合部は、以下の 1)から 6)を満足しなければならない。

改定案	現行	備考
1) 接合部への作用により生じる引張力に抵抗するよう接合部に配置された鉄筋が、5.2.5の規定に従い連結する部材のコンクリートに定着されている又は5.2.7の規定に従い連結する部材の主鉄筋に連結されている。 2) 連結される部材相互の温度及び乾燥による変形量の違い、剛性の違い等により、接合面に発生する引張力に抵抗できるよう、十分な鉄筋が配置されている。 3) 接合部において部材相互のコンクリートが一体化して作用に抵抗する。 4) 連結される部材と同等の断面を有し、かつ、同等以上の主鉄筋が抵抗に有効となるよう配置されている。 5) 接合部における二次応力の影響を十分に小さくできる構造とする。 6) 双対の鉄筋をループ状に重ねた継手により部材を連結する場合は、7.6の規定による。 1) 部材の連結をコンクリートの打設により行う場合には、基本的に、それぞれの部材から伸ばした鉄筋を継手により連結させ、部材間の一体化を図る必要がある。そのため、継手部は、5.2.7に従い鉄筋を配置して連結する必要がある。なお、打継目についての詳細は、17.9(7)2)を参照のこと。 2) 接合部は、接合する部材の剛性が急変しやすいめ、遷移区間を設けるなどして、できる限り剛性や応力が急変する影響を小さくする必要がある。コンクリート断面のうちで、厚さあるいは高さが急変する部分や箱桁橋等でウェブとフランジの厚さが大きく違うような場合、その接合部付近に、温度変化、乾燥収縮、クリープ等により、ひび割れが発生することがあるので、相互に接合する部材の厚さが著しく不均衡とならないように、部材間の厚さの釣合いについても注意する必要がある。 3) 連結後の部材全体における耐荷機構は、接合部が部材の一部として連続し、部材相互の回転に対しても連続性が保たれていることを前提としている。そのため、接合部では、部材相互の引張力を伝達する鉄筋が十分に定着されているとともに、17.9の規定に従い確実に打継ぎを行うなどによって、部材相互の圧縮力に対しコンクリートが確実に抵抗できるような必要がある。 4) 接合部が剛結となり、部材の断面力を確実に伝達するためには、少なくとも接合部が連結される部材と同等の断面であり、かつ、連結部材と同等以上の鉄筋が接合部に配置されていることが求められる。 5) 接合部は応力集中が生じやすい部位であり、構成する部材に偏心がある場合においてはさらに局所応力が生じ、構造上の弱点となる可能性があるため、なるべく偏心がないようにする必要がある。また、偏心がある場合には、その影響を適切に考慮して設計する必要がある。		

改定案	現行	備考
6) 部材の接合は、基本的に直線状に伸ばした鉄筋の継手により行われるが、部材から伸びた鉄筋をループ状に加工し、重ね継手としての効果に加えて、コンクリートの圧縮効果による継手機能確保する場合がある。このような継手構造に求められる性能については7.6の規定による。		
7.3.3 異なる機能を有するコンクリート部材の連結 (1) 異なる機能を有するコンクリート部材を連結し一体の部材とする場合の接合部は、以下の1)から5)を満足しなければならない。 1) 接合部において部材相互のコンクリートが一体化して作用に抵抗する。 2) 接合部に作用する曲げモーメント、ねじりモーメント及びせん断力に対して、必要な主鉄筋を配置する。 3) 断面力の急変及び応力集中の影響を生じさせないよう、接合部付近に断面変化する箇所を設け、またその個所に適切な鉄筋を配置する。 4) 中空断面を有する部材に対して他の部材を連結する場合には、部材接合部内部に隔壁等の充実断面を設け、中空部にハンチを設ける。 5) 部材端部を他の部材へ連結する場合、接合部のコンクリートに引張応力が生じることとも想定し、連結する部材の主鉄筋は十分に伸ばし、フックをつける等により接合部に確実に定着する。 (2) 以下の1)及び2)を満足する場合には(1)5)を満足するとみなしてよい。 1) 部材端部を他の部材へ連結する場合、連結される他の部材の接合部の接合面付近においては、連結される他の部材に作用する曲げモーメントにより接合面と直交する方向に引張応力が生じない。 2) 図-7.3.1に示すように計算により決まる定着長に加えて鉄筋を伸ばして定着する。	6.6.3 鉄筋の定着 (10) 片持ばりの固定部における鉄筋の定着等は、単なる鉄筋の定着と考えるべきではなく、部材と部材が連結しているもので、条文に規定するように確実な定着が必要である(図-解 6.6.8)。 (a) 上下から拘束されていない場合 (b) 上下から拘束されている場合	図-解 6.6.8 片持ばりの固定部における鉄筋の定着の例
図-7.3.1 部材端部を他の部材に固定するときの鉄筋の定着の例 (1)1) 異なる機能を有するコンクリート部材を連結する場合にも、部材どうしが剛結となり作用力に対し抵抗するよう、部材相互のコンクリートが一体化し、コンクリート内部の圧縮応力を円滑に伝達するとともに、接合部に発生する引張応力を適切に分担させ、部	(a) 上下から拘束されていない場合 (b) 上下から拘束されている場合	

改定案	現行	備 考
材相互の断面力が確実に伝達される必要がある。 2) <u>ある機能を有する部材端部を他の機能を有する部材に連結する場合には、各部材に作用する曲げモーメント、せん断力及びねじりモーメントに対して必要となる引張鉄筋、せん断補強筋及び横方向鉄筋等が、接合部を含む各部材において配置されている必要がある。</u>また、部材端部どうしを接合する場合には、部材相互から伝達される各断面力の作用を考慮して、適切に配筋する必要がある。なお、曲げモーメントが作用する端接合部の設計については 15 章の規定による。 3) <u>接合部の形状及び鋼材の配置は、破壊形態に応じて破壊に対して安全であるように定める必要がある。</u>ラーメン構造の接合部及び桁や中空断面を有する柱など、棒部材を連結する場合には、応力の伝達が円滑となるよう原則としてハンチなど断面変化する箇所を設けることとされている。また、ウェブとフランジなど厚さが大きく異なる部材を連結する場合、その接合部付近に、温度変化、乾燥収縮、クリープ等を原因とするひび割れが発生することがある。そのため、相互に連結する部材の厚さが著しく不均衡とならないように、部材間の厚さの違いについても注意し、設計する必要がある。 特に、中空断面を有する部材の接合部は、接合部近傍の中空断面を構成する部材に局部応力が生じる。この局部応力や剛性が急変する影響をできる限り小さくするため、ハンチ形状を大きくしたり、充実断面区間を設けたりなどして、所要の機能が発揮できる構造とする必要がある。また、これらを設置しない場合の安全性は実験や解析等により検証して定める必要がある。 4) <u>中空断面を有するアーチリブに対して支柱を接合する場合や、箱桁ラーメン橋の中間接合部などには、充実断面を設けたり、ハンチを設定したりするなど、断面力が確実に伝達でき、かつ、応力の集中により耐荷機構の前提条件を満たさなくなるひび割れが生じることがない構造とする必要がある。</u> 5) <u>部材端部の接合面に作用するせん断力又はねじりモーメントに抵抗するため、接合部において生じる主引張力の影響が生じないよう、部材端部から主鉄筋を十部に伸ばしたうえで、接合部において定着させる必要がある。</u>例えば、接合部においてせん断耐荷機構におけるモーメントシフトを想定して十分な定着を確保する必要がある。 (2) <u>部材端部を連結する接合部の接合面付近において、接合面と直行する方向に曲げモーメント等による引張が生じていない場合には、図-7.3.1 に示すよう連結部材の主鉄筋を定着するように定着した場合には、隅角部にひび割れが生じても、圧縮域に定着を取ることができ。なお、曲げモーメントにより接合面と直行する方向に引張が生じる場合には、図-7.3.1 のように主鉄筋を伸ばした場合でも、必ずしも圧縮域に鉄筋を定着できないため、15 章の規定に従い鉄筋で補強するなどの措置が必要である。</u>		

改定案	現行	備考
7.3.4 コンクリート部材と鋼部材の連結 (1) コンクリート部材を鋼部材と連結し一体の部材とする場合の接合部は、少なくとも(2)から(5)を満足しなければならない。 (2) 接合部におけるコンクリート及び鋼材の荷重分担が明確であり、コンクリート部材及び鋼部材相互の断面力を確実に伝達できる構造とする。 (3) 接合部における配筋及び加工形状は、設計で前提となる接合部の機能を適切に発揮することが十分に確認された条件のものをを用いる。 (4) 接合部付近では、コンクリート部材及び鋼材部材に発生する2次応力及び応力集中の影響を生じさせない構造とする。 (5) 施工工程を考慮し、各施工段階の応力度及びそれらの合成応力度に対し、所要の安全性を確保する。	19.4 複合構造の接合部 19.4.1 適用の範囲 この節は、コンクリート部材と鋼部材を組合せた複合構造として主桁を構成する接合部の設計に適用する。 この節で取り扱う複合構造とはコンクリート桁と鋼桁を接合して連続化させた混合構造や、断面がコンクリート部材と波形鋼板ウェブ又は鋼トラス材等の鋼部材によって構成され、一体として挙動するとみなせる合成構造をいい、合成床版や合成桁は含めない。複合構造においては構造を構成する上で接合部の構造が最も重要となる。この節は、上記のようなコンクリート部材と鋼部材を組合せた複合構造として主桁を構成する接合部に対する設計を行う場合に適用する。 19.4.2 設計一般 (1) 接合部は、コンクリート部材と鋼部材を連結し、断面力が確実に伝達できる構造としなければならない。 (2) 接合部は、疲労に対して十分な安全性を確保できる構造としなければならない。 (3) 接合部は、供用期間中に所要の機能を確実に発揮するように耐久性が確保できる構造としなければならない。 (1) コンクリート床版と波形鋼板ウェブとを接合するずれ止めは、橋軸方向の水平せん断力と橋軸直角方向の曲げモーメントが複合して作用するため、実際には複雑な挙動を示すことになる。また、コンクリート床版と鋼トラス材の接合部には、トラス構造全体としての断面力と、床版を介して伝達される輪荷重による局所的な断面力及びPC鋼材の定着や偏向による局所的な断面力が複合して作用する。このように接合部は複雑な挙動を示すことから、実験により安全性及び設計手法の妥当性が確認された構造を用いる必要がある。なお、実験により構造特性が明確となっている接合部を採用する場合において、実験で考慮された条件が実構造と著しく相違することがなく、解析により忠実に再現できる場合は、この限りではない。 複合構造の設計にあたっては、変形特性に応じた解析理論により各部材を適切にモデル化する必要がある。接合部はそれによって得られた断面力を円滑に伝達できる構造とする必要がある。	

改定案	現行	備考
また、適用条件に適合するように接合部全体を設計する必要がある。 (4) 接合した部材の軸線間に大きな偏心有る場合は、局部的な曲げモーメントやせん断力が発生し、有害な応力集中やひび割れの原因となる。したがって、接合部を構成する各要素においては偏心を小さく抑えることが望ましい。軸力の作用する主桁に混合構造を適用する場合の接合部の設計においては、特に注意が必要である。 接合部の近傍では、断面の急変を避けるために、幅員、箱幅、桁高等の変化を1/5以下の緩い傾斜とするのがよい。<u>なお、鉄筋の定着を用いて鋼部材をコンクリート部材と一体化させる場合には、7.3.2もしくは7.3.3の規定を参考に、所定の耐力が得られるよう適切に設計する必要がある。</u>例えば、コンクリート床版と波形鋼板ウェブとを接合するずれ止めは、橋軸方向の水平せん断力と橋軸直角方向の曲げモーメントが複合して作用するため、実際には複雑な挙動を示すことになるので、上記と同様の注意が必要である。 (5) <u>コンクリート部材と鋼部材との接合部では、施工工程に応じて発生する応力の状態が異なる。そのため、あらかじめ想定した施工条件に従い、各施工段階における応力の状態を適切に評価し、安全であることを確認する必要がある。</u>	接合した部材の軸線間に大きな偏心有る場合は、局部的な曲げモーメントやせん断力が発生し、有害な応力集中やひび割れの原因となる。したがって、接合部を構成する各要素においては偏心を小さく抑えることが望ましい。軸力の作用する主桁に混合構造を適用する場合の接合部の設計においては、特に注意が必要である。 接合部の近傍では、断面の急変を避けるために、幅員、箱幅、桁高等の変化を1/5以下の緩い傾斜とするのがよい。	
7.4 接合部の耐久性能に関する設計 (1) 交換を前提とする部材の接合部は、部材交換が確実かつ容易となる構造としないなければならない。 (2) 複合構造の接合部では、設計供用期間中に所要の機能を確実に発揮するよう、鋼部材に対してはⅡ編8章の規定に従い疲労の影響を適切に考慮して設計を行うとともに、Ⅱ編7章の規定に従い適切な防せいを施すことを基本とし、コンクリート内部の鋼材に対しては、6章の規定に従い設計を行う。 (3) 複合構造の接合部は、排水勾配、水抜き孔等を設けることで滞水させない構造とする。また、接合部のコンクリート部分には適切な防水処理を施し、Ⅱ編7章の規定及び6.2の規定による場合と同等とみなせる耐久性能を確保する。 コンクリート部材の接合部における耐久性能に関する設計は、6章に従い設計を行うこととされている。接合部では、通常のコンクリート部材と同様に内部鋼材の防食や接合の疲労に対して影響が生じないようにする必要がある。 (1) <u>設計耐用期間を設計供用期間より短く設定し、設計耐用期間後に交換を前提とする場合には、必要な耐久性を確保するだけでなく、当該部材の交換が確実かつ容易に行えるように設計する必要がある。</u> (2) 接合部はコンクリート部材と鋼部材の一体性を確保する重要な部位であり、供用期間中において、その機能を発揮するために十分な耐久性を有する構造とする必要がある。また、	(2) <u>コンクリート床版と鋼トラス材の接合部には、変動荷重が繰返し作用するため、疲労に対して十分な検討を行った構造を用いる必要がある。</u>また、コンクリート床版と鋼床版が連続する床版のように剛性が大きく異なる部材の接合部には、局部的な変動応力が作用する可能性が高いため、疲労に対して十分な検討を行った構造を用いる必要がある。 (3) 接合部はコンクリート部材と鋼部材の一体性を確保する重要な部位であり、供用期間中においてその機能を発揮するために十分な耐久性を有する構造とする必要がある。また、	

改定案	現行	備考
接合部は維持管理の確実性及び容易さを考慮し、供用期間中の点検や状態の調査等が容易に行えるよう配慮することが重要である。特に、疲労に対する影響が生じないようにすることが重要であり、輪荷重の影響を直接的に受けるコンクリート部材と鋼部材との接合部には、局所的な応力が繰返し作用するため、疲労に対して十分な検討を行った構造を用いる必要がある。また、コンクリート床版と鋼床版が連続する床版のように剛性が大きく異なる部材の接合部には、局所的な変動応力が作用する可能性が高いため、疲労に対して性能が確認された構造を用いる必要がある。 (3) 複合構造の接合部は、鋼部材及びコンクリート部材の腐食に対する耐久性能が潜水や排水の影響により低下しないよう、横断勾配や水抜き孔等を設けることにより、コンクリート部材と鋼部材の界面や埋込部に雨水等が滞水しない構造とすることや、コンクリート部材に防水処理を行うことが基本とされている。	接合部は維持管理の確実性及び容易さを考慮し、供用期間中の点検や状態の調査等が容易に行えるよう配慮することが重要である。 19.4.3 接合部の構造及び鋼材の配置 (1) 接合部は、鋼部材の界面にコンクリートが充てん可能な構造としなければならぬ。 (2) 接合部には排水勾配や水抜き孔等を設け、滞水させない構造としなければならぬ。あわせて、防水工を施さなければならない。 (3) 接合部における配筋及び加工形状は、設計で前提となる接合部の機能を適切に発揮することが十分に確認されたものを用いなければならない。 (1) 閉塞断面や縦横断勾配の影響により空隙が生じやすい箇所においては、充てん性に配慮した材料の設計、空気抜き等の設置等に留意する必要がある。 (2) 接合部は、横断勾配等を設けることによりコンクリート部材と鋼部材の界面や埋込部に雨水等が滞水しないような構造とするとともに、適切な防せい・防水処理を施す必要がある。 (3) 配筋及び加工形状は 6 章「形状及び鋼材の配置」によることを標準とするが、接合部固有の補強鉄筋や用心鉄筋及び配置間隔や鉄筋量は、実験等により有効性が確認されたものを用いる必要がある。	
7.5 アンカーボルトによる連結 7.5.1 一般		(1) アンカーボルトにより部材どうしを連結する場合は、アンカーボルトに作用するせん断力及び軸方向引張力に対して、アンカーボルトが所要の耐荷機構を発揮できる構造でなければならない。 (2) 以下の 1) から 5) を満足する場合には、(1) を満足するとみなしてよい。 1) アンカーボルトにせん断力と軸方向引張力のみが単独もしくは同時に作用する構造とする。 2) アンカーボルト鋼材並びにアンカーボルト周囲の付着力の疲労耐久性が懸念されない荷重状態となる構造とする。 3) アンカーボルトに永続的に軸方向引張力が作用しない構造とする。 4) 部材側面から十分な距離を確保し、アンカーボルトからのせん断力又は引張力によりコンクリートにせん断破壊面が形成されコンクリートの強度が低下することがないようアンカーボルトを配置する。

改定案	現行	備 考
5) 複数のアンカーボルトが同時に機能するように設計する場合には、アンカーボルトの群効果によってコンクリートにせん断破壊面が形成されコンクリートの強度が低下することがないようアンカーボルトを配置する。 (3) アンカーボルトに作用するせん断力、軸方向引張力又はこれらの組合せに対して、アンカーボルト鋼材及びコンクリートが所要の状態に留まり、かつ、アンカーボルト鋼材に破断が生じないことに対して十分安全であるように設計する。 (4) 支承の接合等、個別の部材の接合に特有な設計事項は、この編又はⅠ編10章、Ⅱ編、Ⅳ編及びⅤ編のそれぞれの部材の章に規定による。 (5) アンカーボルトに用いる材料の特性値は、Ⅱ編4章の規定による。 (1) <u>いわゆる先付けのアンカーボルトによる連結について規定されたものである。何らかの理由によりあと施工アンカーを用いる場合には、本条の趣旨を踏まえて、適切に設計する必要がある。</u> (2) 1) <u>プレートなどをアンカーボルトに固定するときに、プレートの曲げ変形によりアンカーボルト頭部が曲げられ、アンカーボルトの材料が有するせん断強度や引張り強度を発揮できないことのないように、アンカーボルトの設計の前提条件が満足されるように、プレート形状や剛性の設計も行う必要がある。</u> 2) <u>アンカーボルトに作用する力によりアンカーボルト本体の疲労が懸念される場合には、アンカーボルトを使用しないことが原則であるが、個別の橋かつ使用箇所における応力状態並びにアンカーボルト本体の疲労耐久性を検証した場合には、この限りではない。ただし、検証方法に確立したものはなく、検証方法やその信頼性に応じた安全余裕の確保も個別に検討する必要がある。なお、付着力についても、同様の理由から、疲労耐久性が懸念される場合にはこれに準じて扱う必要がある。</u> 3) <u>アンカーボルトが持続的な引張力を受ける場合のコンクリートとの付着に対するクリープ現象については十分な検証が行えていないことから、コンクリートに継続的に引張力を分担させないように、アンカーボルト周囲の付着力が引張り力に抵抗するような状況では、使用しないことが原則とされている。</u> 4) <u>ボルトは、ねじの影響を含めて曲げ強度が保証されていないため、極力ボルトに曲げモーメントが生じないように、接合部の構造を設計する必要がある。したがって、本条でも、ボルト強度として、せん断力と軸方向力の作用に対してのみ照査方法が示されている。なお、垂直面に設置するブラケット構造を固定するために設置されるアンカーボルトには、自重などにより常時引張や曲げモーメントが作用する。そのため、このような構造ではアンカーボルトを用いるのではなく、7.3.2の規定に従い、あらかじめ鉄筋等を設置することで部材を固定する構造とする必要がある。</u>		

改定案

現行

備考

- 5) 隣接した複数のアンカーボルトが引抜きを受ける場合など、複数本が一体となり、一本のアンカーボルトが引抜ける場合と異なり、複数本が一体となり引抜ける破壊形態となる可能性がある。このような効果を群効果という。アンカーボルトが複数本ある場合には、群効果が生じることも考慮し、設計を行う必要がある。
- (4) 本条は、アンカーボルトに求められる一般的な事項を示しており、支承に用いられるアンカーボルトにも適用される。また、曲げを受けずせん断力のみ作用するアンカーバーも対象となる。

7.5.2 アンカーボルトの限界状態 1

- (1) せん断力及び軸方向引張力を受けるアンカーボルトが(2)から(5)を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2) アンカーボルト 1 本あたりに生じる軸方向引張力が、式(7.5.1)に定めるコーン破壊に対する軸方向引張力の制限値を超えない。

$$T_{cd} = \xi_1 \phi_{tcc} T_{cc} \dots\dots\dots (7.5.1)$$

ここに、 T_{cd} : コンクリートのコーン破壊に対するアンカーボルトの軸方向引張力の制限値(N)

T_{cc} : コンクリートのコーン破壊に対するアンカーボルトの引張耐力の特性値(N)

$$T_{cc} = \sigma_{ctr} A_c$$

A_c : アンカーボルトあたりの有効引張コーン破壊面積(mm²)で、単列の場合には式(7.5.2)とする。ただし、2 列以上の配置がある場合及び部材端の影響を受ける場合には、適切に低減を行う。

$$\begin{aligned} A_c &= 4\pi D^2 & d \geq 4D \\ A_c &= 4D(\pi d + (n-1)d)/n & d < 4D \end{aligned} \dots\dots\dots (7.5.2)$$

ここに、 d : アンカーボルトのピッチ(mm)

n : 1 列あたりのアンカーボルトの本数(本)

D : アンカーボルト 1 本の直径(mm)

ξ_1 : 調査・解析係数で表-7.5.1 に示す値とする。

ϕ_{tcc} : 抵抗係数で表-7.5.1 に示す値とする。

σ_{ctr} : アンカーボルトの限界状態を設定するうえでのコンクリートの引張強度の特性値(N/mm²)であり、 σ_{ck} をコンクリートの設計基準強度として、 $\sigma_{ck} \leq 60\text{N/mm}^2$ の範囲で式(7.5.3)により与えられる。

$$\sigma_{ctr} = 0.23\sigma_{ck}^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (7.5.3)$$

表-7.5.1 調査・解析係数、抵抗係数

	ξ_1	ϕ_{tcc}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	

(3) アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力が、式(7.5.4)に定めるコンクリートの支圧破壊に対するせん断力の制限値を超えない。

$$S_{bd} = \xi_1 \phi_{bc} S_{bc} \dots\dots\dots (7.5.4)$$

ここに、 S_{bd} : コンクリートの支圧破壊に対するアンカーボルトのせん断

力の制限値 (N)

S_{bc} : コンクリートの支圧破壊に対するアンカーボルトのせん断

耐力の特性値 (N)

$$S_{bc} = 0.68D^2 \sqrt{\sigma_{ck} \sigma_{sy}}$$

D : アンカーボルト 1 本の直径 (mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²) であり、設計基準強度が 60N/mm² を超える場合には、60N/mm² とする。

σ_{sy} : アンカーボルトの引張降伏強度の特性値 (N/mm²) であり、表-4.1.4 による。

ξ_1 : 調査・解析係数で表-7.5.2 に示す値とする。

ϕ_{bc} : 抵抗係数で表-7.5.2 に示す値とする。

表-7.5.2 調査・解析係数、抵抗係数

	ξ_1	ϕ_{bc}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	

(4) アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力が、式(7.5.7)で定まるコンクリートの付着破壊に対するアンカーボルトの軸方向引張力の制限値を超えない。

(5) アンカーボルト1本あたりに生じる引張応力度及びせん断応力度による組合せ応力が、制限値を超えない。ただし、作用する引張応力度及びせん断応力度と制限値との関係は式(7.5.5)を満足する。

$$\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{yd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_s}{\tau_{yd}}\right)^2 \leq 1 \dots\dots\dots (7.5.5)$$

ここに、 σ_s : アンカーボルト1本あたりに生じる引張応力度
(N/mm²)

τ_s : アンカーボルト1本あたりに生じるせん断応力度
(N/mm²)

σ_{yd}, τ_{yd} : アンカーボルトの降伏に対する引張応力度及びせん断
応力度の制限値で、式(7.5.6)で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{yd} &= \xi_1 \phi_{syd} \sigma_{sy} \\ \tau_{yd} &= \xi_1 \phi_{tyd} \tau_{sy} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7.5.6)$$

ここに、 σ_{sy}, τ_{sy} : アンカーボルトの引張降伏強度及びせん断降伏強度
の特性値(N/mm²)であり、表-4.1.4に示す値とする。

ξ_1 : 調査・解析係数で表-7.5.3に示す値とする。

ϕ_{syd}, ϕ_{tyd} : 抵抗係数の値で、表-7.5.3に示す値とする。

表-7.5.3 調査・解析係数、抵抗係数

	ξ_1	ϕ_{syd}, ϕ_{tyd}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮 する場合	0.90	0.85 (SD345, SS400, S35CN)
		0.75 (S45CN)
ii) 3.5(2)3)で㊾を考慮する場合	1.00	1.00 (SD345, SS400, S35CN)
iii) 3.5(2)3)で㊾を考慮する場合		0.90 (S45CN)
(3)		

(1) アンカーボルトの限界状態 1 は、アンカーボルトへの作用力に対して応答が弾性範囲に留まる限界の状態と考えることができる。すなわち、アンカーボルト周辺のコンクリートが作用に対して弾性応答する限界の状態に至るか、又はアンカーボルト本体が弾性応答する限界の状態に至る状態を、アンカーボルトの限界状態 1 と考えることができる。

アンカーボルト周囲のコンクリートが作用に対して弾性応答する限界の状態については、アンカーボルト周囲のコンクリートにおける応力状態が複雑であり、その限界状態に相当するコンクリートの応力状態を評価することは難しい。一方、アンカーボルトからの支圧力が増大すると、コンクリートの応答が弾性範囲を超え、周辺のコンクリートは支圧破壊する状態に至る。また、アンカーボルトからの引抜き力が増大すると、コンクリート

備 考	現 行	改 定 案
		が弾性応答する範囲を超え、アンカーボルト周囲のコンクリートが付着破壊に至るか、アンカーボルトを中心にコンクリートがコーン状に破壊するコーン破壊に至る。これらの状態に相当する特性値に対して、コンクリートの状態が弾性応答する範囲に留まることを考慮して、軸方向引張力の制限値が式(7.5.1)及び式(7.5.7)に、並びにせん断力の制限値が式(7.5.4)に規定されている。 一方、アンカーボルト本体が弾性応答する限界の状態は、アンカーボルトに生じるせん断応力及び引張応力の組合せ応力が降伏曲面に達する状態と考えることができる。式(7.5.6)には、アンカーボルトの引張応力度及びせん断応力度が降伏強度に達した場合の特性値に対し、様々な不確実性を考慮した部分係数を乗じられた制限値が与えられている。この示方書では、それらの制限値が式(7.5.5)に規定される関係式を満足した場合に、アンカーボルト本体に生じる引張応力及びせん断応力に対して弾性応答する範囲に留まると考えることができる。 よって、この示方書では、アンカーボルト周辺のコンクリート及びアンカーボルト本体のそれぞれが (2)から(5)を満足することで、アンカーボルトへの作用力に対して応答が弾性範囲に留まるとみなすと考えられ、そのとき限界状態1を超えないとみなしてよいとされている。 ただし、ここに示す値については、鉄筋とコンクリートとの付着を対象とした実験により確認されている値であるため、異なる形状を有するアンカーボルト等を用いる場合には、別途実験等により付着強度を確認した上で値を定める必要がある。 また、コンクリートのコーン破壊及び支圧破壊、また、アンカーボルトの降伏に対する限界状態の照査式は、それぞれの現象に対する個別の研究成果に基づいて定められているが、個々の照査式のばらつきを高い信頼性で評価できるデータが不足していることから、一般的なばらつきを設定することができない。そのため、これまでの示方書による場合と同等の安全余裕を持つよう、①から⑨の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数として0.85及び0.75が与えられている。一方、⑩及び⑪の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数は、従来この組合せに対して設計した場合と同等の安全余裕を確保するよう、1.0及び0.90とされている。また、調査・解析係数については、V編2.5に解説されている。 (2) コーン破壊については、ボルト直径の2倍に相当する深さから45°の角度で破壊面を仮定し、有効投影面積を求めた上で、作用する引張力を有効投影面積で除した値が、コンクリートの引張強度に達する状態の特性値としている。ただし、ボルトが隣接する場合や、境界面に近い場合には、投影面積が小さくなるため、このことを考慮する必要がある。 (3) コンクリートの支圧破壊については、コンクリートに埋め込まれたアンカーボルトのダウエル作用による抵抗機構を想定し、アンカーボルトの変形によりコンクリートが支圧破壊する状態の特性値が与えられている。ただし、ダウエル作用による抵抗力はアンカーボルトの変形量が比較的大きくなくなつてから発揮されることから、アンカーボルトの変形を抑

改定案	現 行	備 考
制し可逆性を担保するため、発生するせん断力がダウエル作用により発揮される抵抗力の1/3程度になるよう制限値を定めている。 (4) アンカーボルトとコンクリートの付着が失われ、アンカーボルトが引抜かれる直前まで、引抜き作用に対しては可逆性を有すると考えられるが、その限界状態は明確でなく、限界状態に相当する特性値を直接的に与えることが困難である。そのため、限界状態を超えないとみなせる条件として、引抜きに対する抵抗力の最大点、すなわち、付着破壊による引抜きを特性値として与えている。 (5) <u>せん断及び引き抜きによるアンカーボルトの強度については、せん断応力及び引張応力が作用する鋼材の理論的な降伏曲面から求まる関係式を用いて定めている。なお、一般的な鋼材において規定されているせん断応力及び引張応力との関係式と異なり、アンカーボルトに作用するせん断応力と引張応力が最大となる同時性が高いために、アンカーボルトに対して式(7.5.5)の関係式が与えられている。</u> 7.5.3 アンカーボルトの限界状態 3 (1) <u>せん断力及び引抜き力を受けるアンカーボルトが(2)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。</u> (2) アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力が、式(7.5.7)で定まる制限値を超えない。ただし、式(7.5.7)の適用にあたっては、アンカーボルト直径が 25mm 以上 51mm 以下、埋込長がアンカーボルト直径の 10 倍以上、ボルト間隔がアンカーボルト直径の 3 倍以上、かつ、コンクリート強度 24N/mm² 以上 60N/mm² 以下の条件を満足しなければならない。ただし、表-7.5.5 に示す付着強度の特性値は、鉄筋又は鉄筋と同等の付着強度が得られる仕様のアンカーボルトに対する制限値とする。また、有効埋込長は、アンカーボルトの埋込長からボルト直径の 2 倍を引いた長さとする。 $T_{ud} = \xi_1 \xi_2 \phi_{tuc} T_{uc} \quad \dots\dots\dots (7.5.7)$ ここに、T_{ud} : コンクリートの付着破壊に対する軸方向引張力の制限値 (N) T_{uc} : 付着破壊に対する軸方向引張耐力の特性値 (N) $T_{uc} = \tau_{0a} \pi D L$ D : アンカーボルト 1 本の直径 (mm) L : アンカーボルトの有効埋込長 (mm) ξ_1 : 調査・解析係数で表-7.5.4 に示す値とする。 $\xi_2 \phi_{tuc}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積で表-7.5.4 に示す値とする。		

τ_{0a} : コンクリートの付着強度の特性値 (N/mm²) で、表-7.5.5 に示す値とする。

表-7.5.4 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \phi_{tuc}$ (ξ_2 と ϕ_{tuc} の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合	1.00	1.00

表-7.5.5 アンカーボルトとコンクリートの付着強度の特性値 (N/mm²)

コンクリート 設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
強度の種類							
付着強度	2.4	2.7	2.9	3.0	3.4	3.4	3.4

(3) アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張応力度及びせん断応力度による組合せ応力が、制限値を超えない。ただし、作用する引張応力度及びせん断応力度と制限値との関係は式(7.5.8)を満足する。

$$\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{UD}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_s}{\tau_{UD}}\right)^2 \leq 1 \cdots \cdots \cdots (7.5.8)$$

ここに、 σ_s : アンカーボルト 1 本のあたりに生じる引張応力度 (N/mm²)

τ_s : アンカーボルト 1 本のあたりに生じるせん断応力度 (N/mm²)

σ_{UD} , τ_{UD} : アンカーボルトの破断に対する引張応力度及びせん断応力度の制限値は、式(7.5.9)で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{UD} &= \xi_1 \xi_2 \phi_{syd} \sigma_{sy} \\ \tau_{UD} &= \xi_1 \xi_2 \phi_{tyd} \tau_{sy} \end{aligned} \right\} \cdots \cdots \cdots (7.5.9)$$

ここに、 σ_{sy} , τ_{sy} : アンカーボルトの引張降伏強度及びせん断降伏強度の特性値 (N/mm²) であり、表-4.1.4 に示す値とする。

ξ_1 : 調査・解析係数で表-7.5.3 に示す値とする。

ξ_2 : 部材・構造係数で 1.0 とする。

ϕ_{syd} , ϕ_{tyd} : 抵抗係数の値で表-7.5.3 に示す値とする。

改定案	現行	備 考
		(1) アンカーボルトが、作用に対して耐荷力が発揮できなくなる限界の状態を限界状態 3 と考えることができる。アンカーボルトからの支圧力が増大すると、コンクリートの応答が弾性範囲を超え、周辺のコンクリートは支圧破壊する状態に至る。また、アンカーボルトからの引抜き力が増大すると、コンクリートが弾性応答する範囲を超え、条件によってはコーン破壊などの表層コンクリートの破壊が先行して発生する。このような表層におけるコンクリートの破壊が生じた場合でも、アンカーボルトが引抜かれぬ場合には、アンカーボルトの耐荷力が完全には喪失しない。しかし、表層コンクリートの状態によらず、アンカーボルトが引抜かれた場合には、耐荷力を完全に喪失することになる。また、アンカーボルトが引抜かれぬ場合でも、アンカーボルトに生じるせん断応力及び引張応力による組合せ応力が降伏曲面に達した場合には、アンカーボルトの耐荷力が大きく損なわれることになる。また、このような状態を超えて、アンカーボルトとしての機能を制御することとなる。よって、この示方書では、アンカーボルトの引抜きが生じる状態、及びアンカーボルトに生じるせん断応力と引張応力の組合せ応力が降伏曲面に達した状態を、アンカーボルトの限界状態 3 と考えることとし、それぞれの特性値が(2)及び(3)で与えられている。また、これらの特性値に対して、様々な不確実性や限界状態 3 を超えないとみなせることも考慮した部分係数を乗じること、制限値が与えられている。よって、アンカーボルトが(2)及び(3)を満足する場合には、アンカーボルトが限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされている。 (2) アンカーボルトとコンクリートの付着破壊に対して、アンカーボルトに生じる引張力の制限値が与えられている。ただし、表-7.5.5 は異形鉄筋に対する付着強度の特性値であるため、丸鋼 (SS400, S35CN, S45CN) を用いる場合には、別途付着強度の検討が必要である。なお、コンクリートが支圧破壊やコーン破壊を生じた場合には、ボルト直径の 2 倍に相当する深さまでコンクリートの抵抗力が失われることが実験により明らかにされている。そのため、かぶりコンクリートが引抜き力によって先行して破壊した場合を想定し、有効埋め込み長はボルトの埋め込み長からボルト直径の 2 倍を引いた長さとして設定している。 耐力評価式のばらつきについては、異形鉄筋の付着破壊に対する照査式のばらつきを高い信頼性で評価できるデータが不足していることから、一般的ならばつきを設定することができない。そのため、これまでの示方書による場合と同等の安全余裕を持つよう、①から⑨の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数及び部材・構造係数は、部材・構造係数と抵抗係数の積として 0.85 が与えられている。一方、⑩及び⑪の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数と部材・構造係数の積は、従来この作用の組合せに対して設計した場合と同等の安全余裕を確保するよう、1.0 が与えられている。調査・解析係数については、V 編 2.5 に解説されている。 (3) アンカーボルトに生じるせん断応力と引張応力の組合せ応力が降伏曲面に達する条件に

改定案	現行	備 考
ついては、7.5.2(5)解説による。		
7.6 双対の鉄筋をループ状に重ねた継手を用いた接合部 (1) 円弧状に加工した双対の鉄筋をループ状に重ねた継手を用いてコンクリート部材を連結する場合には、接合部の耐荷機構が明確となるようにしなければならない。 (2) 以下の1)から4)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 1) 円弧状に加工した双対の鉄筋をループ状に重ね、鉄筋が平行し重ね継手となる部分の伝達と、鉄筋曲線部におけるコンクリートへの支圧力を介した伝達により、それぞれの鉄筋に生じる引張力を相互に伝達できる構造とする。 2) 円弧状に加工した双対の鉄筋をループ状に重ねた箇所のコンクリートが圧縮力により割裂しひび割れを生じさないよう、直交する方向に鉄筋を配置する。 3) 双対とする鉄筋相互をループに直交する方向に間隔をあけて配置する場合には、鉄筋相互の引張力がコンクリートを介して確実に伝達される範囲で鉄筋の配置を定める。 4) 継手部における鉄筋の形状、配置、部材の寸法等は、実験等で継手としての機能及び安全性が十分確認された範囲で適切に定める。 円弧状に加工した双対の鉄筋をループ状に重ねた継手による部材の連結とは、円弧状に加工した鉄筋の両端を一つの部材に定着させ、双方の部材から伸びた円弧状の部分にループ状に重ね合わせることで、直線部分の重ね継手による効果と、ループ状に重ねた部分のコンクリートの圧縮伝達効果により、継手機能を達成している連結である。そのため、ループ状に重ねた鉄筋の継手による連結では、重ね継手を基本として、円弧状の鉄筋により生じるコンクリートへの支圧応力の双方の効果によって、継手部に作用する引張力に抵抗する機構とすることが基本となる。したがって、継手部には主に軸方向力が作用する構造とするともに、支圧力が有効に伝達されるよう、継手長さを十分確保するとともに、ループ直角方向に適切に鉄筋を配置する必要がある。また、円弧状の鉄筋を重ねずに離して配置する場合には、主として円弧状の鉄筋により生じるコンクリートへの支圧応力によって力が伝達されると考えられることから、鉄筋相互の引張力がコンクリートによって確実に伝達されるように、実験等で力の伝達が確認された範囲で、鉄筋の間隔や配置を行う必要がある。また、円弧の大きさや鉄筋の配置については、継手としての耐荷性及び耐久性が確保されることが実験等で確認された範囲で定める必要がある。		

新旧対比表

III コンクリート橋・コンクリート部材編		
改定案	現行	備考
8.1 一般 8 章 横桁及び隔壁 (1) コンクリート橋の上部構造では、橋の断面形状の保持、横方向の荷重分配機能の確保、橋の剛性の確保、横荷重の支承部への円滑な伝達等、橋の限界状態の前提となる立体的な機能を確保しなければならない。 (2) 横桁及び隔壁を設け、コンクリート橋の上部構造における立体的な機能を確保する場合には、(3)から(6)の規定によらなければならない。 (3) 荷重の偏載、不均一なプレストレス力、桁の幾何学的形状、不均一な部材の変形等によって生じる作用力に対しても、橋の立体的な剛性が確保できるような適切に横桁又は隔壁を設けなければならない。 (4) 主桁及び主構に傾斜ウェブを用いる場合には、橋軸及び橋軸直角方向の腹圧力の影響を適切に考慮し、隔壁を設ける等、主桁においてその影響が少なくなる構造としなければならない。 (5) 橋の支点部には原則として横桁又は隔壁を設け、床版又は主桁に作用する横荷重を支承部に伝えることができる構造としなければならない。 (6) 横桁及び隔壁は、主桁のたわみ差が横桁及び隔壁に及ぼす影響に対して安全でなければならない。		
(2) コンクリート橋における上部構造の設計において、(3)から(6)の規定に従い隔壁により断面剛性を確保した上で、主桁又は主構に横桁を設けることで、橋の立体機能を確保することができる。また、横桁や隔壁等以外の部材等を用いて立体的な機能を確保する場合に、必ずしも横桁や隔壁等を設ける必要はないが、本条で規定する横桁や隔壁等の機能と同等以上の機能を有することを別途検討する必要がある。コンクリート桁における横桁及び隔壁については、10.4の規定による。なお、対傾槽など鋼部材を配置することで橋の立体機能を確保する場合には、II編の関連する規定も満足する必要がある。 (3) 架橋条件等から曲線、斜角、拡幅等を有する構造が検討される場合があるが、このような構造では、ねじりや横方向の曲げモーメント、施工時残留応力の分布、弾性変形やクリープ・乾燥収縮等に対する変形拘束の程度、PC鋼材を断面内に偏って配置することによる		

改定案	現行	備 考
不均等なプレストレス導入力や腹圧力が、床版や主桁に作用する場合があるため、主方向及び横方向の断面設計において考慮する必要がある。そして、適切に横桁や横方向の剛性を高める部材を設けるとともに、特に床版の安全性や耐久性に問題がないこと及び橋が立体的に機能できることについて十分な検討を行う必要がある。 (4) 傾斜ウェブを用いる場合には、橋軸方向及び橋軸直角の腹圧力の影響も適切に考慮し、隔壁の配置及び構造を検討する必要がある。 (5) 床版又は主桁に作用する横荷重は支点上の横桁又は隔壁を経て支承部もしくは接合部に伝わるので、橋の支点部には原則として横桁又は隔壁を設けて、床版又は主桁に作用する全横荷重を支承部に伝えることができる構造とするように定めている。 (6) 死荷重による主桁のたわみが大きい場合は、その変形により床版、横桁に付加的な応力が作用することで、部材に変状が生じたり、コンクリートの打ち込みに際しての橋の形状の制御が困難になる場合がある。また、複数の主桁からなる場合には主桁のたわみ差により生じる付加的な応力が床版に作用する。これらを考慮した設計を行い、また架設やコンクリートの打ち込み順序等について十分検討することが望ましい。 8.2 構造解析 (1) 部材断面内の変形に対する剛性、各部材に分配される荷重及びねじり剛性効果を適切に評価できる解析手法によって断面力を算出しなければならぬ。 (2) 適切に部材断面内の変形に対する剛性が確保された主桁又は主構に横桁を設けた構造を、主桁又は主構面に着目したはり又は格子構造として解析した場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) 横桁及び隔壁の設計にあたっては、3.3に規定される荷重組合せに対し、耐荷性能に関する照査を行わなければならない。このとき、活荷重については影響線を考慮し、横桁及び隔壁に最も大きな断面力が発生するように載荷しなければならない。 (4) (3)による他、床版と桁の温度差に加え、横桁又は隔壁と連結するその他の部材間の温度差を適切に考慮しなければならない。 (2) コンクリート橋における上部構造の設計において、隔壁などにより断面剛性を確保した主桁又は主構面に対し、主桁又は主構面をはり又は格子構造として解析する場合には、横桁の荷重分配機能など上部構造としての力学的挙動を適切に表現できることから、(1)を満足するとみなしてよいとされている。 (3) (4) 横桁や隔壁の設計に用いる荷重組合せも 3.3 に規定されるとおりである。このうち、活荷重については、影響線を考慮し、横桁や隔壁に最も不利な断面力が発生するように載		

改定案

荷する。また、温度差の影響については、I 編 8.11 解説に示したように、構造形式によつては、床版と桁の温度差に加えて、その他部材間の温度差を考慮する必要がある。

現行

備考

新旧対比表

III コンクリート橋・コンクリート部材編		
改定案	現行	備考
9 章 床 版 9.1 一般 9.1.1 適用の範囲 この章は、コンクリート桁で支持された床版の設計に適用する。 この章では、コンクリート床版である鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版のうち、<u>コンクリート桁で支持されたもの</u>を対象としている。なお、コンクリート橋における床版は、活荷重を直接支持するだけでなく、主桁としての機能を有するものである。このため、床版の設計にあたっては、この章によるほか、関連する7章及び10章等の規定による必要がある。この章に規定されていない床版についてはⅡ編 11章の関連規定による。 9.1.2 設計の基本 (1) 床版の設計においては、直接支持する活荷重等の影響に対して耐荷性能を満足するようになしななければならない。 (2) 床版は、活荷重等に対して疲労耐久性を損なう有害な変形を生じさせないようになしななければならない。 (3) 鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版が、(4)及び9.2から9.6の規定による場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。 (4) 床版は以下の1)から3)を満足しななければならない。 1) 床版に主桁間の荷重分配作用を考慮した設計を行う場合においては、その影響を適切に評価し、その作用に対して安全なようにする。 2) 地震の影響、風荷重等の横荷重に対して床版が抵抗する設計を行う場合においては、その影響を適切に評価し、それらに対して安全なようにする。 3) 必要に応じて関連するⅡ編 11章の規定により設計する。	7 章 床 版 7.1 適用の範囲 この章は、コンクリートの桁で支持された床版の設計に適用する。 本章では、コンクリートの桁で支持された床版を対象にしている。また、コンクリートの桁で支持された鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版において、<u>辺長比（支間と辺長の比）が1:2未満の正方形に近い床版</u>については、床版の最小全厚、鉄筋の種類及び配置等について、この章の規定を準用することができるが、設計曲げモーメントの算出については<u>辺長比の影響を考慮する必要がある</u>。 なお、コンクリート橋における床版は、活荷重を直接支持するだけでなく、主桁としての機能を有するものである。このため、床版の設計にあたっては、本章によるほか、関連する9章「T桁橋」、10章「箱桁橋」、11章「合成桁橋」等の規定による必要がある。 7.2 設計一般 (1) 床版の設計においては、直接支持する活荷重等の影響に対して安全なようにするほか、以下の1)及び2)の規定による。 1) 活荷重等に対して、疲労耐久性を損なう有害な変形が生じないようにしななければならない。 2) 自動車の繰返し通行に対して、疲労耐久性が損なわれないようにしななければならない。 (2) 7.3 から 7.8 によるプレストレストコンクリート床版及び設計基準強度 24N/mm^2 以上のコンクリートを用いた鉄筋コンクリート床版とする場合には、(1)を満たすものとみなす。	

改定案	現行	備考
(1) 床版が直接支持する活荷重等の影響に対する耐荷性能の確保は、床版の基本的な性能であり、これを満足する必要がある。<u>活荷重等の影響に対する床版の設計にあたっては、床版に最も不利な載荷状態を考慮する必要がある。また、桁端部の車道部分の床版は、連続性が断たれるので一般部の床版に比べて大きな曲げモーメントが発生するとともに、通常、伸縮装置付近の不陸によって衝撃の影響が特に大きくなることについても考慮する必要がある。</u> (2) コンクリートの床版は、適切に設計耐久期間を定めた上で、Ⅰ編 6.2 に示されるいずれかの方法によって耐久性を確保する必要がある。鉄筋コンクリート床版の損傷でこれまで大半を占めてきたのが自動車の繰返し通行による疲労損傷である。しかしながら、近年では、凍結防止剤散布による鉄筋の腐食や、凍害によるコンクリートの剥離、アルカリシリカ反応（ASR）によるコンクリートの劣化、さらにはそれらの複合作用による劣化現象が確認されている。また、床版にひび割れが発生すると、疲労だけでなく他の劣化原因も促進され、著しく耐久性が低下する可能性が考えられる。そのため、十分な検討のもと材料の選定とかぶり等の諸元を決定するとともに、施工時においても耐久性能に影響を及ぼすひび割れ等が生じないように、施工で前提となる事項を設計で確認しておく必要がある。また、床版に生じた貫通ひび割れに雨水が浸入すると疲労耐久性が著しく損なわれるので、Ⅰ編 11.3 の規定に従い防水層を設置する必要がある。 コンクリートを主体とする床版の破壊メカニズムは、複雑であり設計計算による疲労に対する耐久性の照査は困難であるが、現実的な疲労に対する耐久性の確認手法として図解 9.1.1 に示すような輪荷重走行試験機を用いた階段状荷重漸増載荷による試験方法が国土交通省より提案されている。この方法によると、鉄筋コンクリート床版の破壊メカニズムを比較的良好に再現できることが確認されており、また疲労に対する耐久性がある程度明らかになっている床版との相対的な比較が可能である。疲労に対する耐久性の確認手法として同様な試験を行う場合は、対象とする床版の破壊メカニズムが再現できること、疲労に対する耐久性がある程度明らかになっている鉄筋コンクリート床版との相対的な比較が可能であること等を確認して行うことが必要である。なお、施工品質によって耐久性が大きく左右されるので、品質確保のために必要な剛性など、設計結果を保証するため前提となる施工条件や施工管理項目を別途検討しておく必要がある。	(1) 床版が直接支持する活荷重等の影響に対する安全性は、床版の基本的な性能であり、これを満足するほか、特に大型の自動車の繰返し通行に対して耐久性を損なわないようにするものとしている。 床版の活荷重等の影響に対する設計にあたっては、床版に最も不利な載荷状態を考慮する必要がある。また、桁端部の車道部の床版は、連続性が断たれるので一般部の床版に比べて大きな曲げモーメントが発生するとともに、通常伸縮装置付近の不陸によって衝撃の影響が特に大きくなることについても考慮する必要がある。 床版の有害な変形は、疲労耐久性に大きな影響を及ぼすコンクリート部材のひび割れの発生等のおそれがある。したがって、疲労耐久性を損なうような有害な変形を生じないようにする必要がある。 鉄筋コンクリート床版の損傷でこれまで大半を占めてきたのが自動車の繰返し通行による疲労損傷である。この現象は、はじめにひび割れが格子状に発生し、その後ひび割れが高密度化するに従って貫通ひび割れが増加し、せん断強度が著しく減少することで最終的には押抜きせん断破壊による床版コンクリートの抜け落ちが生じるという経緯をたどる。 以上のように、コンクリートを主体とする床版の破壊メカニズムは、複雑であり設計計算による疲労耐久性の照査は困難であるが、鉄筋の許容応力度の低減や床版厚の増加、床版支間の制限やコンクリートの品質管理、施工管理に留意すること及び橋面防水の実施等を行うことが必要である。	

改定案

現行

備考

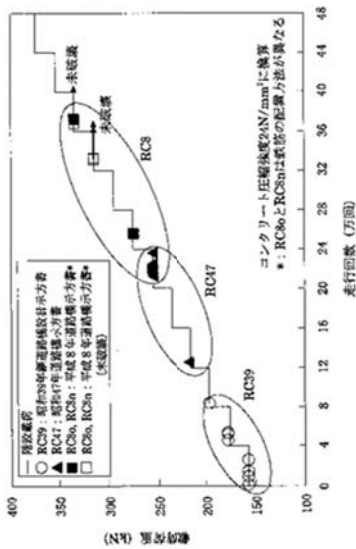


図 9.1.1 国土交通省における鉄筋コンクリート床版の輪荷重走行試験結果の例

床版が損傷した場合には、一般には補修が大がかりになるだけでなく供用性への影響が懸念される。したがって、交通規制の可否や維持管理の困難さなども十分考慮して、求める耐久性の設定を行う必要がある。

床版の有害な変形は、疲労に対する耐久性に大きな影響を及ぼすコンクリートのひび割れ又は桁部材等の応力集中や二次応力の発生等の原因となるおそれがある。また、床版の剛性は、横桁等における二次応力の発生状況や橋の振動特性にも影響する。したがって、床版のみならず他の部材の疲労に対する耐久性を損なうような有害な変形を生じないよう十分な剛性を確保する必要がある。

(3) 鉄筋コンクリート床版は、昭和40年代に疲労による劣化が問題となったが、以後、道路橋示方書の規定は数度にわたって改定されてきており、疲労に対する耐久性が向上してきていることが輪荷重走行試験などによって確認されている。また、プレストレストコンクリート床版の安全性や疲労に対する耐久性については、実験等による検討が行われてきており、適切な設計及び施工がされた場合、従来の鉄筋コンクリート床版と同等以上を確保できることが確認されている。

(4) 設計上の考え方によっては、満足しなければならない事項について、1)及び2)に規定している。なお、これらはあくまで床版として必要なものを挙げたものであり、床版を主桁の一部として設計する場合の主桁としての設計等については関連する章の規定も満足する必要がある。

1) 床版による主桁間の荷重分配作用を考慮する設計を行う場合には、立体有限要素解析等を用いてその影響を適切に評価する必要がある。このとき、床版のモデル化や解析結果の評価にあたっては、解析法の特性を踏まえた十分な検討が必要である。なお、このような構造形式では、床版の役割が大きいため特に耐久性並びに維持管理の確実性及び

さらに、交通量が多い場合等では、床版の補修工事が困難な場合がある。このような場合は、より耐久性のある床版とするような配慮が必要である。

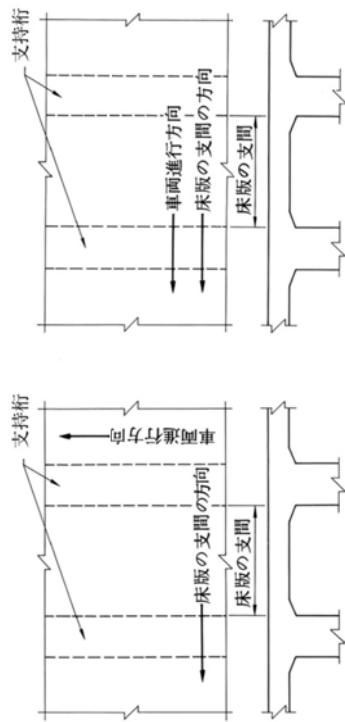
(2) プレストレストコンクリート床版及び設計基準強度が 24N/mm^2 以上のコンクリートを用いた鉄筋コンクリート床版で、7.3に規定する床版の厚さを満足し、7.4の規定による設計曲げモーメントにより床版を設計する場合は、せん断力に対する照査を省略できることとしている。これは、最小全厚を満足し、7.4による設計曲げモーメントにより床版を設計する場合は、活荷重によるせん断破壊に対して十分安全であるため、一般にせん断力に対する検討を省略できるものとしたものである。しかし、施工時に大きな荷重を受ける場合等では、十分な検討をすることが望ましい。

改定案	現行	備考
容易さに対して十分検討する必要がある。 2) 構造の簡素化等を目的として、横桁等の横方向部材を少なくしたり省くと、地震の影響及び風荷重等の横荷重に対して主として床版が抵抗することとなる。この場合には、これら横荷重に対して床版の安全性を確保するとともに橋全体の立体的な機能が確保できるよう設計する必要がある。 9.2 鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版 9.2.1 一般 この節は、床版支間と橋軸方向の辺長比が 1：2 以上の 1 方向版としてモデル化できる、床版コンクリートの設計基準強度が 24N/mm^2 以上の鉄筋コンクリート床版、床版コンクリートの設計基準強度が 30N/mm^2 以上のプレストレストコンクリート床版の設計に適用する。 コンクリート桁で支持された鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版において、辺長比(支間と辺長の比)が 1：2 未満の正方形に近い床版については、床版の最小全厚、鉄筋の種類及び配置等にこの章の規定を準用することができるが、設計曲げモーメントの算出については辺長比の影響を考慮する必要がある。なお、この章では、条文に規定される設計基準強度以上のコンクリート部材を前提とした制限値が与えられていることから、設計基準強度の適用範囲が示されている。 9.2.2 床版の支間 (1) 単純版並びに連続版の T 荷重及び死荷重による曲げモーメントを算出する場合の支間は、床版から支持桁への応力伝達と輪荷重の載荷位置を考慮して、かつ、床版の材料及び構造に応じて適切に設定する。 (2) (3) による場合には、(1) を満足するとみなしてよい。 (3) コンクリート桁で支持された鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版における床版の支間は、以下の 1) から 3) のとおりとする。 1) 床版の支間の方向は、図-9.2.1 による。	7.4 床版の設計曲げモーメント 7.4.1 一般 (1) 床版の設計曲げモーメントは、支持形式、床版支間方向と車両進行方向、鋼材の配置方向及び床版の形式を考慮して算出する。 (2) 辺長比が 1：2 以上の床版で、7.4.2 及び 7.4.3 の規定による場合においては、(1) を満たすものとみなす。 (1) 設計曲げモーメントの方向と鋼材の配置方向とが異なる場合は、その影響を考慮し、設計曲げモーメントの方向の鋼材の有効断面積を用いるか、あるいはプレストレス力の分力を用いて設計計算を行う必要がある。 (2) 従来 2 方向版といわれていた辺長比が 1:2 未満の床版についてはその実例が少ないことから、適用の範囲を辺長比が 1:2 以上のいわゆる 1 方向版について規定している。 7.4.3 床版の支間 (1) 床版の支間は、床版から支持桁への応力伝達と輪荷重の載荷位置を考慮して求める。 (2) (3) 及び(4)による場合においては、(1) を満たすものとみなす。 (3) 単純版、連続版の T 荷重及び死荷重に対する支間は、図-7.4.1 に示すとおりとする。	

7.3 床版の厚さ

7.3.1 鉄筋コンクリート床版

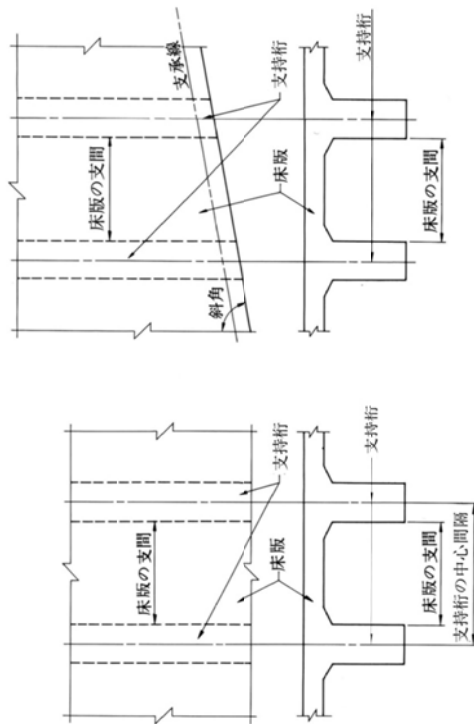
(3)



(a)床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合
(b)床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合

図-9.2.1 床版の支間の方向

2) 単純版, 連続版の支間は, 図-9.2.2 に示すとおりとする。



(a) 直橋の場合
(b) 斜橋の場合

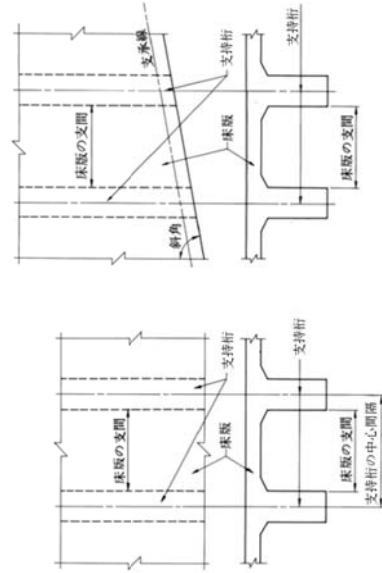
図-9.2.2 単純版及び連続版の支間

図-7.3.1 床版の支間の方向

7.4.3 床版の支間

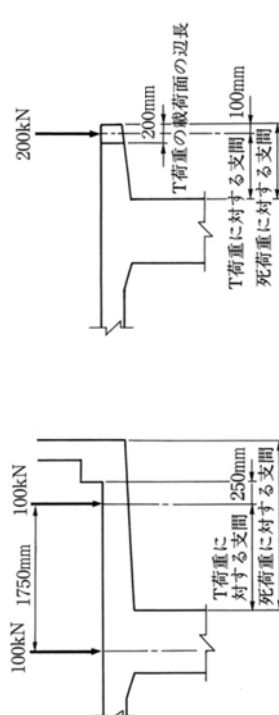
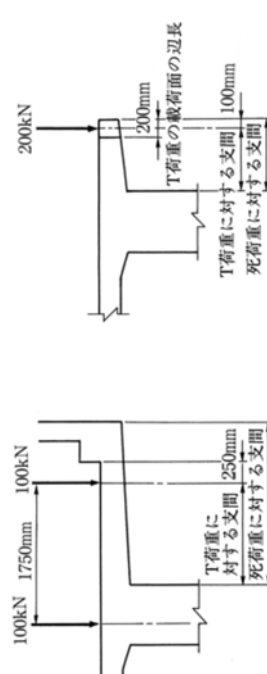
(3) 単純版, 連続版の T 荷重及び死荷重に対する支間は, 図-7.4.1 に示すとおりとする。

(4) 片持版の T 荷重及び死荷重に対する支間は, 図-7.4.2 に示すとおりとする。



(a)直橋の場合
(b)斜橋の場合

図-7.4.1 単純版及び連続版の支間

改定案	現行	備考
3) 片持版の支間は、図-9.2.3 に示すとおりとする。  (a) 車両進行方向に直角に片持版 がある場合 (b) 車両進行方向に平行に片持版 がある場合 図-9.2.3 片持版の支間 (3)② 単純版及び連続版の支間は純支間とするのがよい。斜橋については、支承部付近を除き、床版から支持桁への応力の伝達を考慮して、床版の支間は、支持桁に直角に測った純支間とする。斜橋の場合において、主鉄筋及びPC鋼材等を支線方向に配置する場合は、方向成分を考えた有効断面を考慮して設計を行う必要がある。 3) 車両進行方向と直角に片持版がある場合、Ⅰ編 8.2(4)の規定によると、T荷重の橋軸直角方向の載荷位置は車道部の端部より 250mm であることから、支間は図-9.2.3(a)のようにとすることとしている。車両進行方向と平行に片持版がある場合は、輪荷重の接地幅を考慮して、支間は図-9.2.3(b)の規定による。 9.2.3 床版の設計曲げモーメント (1) B 活荷重で設計する橋においては、Ⅰ編 8.2 に規定される T 荷重(衝撃の影響を含む)により生じる床版の単位幅(1m)あたりの曲げモーメントを T 荷重による設計曲げモーメントとし、表-9.2.1 に示す式で算出する。ただし、床版の支間が車両進行方向に直角の場合の単純版、連続版及び片持版の床版の支間方向の設計曲げモーメントは、表-9.2.1 により算出した曲げモーメントに、Ⅱ編 11.2.3 の表-11.2.2 又は表-11.2.3 の割増係数を乗じた値とする。	 図-7.4.2 片持版の支間 (3) 単純版及び連続版の支間は純支間とするのがよい。 斜橋については、支承部付近を除き、床版から支持桁への応力の伝達を考慮して、床版の支間は、支持桁に直角に測った純支間とする。斜橋の場合において、主鉄筋及びPC鋼材を支線方向に配置する場合は、方向成分を考えた有効断面を考慮して設計を行う必要がある。 (4) 車両進行方向と直角に片持版がある場合、共通編 2.2.2(3)の規定によると、T荷重の橋軸直角方向の載荷位置は車道部の端部より 250mm であることから、T荷重に対する支間は図-7.4.2(a)のようにとすることとしている。 車両進行方向と平行に片持版がある場合は、輪荷重の接地幅を考慮して、T荷重に対する支間は図-7.4.2(b)の規定による。 7.4.2 床版の設計曲げモーメント (1) B 活荷重で設計する橋においては、T 荷重(衝撃を含む)による床版の単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメントは、表-7.4.1 に示す式で算定する。ただし、床版の支間が車両進行方向に直角の場合の単純版、連続版及び片持版の支間方向の設計曲げモーメントは、表-7.4.1 により算出した曲げモーメントに表-7.4.2 又は表-7.4.3 の割増係数を乗じた値とする。 (2) A 活荷重で設計する橋においては、設計曲げモーメントは、表-7.4.1 に示す式で算定した値を 20%低減した値としてよい。	

改定案

現行

備考

表-9.2.1 T荷重 (衝撃を含む) による床版の単位幅 (1m) あたりの設計曲げモーメント (kN・m/m)

設計曲げモーメント (kN・m/m)								
床版の区分	曲げモーメントの種類	構造	床版支間の方向		車両進行方向に直角		車両進行方向に平行	
			曲げモーメントの方向	適用範囲	支間方向	支間に直角方向	支間方向	支間に直角方向
単純版	支間曲げモーメント	RC	$0 < L \leq 4$		$+(0.12 L + 0.07) P$	$+(0.10 L + 0.04) P$	RC	$+(0.22 L + 0.08) P$
		PC	$0 < L \leq 8$				PC	
	支間曲げモーメント	RC	$0 < L \leq 4$		$+(単純版の80\%)$	$+(単純版の80\%)$	RC	$+(単純版の80\%)$
		PC	$0 < L \leq 8$				PC	
連続版	支点曲げモーメント	RC	$0 < L \leq 4$		$-(0.15 L + 0.125) P$	—	RC	—
		PC	$0 < L \leq 8$				PC	
	支点曲げモーメント	RC	$0 < L \leq 1.5$		$(- P \cdot L) / (1.30L + 0.25)$	—	RC	$-(0.70 L + 0.22) P$
		PC	$0 < L \leq 3.0$		$-(0.60 L - 0.22) P$		PC	
片持版	先端付近曲げモーメント	RC	$0 < L \leq 1.5$		—	$+(0.15 L + 0.13) P$	RC	—
		PC	$0 < L \leq 3.0$				PC	
	先端付近曲げモーメント	RC	$0 < L \leq 1.5$				RC	$+(0.16 L + 0.07) P$
		PC	$0 < L \leq 3.0$				PC	

ここに、RC : 鉄筋コンクリート床版

PC : プレストレストコンクリート床版

L : 9.2.2 に規定する T 荷重に対する床版の支間 (m)

P : I 編 8.2 に規定する T 荷重の片側荷重 (100kN)

(2) A 活荷重で設計する橋においては、設計曲げモーメントは、表-9.2.1 に示す式で算出した値を 20% 低減した値としてよい。

(3) 等分布死荷重による床版の単位幅 (1m) あたりの曲げモーメントを設計曲げモーメントとし、表-9.2.2 に示す式より算出してよい。

表-7.4.1 T 荷重 (衝撃を含む) による床版の単位幅 (1m) あたりの設計曲げモーメント (kN・m/m)

版の区分	曲げモーメントの種類	構造	床版支間の方向 (注)		車両進行方向に直角	車両進行方向に平行		
			適用範囲	曲げモーメントの方向		支間方向	支間に直角方向	
				支間方向				支間に直角方向
単純版	支間曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 4$		$+(0.12l + 0.07)P$	$+(0.22l + 0.08)P$	$+(0.06l + 0.06)P$	
		PC	$0 \leq l \leq 6$					
連続版	支間曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 4$		$+(単純版の80\%)$	$+(単純版の80\%)$	$+(単純版の80\%)$	
	支点曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 4$		$-(0.15l + 0.125)P$	$-(単純版の80\%)$	—	
片持版	支点曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 1.5$		$-P \cdot l$		—	
			$0 \leq l \leq 1.5$		$\frac{1.30l + 0.25}{1.5 < l \leq 3.0}$	—	—	
片持版	先端付近曲げモーメント	RC	$0 \leq l \leq 1.5$			$+(0.15l + 0.13)P$	$+(0.16l + 0.07)P$	
		PC	$0 \leq l \leq 3.0$		—	—	—	

ここに、RC : 鉄筋コンクリート床版

PC : プレストレストコンクリート床版

l : 7.4.3 に規定する T 荷重に対する床版の支間 (m)

P : 共通編 2.2.2 に示す T 荷重の片側荷重 (100kN)

(注) 床版支間の方向は、図-7.3.1 による。

表-7.4.2 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の単純版及び連続版の支間方向曲げモーメントの割増係数

支間 l (m)	$l \leq 2.5$	$2.5 < l \leq 4.0$	$4.0 < l \leq 6.0$
割増係数	1.0	$1.0 + (l - 2.5) / 12$	$1.125 + (l - 4.0) / 26$

表-7.4.3 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の片持版の支間方向曲げモーメントの割増係数

支間 l (m)	$l \leq 1.5$	$1.5 < l \leq 3.0$
割増係数	1.0	$1.0 + (l - 1.5) / 25$

(3) 等分布死荷重による床版の単位幅 (1m) あたりの設計曲げモーメントは、表-7.4.4 により算出することを原則とする。

改定案

表-9.2.2 等分布死荷重による床版の単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメント(kN・m/m)

版の区分	曲げモーメントの種類	床版支間方向の曲げモーメント	床版支間直角方向の曲げモーメント
単 純 版	支間曲げモーメント	$+wl_d^2/8$	無視してよい
片 持 版	支点曲げモーメント	$-wl_d^2/2$	
連 続 版	支間曲げモーメント	$+wl_d^2/10$	
	支点曲げモーメント	$-wl_d^2/10$	

ここに、 w ：等分布死荷重(kN/m²)

l_d ：9.2.2に規定する死荷重に対する床版の支間(m)

(4) 床版にプレストレスを導入する場合には、プレストレッシングにより生じる不静定力を考慮することを原則とする。ただし、不静定曲げモーメントが小さくなるようにPC鋼材を配置する場合は、この不静定曲げモーメントを無視することができる。

(1)(2) 床版を支持する桁が大ききな不等沈下を起こさない場合における等方性版のT荷重及び衝撃による設計曲げモーメントを示したものである。床版は、自動車輪荷重を直接支持するものであるため、その耐久性は輪荷重の大きさと傾度、すなわち大型の重量と自動車走行台数の影響を大きく受ける。

B活荷重で設計する橋では、床版の支間が車両の進行方向に直角な場合の支間方向の曲げモーメントを算出するにあたって、床版支間の長さに応じてII編の表-11.2.2、表-11.2.3に示す割増係数を乗じることとしている。

A活荷重で設計する橋は、一般に重車両の交通量が少ないため、上記の割増係数を考慮する必要があることから、A活荷重で設計する橋では、表-9.2.1に示す曲げモーメントを20%低減してよいこととしている。

表-9.2.1に示される設計曲げモーメント式は、単純版や片持版を対象とし、等方性版のたわみに関する理論計算を基に、従来より定められていたものである。このとき、理論式

現行

表-7.4.4 等分布死荷重による床版の単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメント

版の区分	曲げモーメントの種類	床版支間方向の曲げモーメント	床版支間直角方向の曲げモーメント
単 純 版	支間曲げモーメント	$+w \cdot l_d^2 / 8$	無視してよい
片 持 版	支点曲げモーメント	$-w \cdot l_d^2 / 2$	
連 続 版	支間曲げモーメント	$+w \cdot l_d^2 / 10$	
	支点曲げモーメント	$-w \cdot l_d^2 / 10$	

ここに、 w ：等分布死荷重(kN/m²)

l_d ：7.4.3に規定する死荷重に対する床版の支間(m)

(4) 歩行者自転車用柵に作用する荷重、車両用防護柵及び歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵に作用する衝突荷重による床版の設計曲げモーメントは、それぞれ共通編5.1.1及び5.1.2により算出する。

(5) 床版にプレストレスを導入する場合には、プレストレッシングにより生じる不静定力を考慮することを原則とする。ただし、不静定曲げモーメントが小さくなるようにPC鋼材を配置する場合には、この不静定曲げモーメントを無視することができる。

(1)(2) 表-7.4.1は、表中に示す床版支間の範囲内で適用できるT荷重による設計曲げモーメントの計算式を示したものである。ここで、連続版の支点曲げモーメントについては、支持桁の拘束条件がコンクリート橋と鋼橋では異なるため、この影響を考慮している。

表-7.4.1の連続版の支点部を除く計算式は、等方性無限単純版と等方性無限片持版を対象に、平成2年道路橋示方書まで用いられてきたT-20荷重に衝撃の影響を考慮して載荷し、解析により得られた理論値に対して10～20%の安全をみた計算式に基づいている。この余裕量は、解析を行ったときの仮定と実際の構造との違いや床版を施工するときに生じる床版厚や配筋の誤差等を考慮したものである。また、平成5年道路橋示方書から適用されたT荷重に対しても、表-7.4.2及び表-7.4.3に示す割増係数を考慮した場合に、表-7.4.1の設計曲げモーメントの計算式による値が従前とほぼ同程度の余裕を示すことが確認されている。

改定案	現行	備考
を導いたときの仮定と実際の構造との違いや、床版を施工するときに生じる床版厚や配筋の誤差等を考慮して規定されており、今回の改定でもこれを踏襲し規定されている。なお、連続版については単純版の計算結果を基にして近似的に値を定めている。PC床版については、実橋での床版の適用実績や検討実績を考慮し、床版支間が車両進行方向に直交な場合のモーメントの適用支間を6mから8mに拡大している。 一般にコンクリート橋の床版は、支持桁と剛結されているため、床版の支間曲げモーメントは連続版として算出するのがよい。 なお、表-9.2.1に示す式でT荷重による設計曲げモーメントを算出する場合に、ここで考慮するT荷重は、I編8.2の車両の隣り合う車軸を1組の集中荷重に置き換えた荷重(200kN)の1載荷面あたりの荷重(100kN)とし、I編3.3に規定される荷重係数及び荷重組合せ係数は考慮しない。 (3) 床版の等分布死荷重による設計曲げモーメントは、表-9.2.2により算出してよい。ただし、床版の変形がウェブに影響を与える場合には、ウェブの拘束条件を適切に考慮して、死荷重による設計曲げモーメントを算出するのがよい。具体的な算出方法としては、床版支間方向に対して、桁ウェブや下フランジなどを含めた全体を骨組みモデルにより解析し求めることとなる。 (4) プレストレストコンクリート床版では、PC鋼材の偏心量等によって大きな不静定力が生じることがあるので、不静定力による応力度の照査を行うことを原則としている。 ただし、不静定力が小さくなるようにPC鋼材を配置する場合にはこの応力度を省略してもよい。例えば、T桁橋の床版等支間の小さい床版の場合には、PC鋼材の偏心量を小さくして、床版の図心近くにこれを配置して、軸方向力のみが作用するように設計するのがよい。 プレストレス力の計算は、支持桁による床版の圧縮や回転等の弾性変形に対する拘束が無視できると判断される場合は、支持桁に支持されるはりとして行ってよいが、支持桁や横桁等により床版の弾性変形が拘束される場合には、プレストレスによる不静定力により曲げモーメントが発生したり、プレストレスによる圧縮応力が床版に導入されにくい場合があるのでこれらを適切に評価して設計計算を行う必要がある。	一般にコンクリート橋の床版は、支持桁と剛結されているため、床版の支間曲げモーメントは連続版として算出するのがよい。 歩道部に載荷する等分布活荷重については、(3)の等分布死荷重と同様に扱ってよい。床版は自動車輪荷重を直接支えるものであるため、その耐久性は輪荷重の大きさと頻度、すなわち大型の自動車の走行台数の影響を大きく受ける。 B活荷重で設計する橋においては、床版支間を長くする必要がある場合には、床版の支間が車両の進行方向に直交な場合の支間方向の曲げモーメントを算出するにあたり、表-7.4.2及び表-7.4.3に示す割増係数を乗じることとしている。なお、終局荷重作用時における破壊に対する安全度の照査を行う場合のT荷重による設計曲げモーメントは表-7.4.1によるものとしてよい。 A活荷重で設計する橋においては、一般に大型の自動車の交通量が少ないため、上記の割増係数を考慮する必要はない。同じ理由から、A活荷重で設計する橋では、表-7.4.1に示す曲げモーメントを20%低減してよいこととしている。なお、終局荷重作用時における破壊に対する安全度の照査を行う場合のT荷重による設計曲げモーメントも、表-7.4.1に示す曲げモーメントを20%低減してよい。 (3) 床版の等分布死荷重による設計曲げモーメントは、表-7.4.4によることを原則としている。ただし、箱桁橋のように主桁が閉断面構造の床版については、10.3(4)の1の規定に準じ、ウェブ及び上下フランジにより構成されるラーメン構造に自重や橋面荷重の載荷状態を考慮して求めるのがよい。 (4) 床版の設計にあたっては、歩行者自転車用柵に作用する荷重、車両用防護柵及び歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵に作用する衝突荷重の影響を考慮すべきことを規定したものである。 (5) プレストレストコンクリート床版では、PC鋼材の偏心量等によって大きな不静定力が生じることがあるので、不静定力による応力度の照査を行うことを原則としている。 ただし、不静定力が小さくなるようにPC鋼材を配置する場合には応力度の照査を省略してもよい。例えば、T桁橋の床版等支間の小さい床版の場合には、PC鋼材の偏心量を小さくして、床版の図心近くにこれを配置して、軸方向力のみが作用するように設計するのが望ましい。	

改定案		現行	備考																							
9.2.4 床版の最小全厚 床版の厚さは、Ⅱ編 11.2.4 及びⅡ編 11.5 に規定される床版の最小全厚による。 Ⅱ編 11.5(2)に規定する鉄筋コンクリート床版の車道部分の最小全厚は、一般的な条件下にある橋の床版厚の最小値の基準を示したものである。したがって、大型の自動車の交通量が多い橋、床版を支持する桁の剛性が著しく異なるため大きな曲げモーメントが付加される橋等、特殊な条件下にある橋に対しては、これらの影響を考慮して床版厚を定めるのが床版の耐久性を確保するという観点から合理的である。このため、これらの条件下にある橋については、Ⅱ編の表-11.5.1 に規定する床版の最小全厚より厚さを増加させて設計する必要がある。最小全厚の増加については、Ⅱ編の式 (11.5.1) に従うことになる。一般に、Ⅱ編の式 (11.5.1) における、床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメントの係数k_2については、コンクリート桁で支持される鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版では、剛性が著しく異なることによる影響は小さいため、$k_2 = 1.0$としてよい。ただし、この影響が大きいと判断される場合には、この影響を考慮する必要がある。		7.3 床版の厚さ 7.3.1 鉄筋コンクリート床版 (1) 鉄筋コンクリート床版の厚さは、安全性及び耐久性を有し、施工品質が確保されるように決定する。 (2) (3)及び(4)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 車道部分の床版の最小全厚は、160mm 又は表-7.3.1 に示す値のうち大きい値とする。なお、表-7.3.1 の片持版の片持版の最小全厚とは、支持桁のウェーブの前面における厚さという。 ただし、大型の自動車の交通量が多い等の場合においては、表-7.3.1 に規定する床版の最小全厚より厚さを増加させて設計するのが望ましい。 表-7.3.1 車道部分の床版の最小全厚 (mm) <table><tr><th colspan="2">床版の区分 (注)</th><th>床版の支間の方向</th><th>車両進行方向に直角</th><th>車両進行方向に平行</th></tr><tr><td colspan="2">単 純 版</td><td></td><td>$40\ l + 110$</td><td>$65\ l + 130$</td></tr><tr><td colspan="2">連 続 版</td><td></td><td>$30\ l + 110$</td><td>$50\ l + 130$</td></tr><tr><td rowspan="2">片 持 版</td><td>$l \leq 0.25$</td><td></td><td>$280\ l + 160$</td><td rowspan="2">$240\ l + 130$</td></tr><tr><td>$l > 0.25$</td><td></td><td>$80\ l + 210$</td></tr></table> ここに、l : 7.4 に規定する T 荷重に対する床版の支間 (m) (注) 床版の支間の方向は図-7.3.1 による。 (a)床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合 (b)床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合 図-7.3.1 床版の支間の方向	床版の区分 (注)		床版の支間の方向	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行	単 純 版			$40\ l + 110$	$65\ l + 130$	連 続 版			$30\ l + 110$	$50\ l + 130$	片 持 版	$l \leq 0.25$		$280\ l + 160$	$240\ l + 130$	$l > 0.25$		$80\ l + 210$	
床版の区分 (注)		床版の支間の方向	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行																						
単 純 版			$40\ l + 110$	$65\ l + 130$																						
連 続 版			$30\ l + 110$	$50\ l + 130$																						
片 持 版	$l \leq 0.25$		$280\ l + 160$	$240\ l + 130$																						
	$l > 0.25$		$80\ l + 210$																							

改定案	現行	備考
	(4) 歩道部分の床版の最小全厚は 140mm とする。 (1) 鉄筋コンクリート床版の最小全厚については、昭和 31 年の鋼道路橋設計方書で初めて規定されるようになり、その後昭和 40 年頃鉄筋コンクリート床版の損傷が問題となったため、規定の最小床版厚を引き上げたほか、設計輪荷重、設計曲げモーメント、大型の自動車交通量に対する割増し、鉄筋の許容応力度、配力鉄筋等の規定の見直しを行っている。本項の規定はこれらを反映したものである。 鉄筋コンクリート床版の損傷は、大型の自動車の影響、コンクリートの材料や施工の影響等が複合して生じることから、床版厚の決定に際しては簡易な試験及び解析の結果から床版の最小全厚を小さくするような設計をしてはならない。 このため、鉄筋コンクリート床版の最小全厚の決定にあたっては、コンクリートの材料のばらつき及び施工の影響を考慮の上、実際の挙動に即するように考慮された輪荷重走行試験等によって安全性を照査することが望ましい。 (3) コンクリート橋の床版は、一般にコンクリートの支持桁と剛結されていることから、連続版あるいは片持版の計算式を適用するのがよい。 表-7.3.1 に規定する鉄筋コンクリート床版の車道部分の最小全厚は、一般的な条件下にある橋の床版厚の最小値の基準を示したものである。したがって、大型の自動車の交通量が多い橋、床版を支持する桁の剛性が著しく異なるため大きな曲げモーメントが付加される橋等、特殊な条件下にある橋に対しては、これらの影響を考慮して床版厚を定めるのが床版の耐久性を確保するという観点から合理的である。このため、これらの条件下にある橋については、表-7.3.1 に規定する床版の最小全厚より厚さを増加させて設計することが望ましい。 一般に、式 (解 7.3.1) により床版の最小全厚を増加させて設計するのがよい。 $d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0 \quad \text{..... (解 7.3.1)}$ ここに、d : 床版厚 (mm) (第 1 位を四捨五入する。ただし、d_0 を下回らないこと。) d_0 : 表-7.3.1 に規定する車道部分の床版の最小全厚 (mm) (小数第 1 位を四捨五入し、第 1 位まで求める。$d_0 \geq 160\text{mm}$) k_1 : 表-解 7.3.1 に示す大型の自動車の交通量による係数。 k_2 : 床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメントの係数。一般に $k_2=1.0$ としてよい。	

表-解 7.3.1 係数 k_1

1 方向あたりの大型の自動車の交通量 (台/日)	係数 k_1
500 未満	1.10
500 以上 1,000 未満	1.15
1,000 以上 2,000 未満	1.20
2,000 以上	1.25

7.3.2 プレストレストコンクリート床版

- (1) プレストレストコンクリート床版の厚さは、安全性及び耐久性を有し、施工品質が確保されるように決定する。
- (2) (3)及び(4)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 車道部分の床版の最小全厚は、次による。なお、片持版の最小全厚とは、支持桁のウェブの前面における厚さという。
- 1) 車道部分の床版の全厚は、いかなる部分も 160mm を下まわらない。
- 2) 片持版の床版先端の厚さは、1)の規定によるほか、表-7.3.1 の片持版の最小全厚の 50%以上とする。
- 3) 床版の 1 方向のみにプレストレスを導入する場合の車道部分の最小全厚は、1)及び2)の規定によるほか、表-7.3.2 の値とする。

表-7.3.2 床版の 1 方向のみにプレストレスを導入する場合の車道部分の最小全厚 (mm)

床版の支間の方向 (注)	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行
プレストレスを導入する方向		
床版の支間の方向に平行	表-7.3.1 の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値の 90%	表-7.3.1 の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値の 65%
床版の支間の方向に直角	表-7.3.1 の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値	表-7.3.1 の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値

(注) 床版の支間の方向は図-7.3.1による。

- (4) 歩道部分の床版の最小全厚は 140mm とする。

(1) プレストレストコンクリート床版の最小全厚の決定にあたっては、鉄筋コンクリート床版と同様、実際の挙動を反映できる輪荷重走行試験及び解析により安全性を照査することが望ましい。しかし、プレストレストコンクリート床版は一般的に鉄筋コンクリート床版に比べて疲労耐久性を有するため、疲労耐久性のみに着目すると、最小全厚をかなり小さくすることが可能と判断してしまうおそれがある。

プレストレストコンクリート床版の最小全厚の決定にあたっては、鉄筋コンクリート床版と同様、実際の挙動を反映できる輪荷重走行試験や解析によって、性能を満足することが確認されたものとすることが望ましい。プレストレストコンクリート床版は、鉄筋コンクリート床版に比べて全断面が有効でたわみが抑制されることから疲労耐久性上有利になると考えられるため、疲労耐久性のみに着目すると、最小全厚を小さくできる。

ただし、最小全厚が薄くなると、大型の自動車による影響、たわみ及び振動の変形による二次応力の発生等の影響が大きくなる。また、プレストレストコンクリートの材料のばらつき及び施工条件により、クリープ及び乾燥収縮の影響を受けやすくなる。したがって、プレストレストコンクリート床版の最小全厚の決定にあたっては、これらを考慮して慎重に定める必要がある。

- 1) プレストレストコンクリート床版の車道部分の最小全厚は、施工性等を考慮して、160mm としている。
- 2) プレストレストコンクリート片持版の版先端は、条文の規定によるとともに、各種 PC 鋼材の定着具の配置等を考慮して定めるのがよい。一般に、版先端の厚さは 200mm 程度以上とするのが望ましい。
- 3) 床版の 2 方向にプレストレスを導入する場合は、1)及び2)を満足すればよい。一般には、PC 鋼材の配置等を考慮して床版厚さを 200mm 程度以上とするのが望ましい。

II 編の表-11.5.1 では、支間方向のみにプレストレスを導入する場合、支間直角方向は鉄筋コンクリート構造であるが、支間直角方向の曲げモーメントは、支間方向の曲げモーメントより小さく、床版の支間の方向が車両進行方向に直角の場合は 90%程度、車両進行方向に平行の場合は、65%程度であるので、床版の最小全厚もこの割合で薄くしてよいこととしている。この場合も、1)に規定する車道部分の床版の最小全厚 160mm を適用する。プレストレストコンクリート床版の場合は、大型の自動車の交通量が多い橋等に対して床版の最小全厚を増加させなくてよいが、II 編の表-11.5.3 に規定する車道部分の最小全厚は、小数第 1 位を四捨五入して第 1 位まで求め、これを下回らないようにする必要がある。

改定案	現行	備考
9.2.5 鉄筋の種類及び配置 (1) 床版に用いる鉄筋は、コンクリートの施工が十分に行え、かつ、耐久性上の前提条件を満足しないひび割れを生じさせないよう、適切に配置しなければならない。 (2) (3)から(8)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) 鉄筋には、異形棒鋼を用い、鉄筋の直径は 13, 16, 19 及び 22mm を標準とする。 (4) 鉄筋の中心間隔は、100mm 以上かつ 300mm 以下とする。ただし、床版の支間方向の引張主鉄筋の中心間隔は床版の厚さを超えてはならない。 (5) 床版の支間に直角方向の鉄筋は、床版の支間方向にその量を変化させて配置してよい。この場合、9.2.3 に規定する設計曲げモーメントに対して算出	この結果、最小全厚を極端に薄くしてしまうと、大型の自動車による影響、たわみ及び振動の変形による二次応力の発生等が考えられる。また、プレストレストコンクリートの材料のばらつき及び施工条件により、クリープ及び乾燥収縮の影響を受けやすくなる。したがって、プレストレストコンクリート床版の最小全厚の決定にあたっては、これらを考慮する必要がある。 (3)1) プレストレストコンクリート床版の車道部分の最小全厚は、施工性等を考慮して、160mm としている。 2) プレストレストコンクリート片持版の版先端は、条文の規定によるとともに、各種 P C 鋼材の定着具の配置等を考慮して定めるのがよい。一般に、版先端の厚さは 200mm 程度以上とするのが望ましい。 3) 床版の 2 方向にプレストレスを導入する場合は、1)及び2)の規定を満足すればよい。一般には、P C 鋼材の配置等を考慮して床版厚さを 200mm 程度以上とするのが望ましい。 支間方向のみにプレストレスを導入する場合、支間直角方向は鉄筋コンクリート構造であるが、支間直角方向の曲げモーメントは、支間方向の曲げモーメントより小さく、床版の支間の方向が車両進行方向に直角の場合は 90%程度、車両進行方向に平行の場合は、65%程度であるので、床版の最小全厚もこの割合で薄くしてよいこととしている。この場合も、1)に規定する車道部分の床版の最小全厚 160mm を適用する。プレストレストコンクリート床版の場合は、大型の自動車の交通量が多い橋等に対して床版の最小全厚を増加させなくてよいが、<u>表-7.3.2</u>に規定する車道部分の最小全厚は、小数第 1 位を四捨五入して第 1 位まで求め、これを下回らないこととする。 7.6 鉄筋の種類及び配筋 (1) 床版に用いる鉄筋の種類及び配筋は、コンクリートの施工が十分に行え、かつ有害なひび割れが生じない鉄筋径及び間隔とする。 (2) (3)から(7)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 鉄筋には、異形棒鋼を用い、鉄筋の直径は 13, 16, 19 及び 22mm を標準とする。 (4) 鉄筋の中心間隔は、100mm 以上かつ 300mm 以下とする。ただし、床版の支間方向の引張主鉄筋の中心間隔は床版の厚さを超えないようにする。 (5) 床版の支間に直角方向の鉄筋は、<u>表-7.6.1</u>の低減係数を用いて床版の支間方向に鉄筋量を低減することができる。	

改定案

した床版の支間直角方向の鉄筋量に表-9.2.3 の係数を乗じた鉄筋量を配置する。

表-9.2.3 床版の支間に直角な方向の鉄筋量の低減係数

床版の支間の方向が車面進行方向に直角な場合	
連続版及び単純版	歩道のない片持版
床版の支間の方向が車面進行方向に平行な場合	
連続版及び単純版	片持版

ここに、 l : 9.2.2 に規定する T 荷重に対する支間 (m)

- (6) 鉄筋コンクリート床版の連続版において、床版の支間方向の鉄筋を曲げる場合には、図-9.2.4 に示すように、ウェブ前面から $l/6$ の断面位置で曲げる。ただし、床版の支間中央部の引張鉄筋量の 80% 以上及びウェブ前面の引張鉄筋量の 50% 以上は、それぞれ曲げずに連続させて配置する。ここに、 l は支持桁の中心間隔とする。

$$A'_{s2} \geq 0.8A_{s1}$$

$$A'_{s1} \geq 0.5A_{s2}$$

現行

表-7.6.1 床版の支間に直角な方向の鉄筋量の低減係数

床版の支間の方向が車面進行方向に直角な場合	
連続版及び単純版	歩道のない片持版
床版の支間の方向が車面進行方向に平行な場合	
連続版及び単純版	片持版

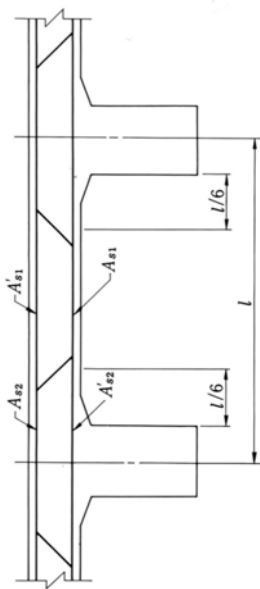
ここに、 l : 7.4.3 に規定する T 荷重に対する支間 (m)

- (6) 鉄筋コンクリート床版の連続版において、床版の支間方向の鉄筋を曲げる場合には、図-7.6.1 に示すように、ウェブ前面から $l/6$ の断面位置で曲げる。ただし、床版の支間中央部の引張鉄筋量の 80% 以上及びウェブ前面の引張鉄筋量の 50% 以上は、それぞれ曲げずに連続させて配置する。

ここに、 l は支持桁の中心間隔とする。

$$A'_{s2} \geq 0.8A_{s1}$$

$$A'_{s1} \geq 0.5A_{s2}$$



ここに、 l : 支持桁の中心間隔(mm)

A_{s1} : 床版の正鉄筋量(mm²)

A_{s2} : 床版の負鉄筋量(mm²)

A'_{s1} : 床版の支間中央の圧縮鉄筋量(mm²)

A'_{s2} : 床版の支点上の圧縮鉄筋量(mm²)

図-9.2.4 床版の支間方向の鉄筋の折曲げ位置及び配置

(7) 斜橋の支承部付近における床版の支間方向の鉄筋は、支承線方向に配置する。

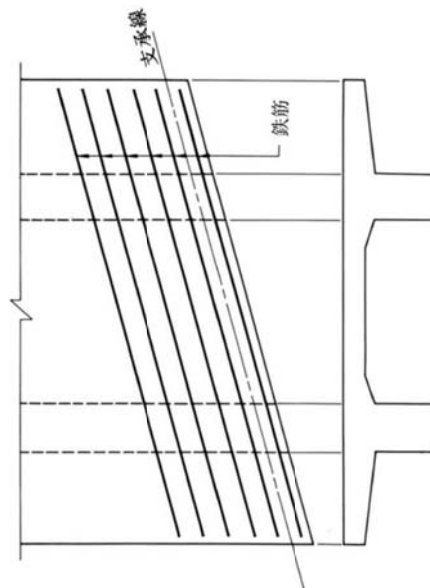
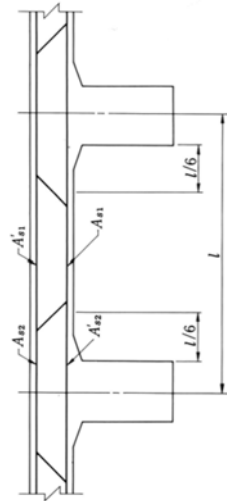


図-9.2.5 斜橋の支承部付近における鉄筋の配置

(8) 間詰めコンクリートを有するプレストレストコンクリートT桁橋では、間詰め部の抜け落ちに対して配慮をする。
(9) (8)を満足するよう、プレストレストコンクリートT桁橋の床版場所打ち部はラーバを設け、場所打ち部の幅は750mm以下とすることを標準とする。



ここに、 l : 支持桁の中心間隔 (mm)

A_{s1} : 床版の正鉄筋量 (mm²)

A_{s2} : 床版の負鉄筋量 (mm²)

A'_{s1} : 床版の支間中央の圧縮鉄筋量 (mm²)

A'_{s2} : 床版の支点上の圧縮鉄筋量 (mm²)

図-7.6.1 床版の支間方向の鉄筋の折曲げ位置及び配置

(7) 斜橋の支承部付近における床版の支間方向の鉄筋は、支承線方向に配置する。

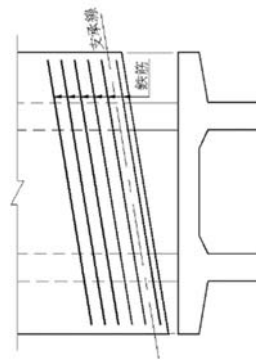
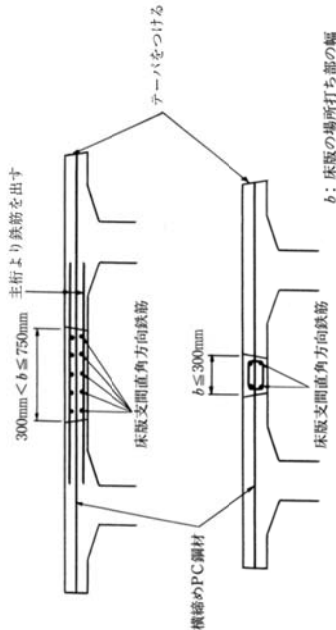


図-7.6.2 斜橋の支承部付近における鉄筋の配置

改定案	現行	備考
(1) 鉄筋径については、太径の鉄筋を用いると幅の大きなひび割れが生じやすくなる。一方、細い鉄筋を用いると施工中に曲がることや、鉄筋の間隔が小さくなりコンクリートの施工に支障を及ぼすこともあるため、コンクリートの施工が十分に行え、かつ耐久性上の前提条件を満足しない、コンクリート表面のひび割れ幅が 0.2mm 程度以上となるひび割れが生じないよう、適切な鉄筋を配置する必要がある。 (3) 床版のように薄い部材では、太径の鉄筋を用いると幅の大きなひび割れが生じやすくなるため、鉄筋の標準的な直径を規定している。 なお、一般の部分には、D13～19 の鉄筋を用いるのが望ましく、D22 の鉄筋は、鉄筋を多く配置しなければならぬ部分等で施工性が確保されない場合に限り用いるのが望ましい。 (4) 鉄筋の間隔があまり小さいと、コンクリートの施工が十分に行えない場合があること、また逆に鉄筋間隔があまり大きいと、輪荷重が集中的に作用する床版には好ましくないこと等の理由により、それぞれ鉄筋の最小及び最大の中心間隔を規定している。 (5) 床版の支間に直角な方向の鉄筋については、支間方向の分布に従って鉄筋量を減少することができる。 (6) 鉄筋の曲上げ位置における正の曲げモーメントは支間中央の曲げモーメントの 80%程度であるので、支間中央部の引張主鉄筋量の 80%以上の鉄筋量を図-9.2.4 に示すように曲上げ位置をこえて連続させて配置することとしている。 曲下げ位置における負の曲げモーメントは、支点上の曲げモーメントの 15%程度であるので、支点上の鉄筋量の 50%以上を曲下げないで連続させて配置するように規定している。 (7) 斜橋の支承部付近は、斜橋の影響を受けるので、支承線方向に鉄筋を配置することとしている。 (8) プレストレストコンクリートT桁橋の床版の場所打ち部は、橋軸方向にはプレストレスが導入されず耐久性上の弱点となることがあるため、その影響を生じさせないよう設計を行う必要がある。なお、間詰めを有する中空床版橋でも同様の配慮が必要となる。 (9) (8)を満足する設計として、例えば、場所打ち部に膨張材などを添加した収縮量が少ないのコンクリートを用い、床版の打継目面に適度な凹凸を設けた上で、図-解9.2.1に示すようにデューバを設けることが考えられる。 プレストレストコンクリートT桁橋の床版の場所打ち部の幅は、施工性の許す限り限りできるだけ小さくすることが望ましく、一般に 750mm 程度以下とし、プレキャストT桁のフランジから重ね継手長以上突出した鉄筋により接合するのがよい。ただし、付着のある横締め PC 鋼材が配置され、かつ永続支配においてフルプレストレスで設計された場所打ちコンクリートの幅が 300mm 以下の場合には、実験等により十分な安全性の検証がなされていない。	(3) 床版のように薄い部材では、太径の鉄筋を用いると幅の大きなひび割れが生じやすくなるため、鉄筋の標準的な直径を規定している。 なお、一般の部分には、D13～19 の鉄筋を用いるのが望ましく、D22 の鉄筋は、鉄筋を多く配置しなければならぬ部分等で施工性が確保されない場合に限り用いるのが望ましい。 (4) 鉄筋の間隔があまり小さいと、コンクリートの施工が十分に行えない場合があること、また逆に鉄筋間隔があまり大きいと、輪荷重が集中的に作用する床版には好ましくないこと等の理由により、それぞれ鉄筋の最小及び最大の中心間隔を規定している。 (5) 床版の支間に直角な方向の鉄筋については、支間方向の分布に従って鉄筋量を減少することができる。 (6) 鉄筋の曲上げ位置における正の曲げモーメントは支間中央の曲げモーメントの 80%程度であるので、支間中央部の引張主鉄筋量の 80%以上の鉄筋量を図-7.6.1 に示すように曲上げ位置をこえて連続させて配置することとしている。 曲下げ位置における負の曲げモーメントは、支点上の曲げモーメントの 15%程度であるので、支点上の鉄筋量の 50%以上を曲下げないで連続させて配置するように規定している。 (7) 斜橋の支承部付近は、斜橋の影響を受けるので、支承線方向に鉄筋を配置することとしている。	

改定案

ることから、プレキャストセグメントの接合の設計の考え方を適用し、鉄筋を突出させなくともよい。



図一解 9.2.1 床版における場所打ち部の構造(プレストレストコンクリートT桁橋)

9.2.6 PC 鋼材の配置

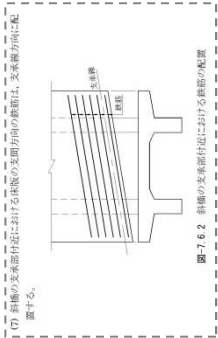
PC 鋼材の配置は、Ⅱ編 11.2.8 による。

現行

備考

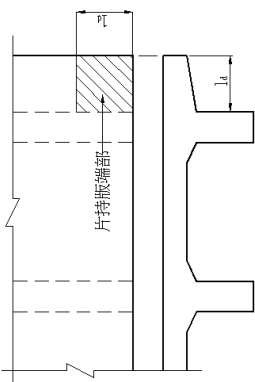
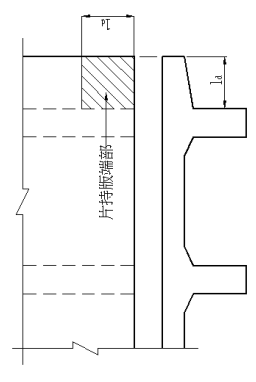
7.7 PC 鋼材の配置

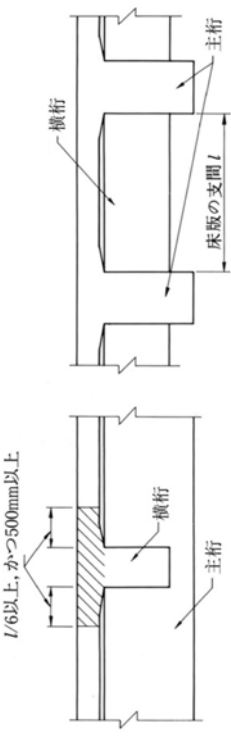
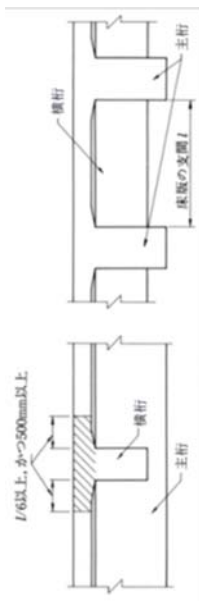
- (1) プレストレストコンクリート床版における PC 鋼材は、床版に一樣にプレストレスが導入されるように配置する。
- (2) 斜橋の支承部付近における床版支間方向の PC 鋼材は、支承線方向に配置する。(図-7.6.2 参照)



- (1) 床版に一樣にプレストレスが導入されないと、プレストレスにより二次的な曲げモーメント及びびせん断力が生じ、複雑な応力状態となる。したがって、床版に一樣にプレストレスが導入されるように PC 鋼材の定着間隔等を定める必要がある。
- プレストレスは 6.6.7(1)の解説に示すように、PC 鋼材の定着位置より分布して床版に導入されるので、PC 鋼材の配置は、PC 鋼材定着具の大きさのほかに、この分布幅を考慮して、設計断面でのプレストレスが過大あるいは過小とならないように注意して行う必要がある。
- (2) 7.6 解説参照

改定案	現行	備考
9.2.7 床版のハンチ (1) 床版と支持桁の結合部は、応力が円滑に伝わる構造とする (2) (3)から(6)による場合には、(1)を満足するものとみなしてよい。 (3) 床版には、支持桁上でハンチを設ける。 (4) 床版のハンチの傾斜は、1：3より緩やかにすることを標準とする。なお、1：3よりきつい場合は、図-9.2.6に示すように1：3までの厚さを床版として有効な断面とみなす。 図-9.2.6 ハンチ部の床版の有効高さ (5) ハンチには、その内側に沿って鉄筋を配置することを原則とする。 (6) ハンチに沿う鉄筋の直径は13mm以上とする。 (3) (4) 床版のハンチは、床版と支持桁に応力をなめらかに伝えるために設けるものである。 (5) (6) <u>10.3.1(5)解説参照</u>。	7.6 鉄筋の種類及び配筋 (7) 斜橋の支承部付近は、斜橋の影響を受けるので、支承線方向に鉄筋を配置することとしている。 7.5 床版と支持桁の結合 (1) 床版と支持桁との結合部は、応力が円滑に伝わるような構造とする。 (2) (3)から(5)による場合には、(1)を満たすものとみなす。 (3) 床版には、支持桁上でハンチを設ける。 (4) 床版のハンチの傾斜は、1：3より緩やかにするのが望ましい。1：3よりきつい場合においては、図-7.5.1に示すように1：3までの厚さを床版として有効な断面とみなす。 図-7.5.1 ハンチ部の床版の有効高さ (5) ハンチには、その内側に沿って鉄筋を配置することを原則とする。ハンチに沿う鉄筋の直径は13mm以上とする。(図-6.6.6 参照) (3) 床版のハンチは、床版と支持桁に応力をなめらかに伝えるために設けるものである。 (5) <u>6.6.12解説参照</u> 6.6.12 ハンチに沿う鉄筋 ハンチには、その内側に沿って鉄筋を配置しなければならない。 図-6.6.6 ハンチに沿う鉄筋	

改定案	現行	備考
9.2.8 片持版端部及び横桁上の床版 (1) 片持版端部は、床版の連続性がなくなることとを考慮して設計しなければならない。 (2) 横桁又は隔壁で支持される床版は、横桁及び隔壁の影響を考慮しなければならない。 (3) (4) による場合には(1)を、(5) による場合には(2)を満足するとみなしてよい。 (4) 片持版端部のT荷重による設計曲げモーメントは、表-9.2.1 に規定する片持版のT荷重(衝撃を含む)による設計曲げモーメントの値の2倍とする。なお、鉄筋コンクリート床版の場合には、一般に桁端部以外の片持版の必要鉄筋量の2倍の鉄筋を配置すればよい。  ここに、I_d : 片持版の死荷重に対する支間 図-9.2.7 片持版端部 (5) 床版の支間の方向が車両進行方向に直角で、横桁で支持される床版の設計は次のとおりとする。 1) 横桁上の床版に対する床版の支間に直角な方向の設計曲げモーメントは、9.2.3 に規定する床版支間に直角な方向の支間曲げモーメントと同じ大きさで符号が異なる曲げモーメントとする。 2) 設計曲げモーメントに対して床版上側に配置する鉄筋等は、横桁の側面	コンクリート断面のうちで、厚さあるいは高さが急変する部分には、応力集中等によりひび割れが生じやすいので、一般にハンチが設けられる。ハンチの大きさは、応力の伝達状態を考慮して定める。また、安全のためにハンチに沿って鉄筋を配置することとしているが、その際、鉄筋を曲げて配置すると、鉄筋に引張力が働いたときに、外側のコンクリートが鉄筋に押し出されてはく離するおそれがあるので、独立した鉄筋を配置する必要がある。 7.8 片持版端部及び横桁上の床版 (1) 片持版端部は、床版の連続性がなくなることとを考慮して設計する。 (2) 横桁又は隔壁で支持される床版は、横桁及び隔壁の影響を考慮する。 (3) (4) による場合には(1)を、(5) による場合には(2)を満足するとみなす。 (4) 片持版端部の設計曲げモーメントは、$(M_d + 2M_l)$ とする。ここに、M_d 及び M_l は、それぞれ 7.4.2 に規定する死荷重及び片持版のT荷重(衝撃を含む) による設計曲げモーメントとする。なお、鉄筋コンクリート床版の場合においては、一般に桁端部以外の片持版の必要鉄筋量の2倍の鉄筋を配置すればよい。  ここに、I_d : 片持版の死荷重に対する支間 図-7.8.1 片持版端部 (5) 床版の支間の方向が車両進行方向に直角で、横桁で支持される床版の設計は次のとおりとする。 1) 横桁上の床版に対する床版の支間に直角な方向の設計曲げモーメントは、7.4.2 に規定する床版支間に直角な方向の支間曲げモーメントと同じ大きさで符号が異なる曲げモーメントとする。 2) 設計曲げモーメントに対して床版上側に配置する鋼材は、横桁の側面	

改定案	現行	備考
から床版の支間の1/6以上、かつ、500mm以上の範囲に配置し、定着する。  図-9.2.8 横桁上の床版の上側鉄筋等の配置範囲 (1) 桁端部の車道部分の床版は、そこで連続性が断たれるので一般部の床版に比べて大きな曲げモーメントが生じる。また、桁端部には通常伸縮装置が設けられることに加えて、その付近で路面に凹凸が生じやすく、自動車荷重による大きな衝撃が桁端部の床版に作用しやすい。以上のことから桁端部の車道部分の床版は他の部分の床版に比べて破損しやすいことを考慮して設計する必要がある。 (4) 桁端部の床版は、一般に片持版端部を除き、端横桁あるいは隔壁で支持されており、(5)の規定により設計すればよいので、この項では片持床版部の設計について規定している。 片持床版部は、そこで床版の連続性がなくなるため、一般部に比べて大きなモーメントが生じるが、有限要素法による解析等による検討から、片持版端部のT荷重による設計曲げモーメントは、9.2.3に規定する一般部の曲げモーメントの2倍程度となることがわかっている。このため、片持版の設計は、条文の規定による。 片持版端部に剛性のあるブラケットを設ける場合は、支持桁及びブラケットで支持された床版として設計すればよい。 (5)1 横桁あるいは隔壁で支持されている床版は、一般に横桁及び隔壁上でこれに直角な方向に負の曲げモーメントが生じる。四辺固定版では、床版支間に直角な方向の支間曲げモーメントと同程度の曲げモーメントが、横桁に直角な方向に負の曲げモーメントとして生じる。したがって、9.2.3の規定による床版支間に直角な方向の支間曲げモーメントを用いて、横桁及び隔壁上のこれに直角な方向の設計を行うこととしている。 2) 横桁及び隔壁上付近の床版支間に直角な方向の曲げモーメントの分布は、床版支間の1/6程度の位置までの範囲内で急激に減少するため、鉄筋等の配置位置を条文のように規定している。	から床版の支間の1/6以上、かつ、500mm以上の範囲に配置し、定着する。  図-7.8.2 横桁上の床版の上側鋼材の配置範囲 (4) 桁端部の床版は、一般に片持版端部を除き、端横桁あるいは隔壁で支持されており、(5)の規定により設計すればよいので、この項では片持床版部の設計について規定している。 有限要素法による解析結果等によれば片持版端部は、床版の連続性がなくなるため、活荷重による設計曲げモーメントは、7.4.2に規定する曲げモーメントの2倍程度となっている。このため、片持版の設計は、条文の規定による。 片持版端部に剛性のあるブラケットを設ける場合は、支持桁及びブラケットで支持された床版として設計すればよい。 (5) 1 横桁あるいは隔壁で支持されている床版は、一般に横桁及び隔壁上でこれに直角な方向に負の曲げモーメントが生じる。四辺固定版として解析した結果によると、床版支間に直角な方向の支間曲げモーメントと同程度の曲げモーメントが、横桁に直角な方向に負の曲げモーメントとして生じる。したがって、7.4.2の規定による床版支間に直角な方向の支間曲げモーメントを用いて、横桁及び隔壁上のこれに直角な方向の設計を行うこととしている。 2) 横桁及び隔壁上付近の床版支間に直角な方向の曲げモーメントの分布は、床版支間の1/6程度の位置までの範囲内で急激に減少するため、鋼材の配置位置を条文のように規定している。	

改定案	現行	備 考
9.3 床版の限界状態 1 9.3.1 曲げモーメントを受ける床版の限界状態 1 (1) 曲げモーメントを受けないとみなしてよい。 (2) 床版に生じる曲げモーメント又はこの作用により生じる応力度が、(3)又は(4)による制限値を超えない。ただし、T 荷重及び死荷重による曲げモーメントの算出には、9.2.3 の規定による設計曲げモーメントを特性値として用いる。 (3) 鉄筋コンクリート床版に生じる曲げモーメントの制限値は 5.5.1 (3) の規定による。 (4) プレストレストコンクリート床版に生じる応力度の制限値は 5.6.1 (3) の規定による。 (2) (3) (4) 曲げモーメントを受けるコンクリート床版では、鉄筋コンクリート断面で引張側鉄筋が降伏に至る状態や、プレストレストコンクリート断面で引張応力が生じた場合の全断面有効とみなせる限界の状態が、それぞれ限界状態 1 として考えられる。 床版に生じる曲げモーメント及び応力度の算出にあたっては、考慮する活荷重及び死荷重に対する作用の特性値を 9.2.3 の規定に従い算出された設計曲げモーメントとし、この特性値に対して荷重係数及び荷重組合せ係数を乗じる。これは、従来より床版については曲げモーメントを作用としてとらえ、扱っていたことを踏襲したものである。このように算出された床版に生じる曲げモーメント又は応力度が、5.5.1 (3) 又は 5.6.1 (4) に基づき算出した制限値を超えない場合には、床版として限界状態 1 を超えないとみなしてよいとしている。 床版は版構造であり、輪荷重載荷に対しては 2 方向の荷重分配効果を有している。対して、本編 5.5.1 (3) 及び 5.6.1 (4) は、コンクリート棒部材としての耐力評価に用いるものであり、1 方向に荷重を分担する構造であることから、本編 5.5.1 (3) 及び 5.6.1 (4) を用いて床版の耐力を算出すると、設計耐力は、実耐力よりも安全側に評価されることを考慮し、単位幅の梁として扱い、棒部材として制限値を算出してよいこととされた。 9.3.2 セン断力を受ける床版の限界状態 1 押抜きせん断力を受ける床版が、9.4.2 の規定を満足する場合は、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 床版は作用する押抜きせん断力に対し、応答が可逆性を有し、長期的な変形が生じないよ	7.2 設計一般 (1) 床版の設計においては、直接支持する活荷重等の影響に対して安全なようにするほか、以下の 1) 及び 2) の規定による。 1) 活荷重等に対して、疲労耐久性を損なう有害な変形が生じないようにしなければならない。 2) 自動車の繰返し通行に対して、疲労耐久性が損なわれないようにしなければならない。 (2) 7.3 から 7.8 によるプレストレストコンクリート床版及び設計基準強度 24N/mm^2 以上のコンクリートを用いた鉄筋コンクリート床版とする場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (2) プレストレストコンクリート床版及び設計基準強度が 24N/mm^2 以上のコンクリートを用いた鉄筋コンクリート床版で、7.3 に規定する床版の厚さを満足し、7.4 の規定による設計曲げモーメントにより床版を設計する場合は、せん断力に対する照査を省略できるとして設計する。これは、最小全厚を満足し、7.4 による設計曲げモーメントにより床版を設計する場合は、活荷重によるせん断破壊に対して十分安全であるため、一般にせん断力に対する検討を省略できるものとしたものである。しかし、施工時に大きな荷重を受ける場合等では、十分な検討をすることが望ましい。	

改定案	現行	備考
うにしなければならぬ。押抜きせん断力を受ける床版では、押抜きせん断破壊に至る場合には、可逆性の限界点が明確でない。一方で、9.4.2の規定は、限界状態3に対する制限値は、<u>限界状態1を超えないとみなせることも考慮して定められている。そのため、9.4.2の規定を満足すれば、限界状態1を超えないとみなしている。</u> 9.4 床版の限界状態 3 9.4.1 曲げモーメントを受ける床版の限界状態 3 (1) 曲げモーメントを受ける床版が、(2)から(4)による場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。 (2) 床版に生じる曲げモーメントが、(3)又は(4)の規定による制限値を超えない。ただし、T 荷重及び死荷重による曲げモーメントの算出には、9.2.3の規定による設計曲げモーメントを特性値として用いる。 (3) 鉄筋コンクリート床版に生じる曲げモーメントの制限値は 5.7.1 の(3)及び(4)の規定による。 (4) プレストレストコンクリート床版に生じる曲げモーメントの制限値は 5.8.1 の(3)及び(4)の規定による。 (2)(3)(4) 曲げモーメントを受けるコンクリート床版では、鉄筋コンクリート断面とプレストレストコンクリート断面ともに、圧縮側コンクリートが圧壊に至る状態が限界状態3として考えられる。 床版に生じる曲げモーメント及び応力度の算出にあたっては、考慮する活荷重及び死荷重に対する作用の特性値を9.2.3の規定に従い算出された設計曲げモーメントとし、この特性値に対して荷重係数及び荷重組合せ係数を乗じる。これは、従来より床版については曲げモーメントを作用としてとらえ、扱っていいことを踏襲したものである。このように算出された床版に生じる曲げモーメント又は応力度が、5.5.1(3)又は5.6.1(4)に基づき算出した制限値を超えない場合には、床版として限界状態1を超えないとみなしてよいとしている。 ここでは、5.7.1(3)及び(4)又は5.8.1(3)及び(4)により、1 方向に荷重を分担するコンクリート棒部材として算出された曲げモーメントは、輪荷重載荷に対して2 方向の荷重分配効果を有する版部材である床版の実耐力よりも安全側に評価されることを考慮し、単位幅の梁として扱い、棒部材として制限値によることでよいとされている。	7.2 設計一般 (1) 床版の設計においては、直接支持する活荷重等の影響に対して安全なようにするほか、以下の1)及び2)の規定による。 1) 活荷重等に対して、疲労耐久性を損なう有害な変形が生じないようにしなければならない。 2) 自動車の繰返し通行に対して、疲労耐久性が損なわれないようにしなければならない。 (2) 7.3 から 7.8 によるプレストレストコンクリート床版及び設計基準強度 24N/mm^2 以上のコンクリートを用いた鉄筋コンクリート床版とする場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (2) プレストレストコンクリート床版及び設計基準強度が 24N/mm^2 以上のコンクリートを用いた鉄筋コンクリート床版で、7.3 に規定する床版の厚さを満足し、7.4 の規定による設計曲げモーメントにより床版を設計する場合は、せん断力に対する照査を省略できるとしている。これは、最小全厚を満足し、7.4 による設計曲げモーメントにより床版を設計する場合は、活荷重によるせん断破壊に対して十分安全であるため、一般にせん断力に対する検討を省略できるものとしたものである。しかし、施工時に大きな荷重を受ける場合等では、十分な検討をすることが望ましい。	

改定案		現行	備考
9.4.2 せん断力を受ける床版の限界状態 3			
押抜きせん断力を受ける床版が、9.2.4の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。 押抜きせん断力を受ける床版では、活荷重等による集中荷重の作用により、コンクリートに円すい状又は角すい状の斜めひび割れや局所的な変形が発生し、押し抜けるような破壊に至る状態が限界状態3と考えられる。 9.2.4の規定を満足して設計された床版は、コンクリートのみで押抜きせん断力を負担するとした状態で、5.7.2並びに5.8.2の規定に従う押抜きせん断の限界状態3に対する制限値に対して、十分な耐力の余裕度を有していることが確認されている。そのため、ここでは、9.2.4の規定に従えば、活荷重によるせん断破壊に対して十分安全であるため、一般にせん断力に対して限界状態3を超えないものとみなしている。 ただし、施工時などで供用時に一般に通行すると想定しているよりも大きな重量を有する車両を通行させる等の場合には、完成時点で床版に損傷等が残らないよう別途十分な検討を行う必要がある。			
9.5 床版の耐久性能			
9.5.1 床版の疲労に対する耐久性能			
(1) 9.2の規定を満足する鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版が、自動車の繰返し通行に伴う疲労に対して、設計耐久期間を100年とし、(2)を満足する場合には、所要の床版の耐久性能が確保されるとみなしてよい。 (2) 6.3の規定及び9.2.4の規定を満足する。ただし、疲労に対する床版の設計曲げモーメントは、式(9.5.1)による。また、式(9.5.1)による鉄筋に発生する引張応力度の制限値及びコンクリートに発生する曲げ引張応力度の制限値は、表-9.5.1及び表-9.5.2に示す値とする。 $M_d = M_{TL} + M_{DL} \cdots \cdots \cdots (9.5.1)$ ここに、M_d：疲労に対する床版の設計曲げモーメント M_{TL}：T荷重による設計曲げモーメントで、9.2.3の規定により算出する。 M_{DL}：死荷重による設計曲げモーメントで、9.2.3の規定により算出する。			

改定案

現行

備考

表-9.5.1 鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版の

鉄筋の引張応力度の制限値(N/mm ²)	鉄筋の種類		
	SD345	SD390	SD490
引張応力度の制限値	120		

表-9.5.2 プレストレストコンクリート床版のコンクリートの引張応力度の制限値

(N/mm ²)							
応力度の種類	コンクリート 設計基準強度						
		30	40	50	60	70	80
曲げ引張応力度の制限値		0.0					

(2) 床版における疲労の影響に対しては、9.2.4に規定される最小全厚を確保したうえで、活荷重と死荷重の組合せを含む荷重組合せに対して発生する応力が制限値を超えないことをもって、疲労の影響が生じないとみなしてよいとされている。活荷重を直接受ける床版は、活荷重によって大きな応力変動が生じること、またその繰返し回数も多くなることから、一般の部材に比べて非常に苛酷な荷重状態にさらされ、有害なひび割れが発生する可能性が高いと考えられる。このようなひび割れが荷重の繰返し載荷により大きくなり、コンクリートのはく離等に進展する可能性がある。このため、従来より、鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版の鉄筋の曲げ引張応力度の制限値は、140N/mm²の許容応力度に対し20N/mm²程度余裕を持たせるのが望ましいとされている。この示方書では、部材設計における耐久性の前提に影響を与えるひび割れが発生しないように従前と同程度の安全余裕度を確保し、表-9.5.1の値となっている。

また、プレストレストコンクリート床版においても、同様に活荷重による応力変動が多くなるため、曲げ引張応力度の制限値は、繰返し作用下で引張を生じさせないよう定められている。

なお、この章でいうプレストレストコンクリート床版とは、プレストレスを導入した方向に対して、全断面が有効となる耐荷機構を想定しているものである。従って、床版に生じる曲げモーメントにより生じる応力度が、プレストレスを導入する方向については表-9.5.2の制限値以下である必要があるとともに、想定している耐荷機構を満足させるため

表-3.3.1 鉄筋の許容応力度(N/mm²)

鉄筋の種類		SD345	SD390	SD490
応力度	1)活荷重及び衝撃以外の主荷重	100	100	100
	2)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合の許容応力度の基本値	180	180	180
	3)荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の基本値	140	140	140
	4)鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の許容応力度の基本値	200	230	290
	5)圧縮応力度	200	230	290
	その他	200	200	200

5.5.1に対する照査

(2) 荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合の許容応力度は、3.1(3)の規定により許容応力度を増すが、その時の基本となる値を示したものである。この値は、荷重の繰返載荷によりコンクリートのひび割れが拡大し有害なひび割れにならないこと、従荷重及び従荷重に相当する特殊荷重が作用した場合でも有害なひび割れが発生しないこと等から定めたものである。ここで、床版及び支間長10m以下の床版橋の場合は活荷重による応力変動幅が大きく、しかも繰返荷重が多いことから、一般の部材に比べて非常に苛酷な荷重状態にさらされており、有害なひび割れが発生する可能性が高いと考えられる。さらに、このようなひび割れが荷重の繰返載荷により大きくなり、コンクリートのはく離等に進展するのを避けるために、鉄筋の許容応力度を一般の部材に対して規定した値より低減している。さらにこの観点から、鉄筋コンクリート構造の床版の鉄筋については、140N/mm²の許容応力度に対し20N/mm²程度余裕を持たせるのが望ましい。

3.2 コンクリートの許容応力度

(2) プレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの許容引張応力度は、表-3.2.3の値とする。
また、従荷重及び従荷重に相当する特殊荷重を考慮した場合のプレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの許容引張応力度は、表-3.2.4の値とする。ただし、施工時荷重に施工中の風荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容引張応力度は、表-3.2.4の値にかかわらず、架橋地点の条件、施工中の構造系等を考慮して、適切に定めなければならない。

に、プレストレスを導入した方向と直交する方向についても、表-9.5.1の制限値以下である必要がある。

表-3.2.3 プレストレストコンクリート構造に対する許容引張応力度 (N/mm²)

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度				
		30	40	50	60	
曲げ引張 応力度	1)プレストレストレンジ直後	1.2	1.5	1.8	2.0	
	2)活荷重及び衝撃以外の主荷重	0	0	0	0	
	3)床版	0	0	0	0	
	主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重	0	0	0	0	
	4)プレキャストセグメント構造におけるセグメント継目	0	0	0	0	
	5)その他の場合	1.2	1.5	1.8	2.0	
6)軸引張応力度		0	0	0	0	

(2) 従来からプレストレストコンクリート構造は、部材断面にある程度の引張応力度が生じること許容し、6.5に規定する引張鉄筋を配置することにより、急激な破壊を防ぐように部材を設計することになっている。ただし、ある程度プレストレスを多めに導入しておくことにより、ひび割れに対する安全度を高めるため許容引張応力度を小さめに定めている。

表-3.2.3の2)は、持続的に作用する荷重に対してコンクリートのひび割れを防ぐため、コンクリートに引張応力が生じないこととしたものである。また、表-3.2.3の3)は、床版がひび割れにより損傷するのを防ぐためにプレストレスの方向に引張応力を生じさせないための規定であり、床版を設計する場合は鉄筋を配置することができないため、鉄筋に構造橋におけるセグメント継目部には一般に鉄筋を配置することができないため、鉄筋によるひび割れ幅の抑制は不可能である。このため、設計荷重作用時にコンクリートに引張応力を生じさせないものとし、表-3.2.3の4)で規定している。

なお、プレストレストコンクリート構造のコンクリートの許容引張応力度は、3.1(3)の規定によらずに、表-3.2.3及び表-3.2.4に示す値を用いる必要がある。

9.5.2 床版の内部鋼材の腐食に対する耐久性

- (1) 鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版における内部鋼材の腐食に対して、設計耐久期間を100年とし、(2)を満足する場合には、所要の床版の耐久性が確保されるとみなしてよい。
- (2) 6.2の規定を満足する。ただし、内部鋼材の腐食に対する床版の設計曲げモーメントは、式(9.5.2)による。

$$M_d = M_{DL} \dots\dots\dots (9.5.2)$$

ここに、 M_d : 内部鋼材の腐食に対する床版の設計曲げモーメント

M_{DL} : 死荷重による設計曲げモーメントで、9.2.3の規定により算出する。

- (1)(2) 鋼材の腐食によって、床版の耐久性が損なわれないように照査を行う必要がある。
- 6.2の規定に従いかぶりを確保したうえで、コンクリートに生じるひび割れが内部鋼材の

改定案	現行	備 考
腐食に対して弱点とならないように、鉄筋に発生する応力度を表-6.2.1に示される応力度制限値以下とする場合は、内部鋼材が腐食しないものとみなしてよいとしている。なお、凍結防止剤散布が行われる地区においては、鉄筋かぶりの確保やエポキシ樹脂塗装鉄筋の使用等による対応の必要性について検討するがよい。 9.6 橋梁防護柵に作用する衝突荷重に対する照査		

(1) 車両用防護柵への車両の衝突により生じる曲げモーメントに対して、床版部材が安全でなければならぬ (2) (3)から(6)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) 作用の組合せ及び荷重係数等は、式(9.6.1)による。 1. 00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U+GD+SD+CO) …………… (9.6.1) (4) (3)に規定する作用のうち衝突荷重については、I 編 11.1 の規定に従い定める。 (5) (3)に規定する作用のうち T 荷重及び死荷重による曲げモーメントは、9.2.3 の規定により算出する設計曲げモーメントを用いる。 (6) (3)から(5)により定められた床版に生じる曲げモーメントが、以下の 1) 及び 2) に定める抵抗曲げモーメントを超えない。 1) 鉄筋コンクリート構造の抵抗曲げモーメントは、最外縁の引張側の鉄筋が降伏強度に達するときの曲げモーメントの 90%とし、最外縁の引張側の鉄筋が降伏強度に達するときの曲げモーメントは、5.5.1(3)1)から 4)により算出する。 2) プレストレストコンクリート構造の抵抗曲げモーメントは、原則として引張縁側に配置した PC 鋼材が降伏強度に達するときの曲げモーメントの 90%とし、引張縁側に配置した PC 鋼材が降伏強度に達するときの曲げモーメントは、5.8.1(4)1)から 5)により算出する。ただし、引張縁側に PC 鋼材が配置されない場合には、抵抗曲げモーメントは、最外縁の引張側の鉄筋が降伏強度に達するときの曲げモーメントの 90%とする。

(3) (4) (5) 橋梁用防護柵に作用する衝突荷重が床版に及ぼす影響は、防護柵が損傷することにより防護柵の耐荷力に相当する以上の荷重が作用することを考えなくてもよく、荷重も確率的に扱うものでない。そのため、荷重の実情と従来の実績も考慮し、(3)に示される荷重組合せ係数および荷重係数を用いることとしている。

防護柵に荷重が作用した場合において、床版は、発生する曲げモーメントに対して、部材断面に配置された引張側の最外縁鋼材が、降伏強度を超えないことが求められる。(6)1)は、鉄筋コンクリート構造において、部材耐荷力がこれまでの示方書による設計と同程度の安全余裕を持つように定められたものである。

改定案	現行	備 考
また、プレストレストコンクリート構造においては、稀にしか生じない事象であること を鑑み、全断面が有効となる耐荷機構が成立する条件を満足しない場合でも、PC 鋼材が降 伏に至らないことを求めている。(6)2)では、その条件を満足するよう 5.8.1(4)1)から 5)に基づき抵抗曲げ耐力が定められており、破壊抵抗曲げ耐力を算出する方法に準じて行 い、部材最外縁の引張側の PC 鋼材又は鉄筋の降伏強度によって定めた曲げモーメントの 90%としてよいとしている。なお、プレストレストコンクリート構造の抵抗曲げモーメン トの算出に用いる PC 鋼材の降伏強度は、図-5.8.2 に示す$0.84\sigma_{pm}$としてよい。また、ここ で鋼材が降伏強度に達したときの曲げモーメントの 90%を抵抗曲げモーメントとしてい るのは、部材耐力がこれまでの示方書による設計と同程度の安全余裕を持つように定め られたものである。		

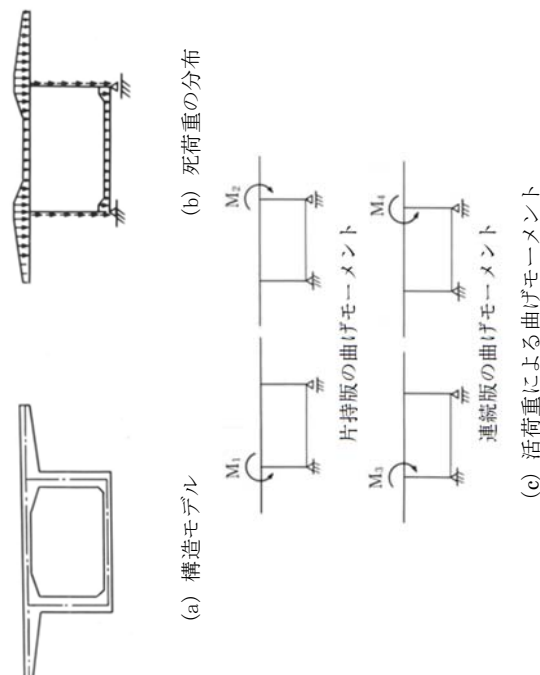
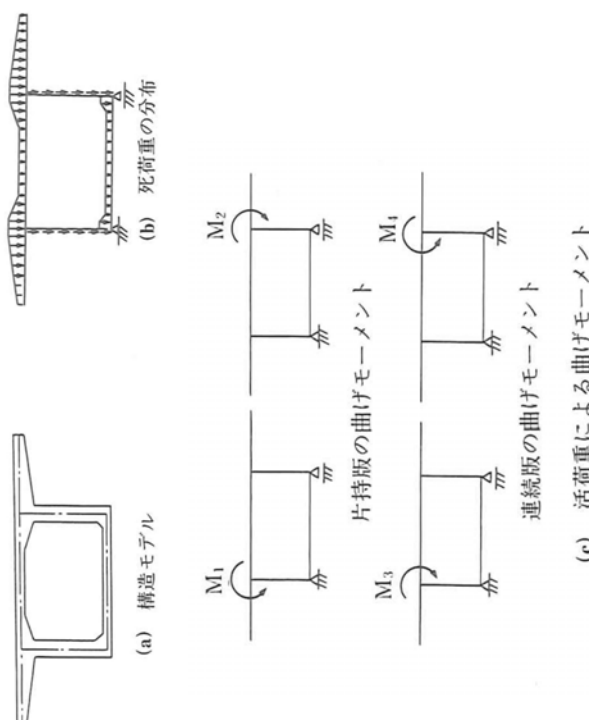
新旧対比表

III コンクリート橋・コンクリート部材編		
改定案	現行	備考
10 章 コンクリート桁 10.1 適用の範囲 この章は、主として T 形断面及び箱形断面のコンクリート部材を主桁とする上部構造の設計に適用する。 この章では、コンクリート桁に特有の事項が規定されている。コンクリート桁のうちここでは桁構造の基本となる T 形断面及び箱形断面の桁について規定されている。なお、同種の構造のコンクリート桁を主桁以外に用いる場合も、この章の規定を準用できる。コンクリート桁は、上部構造を形成する主桁、横桁、隔壁などの部材として、また直橋、斜橋、曲線橋等いろいろな構造形式に用いられている。	9 章 T 桁橋 9.1 適用の範囲 この章は、断面が T 形の主桁で構成される橋の設計に適用する。 この章は、断面が T 形をした鉄筋コンクリート主桁及びプレストレストコンクリート主桁 2 本以上で構成され、基本的に横桁によって荷重分配を行う形式の橋に適用する。ただし、2 主版桁橋等のように、支点上の横桁を省き床版のみで荷重分配を行ったり床版支間を大きくとする形式の橋は、この章に含めない。 なお、プレキャスト桁と場所打ち床版が一体となった合成桁橋及び T 形断面を有する主桁で構成された連続桁橋やラーメン橋の設計については、この章によるほか、それぞれ 11 章「合成桁橋」、14 章「連続構造」及び 16 章「ラーメン構造」による。 10 章 箱桁橋 10.1 適用の範囲 この章は、断面が箱形をなす橋の設計に適用する。 この章は、断面が箱形をした鉄筋コンクリート主桁及びプレストレストコンクリート主桁で構成された形式の橋梁に適用する。 箱桁橋は上フランジ、下フランジ及び 2 本以上のウェブから構成された断面形状を有し、上フランジと下フランジの占める面積が大きいので、曲げモーメントによる大きな圧縮応力に抵抗できること、P C 鋼材や鉄筋等の補強鋼材を多量に配置できること、またねじり剛性が大きいので活荷重に対する荷重分配が良好である等の断面特性を有している。 なお、連続箱桁橋及びラーメン箱桁橋等の設計については、この章によるほか、それぞれ 14 章「連続構造」、15 章「曲線構造」、16 章「ラーメン構造」等による。	

改定案	現行	備考
	15 章 曲線構造 15.1 適用の範囲 この章は、主桁の軸線及び主版の平面形状が曲線をなす構造の設計に適用する。 この章は曲線構造に特有の事項について規定したものであり、床版橋、T桁橋、箱桁橋等の断面形状に特有の事項や、連続構造、ラーメン構造等の構造形式に関する事項についてはそれぞれの章による。 曲線構造には、図・解 15.1.1 に示すように軸線が平面曲線を有する構造及び折れ線を有する構造がある。フランジのみを曲線とし、主桁の軸線及び主版を直線とする構造は、設計計算を行う際には直線構造とみなしてよい。  (a) 平面曲線を有する構造 (b) 折れ線を有する構造 図・解 15.1.1 曲線構造の軸線の例 9.2 設計一般 (1) T桁橋は、横桁や床版によって複数の主桁に適切に荷重分配されるときにも、床版に有害なひび割れ等の影響を及ぼさないような構造としなければならぬ。 (2) 支点部の構造は、主桁や支承等の変形により床版等が有害なひび割れ等を受けないような構造としなければならぬ。 (3) (4)及び(5)による場合においては、(1)及び(2)を満たすものとみなす。 (4) 1 支間につき 1 箇所以上かつ 15m 以下の間隔で中間横桁を設ける。 (5) 主桁の支点上には横桁を設け、車両の直接載荷、主桁から伝達される力に対して設計する。	10.2 一般 10.2.1 設計の基本 (1) コンクリート桁における主方向及び横方向の設計では、断面形状、幅員、支持条件等に応じて適切に有効断面を設定し、横方向の荷重分配及びねじり剛性効果を適切に評価できる解析理論及び解析モデルによって断面力を算出しなければならない。 (2) (1)を満足するために、(3)及び(4)によることを標準とする。 (3) 桁の主方向の設計では、以下の 1) から 3) に従う。 1) 10.2.2 及び 10.2.3 の規定に従い主方向の有効断面を設定する。 2) 10.4 の規定に従い横桁及び隔壁を設け、かつ、断面形状及び桁の部材構成に応じてはり理論もしくは格子解析理論により断面力を算出する。 3) 曲線のコンクリート桁では、1) 及び 2) による他、10.2.4 の規定による。 (4) 桁の横方向の設計では、以下の 1) から 3) に従う。 1) 桁を構成するフランジ及びウェブに対して桁の主方向に 1m の奥行きを有する有効幅を設定する。

改定案	現行	備考
2) 適切に有効幅を与えたウェブ部材及びフランジ部材により構成されるラーメン構造とみなして断面力を算出する。 3) 曲線のコンクリート桁では、1)及び2)による他、10.2.4の規定による。 (5) コンクリート桁における主方向及び横方向の設計では、断面形状、幅員、支持条件等に応じて適切に有効断面を設定し、抵抗の特性値を算出しなければならぬ。 (6) 桁の主方向及び横方向の設計において、断面力の算出で設定した有効断面に対して、5章の規定に従い抵抗の特性を算出した場合には、(5)を満足するとみなしてよい。	(4) 中間横桁は1支間につき1箇所以上かつ15m以下の間隔で設けることとしている。ただし、十分な構造解析に基づき中間横桁の機能を床版で代用できると考えられる場合には、プレストレストコンクリート床版を有する斜角70°以上のT桁橋について、中間横桁を30m以下の間隔で設けることとしてよい。中間横桁の減少が荷重分配効果及び床版応力度に与える影響については、建設省土木研究所等における載荷試験や立体的有限要素法解析により確認している。これによると、中間横桁を減じる場合にも、床版厚の増加及び横締めプレストレスの調整により15m以下の間隔で中間横桁を有するT桁橋と同レベルの床版応力度とすることが可能であることから、床版の耐久性上も問題ないと判断された。ここで、中間横桁の減少が主桁間の荷重分配作用の低下をもたらす結果、床版の支間曲げモーメント(床版支間方向)に影響を与えることとなるが、立体的有限要素法を用いた解析によると、中間横桁を減じたT桁橋の床版下縁の引張応力度は、単純版として計算した応力度と中間横桁を標準的に設置した連続版として計算した応力度のほぼ中間の値を示すこと、また、床版支間直方向について中間横桁減少の影響が少ないことを確認している。これらに基づき、一般に15mを超える間隔で中間横桁を設ける場合は、7.3に規定する床版の最小全厚を10%増加するとともに、床版の支間曲げモーメントを7.4に規定する支間曲げモーメントの単純版の90%として設計してよい。 斜角が45°未満の斜橋の場合は、横桁は主桁方向に直角に設け、この場合にはねじりに対する十分な検討が必要である。また斜角が45°以上の場合には、横桁は支線に対して平行に設けてもよい。 (5)横桁が地震力等による水平力を受ける場合は、19.1の規定による。	
(1) (2) 各部材の耐荷性能の照査は3.5の規定、各部材の限界状態は5章の規定による。また、橋の主方向部材の断面に生じる応力度、又は橋の主方向部材を構成する各部材の断面に生じる応力度の算出にあたっては、平面線形に応じたプレストレス水平分力と自重による偏心の影響、傾斜ウェブに伴うプレストレス分力や自重がウェブ面外方向に作用する影響の評価等が適切に反映されるようにモデル化を行う。 今回の改定では初期変状発生リスクを減らすための配慮について充実が図られているが、直線の単一箱桁やT桁については偏載荷の影響を考慮することが規定された。直線橋又は曲線橋の区別なく、また、T桁、単一箱桁又は多重箱桁の区別なく、全ての桁形式において活荷重が偏載荷されるときは、活荷重によるねじりモーメントの影響が小さく、ねじりモーメントを考慮しなくてよいとされていた。しかし、近年の点検結果では、直線桁又は曲線桁の区別や断面の寸法に区別なく、ねじりモーメントの影響も否定できないひび割れが隔壁等が生じる例確認されている。また、今後も更なる断面幅の大型化ないしは断面高の低減、新たなウェブ材料又は構造の採用、従来よりもねじり剛性の低い構造検討されることも考えられる。以上の点を考慮して、今回の改定では、構造設計の原則として、活荷重などにより生じるねじりモーメントを考慮することが基本とされている。なお、偏載荷の方法については、例えば片側交通に規制している中で渋滞が発生する状況など、偏載荷による発生断面力が最も大きくなるような状況を想定し、適切に載荷を行うのがよい。 なお、これまで通常の直線のT桁などにおいては、変形適合ねじりを考慮し、個々の桁におけるねじりモーメントに対する抵抗力を無視した解析が行われてきた。この場合、適切に横桁が配置されていることや、接合部等において細目に従い鉄筋が配置されていることを前提に、各桁のねじり抵抗を見込まないことによって上部構造全体に荷重を再配分させ、限界状態3に至るまでの耐荷機構として、各桁の曲げモーメントに対する抵抗力によって外力に抵抗する耐荷機構を想定していたと考えられる。上部構造として、そのような	(1) 箱桁橋は、桁相互のたわみ差によって床版に悪影響を及ぼさないような構造としなければならない。 (2) (3)及び(4)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 主桁の支点上には、横桁及び隔壁を設ける。 (4) 主桁には、1支間に1箇所以上の中間横桁及び隔壁を設ける。 (3)(4) 多主桁箱桁橋において、箱桁相互を結合する横桁を設けない場合、橋軸直角方向の剛性が小さくなり荷重分配作用が悪くなるばかりでなく、桁相互のたわみ差及びねじりにより床版に大きな曲げモーメントが生じることがある。したがって、支点上のほか、支間にも横桁及び隔壁を設けることとしている。支間に横桁及び隔壁を設ける場合は、一般に支間中央に配置するのが有効であるが、支間の長い場合には、40m程度の間隔で配置するのがよい。	

改定案	現行	備考
耐荷機構を想定することが適切と判断された場合には、変形適合ねじりによる荷重の再配分効果を考慮し、各桁のねじり抵抗を見込まない設計を行うことができる。ただし、この場合にもねじりモーメントが発生する可能性を想定し、最も不利となる状況においても部材に求められる耐荷性能を満足することを確認する必要がある。また、部材が厚い上部構造物などではそりが生じにくいとされており、このような場合にも、構造細目上必要な鉄筋が配置されていることを前提として、これまでの実績などで確認された範囲において、そり拘束の影響を適切に判断するとよい。 (3)2) T 桁の主方向の断面力を算出する場合には、有効断面を適切に定義した主桁や横桁などの各部材を格子構造としてモデル化することで、各部材に発生する断面力を適切に評価できることから、格子構造としてモデル化して断面力を算出することが標準とされている。また、箱桁においても、適切に隔壁等を設けることで十分な断面剛性が得られている場合には、箱形断面のはりとして主方向断面力を算出することが標準とされている。ただし、部材に生じるねじりモーメントを考慮する必要があることから、箱桁を 1 本のはりでモデル化した場合でも、活荷重の偏載が表現できるよう、ねじりモーメントを与えることができるモデルとする必要がある。なお、箱桁の場合でも、格子構造として断面力を算出することで、断面に生じるねじりモーメントを評価できることから、格子構造とする算出方法も標準とされている。 3) 曲線構造は、支承条件によってねじりモーメントの大きさや分布が大きく変化し、また、支承位置における部材の伸縮方向と回転軸が直交しないのが一般的である。したがって、曲線構造を実際の挙動と相違なくモデル化できる立体骨組理論などによって、適切に断面力を算出する必要がある。なお、平面曲線を折れ線に置き換えて解析する場合には、実際の構造軸線の形状と相違しないよう、十分な数の節点を設ける必要がある。また、曲線構造の反力や横桁及び隔壁の断面力は、主桁のねじりモーメントの影響を受けるので、これを考慮して解析する必要がある。その際、それぞれの部材に発生する断面力が最も大きくなるよう、荷重を影響線載荷させる必要がある。さらに、アーチ橋、斜張橋等の構造形式で主桁の軸線が曲がっている場合には、アーチ反力や斜材張力が主桁の軸線に対して偏心していることよって生じる断面力について十分な配慮が必要である。曲線構造の設計においては、少なくともこれら事項を考慮した上で、ねじり剛性の大きい構造形式及び断面形状を選定する必要がある。 (4)1)2) 下フランジ及びウェブの断面力、応力及び抵抗の特性値は、図-解 10.2.2.1 に示すように、橋軸方向に 1 m の奥行きを有する箱形ラーメン構造にモデル化して算出して算出しても、実用上十分な精度の解が得られるので、一般にこの方法によって求めてよいとされている。また、T 桁橋においても同様の検討を行うことを基本とするが、特にウェブ間隔が広い場合やウェブ厚さが薄い場合には、その影響が顕著となる。 この場合、活荷重による曲げモーメントは、上フランジについては、9 章の表-9.2.2.1 に	一方、単一箱桁及び多重箱桁橋においても、特別な検討を行わない場合は、支点上のほかに 1 支間に 1 箇所以上の隔壁を設けるのがよい。 なお、斜角を有する箱桁橋の横桁及び隔壁配置は、9.2(4)解説による。 15.2 設計一般 曲線構造橋の断面形状の選定にあたっては、ねじりモーメントの影響等を考慮しなければならない。 曲線構造橋には、ねじりモーメントが作用するので、ねじり剛性の大きい構造形式及び断面形状を選定する必要がある。また、アーチ橋、斜張橋等の構造形式で主桁の軸線が曲がっている場合は、アーチ反力や斜材張力が主桁の軸線に対して偏心していることよって生じる断面力について十分な配慮が必要である。 15.3 構造解析 (1) 曲線構造は、支承条件によってねじりモーメントの大きさや分布が大きく変化し、また、支承位置における部材の伸縮方向と回転軸が直交しないのが一般的である。したがって、構造解析のモデル化にあたっては実際の挙動と相違しないように注意する必要がある。平面曲線を折れ線に置き換えて解析する場合には、実際の構造軸線の形状と相違しないように、十分な数の節点を設ける必要がある。 10.3 構造解析 (4)1) 下フランジ及びウェブの断面力は、図-解 10.3.3 に示すように、橋軸方向に 1 m の奥行きを有する箱形ラーメン構造にモデル化して算出しても、実用上十分な精度の解が得られるので、一般にこの方法によって求めてよいとしている。 この場合、活荷重による曲げモーメントは、上フランジについては、表-7.4.1.1 によ	

改定案	現行	備考
より求める。また、ウェブ及び下フランジについては、9章の表-9.2.1により求めた片持版と連続版の支点曲げモーメントを別々に、外力モーメントとして箱形ラーメン構造に作用させ、それぞれの着目点に対して最も不利となる組合せを考慮する必要がある。また、上フランジにプレストレスを導入する場合は、プレストレス力による不静定力の影響を考慮する必要がある。 また、T桁の横方向、又は鉄筋コンクリート箱桁もしくはプレストレスを導入した箱桁の横方向の設計においては、床版に生じる曲げモーメントがウェブに伝達し生じるウェブの応力（いわゆるウェブの首ふり応力）、橋軸方向に作用する主桁のねじりやせん断力により生じる上下フランジ及びウェブへの付加応力度なども適切に考慮する必要がある。  (a) 構造モデル (b) 死荷重の分布 片持版の曲げモーメント 連続版の曲げモーメント (c) 活荷重による曲げモーメント 図-解 10.2.1 下フランジ及びウェブの曲げモーメント 10.2.2 曲げモーメント又は軸方向力に対する有効断面 (1) 桁の主方向断面に生じる曲げモーメント又は軸方向力に対する有効断面は、せん断遅れ現象、ダクトの配置等を考慮して適切に定めなければならない。 (2) 曲げモーメント又は軸方向力に対する有効断面の設定を、(3)から(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。	より求める。また、ウェブ及び下フランジについては、表-7.4.1により求めた片持版と連続版の支点曲げモーメントを別々に、外力モーメントとして箱形ラーメン構造に作用させ、それぞれの着目点に対して最も不利となる組合せを考慮する必要がある。また、上フランジにプレストレスを導入する場合は、プレストレス力による不静定力の影響を考慮する必要がある。 なお、プレストレス力以外の荷重によって部材に生じる軸方向力は一般に小さいので、下フランジ及びウェブの設計においては、この軸方向を考慮しなくてもよい。  (a) 構造モデル (b) 死荷重の分布 片持版の曲げモーメント 連続版の曲げモーメント (c) 活荷重による曲げモーメント 図-解 10.3.3 下フランジ及びウェブの曲げモーメント 4.2.2 有効断面 (1) 曲げモーメント又は軸方向力に対する部材の有効断面は、せん断遅れ現象やダクトの配置等を考慮して定めなければならない。 (2) 部材の有効断面の算出を、(3)から(5)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。	

改定案

現行

備考

(3) 曲げモーメントに対する圧縮フランジの片側有効幅は、式(10.2.1)により算出する。

1) 主桁、支点横桁(直接支持された桁)

$$\lambda = \frac{l}{8} + b_s$$

ただし、連続版及び単純版の場合 $\lambda \leq l_b/2$
片持版の場合 $\lambda \leq l_c$ (10.2.1)

2) 中間横桁(間接支持された桁)

$$\lambda = \frac{n-1}{6}(l_b + b_w) + b_s$$

ただし、連続版及び単純版の場合 $\lambda \leq l_t/2$
片持版の場合 $\lambda \leq l_c$

ここに、 λ : 圧縮フランジの片側有効幅 (mm)

l : 有効幅算出のための支間長 (mm) (表-10.2.1の値)

b_s : ハンチ部の有効幅 (mm)

l_b : 主桁の純間隔 (mm)

l_c : 片持版の張出長 (mm)

l_t : 横桁の純間隔 (mm)

n : 主桁の本数 (本)

b_w : 主桁のウェブ厚 (mm)

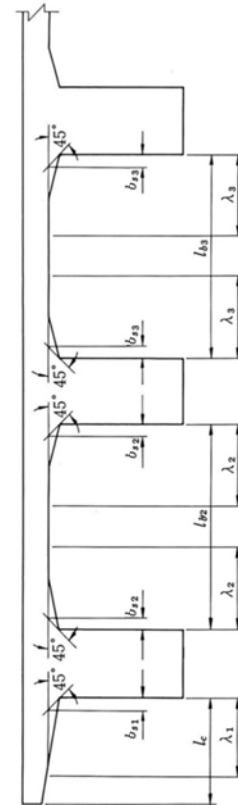


図-10.2.1 圧縮フランジの片側有効幅(主桁の場合)

(3) 曲げモーメントに対する圧縮フランジの片側有効幅は、式(4.2.1)により算出する。

1) 主桁、支点横桁(直接支持された桁)

$$\lambda = \frac{1}{8} + b_s$$

ただし、連続版及び単純版の場合 $\lambda \leq l_b/2$
片持版の場合 $\lambda \leq l_c$ (4.2.1)

2) 中間横桁(間接支持された桁)

$$\lambda = \frac{n-1}{6}(l_b + b_w) + b_s$$

ただし、連続版及び単純版の場合 $\lambda \leq l_t/2$
片持版の場合 $\lambda \leq l_c$

ここに、 λ : 圧縮フランジの片側有効幅 (mm)

l : 有効幅算出のための支間長 (mm) (表-4.2.1の値)

b_s : ハンチ部の有効幅 (mm)

l_b : 主桁の純間隔 (mm)

l_c : 片持版の張出長 (mm)

l_t : 横桁の純間隔 (mm)

n : 主桁の本数 (本)

b_w : 主桁のウェブ厚 (mm)

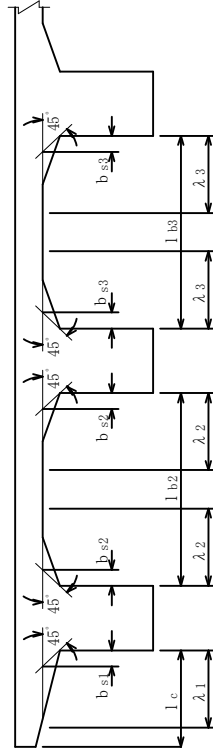


図-4.2.1 圧縮フランジの片側有効幅(主桁の場合)

表-10.2.1 有効幅算出のための支間長

桁の種類	区間	有効幅算出 の支間長 l
単純桁	①	l_1
連続桁	①	$0.8l_1$
	②	$0.2(l_1 + l_2)$
	③	$0.6l_2$
	④	$0.2(l_2 + l_3)$
	⑤	$0.6l_3$
ゲルバー桁	①	l_1
	②	$2l_2$
	③	$0.8l_3$

(4) 軸方向力に対する圧縮フランジの片側有効幅は、式(10.2.2)により算出する。

- 主桁、支点横桁(直接支持された桁)
 連続版及び単純版の場合 $\lambda = l_b/2$
 片持版の場合 $\lambda = l_c$
- 中間横桁(間接支持された桁)
 連続版及び単純版の場合 $\lambda = l_t/2$
 片持版の場合 $\lambda = l_c$

ここに、 λ : 圧縮フランジの片側有効幅 (mm)

l_b : 主桁の純間隔 (mm)

l_c : 片持版の張出し長 (mm)

l_t : 横桁の純間隔 (mm)

(5) プレストレストコンクリート構造のダクトは、有効断面に含めない。

(1) 曲げモーメントが作用する部材では、図-解 10.2.2 に示すように、せん断遅れ現象により軸方向圧縮応力度の分布は一般に様にはならない。したがって、部材の有効断面は、この影響を考慮して定める必要がある。

(3) 図-解 10.2.2 に示すように、圧縮フランジの軸方向圧縮応力度を、簡略的に様に分布するものとみなせる幅 b_f が有効幅である。ここでは、表現を統一するために、片側有効幅 λ について規定された。したがって、計算にあたっては、 $b_f = 2\lambda + b_w$ の値が用いられる。

表-4.2.1 有効幅算出のための支間長

桁の種類	区間	有効幅算出の支間長 l
単純桁	①	l_1
連続桁	①	$0.8l_1$
	②	$0.2(l_1 + l_2)$
	③	$0.6l_2$
	④	$0.2(l_2 + l_3)$
	⑤	$0.6l_3$
ゲルバー桁	①	l_1
	②	$2l_2$
	③	$0.8l_3$

(4) 軸方向力に対する圧縮フランジの片側有効幅は、式(4.2.2)により算出する。

- 主桁、支点横桁(直接支持された桁)
 連続版及び単純版の場合 $\lambda = l_b/2$
 片持版の場合 $\lambda = l_c$
- 中間横桁(間接支持された桁)
 連続版及び単純版の場合 $\lambda = l_t/2$
 片持版の場合 $\lambda = l_c$

ここに、 λ : 圧縮フランジの片側有効幅 (mm)

l_b : 主桁の純間隔 (mm)

l_c : 片持版の張出し長 (mm)

l_t : 横桁の純間隔 (mm)

(5) プレストレストコンクリート構造のダクトは、有効断面に含めない。

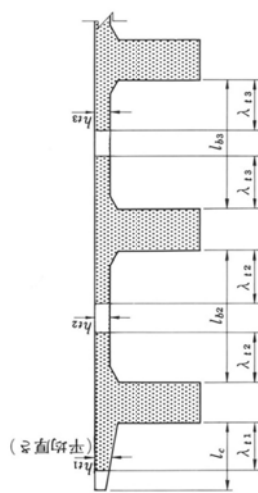
(1) 曲げモーメントが作用する部材では、図-解 4.2.1 に示すように、せん断遅れ現象により軸方向圧縮応力度の分布は一般に様にはならない。したがって、部材の有効断面は、この影響を考慮して定める必要がある。

(3) 図-解 4.2.1 に示すように、圧縮フランジの軸方向圧縮応力度を、簡略的に様に分布するものとみなせる幅 b_f が有効幅である。ここでは、表現を統一するために、片側有効幅 λ について規定している。したがって、計算にあたっては、 $b_f = 2\lambda + b_w$ の値が用いられ

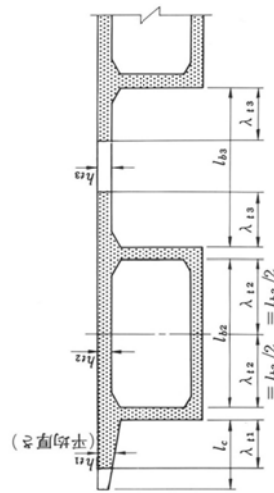
改定案	現行	備考
有効幅は、桁の支承条件、載荷条件、圧縮フランジ厚と桁高の比、支間長とウェブ厚の比等により異なるが、ここでは簡易的に等分布荷重に近い荷重に対する有効幅として、<u>図-解 10.2.2</u>に示すλを$l/8$としてよいこととした。なお、圧縮フランジの幅が特に大きい場合(桁間隔が広い場合)には、フランジとウェブの結合部における水平せん断応力度に対して検討する必要がある。 また、横桁の有効幅は、床版橋について求められた式(<u>解 10.2.1</u>)により定められたものである。 $\lambda = 0.15B$..... (解10.2.1) ここに、 λ : 圧縮フランジの片側有効幅 (mm) B : 床版橋の幅員 (mm) なお、ここで与えた有効幅は<u>連続支配及び変動支配</u>のいずれにも適用される。また、引張フランジの有効幅については、コンクリートの引張応力度を算出する場合は圧縮フランジと同じとし、鉄筋の引張応力度を算出する場合はウェブ側面から主桁の支間長の1/10の範囲内とする。 ここに、 $b_\lambda = \frac{2}{\sigma_{\max}} \int_0^{\frac{1}{2}(b_w+l)} \sigma_x dx$ <u>図-解 10.2.2</u> 圧縮フランジの有効幅 (4) 軸方向力に対しては、全断面を有効としてよい。<u>プレストレス力については、軸方向力の作用と偏心による曲げモーメントの作用に分け、前者に対しては、部材全断面を有効とし、後者に対しては、(3)の有効幅を用いて計算すればよい。</u> (5) プレストレストコンクリート構造の断面内に設けられた部材軸方向の<u>ダクト内のグラウト部分</u>は、一般に強度、剛性とも部材のコンクリートと相違するため有効断面とみなさないことと<u>されている。</u>	る。 有効幅は、桁の支承条件、載荷条件、圧縮フランジ厚と桁高の比、支間長とウェブ厚の比等により異なるが、ここでは簡易的に等分布荷重に近い荷重に対する有効幅として、<u>図-解 4.2.1</u>に示すλを$l/8$としてよいこととしている。なお、圧縮フランジの幅が特に大きい場合(桁間隔が広い場合)には、フランジとウェブの結合部における水平せん断応力度に対して検討する必要がある。 また、横桁の有効幅は、床版橋について求められた式(<u>解 4.2.1</u>)により定められたものである。 $\lambda = 0.15 B$ (解 4.2.1) ここに、 λ : 圧縮フランジの片側有効幅 (mm) B : 床版橋の幅員 (mm) なお、ここで与えた有効幅は<u>設計荷重作用時及び終局荷重作用時のいずれにも適用される</u>。また、引張フランジの有効幅については、コンクリートの引張応力度を算出する場合は圧縮フランジと同じとし、鉄筋の引張応力度を算出する場合はウェブ側面から主桁の支間長の1/10の範囲内とする。 ここに、 $b_\lambda = \frac{2}{\sigma_{\max}} \int_0^{\frac{1}{2}(b+l)} \sigma_x \cdot d x$ <u>図-解 4.2.1</u> 圧縮フランジの有効幅 (4) 軸方向力に対しては、全断面を有効としてよいこととしている。<u>プレストレス力については、軸方向力の作用と偏心による曲げモーメントの作用に分け、前者に対しては、部材全断面を有効とし、後者に対しては、(3)の有効幅を用いて計算すればよい。</u> (5) プレストレストコンクリート構造の断面内に設けられた部材軸方向の<u>シース内のグラウト部分</u>は、その挙動が十分に明確ではなく、評価方法が確立されていないため、<u>有効断面とみなさないこととしている。</u>	
10.2.3 ねじりモーメントに対する有効断面	4.4.2 有効断面	

改定案

- (1) 桁の主方向断面に生じるねじりモーメントに対する有効断面は、断面内のせん断流を考慮して定めなければならない。
- (2) ねじりモーメントに対する有効断面の設定を(3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) ねじりモーメントに対するフランジの片側有効幅は、式(10.2.3)により算出する。ただし、箱桁断面を構成するフランジは、全て有効断面とする。



(a) T 桁の場合



(b) 箱桁の場合

図-10.2.2 フランジの片側有効幅と有効断面

$$\lambda_t = 3h_t$$

ただし、

$$\lambda_t \leq l_c$$

ここに、

$$\lambda_t : \text{フランジの片側有効幅 (mm)}$$

$$h_t : \text{フランジの厚さ (mm)}$$

$$l_b : \text{桁の純間隔 (mm)}$$

$$l_c : \text{片持版の張出長 (mm)}$$

$$\lambda_t \leq l_b/2$$

$$\lambda_t : \text{フランジの片側有効幅 (mm)}$$

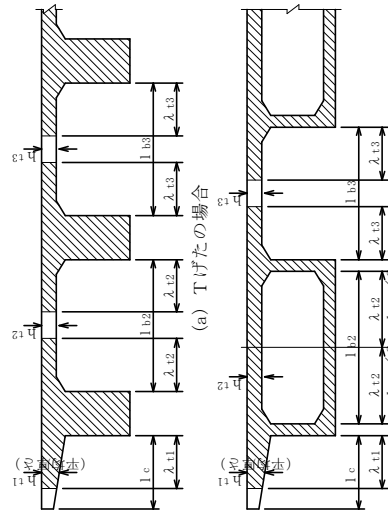
$$h_t : \text{フランジの厚さ (mm)}$$

$$l_b : \text{桁の純間隔 (mm)}$$

$$l_c : \text{片持版の張出長 (mm)}$$

現行

- (1) ねじりモーメントに対する有効断面は、断面内のせん断流を考慮して定めなければならない。
- (2) ねじりモーメントに対する有効断面の算出を(3)による場合には、(1)を満足するとみなす。
- (3) ねじりモーメントに対するフランジの片側有効幅は、式(4.4.1)により算出する。ただし、箱形断面を構成するフランジは、全て有効断面とする。



(a) T げたの場合

図-4.4.1 フランジの片側有効幅と有効断面

$$\lambda_t = 3h_t$$

ただし、

$$\lambda_t \leq l_c$$

ここに、

$$\lambda_t : \text{フランジの片側有効幅 (mm)}$$

$$h_t : \text{フランジの厚さ (mm)}$$

$$l_b : \text{桁の純間隔 (mm)}$$

$$l_c : \text{片持版の張出長 (mm)}$$

改定案	現行	備考
(1) 一般に、そりが拘束される部材では、純ねじり剛性とそりねじり剛性によって、部材はねじりモーメントに抵抗する。しかしながら、通常のコンクリート部材ではそりねじり剛性に対する純ねじり剛性の比が大きいことから、通常はそりねじりの影響は無視して純ねじり剛性のみ考慮すればよい。 コンクリートのねじりに対する適用理論としては、弾性理論と塑性理論があるが、ひび割れ発生前の挙動は弾性理論により推定できることから、有効断面は弾性理論に基づいて定めればよい。また、ねじりモーメントに対する有効断面は断面形状によって異なるので、その形状に応じて定める必要がある。 (3) <u>補強鉄筋がある T 形断面や箱桁断面のねじり耐力については、十分に解明されていないが、T 形断面の場合には、近似的にフランジとウェブが独立してねじりモーメントに抵抗すると考え、それぞれの抵抗を線形的に加算してよいとされている。このとき加算されるねじりモーメントに対する T 形断面のフランジ有効幅は、既往の研究によるとフランジ厚さの 3 から 5 倍とされており、ここでは安全を考慮してフランジの片側有効幅をフランジ厚さの 3 倍までとされている。</u>なお、フランジ厚さが変化している場合には平均厚さの 3 倍としてよい。 <u>突出フランジを有する箱桁断面の場合には、近似的に箱桁断面から突出するフランジと箱桁断面がそれぞれ独立してねじりモーメントに抵抗すると考えてよいとされている。箱桁断面では、閉断面を構成する部材の全周に流れるせん断流がねじりモーメントに抵抗するため、箱形断面を構成する部材は全て有効となる。また、閉断面を構成していないフランジの有効幅は T 形断面の場合と同一としてよい。</u> <u>全断面有効で抵抗する場合、及び補強鉄筋のない場合における有効断面の取り方については、表-解 5.7.1 による。</u> 10.2.4 曲線の影響 (1) 曲線の桁に生じる部材断面力の算出にあたっては、曲線構造の特性を考慮できる適切な解析理論及び解析モデルを設定しなければならない。 (2) 曲線構造における横方向の鉄筋等の鋼材量は、平面曲線による鉄筋等の配置間隔の変化を考慮して定めなければならない。	(1) 一般に、そりが拘束される部材では、純ねじり剛性とそりねじり剛性によって、部材はねじりモーメントに抵抗する。しかしながら、通常のコンクリート部材ではそりねじり剛性に対する純ねじり剛性の比が大きいことから、通常はそりねじりの影響は無視して純ねじり剛性のみ考慮すればよい。 コンクリートのねじりに対する適用理論としては、弾性理論と塑性理論があるが、ひび割れ発生前の挙動は弾性理論により推定できることから、有効断面は弾性理論に基づいて定めればよい。また、ねじりモーメントに対する有効断面は断面形状によって異なるので、その形状に応じて定める必要がある。 (3) T 桁断面の場合には、近似的にフランジとウェブが独立してねじりモーメントに抵抗する。ねじりモーメントに対する T 桁のフランジ有効幅は、既往の研究によるとフランジ厚さの 3 から 5 倍とされており、ここでは安全を考慮してフランジの片側有効幅をフランジ厚さの 3 倍までとしている。なお、フランジ厚さが変化している場合には平均厚さの 3 倍としてよい。 箱桁断面の場合には、近似的に箱桁断面を構成していないフランジと箱桁断面がそれぞれ独立してねじりモーメントに抵抗する。箱桁断面では、閉断面を構成する部材の全周に流れるせん断流がねじりモーメントに抵抗するため、箱形断面を構成する部材は全て有効となる。また、<u>箱形断面を構成していないフランジの有効幅は T 桁の場合と同一である。</u> 15.4 横方向の設計 (4) 主桁がプレストレストコンクリート構造の曲線構造では、プレストレス等によるコンクリートの圧縮力の水平分力が曲線の外側に向かって分布して作用し、P C 鋼材引張力の水平分力が曲線の内側に向かって P C 鋼材位置に集中して作用する。	

改定案	現行	備考
る水平方向力P_Hの影響を考慮する必要がある。曲線構造の箱桁橋やT桁橋等のウェブにPC鋼材が配置されている場合は、PC鋼材引張力の水平分力（水平腹圧力）の影響を考慮する必要がある。なお、鉄筋コンクリート構造の場合、鉄筋に生じる引張力により腹圧力が発生するが、一般にこの影響は小さいとして無視してよい。 なお、鉄筋コンクリート構造の場合にも、曲線に起因して鉄筋に生じる引張力により腹圧力が発生するが、一般にこの影響は小さいとして無視してよい。 (a) 水平分力の分布 q_{HC} : コンクリートの圧縮力の水平分力 q_{HP} : PC鋼材引張力の分力 (b) 横方向曲げモーメント 図-解 10.2.3 箱桁橋における平面曲線による腹圧力の影響の例	箱桁橋やT桁橋等のウェブにPC鋼材が配置されている場合は、これらの水平腹圧力の影響を考慮する必要がある。なお、鉄筋コンクリート構造の場合にも、鉄筋に生じる引張力により腹圧力が発生するが、一般にこの影響は小さいと考慮してよい。 (a) 水平分力の分布 q_{HC} : コンクリートの圧縮力の水平分力 q_{HP} : PC鋼材引張力の分力 (b) 横方向曲げモーメント 図-解 15.4.2 箱桁橋における平面曲線による腹圧力の影響の例	
10.3 フランジ及びウェブ 10.3.1 一般 (1) フランジ及びウェブは、部材断面内の応力分布及び荷重分配を適切に考慮し、それに対して安全となるよう、部材の形状、鉄筋、PC鋼材の量及び配置を適切に定めなければならない。 (2) (3)から(9)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) 開口部を設ける場合、その設置位置はできるだけ応力の小さい位置を選び、かつ、その周辺に必要な補強を行う。 (4) ウェブ及びフランジに配置されるPC鋼材は、以下の1)から3)に配慮して設置する。 1) ウェブに配置することを標準とする。 2) ウェブに配置できない場合には、桁高が変化する場合でも腹圧力等の影響が小さくなり、また、ウェブにプレストレス力が適切に伝達されるよう、ウェブ付近のフランジに配置する。	10.5 開口部の補強及び下フランジとウェブの構造 (1) 開口部を設ける場合においては、その周辺を補強しなければならない。 (2) ウェブの橋軸方向と、下フランジ上下面の橋軸方向及び橋軸直角方向には、直径 13mm 以上の鉄筋を 250mm 以下の中心間隔で配置しなければならない。 (3) 下フランジの最小厚さは、140mm としなければならない。	

改定案	現行	備 考
3) 各ウェブになるべく均等にプレストレス力が伝達されるよう配置する。 (5) I 編 2.3 に規定される永続作用及び変動作用の影響が支配的となる状況におけるフランジ及びウェブの状態の評価にあたっては、以下の 1) から 4) の影響も考慮する。 1) ウェブからフランジに伝達される水平せん断力 2) ウェブの傾斜に伴うプレストレスの分力の偏心及び自重の偏心の影響 3) 桁高又は部材厚の変化及び桁の曲線形状に伴うプレストレスの分力の影響 (腹圧力) 4) 桁の横方向に作用する曲げモーメント並びに桁の主方向に作用するせん断力及びねじりモーメントの影響 (6) (5) の状態の評価にあたって、鉄筋の荷重分担は、式(10.3.1)によることを標準とする。ただし、鉄筋に負担させる引張応力度の最大値は 210N/mm² とする。 $A_s = \max[A_a, A_b]$ $A_a = A_{s1} + A_t + \frac{A_{s2}}{2} \quad \cdots \cdots \cdots (10.3.1)$ $A_b = \frac{A_{s1} + A_t}{2} + A_{s2}$ ここに、A_s …………… : 桁の横方向の設計で想定されるラーメン構造を構成する 1 つの部材に配置される鉄筋のうち、部材断面の片側に必要な鉄筋量で、A_a 又は A_b のうち大きい値 A_{s1} …………… : 桁の横方向の設計で想定されるラーメン構造を構成する 1 つの部材において、主方向のせん断力に対して必要となるせん断補強鉄筋のうち、横方向の曲げモーメントに対して有効となる領域に配置された鉄筋量 A_{s2} …………… : 桁の横方向の設計で想定されるラーメン構造を構成する 1 つの部材において、横方向の曲げモーメントに対して必要となる鉄筋量で、ウェブの場合、ウェブの内側又は外側のうち大きい値であり、フランジの場合、フランジの上側又は下側のそれぞれの値 A_t …………… : 桁の横方向の設計で想定されるラーメン構造を構成する 1 つの部材において、主方向のねじりモーメントに対して必要となる横方向鉄筋のうち、横方向の曲げモーメントに対して有効となる領域に配置された鉄筋量		

改定案

現行

備考

(7) 特に、主方向がプレストレストコンクリート構造である箱桁の横方向の設計では、下フランジに腹圧力が作用する場合に、鉄筋に生じる応力度が表-10.3.1に示す制限値を超えない。

表-10.3.1 鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm²)

鉄筋の種類	SD345	SD390	SD490
着目部位	160	160	160
箱形断面の横方向設計における鉄筋コンクリート構造の下フランジ			

(8) プレストレス導入直後に生じる引張応力に対して、5.3.3に規定される引張鉄筋を配置する。
(9) 曲線構造における横方向の鉄筋及びPC鋼材の配置と鋼材量は、平面曲線による鉄筋等の配置間隔の変化を考慮して定めなければならない。

(3) 開口部を設ける場合は、応力集中によるひび割れの発生などを生じさせないよう、できるだけ応力の小さい位置とし、鉄筋の連続性を確保するために、開口部により切断される鉄筋量以上の鉄筋を補強鉄筋として配置する必要がある。また、PC鋼材の定着は開口部から十分離れた位置で行う必要がある。(図-解 10.3.1)

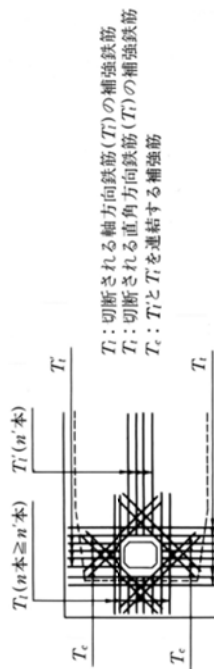


図-解 10.3.1 下フランジ開口部の構造の例

(4) 多重箱桁の場合など、ウェブが3つ以上ある場合には、各ウェブに均等にプレストレス力が伝達されるよう、各ウェブもしくはウェブ近傍になるべく同じ本数のPC鋼材を配置することが原則とされている。

(5)1) ウェブ、フランジにおいては、それぞれ相互から伝達される応力に対して抵抗できるよう鉄筋を配置するとともに、応力が円滑に伝達されるよう適切に形状を定める必要がある。例えば箱桁の場合、フランジに生じる水平せん断応力度は、せん断遅れ現象から

(1) 開口部を設ける場合は、できるだけ応力の小さい位置とし、開口部により切断される鉄筋量以上の鉄筋を補強鉄筋として配置する必要がある。また、PC鋼材の定着は開口部から十分離れた位置で行う必要がある。(図-解 10.5.1)

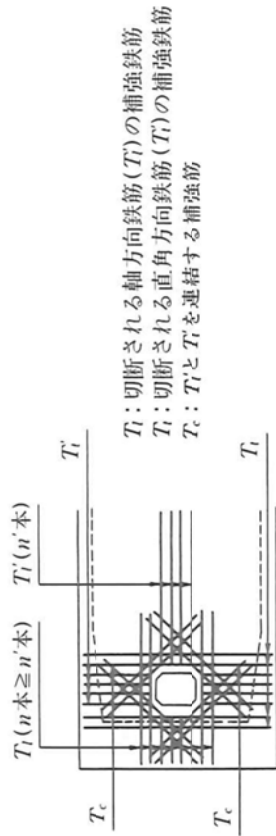
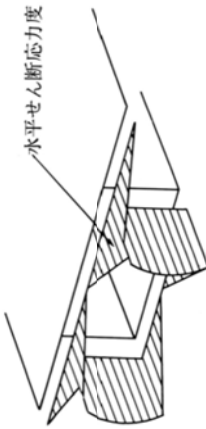
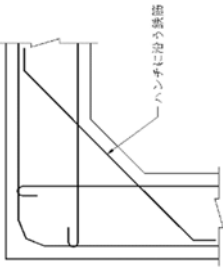
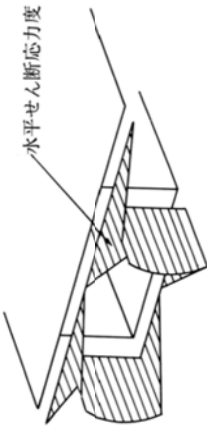
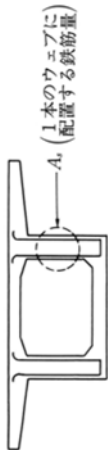
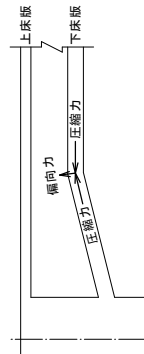
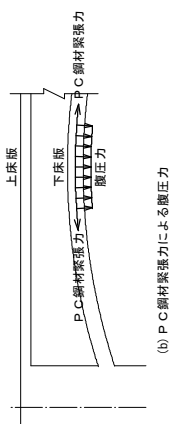
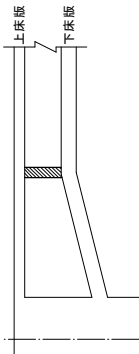
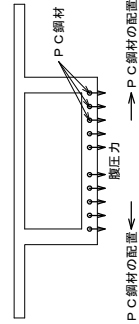
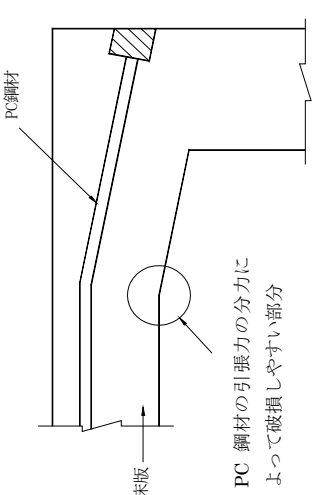
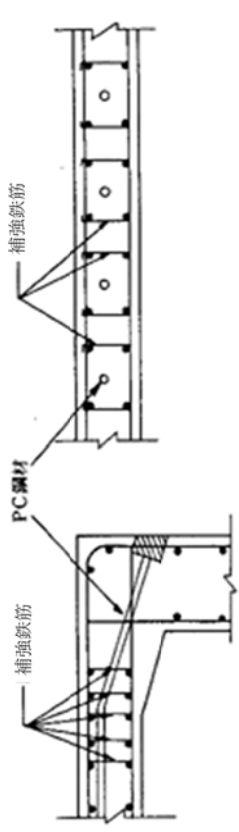


図-解 10.5.1 下フランジ開口部の構造の例

改定案	現行	備考
図-解 10.3.2 のとおりとなる。図のように、ウェブとフランジの接合部では、ウェブからフランジにせん断応力が伝達されることになるが、ウェブとフランジの断面積に差が大きい場合、釣合いを保つために、フランジ部に発生するせん断応力がウェブに発生するせん断応力よりも大きくなる。そのため、ウェブからフランジに伝達される水平せん断力に対して、適切な鉄筋をフランジに配置する必要がある。ウェブ厚がフランジ厚の4倍程度を超え、かつ、フランジ幅がフランジの厚さと比べて大きい場合や、フランジに補強リブを有する箱桁橋等では、フランジ部に発生するせん断力が大きくなる可能性があるため、特に注意が必要である。なお、この規定は箱桁だけでなく T 桁にも適用される。  図-解 10.3.2 フランジに生じる水平せん断応力度の分布 また、ウェブやフランジの接合部など、コンクリート断面のうちで、厚さあるいは高さが急変する部分には、応力集中等によりひび割れが生じやすいので、一般にハンチが設けられる。ハンチの大きさは、応力の伝達状態を考慮して定める。また、安全のためハンチに沿って鉄筋を配置することとしているが、その際、ハンチに沿って鉄筋を曲げて配置すると、鉄筋に引張力が働いたときに、外側のコンクリートが鉄筋に押し出されてはく離するおそれがあるので、ハンチ部では鉄筋を折り曲げずにそのまま伸ばして定着させ、かつ、独立した鉄筋を配置する必要がある。  図-解 10.3.3 ハンチに沿う鉄筋	10.3 構造解析 (3) 4) フランジ幅がウェブあるいはフランジの厚さに比べて大きい場合、具体的にはウェブ厚がフランジ厚の4倍程度を超える場合及び補強リブを有する箱桁橋等においては、フランジに生じる水平せん断力に対する照査を行うのがよい(図-解 10.3.2)。  図-解 10.3.2 フランジに生じる水平せん断応力度の分布 (4) 2) 傾斜ウェブを有する箱桁橋においては、ウェブに配置された橋軸方向 P C 鋼材が曲上げられている場合、プレストレス力の鉛直分力によって生じる断面力等について検討する必要がある。また、補強リブを有する箱桁橋の断面力は、リブの影響を考慮して算出する必要がある。 なお、桁高変化のある箱桁橋の場合には、下フランジに作用している垂直応力及びプレストレス力の鉛直分力により横方向に断面力が生じる。したがって、下フランジ幅が広くこれらの影響が無視できない場合には、設計で考慮するのがよい。 3) 斜引張鉄筋量を算出する場合の載荷状態と、1)に規定するウェブに生じる曲げモーメントが最大となる載荷状態とは必ずしも一致しないので、式(解 10.3.1)に示すとおりウェブの曲げモーメントに対する必要鉄筋量の $1/2$ までを斜引張鉄筋とみなしてよい。 $A_s = A_{s1} + \frac{1}{2} A_{s2} + A_t \dots\dots\dots (解 10.3.1)$ ここに、A_s：1本のウェブに配置する鉄筋量 A_{s1}：ウェブ1本あたりの必要斜引張鉄筋量 A_{s2}：ウェブに生じる曲げモーメントに対する必要鉄筋量 (ウェブ内側又は外側のうち大きい値) A_t：ねじりモーメントに対するウェブ1本あたりの横方向必要鉄筋量 ただし、ウェブ内側と外側には、ウェブに生じる正負の曲げモーメントに対して、	3-10-14

改定案	現行	備考
3) 桁高変化がある箱断面の下フランジにPC鋼材を配置する場合は、プレストレスの鉛直分力による腹圧の影響を小さくするために、ウェブ近傍に配置することが望ましい（図-解 10.3.4）。また、ウェブやフランジの一方所に集中的に偏向部を設置する場合や、曲上げ角が大きい場合には、圧縮力により偏向力が生じるので、横桁を設けることが望ましい（図-解 10.4.3）。さらに、ウェブやフランジにはコンクリートの乾燥収縮によるひび割れも発生する可能性がある。そのため、ウェブやフランジにPC鋼材を配置する場合には、腹圧力や偏向力を含め荷重組合せを適切に考慮して、これらの影響について十分検討を行った上で、十分な厚さと鉄筋を配置し、ウェブやフランジに生じるひび割れを抑制するよう設計する必要がある。なお、突起部を設けて偏向部とする場合には、5.3.2の規定に従うほか、突起部にも乾燥収縮や応力集中による影響が生じないよう配慮が求められる。	それぞれ必要となる鉄筋量以上の鉄筋を配置する必要がある。  図-解 10.3.4 ウェブに配置する鉄筋量 10.5 開口部の補強及び下フランジとウェブの構造 ② 箱桁は、その特性を発揮させるにはねじりモーメントに対しても十分な抵抗力を持つ必要がある。したがって、条文中に示す鉄筋を配置するとともに、下フランジとウェブの結合部にハンチを設け、鉄筋の定着を十分に行う必要がある。 ③ 下フランジの最小厚さは、直接活荷重が作用しないこと、施工性及び箱桁としての特性等を考慮して140mmとしている。なお、上フランジの最小厚さは7章「床版」の規定を、また、ウェブの厚さは6章「形状及び鋼材の配置」の規定を満足する必要がある。 なお、桁高変化がある場合には、下床版の軸線が変化するために、図-解 10.5.3(a)に示すように圧縮力による偏向力が生じる。さらに、PC鋼材を配置している場合には、図-解 10.5.3(b)に示すようにPC鋼材緊張力の腹圧力が生じる。したがって、下床版はこの偏向力及び腹圧力に対して安全性を確保するために、①必要な床版厚を確保して十分に鉄筋等により補強する、②偏向力が作用する箇所に剛な横桁を配置する（図-解 10.5.3(c)参照）、③PC鋼材はなるべくウェブ近くに配置する（図-解 10.5.3(d)参照）等の配慮が必要である。  (a) 下床版の圧縮力による偏向力  (b) PC鋼材緊張力による腹圧力  (c) 横桁の配置による対処  (d) PC鋼材はウェブ近くに配置 図-解 10.5.3 桁高の変化による偏向力	

改定案	現行	備考
 PC鋼材 床版 PC鋼材の引張力の分力によって破損しやすい部分 図-解 10. 3. 5 PC鋼材の引張力の分力によって破損しやすい部分	9.3 構造解析 (1) T桁橋の設計は、横桁や床版による荷重分配効果を適切に評価できる解析理論及び解析モデルにより行わなければならない。 (2) (3)及び(4)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 9.2(4)により横桁を適切な間隔で設けたT桁橋の桁の断面力は、格子構造理論により算出する。ただし、直橋で床版の支間が短く版構造とみなせる場合においては、直交異方性版理論により断面力を算出することができる。 (4) 格子構造理論により断面力を算出する場合においては、一般に部材のねじり剛性を無視してもよい。	(1)省力化の観点から中間横桁を省略した構造等では、主桁への荷重分配効果や床版へ与える影響について、立体有限要素法等の適切な解析方法によって確認する必要がある。 (3)横桁を 9.2(4)により適切な間隔で設置したT桁橋は、主桁及び横桁からなる格子構造とみなすことができるので、格子構造理論により断面力を算出することができる。ただし、直橋あるいは斜角が 75° 以上の斜橋で、床版の支間が短く版構造とみなせる断面形状の橋に対しては、直交異方性版理論により断面力を算出することができるものとしている。



補強鉄筋

PC鋼材

補強鉄筋

図 解 10. 3. 6 PC鋼材の引張力の分力に対する補強鉄筋

(6) 一般に、桁の主方向に作用する断面力に対し、ウェブやフランジで必要とされるせん断補強鉄筋や横方向鉄筋を算出する場合の載荷状況と、横方向の曲げモーメントが最大となる載荷状況とは必ずしも一致しない。そのため、正しくは載荷状況の同時性を考慮して鉄筋量を定める必要があるが、個別の橋における活荷重などの変動作用に対して同時性を評価することは困難である。そのためこれまでの示方書では、主方向の作用が支配的と考え、主方向の作用に対する鉄筋を確保した上で、横方向の効果の半分を見込んで必要な鉄筋を配置するものとされていた。すなわち、ウェブに配置されるせん断補強鉄筋のうち、主方向のせん断力に対する必要鉄筋量を配置した上で、ウェブの曲げモーメントに対する必要鉄筋量の1/2に相当するせん断補強鉄筋を配置するものとされていた。しかし、横方向の作用が卓越する場合などにはこのような配置は必ずしも安全側とはならない場合もあるため、この示方書では、累加法に基づき、主方向が卓越する場合に加え、横方向が卓越する場合も考慮できるよう、耐荷性能を満足するために必要な要件として、変動支配状況にお

改定案	現行	備考
いてウェブやフランジに配置される必要鉄筋量を式(10.3.1)により求めることが基本とされた。なお、この式は、ウェブやフランジの曲げモーメントに抵抗できるよう、ウェブ又はフランジ断面の片側(引張抵抗側)に配置される必要鉄筋量を算出するためのものである。そのため、ウェブにおいては、曲げモーメントに抵抗できるだけの鉄筋が片側に配置されるよう、スタースラップを配置する必要がある。一方、フランジにおいては、発生する曲げモーメントに対して抵抗できるよう引張側に配置される必要鉄筋量を算出し、横方向鉄筋として引張側に配置する必要がある。なお、死荷重や腹圧力などの永続作用に対しては、常に同時作用する状況となるため、式(10.3.1)によらず、それぞれの作用に対して必要な鉄筋量を確保する必要がある。	なお、格子構造理論により断面力を算出する場合の横桁のフランジの有効幅は全断面有効とし、応力計算に用いる横桁のフランジの有効幅は 4.2.2 及び 4.4.2 により求めてよい。 (4) T桁橋を格子構造理論で解析するためには、実橋の挙動を反映できるように、適切な構造モデルを設定する必要がある。一般に、格子構造による主桁の断面力については、有効断面やねじり剛性の差異による影響は少ない。また、ねじりひび割れ発生後のねじり剛性は発生前の 1/10 程度に低下することから、格子構造により T 桁橋の断面力を算出する場合には、主桁及び横方向の全断面を有効とし、ねじり剛性を無視して解析してもよいこととされている。ただし、斜角が 70°未満の T 桁橋及び横桁間隔が大きい T 桁橋についてはねじりの影響が大きいため、ねじり剛性を考慮して解析し、ねじりに対する検討を行うのがよい。この場合は、横桁の有効断面を除いた床版も格子部材として評価し解析するのがよい。	15.4 横方向の設計 (1) 横方向の設計においては、主桁の軸線が曲線となす影響を考慮しなければならぬ。 (2) (3)及び(4)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 橋軸直角方向の鋼材量は、平面曲線による配置間隔の変化の影響を考慮して算出する。 (4) 横方向の設計にあたっては、平面曲線に起因するプレストレス力の水平分力を考慮するのが望ましい。 (3) 曲線構造において、橋軸直角方向の鋼材を半径方向に配置すると、配置間隔は横断方向

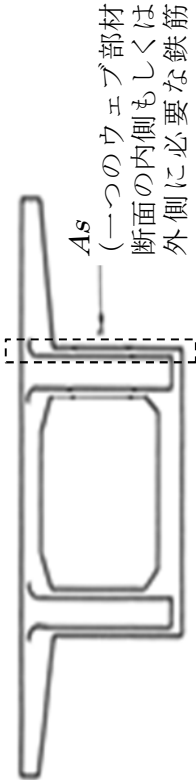


図 解 10.3.7 ウェブに配置する鉄筋量

また、箱桁だけでなく、T 桁の場合にも主方向と横方向に生じる断面力に対する必要鉄筋量の検討を行うことを基本とするが、とくに床版支間が長くウェブが薄い場合などは、首ふりモーメントの影響が顕著となる。その場合、首振りモーメントの影響を適切に評価した上で、必要な鉄筋を配置する必要がある。

(7) 腹圧力の影響がある場合、乾燥収縮や温度等の不確定要因によって、箱桁下フランジにはひび割れが生じる可能性がある。そのため、設計上抑制可能な腹圧力による引張応力を低減させるために、新たに変動作用支配状況に対して制限値が設けられている。

なお、この制限値は、これまでの点検等により腹圧力に起因すると想定されるひび割れが箱桁下フランジに散見されたことも考慮して、安全側に設定されたものである。なお、この規定とは別に、耐久性の確保のため部材一般に対して規定されている 6.2.2 及び 6.2.3 に示される鉄筋応力度の制限値及び最小かぶりについても満足する必要がある。

(8) プレストレス力は、供用時の状況に対して抵抗機構を成立させるために導入されるため、プレストレス導入直後において一時的に引張が発生する状況が生じる。このとき、発生する引張力に対してプレストレス有効断面の成立性を損なわないよう、また、過大なひび割れの発生により圧縮側コンクリートが圧壊することのないよう、引張鉄筋を配置する必要がある。

(9) 曲線構造において、橋軸直角方向の鋼材を半径方向に配置すると、配置間隔は横断方向

改定案

の位置に応じて変化する。したがって、設計計算にはこの影響を考慮する必要がある。特に、プレストレスを導入するコンクリート構造の床版では、曲線の内側と外側における配置間隔の違いによって、導入プレストレス量が変化するので注意する必要がある。

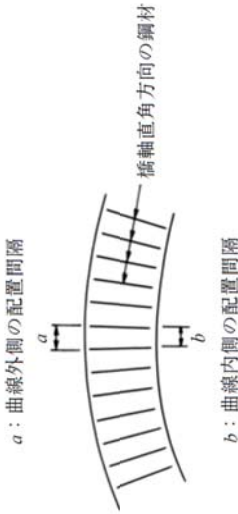


図-解 10.3.8 橋軸直角方向の鉄筋等の平面配置

10.3.2 T桁のフランジ及びウェブ

下フランジを有するプレストレスを導入するコンクリートT桁の下フランジの設計にあたっては、プレストレス導入時の圧縮応力によりコンクリートが破壊しないよう必要な補強を行わなければならない。

T桁の下フランジは、プレストレス導入時に大きな圧縮応力を受けるので、例えば図-解 10.3.9に示すような形状の用心鉄筋をスターアップの位置に合わせて配置するのがよい。なお、圧縮応力に対する制限値を設定する場合には、上フランジの幅が小さい部材においても、下フランジのせん断流の効果を考慮してT形として扱うのがよい。

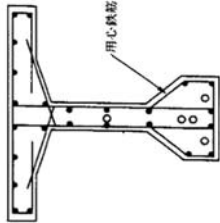


図-解 10.3.9 下フランジを有するプレストレストコンクリートT桁の用心鉄筋

現行

向の位置に応じて変化する。したがって、設計計算にはこの影響を考慮する必要がある。特に、プレストレストコンクリート構造の床版では、曲線の内側と外側における配置間隔の違いによって、導入プレストレス量が変化するので注意する必要がある。

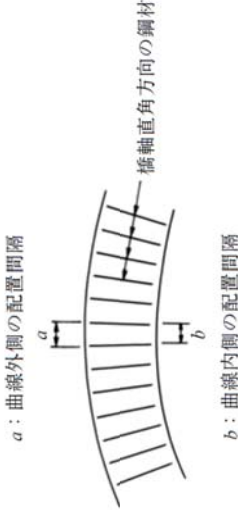


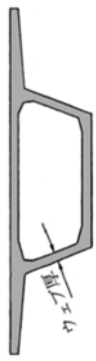
図-解 15.4.1 橋軸直角方向の鋼材の平面配置

10.5 開口部の補強及び下フランジとウェブの構造

- (1) 開口部を設ける場合においては、その周辺を補強しなければならない。
- (2) ウェブの橋軸方向と、下フランジ上下面の橋軸方向及び橋軸直角方向には、直径 13mm 以上の鉄筋を 250mm 以下の中心間隔で配置しなければならない。
- (3) 下フランジの最小厚さは、140mm としなければならない。

10.3 構造解析

- (1) 箱桁橋の解析は、断面形状や幅員と支間の比及び支承条件に応じて、横方向の荷重分配及びねじり剛性効果を適切に評価できる解析理論及び解析モデルにより行わなければならない。
- (2) (3)及び(4)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 主方向の設計
 - 1) 単一箱桁橋や多重箱桁橋で幅員と支間の比が 0.5 未満の場合においては、全断面を一つのはりとしてはり理論により断面力を算出することができる。
 - 2) 斜角を有する箱桁橋、多主桁箱桁橋及び幅員と支間の比が 0.5 以上の多重箱桁橋の場合においては、格子構造理論により断面力を算出する。

改定案	現行	備考
10.3.3 箱桁のフランジ及びウェブ (1) セン断応力度の計算に用いる箱桁のウェブ厚は、ウェブ軸線に直角の方向の厚さとする。 (2) 箱桁のウェブとフランジは、ねじりモーメントに対しても十分な抵抗力が発揮できる構造とする。 (3) (2)を満足するよう、以下の1)及び2)を標準とする。 1) 箱桁のウェブとフランジの接合部には、適切にハンチを設ける。 2) 箱桁のウェブの橋軸方向と、下フランジ上下面の橋軸方向及び橋軸直角方向に、直径13mm以上の鉄筋を250mm以下の中心間隔でコンクリート表面付近に配置する。 (4) 箱桁の下フランジの最小厚さは、140mmとする。 (5) PC鋼材を箱桁のウェブ及びフランジに配置する場合には、以下の事項に配慮する。 1) ウェブに配置することを基本とする。 2) ウェブに配置できない場合には、桁高が変化することにより生じる腹圧力のフランジに対する影響が小さくなり、また、ウェブにプレストレス力が適切に伝達されるよう、ウェブ付近に配置する。 3) 各ウェブになるべく均等にプレストレス力が伝達されるよう配置する。	(1) 箱桁橋のせん断応力度の計算に用いるウェブ厚は、せん断流に直角方向の幅、例えば傾斜ウェブの場合は、<u>図-解 10.3.10</u>に示すように、ウェブの軸線直角方向のウェブ厚さを用いることとされている。 (3)1) 箱桁のウェブ及びフランジの接合部には、主方向のねじりモーメントや横方向に曲げモーメントが作用するため、十分な剛性を確保し、かつ、応力伝達が円滑に行われるよう、ハンチを設置することが基本とされている。 2) 箱断面としての剛性などの特性を活かすために、ねじりモーメントに対して下フランジが十分な抵抗力を持つ必要がある。そのため、下フランジの橋軸方向には、少なくともD13以上の鉄筋を配置するとともに、下フランジの橋軸直角方向には、直角フックな	3) セン断応力度の計算に用いるウェブ厚は、ウェブ軸線に直角の方向の厚さとする。 4) フランジ幅が、ウェブ又はフランジの厚さに比べて大きい場合においては、フランジに生じるせん断力に対する照査を行うのがよい。 (4) 横方向の設計 1) 下フランジ及びウェブの断面力は、箱桁をウェブ及び上下フランジにより構成されるラーメン構造とみなして算出してよい。 2) 傾斜ウェブ及び補強リブを有する箱桁橋における下フランジ及びウェブの断面力は、ウェブの傾斜及び補強リブの影響を考慮して求めてよい。 3) ウェブの曲げモーメントに対して配置された鉄筋量の1/2は、橋軸方向の設計における斜引張鉄筋とすることができる。
(1) 箱桁橋のせん断応力度の計算に用いるウェブ厚は、せん断流に直角方向の幅、例えば傾斜ウェブの場合は、<u>図-解 10.3.10</u>に示すように、ウェブの軸線直角方向のウェブ厚さを用いることとされている。 (3)1) 箱桁のウェブ及びフランジの接合部には、主方向のねじりモーメントや横方向に曲げモーメントが作用するため、十分な剛性を確保し、かつ、応力伝達が円滑に行われるよう、ハンチを設置することが基本とされている。 2) 箱断面としての剛性などの特性を活かすために、ねじりモーメントに対して下フランジが十分な抵抗力を持つ必要がある。そのため、下フランジの橋軸方向には、少なくともD13以上の鉄筋を配置するとともに、下フランジの橋軸直角方向には、直角フックな	(3)3) 箱桁橋のせん断応力度の計算に用いるウェブ厚は、せん断流に直角方向の幅、例えば傾斜ウェブの場合は、<u>図-解 10.3.1</u>に示すように、ウェブの軸線直角方向のウェブ厚さを用いることとしている。	<u>図 - 解 10.3.1</u> セン断応力度の算出に用いるウェブ厚 

改定案	現行	備 考
どによりウェブに十分な定着をとった鉄筋を配置する必要がある。なお、10. 3. 1 に規定されているとおり、直線の箱桁であってもねじりモーメントを考慮し、必要となる鉄筋を下フランジに配置する必要がある。 (4) 下フランジの橋軸直角方向は一般的に鉄筋コンクリート構造であるため、直接活荷重が作用しないこと、施工性及び箱桁としての特性等を考慮して、鉄筋コンクリート構造として必要な下フランジの最小厚さが条文では規定されている。ただし、鉄筋や橋軸方向のPC鋼材の配置を考慮して、適切にフランジ厚を設定する必要がある。また、主方向がプレストレストコンクリート構造の箱桁の場合、部材としての一体性を担保するため、10. 3. 1 に規定されるとおり、下フランジに配置される鉄筋の応力を制限する必要がある。 10. 4 横桁及び隔壁 10. 4. 1 一般 (1) 横桁及び隔壁は、主桁及び床版との一体性及び耐久性が確保される構造としない。 (2) 主桁の支点上に設ける横桁及び隔壁は、コンクリート桁橋の立体的な変形を抑制し、ねじり剛性、荷重分配効果を高める他、主桁から伝達される力、支承反力、落橋防止構造及び横変位拘束構造に作用する地震力に対して抵抗できる構造としなければならない。 (3) 支点横桁及び隔壁の断面力は、支点及び部材の結合条件等に応じた解析理論及び解析モデルを設定して算出しなければならない。 (4) 10. 2. 2 の規定に従い主桁フランジの有効断面を設定し、はり理論によって支点横桁及び隔壁の断面力を算出する場合には、(3)を満足するとみなしてよい。 この編における 8 章に規定される通り、橋の立体機能確保するために、横桁及び隔壁を設けることが基本とされている。なお、横桁及び隔壁に関する一般的な事項は 8 章に規定されており、8 章の規定も遵守する必要がある。また、構造設計上の配慮から、隔壁や横桁に予備孔を設ける場合には、予備孔から伝達されるケール部材の軸方向力も考慮して、部材の形状や鉄筋の配置を行う必要がある。 10. 4. 2 T 桁橋の横桁 (1) 主桁及び横桁を含めた格子構造として扱えるよう、プレストレストコンクリートT桁橋の横桁には、必要な PC 鋼材を配置し、鉄筋コンクリートT桁	10. 4 支点横桁及び隔壁の設計 (1) 支点横桁及び隔壁の断面力は、支点や部材の結合条件等に応じた解析理論及び解析モデルを設定して算出しなければならない。 (2) 支点横桁及び隔壁の断面力の算出は、はり理論によってよい。 (1)、(2) 支点横桁及び隔壁は、箱桁橋の変形能、ねじり剛性、荷重分配効果を高めるほか、主桁から伝達される力、支承反力、落橋防止構造及び横変位拘束構造に作用する地震力に対して抵抗するために設置するものである。したがって、その効果を十分に發揮できる構造とする必要がある。 はり理論によって支点横桁及び隔壁の断面力を算出する場合、フランジの有効幅は4.2.2の規定によって求めてよい。	

9.4 主桁と横桁及び床版の構造

橋の横桁には、必要な軸方向鉄筋を配置する。

(2) 桁のたわみ差等により床版の疲労耐久性能を低下させる二次応力が生じにくい構造となるよう横桁を配置する。

(3) (2)を満足するよう、支点上に横桁を設けるとともに、1支間につき1箇所以上かつ15m以下の間隔で中間横桁を設けることを標準とする。

(4) 斜角を有する場合には、T桁橋に生じるねじりモーメントの影響が小さくなるよう斜角に応じて横桁を設置する。

(5) プレストレストコンクリートT桁橋においてプレキャスト主桁と横桁を連結し一体化する場合には、接合面の適切な打継目処理の実施、接合面に鉄筋を配置する等により確実に一体化する。

(1) プレストレストコンクリートT桁橋の横桁は、プレキャスト主桁の横方向の一体化を図り、解析上主桁横桁を含めたT桁橋が格子構造として扱えるよう、適切に設計を行いPC鋼材により横締めを行うこととされている。また、横締めPC鋼材を定着する場合には、主桁に切欠きあるいは突起を設け、定着面をPC鋼材に対して垂直とする必要がある。ただし、PC鋼材と定着面のなす角度が70°以上の場合には、定着具のずれ等に対する安全性を確認した上で、異形のアンカープレート等を用いて対処してもよい。

また、鉄筋コンクリートT桁橋の横桁においても、解析上T桁橋全体が格子構造として扱えるよう、適切に設計を行う必要がある。直橋で主桁間隔が2m程度以下の鉄筋コンクリートT桁橋の横桁に配置する鉄筋は、少なくとも表-解10.4.1に示す鉄筋量を図-解10.4.1に示すように配置するのがよい。主桁間隔が2mを超える場合、あるいは、斜橋、曲線橋等の特殊な場合のT桁橋の横桁に配置する鉄筋量は、表-解10.4.1によらず格子構造理論による断面力に対して算出する必要がある。

表-解10.4.1 横桁の引張鉄筋量

橋の幅員	鉄筋の直径(mm)	鉄筋本数
7m以下	25	2
7mを超え9m以下	25	3
9mを超え12m以下	25	4

(1) 主桁、横桁及び床版は、これら相互の一体性及び耐久性が確保される構造としなければならない。

(2) (3)から(5)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。

(3) プレストレストコンクリートT桁橋の横桁及び床版には、PC鋼材を配置し、鉄筋コンクリートT桁橋の横桁には、軸方向鉄筋を配置する。

(4) プレストレストコンクリートT桁橋の主桁と横桁の打継目には、適切なかみ合せを設ける。

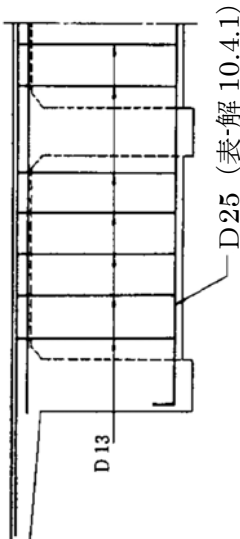
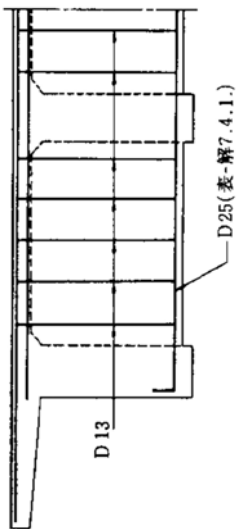
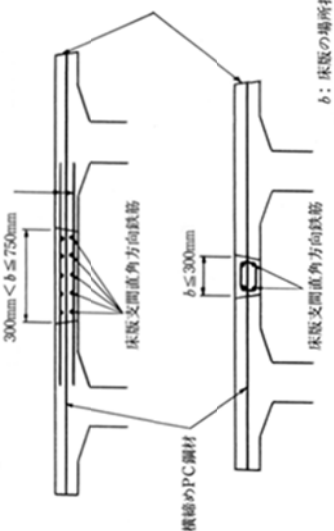
(5) プレストレストコンクリートT桁橋の床版場所打ち部はデーパーを設け、場所打ち部の幅は、750mm以下とするのが望ましい。

(3) プレストレストコンクリートT桁橋の横桁及び床版は、プレキャスト主桁の横方向の一体化を図るため、PC鋼材により横締めを行うこととしている。また、横締めPC鋼材を定着する場合には、主桁に切欠きあるいは突起を設け、定着面をPC鋼材に対して垂直とする必要がある。ただし、PC鋼材と定着面のなす角度が70°以上の場合には、定着具のずれ等に対する安全性を確認した上で、異形のアンカープレート等を用いて対処してもよい。

また、直橋で主桁間隔が2m程度以下の鉄筋コンクリートT桁橋の横桁に配置する鉄筋は、表-解9.4.1に示す鉄筋量を図-解9.4.1に示すように配置するのがよい。主桁間隔が2mを超える場合、あるいは、斜橋、曲線橋等の特殊な場合のT桁橋の横桁に配置する鉄筋量は、表-解9.4.1によらず格子構造理論による断面力に対して算出する必要がある。

表-解9.4.1 横桁の引張鉄筋量

橋の幅員	鉄筋の直径(mm)	鉄筋本数
7m以下	25	2
7mを超え9m以下	25	3
9mを超え12m以下	25	4

改定案	現行	備考
 図-解 10.4.1 横桁の配筋 (鉄筋コンクリートT桁橋) (3) 中間横桁は1支間につき1箇所以上かつ15m以下の間隔で設けることを標準としている。ただし、十分な構造解析に基づき中間横桁の機能を床版で代用できると考えられる場合には、プレストレストコンクリート床版を有する斜角70°以上のT桁橋について、中間横桁を30m以下の間隔で設けることとしてよい。中間横桁の減少が荷重分配効果及び床版応力度に与える影響については、建設省土木研究所等における載荷試験や立体有限要素法解析により確認している。これによると、中間横桁を減じる場合にも、床版厚の増加及び横締めプレストレストの調整により15m以下の間隔で中間横桁を有するT桁橋と同等レベルの床版応力度とすることが可能であることから、床版の耐久性上も問題ないと判断された。ここで、中間横桁の減少が主桁間の荷重分配作用の低下をもたらし結果、床版の支間曲げモーメント(床版支間方向)に影響を与えることとなるが、立体有限要素法を用いた解析によると、中間横桁を減じたT桁橋の床版下縁の引張応力度は、単純版として計算した応力度と中間横桁を標準的に設置した連続版として計算した応力度のほぼ中間の値を示すこと、また、床版支間直方向については中間横桁減少の影響が少ないことを確認している。これらに基づき、一般に15mを超える間隔で中間横桁を設ける場合は、9.2.4に規定する床版の最小全厚を10%増加するとともに、床版の支間曲げモーメントを9.2.3に規定する支間曲げモーメントの単純版の90%として設計してよい。 (4) 斜角が45°未満の斜橋の場合は、横桁は主桁方向に直角に設け、この場合にはねじりに対する十分な検討が必要である。また斜角が45°以上の場合には、横桁は支承線に対して平行に設けてもよい。 (5) 一般に接合面に鉄筋を配置していない場合のプレキャストT桁と横桁の接合は、横締め鋼材と接合面のコンクリートどうしの摩擦抵抗により一体化されることになる。T桁橋では、横桁に落橋防止構造が取り付けられる場合も多く、地震時に落橋防止構造を介して横桁に作用する力に対しても主桁と横桁の接合面が弱点とならないように、プレストレストコンクリートT桁橋の主桁と横桁の打継目には、コンクリート表面の目荒らしやさし筋等により適切なかみ合せを設ける必要がある。また、接合面と接合面に生じる圧縮合力との	 図-解 9.4.1 横桁の配筋 (鉄筋コンクリートT桁) (4)プレストレストコンクリートT桁橋の主桁と横桁の打継目には、コンクリート表面の目荒らしやさし筋等により適切なかみ合せを設けることとしている。また、プレキャスト主桁と横桁のなす角度が90°から55°の場合には、主桁と横桁の打継目面にチッピングを行い、この角度が55°から45°の場合には、さらに打継目面を横桁の軸線に直角にするか、もしくは適切なかみ合せを設ける必要がある。 (5)プレストレストコンクリートT桁橋の床版の場所打ち部は、橋軸方向にはプレストレスが導入されず耐久性上弱点となることがあるため、無収縮性のコンクリートを用いることが望ましい。また、床版の打継目面に適度な凹凸を設けて耐久性を向上させることが望ましい。 プレストレストコンクリートT桁橋の床版の場所打ち部の幅は、施工性の許す限りでできるだけ小さくすることが望ましく、一般に750mm以下とし、プレキャストT桁のフランジから重ね継手長以上突出した鉄筋により接合するのがよい。ただし、横締めPC鋼材が配置された床版で場所打ちコンクリートの幅が300mm以下の場合には、この鉄筋は出さなくてもよい。  図-解 9.4.2 床版における場所打ち部の構造(プレストレストコンクリートT桁橋)	

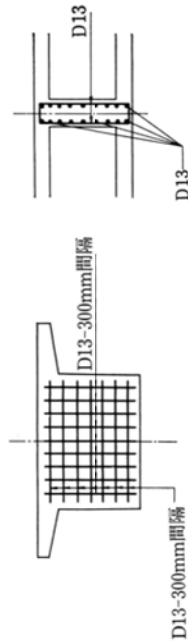
改定案	現行	備 考
角度が90°でない場合には、接合面に沿うずれの力が働くため、プレキャスト主桁と横桁のなす角度が90°から55°の場合には、主桁と横桁の接合面をチップング等による適切な処理を行い、この角度が55°から45°の場合には、さらに打継目面を横桁の軸線に直角にするか、もしくは十分なかみ合せを設ける必要がある。 10. 4. 3 箱桁橋の横桁及び隔壁 (1) 箱桁は、桁の主方向に対し棒部材として挙動するよう、断面の変形に対し適切な剛性が確保される構造としなければならない。 (2) 箱桁を主桁として用いる場合には、支点上及び1支間に1箇所以上の隔壁を設けることを標準とする。 (3) 多主箱桁においては、(1)に加えて、桁相互を結ぶ横桁を支点上及び1支間に1箇所以上設けることを標準とする。 (4) 主桁以外に箱桁を用いる場合には、桁としての断面剛性を確保できるよう、適切に隔壁を設置する。 (5) 隔壁には適切に鉄筋を配置する他、隔壁に開口部を設ける場合、その設置位置はできるだけ応力の小さい位置を選び、かつその周辺に必要な補強をしなければならない。 (6) 偏向力に対して安全となるよう、偏向力が作用する個所に剛な横桁を配置することを標準とする。 (1) (2) 箱桁においては、桁相互のたわみ差によって床版等に悪影響が生じないように、適切に横桁及び隔壁を設置する必要がある。また、単一箱桁及び多主箱桁においても、支点上のほかに少なくとも1支間に1箇所以上の隔壁を設けるのがよいが、ねじりモーメントによる影響を適切に考慮し、横桁や隔壁を設ける必要がある。一方、多主桁箱桁橋において、箱桁相互を結合する横桁を設けない場合、橋軸直角方向の剛性が小さくなり荷重分配作用が悪くなるばかりでなく、桁相互のたわみ差及びねじりにより床版に大きな曲げモーメントが生じることがある。したがって、ねじりモーメントなどの影響を適切に考慮し設計することが基本となるが、支点上のほか、支間にも横桁及び隔壁を設けることが標準とされている。また、支間に横桁及び隔壁を設ける場合は、一般に支間中央に配置するのが有効であるが、支間が長い場合には40m程度の間隔で配置するのがよい。 (4) 隔壁に発生するひび割れを抑制するために、必要な鉄筋を配置する必要がある。原則として計算によって必要な鉄筋量や配筋を定めることとなるが、隔壁に発生する応力を適切に評価する標準的な方法は規定されていない。これまでの実績を踏まえると、支間に設ける隔壁には少なくとも図-解10.4.2(a)に示す鉄筋が配置されている必要がある。また、開口部を設ける場合には、例えば図-解10.4.2(b)に示すよう適切に配筋を行う。そのうえで、	10. 5 開口部の補強及び下フランジとウェブの構造 (1) <u>設計計算によらない場合、支間に設ける隔壁には図-解10.5.2(a)に示す鉄筋を配置する必要がある。また、開口部を設ける場合には図-解10.5.2(b)による。</u>	

改定案

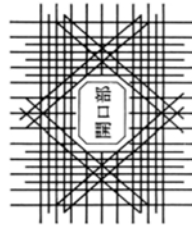
現行

備考

隔壁に対する適切な耐荷機構を想定し、必要とされる鉄筋や部材厚などを決定するとよい。



(a) 一般部



(b) 開口部付近の用心鉄筋

図-解 10.4.2 隔壁の配筋

(5) 桁高変化がある場合には、下フランジの軸線が変化するために、図-解 10.4.3 のように圧縮力による偏向力が生じる。この偏向力に抵抗できるよう適切に横桁を設置する必要がある。

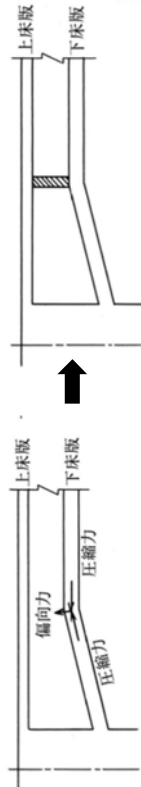
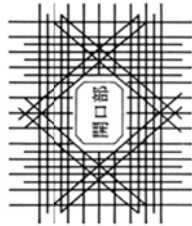
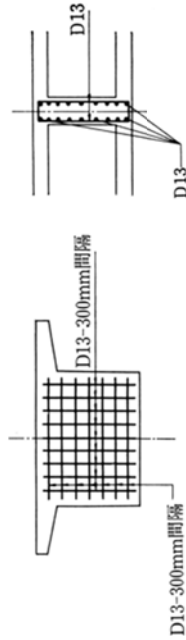


図-解 10.4.3 下フランジの圧縮力による偏向力と横桁の配置

10.5 接合部の設計

10.5.1 支点部の設計

- (1) 支点部の横桁及び隔壁は、地震時に支承部、落橋防止構造等から作用する水平力に対し、この力を主桁に円滑に伝達できる構造としなければならない。
- (2) 支点部の横桁及び隔壁の設計は、支承部、落橋防止構造等から作用する水平力を考慮して行わなければならない。



(b) 開口部付近の用心鉄筋

図-解 10.5.2 隔壁の配筋

19.1 水平力を受ける支点部

19.1.1 適用の範囲

この節は、支承部及び落橋防止構造等から水平力を受ける支点部の設計に適用する。

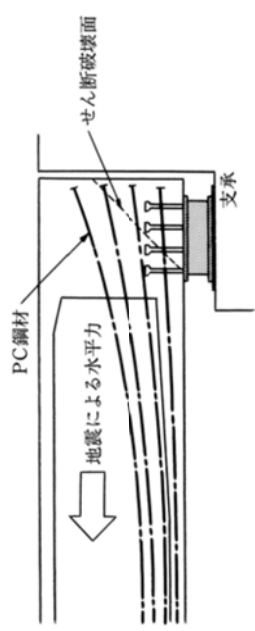
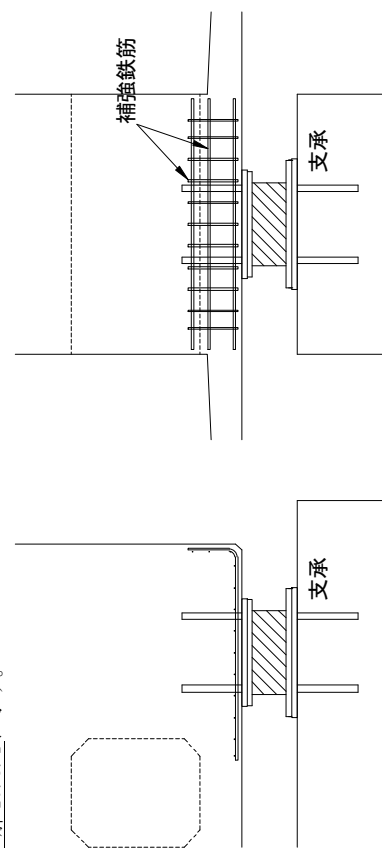
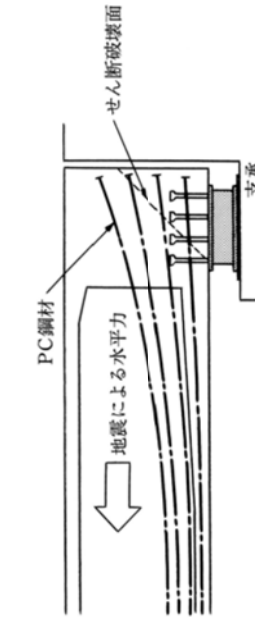
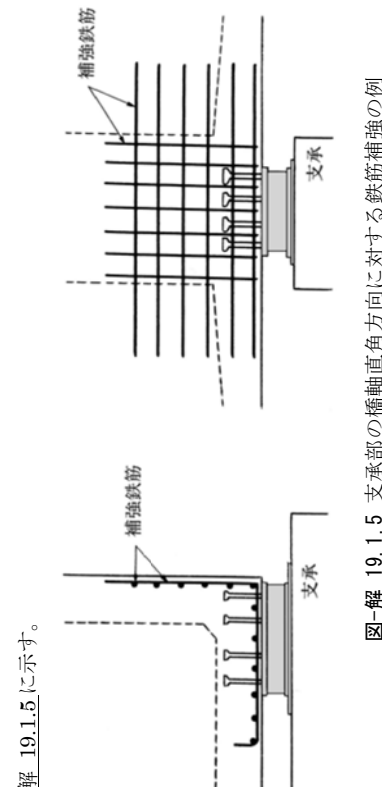
この節は、T 桁橋、箱桁橋及び合成桁橋等の支点部の主桁、横桁及び隔壁について、地震時に支承部及び落橋防止構造等から伝達される水平力に対する設計を行う場合に適用する。地震の影響以外の荷重に対する横桁及び隔壁の設計は、9 章及び 10 章の規定による。

19.1.2 設計一般

- (1) 支点部の横桁及び隔壁は、地震時に支承部及び落橋防止構造等から作用する水平力に対し、この力を主桁に円滑に伝達できる構造としなければならない。
- (2) 支点部の横桁及び隔壁の安全性の照査は、支承部及び落橋防止構造等から作用する水平力を考慮して行わなければならない。

改定案	現行	備考
(3) 地震時において支承部、落橋防止構造等から支点部の横桁及び隔壁に作用する水平力は、V編の規定により算出しなければならない。 (4) コンクリート上部構造における支承取付部は、支承から橋軸方向及び橋軸直角方向に作用する水平力に対して、せん断破壊することのないように適切に設計しなければならない。	(3) 地震時において、支承部、落橋防止構造等から支点部の横桁及び隔壁に作用する水平力は、耐震設計編の規定による。 (1) 支承部、落橋防止構造、横変位拘束構造等が設けられる支点部の横桁及び隔壁は、地震時において大きな水平力の作用を受けるため、耐震設計編に規定する支承部、落橋防止構造、横変位拘束構造等の設計地震力に対し十分な安全性を有するとともに、これを主桁へ円滑に伝達できる構造とする必要がある。 アンカーバー形式の落橋防止構造が取付けられたT桁橋の横桁構造の一例を、図-解 19.1.1に示す。また、ケーブル形式の落橋防止構造が取付けられたT桁橋の横桁構造の一例を、図-解 19.1.2に示す。 図-解 19.1.1 アンカーバー形式 落橋防止構造の例 図-解 19.1.2 ケーブル形式 落橋防止構造の例 また、地震時における主桁の慣性力を橋脚に作用させることなく、図-解 19.1.3に示すように、慣性力を端支点部の隔壁から橋台へ直接伝達させる構造とすることがあるが、こ	(3) 地震時において支承部、落橋防止構造等から支点部の横桁及び隔壁に作用する水平力は、V編の規定により算出しなければならない。 (4) コンクリート上部構造における支承取付部は、支承から橋軸方向及び橋軸直角方向に作用する水平力に対して、せん断破壊することのないように適切に設計しなければならない。 (1) 支承部、落橋防止構造、横変位拘束構造等が設けられる支点部の横桁及び隔壁は、地震時において大きな水平力の作用を受けるため、V編に規定される支承部、落橋防止構造、横変位拘束構造等の設計地震力に対し十分な安全性を有するとともに、これを主桁へ円滑に伝達できる構造とする必要がある。 アンカーバー形式の落橋防止構造が取付けられたT桁橋の横桁構造の一例を、図-解 10.5.1に示す。また、ケーブル形式の落橋防止構造が取付けられたT桁橋の横桁構造の一例を、図-解 10.5.2に示す。これらの設置に際しては、少なくともアンカーバーや連結ケーブルにより横桁に生じる押抜きせん断力や曲げモーメントに対して安全となるよう設計を行う必要がある。 図-解 10.5.1 アンカーバー形式 落橋防止構造の例 図-解 10.5.2 ケーブル形式 落橋防止構造の例

改定案	現行	備考
(2) 横桁及び隔壁は、橋の立体的機能を確保するための部材であるが、支座位部においては支 承部等からの水平力に対しても安全となるよう設計する必要がある。これらの水平力が最 大となる状態と、桁からの作用が最大となる状態は必ずしも一致しないが、それらの同時 性については明確ではないため、それぞれを独立作用として、個々の作用に対して安全と なる鉄筋をそれぞれ配置することが基本となる。 1) アンカーバー形式の落橋防止構造が取付けられる横桁及び隔壁 T 桁橋の横桁及び箱桁橋の隔壁等に、落橋防止構造としてアンカーバーが取付けられ る場合には、横桁及び隔壁を両端固定ばり等にモデル化し、これに落橋防止構造が作動 した状態においてアンカーバーから伝達される力を載荷して、断面力を算出し、曲げに 対する照査、せん断に対する照査及びアンカーバー周辺のせん断破壊に対する照査を行 う必要がある。 2) ケーブル形式の落橋防止構造が取付けられる横桁及び隔壁 T 桁橋の横桁及び箱桁橋の隔壁等に、ケーブル形式の落橋防止構造が取付けられる場 合には、曲げに対する照査、せん断に対する照査及びケーブル形式落橋防止構造取付部 周辺の押抜きせん断に対する照査を行う必要がある。 (3) 地震時において支座位部、落橋防止構造、横変位拘束構造等から、支座位部の横桁及び隔壁 に作用する荷重は、V 編の規定により算出されるこれらの設計荷重と同一とする必要があ る。 (4) 端支座位部の支座位部に大きな水平力が作用する橋では、図-解 10.5.3 に示すように、上部構	の場合の隔壁も、地震による水平力に対して十分な安全性を有する構造とする必要があ る。 図-解 19.1.3 主桁の慣性力を隔壁から橋台へ直接伝達させる構造 (2) 地震時における支座位部の横桁及び隔壁の安全性の照査は、支座位部、落橋防止構造及び 横変位拘束構造から作用する設計地震力に基づいて算出した部材の応力度が、割増係数 1.5 を考慮した許容応力度以下であることを確認することで行う必要がある。 1) アンカーバー形式の落橋防止構造が取付けられる横桁及び隔壁 T 桁橋の横桁及び箱桁橋の隔壁等に、落橋防止構造としてアンカーバーが取付けら れる場合には、横桁及び隔壁を両端固定ばり等にモデル化し、これに地震時において アンカーバーから伝達される力を載荷して、断面力を算出し、曲げに対する照査、せ ん断に対する照査及びアンカーバー周辺のせん断破壊に対する照査を行う必要があ る。 2) ケーブル形式の落橋防止構造が取付けられる横桁及び隔壁 T 桁橋の横桁及び箱桁橋の隔壁等に、ケーブル形式の落橋防止構造が取付けられる 場合には、曲げに対する照査、せん断に対する照査及びケーブル形式落橋防止構造取 付部周辺の押抜きせん断に対する照査を行う必要がある。 (3) 地震時において支座位部、落橋防止構造、横変位拘束構造等から、支座位部の横桁及び隔壁 に作用する荷重は、耐震設計編の規定によりこれらの設計荷重と同一とする必要があ る。 19.1.3 支座位部の補強 支座位部は、橋軸方向及び橋軸直角方向に作用する水平力に対して、上部 構造の端部がせん断破壊することのないように適切に補強しなければなら ない。 端支座位部の支座位部に大きな水平力が作用する橋では、図-解 19.1.4 に示すように、上部構	

改定案	現行	備考
造の端部が支承のアンカーボルト近傍からせん断破壊することのないように、PC鋼材及び鉄筋の配置について配慮する必要がある。  図-解 10.5.3 支承のアンカーボルト近傍におけるPC鋼材配置の例 箱桁橋の支承部における、橋軸直角方向に作用する水平力に対する鉄筋補強の例を、図-解 10.5.4 に示す。  図-解 10.5.4 支承部の橋軸直角方向に対する鉄筋補強の例 10.5.2 支承に支持された中間支点部又は橋脚に剛結された接合部の設計 (1) 支承に支持された中間支点上及び接合部に生じる設計曲げモーメントの算出にあたっては、支承幅、橋脚の幅、桁の高さ、横桁等の影響を適切に考慮しなければならない。 (2) 以下の1)から3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 1) 支承に支持された中間支点上の設計曲げモーメントは、式(10.5.1)によ	造の端部が支承のアンカーボルト近傍からせん断破壊することのないように、PC鋼材及び鉄筋の配置について配慮する必要がある。  図-解 19.1.4 支承のアンカーボルト近傍におけるPC鋼材配置の例 箱桁橋の支承部における、橋軸直角方向に作用する水平力に対する鉄筋補強の例を、図-解 19.1.5 に示す。  図-解 19.1.5 支承部の橋軸直角方向に対する鉄筋補強の例 14.3.2 中間支点及び節点部の設計 (1) 連続構造の中間支点上及び節点部の設計曲げモーメントは、支承幅、橋脚の幅、桁の高さ、横桁等の影響を考慮しなければならない。 (2) (3)から(5)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 連続構造の中間支点上の設計曲げモーメントは、式(14.3.1)により算出	

改定案	現行	備考
り算出する。 $M_1 = M - qa^2/8 \dots\dots\dots (10. 5. 1)$ ただし, $M_1 \geq 0.9M$ ここに, M_1 : 中間支点上の設計曲げモーメント (N・mm) M : 中間支点上の曲げモーメント (N・mm) $q = R/a$ (N/mm) R : 中間支点の反力 (N) a : 断面の図心位置における反力の橋軸方向分布幅 (mm) 2) 中間支点付近の接合部に生じる, 曲げモーメント, せん断力及び集中的な支点反力を考慮する。 3) 接合部付近においては, 断面変化及び剛域の影響を考慮する。 (3) 中間支点付近には, ウェブ及び桁下縁側に用心鉄筋を配置しなければならない。	することができ。 $M_1 = M - qa^2/8 \dots\dots\dots (14.3.1)$ ただし, $M_1 \geq 0.9M$ ここに, M_1 : 中間支点上の設計曲げモーメント (N・mm) M : 中間支点上の曲げモーメント (N・mm) $q = R/a$ (N/mm) R : 中間支点の反力 (N) a : 断面の図心位置における反力の橋軸方向分布幅 (mm) (4) 節点部の設計曲げモーメントは, 図-14.3.1 のとおりとする。 (a) ハンチ及び断面変化の影響を考慮して構造解析をする場合 (b) ハンチ及び断面変化の影響を無視して構造解析をする場合	
	(5) 柱の断面が円形の場合においては, 桁又は主版の応力度等の照査を行う断面を, 図-14.3.2 に示す位置としてよい。	

改定案	現行	備考
(2)1)2) 中間支点上の曲げモーメントは、はり理論では支点上で尖った分布を示すが、実際の桁では、支承幅、桁の高さ、横桁等の影響を受けて図-解 10.5.5 のようになる。断面図心位置における反力の橋軸方向分布幅は、有限要素法による解析結果に基づき、支承中心から 45° の角度で分布するものとして求めることとされている。なお、このモーメント式は、桁断面に均一に応力が生じるとみなせる場合を想定している。そのため、主桁断面の応力分布が均一とみなせない橋軸直角方向の支承間隔が広い中空床版橋や、主桁が間接的に支持されているような場合は、条件が異なるので、式(10.5.1)を適用してはならない。 なお、桁の下縁側では、はり理論で算出した場合より大きい圧縮応力が発生することがあるので、この部分には(3)の規定に従い用心鉄筋を配置する必要がある。 また、支点上に横桁及び隔壁がある場合、曲げ圧縮応力度の算出に用いる主桁の断面は、これらを見視した断面とするのがよい(図-解 10.5.6)。	ここに、D：鉛直部材の直径 図-14.3.2 柱の断面が円形の場合の設計断面 (3) 中間支点上の曲げモーメントは、はり理論では支点上で尖った分布を示すが、実際の桁では、支承幅、桁の高さ、横桁等の影響を受けて図-解 14.3.3 のようになる。断面図心位置における反力の橋軸方向分布幅は、有限要素法による解析結果に基づき、支承中心から 45° の角度で分布するものとして求めることとされている。ただし、橋軸直角方向の支承間隔が広い中空床版橋や、主桁が間接的に支持されているような場合は、条件が異なるので、式(14.3.1)を適用してはならない。 なお、桁の下縁側では、はり理論で算出した場合より大きい圧縮応力が発生することがあるので、この部分には 14.4 の規定に従い用心鉄筋を配置する必要がある。 また、支点上に横桁及び隔壁がある場合、曲げ応力度の算出に用いる主桁の断面は、これらを見視した断面とするのがよい(図-解 14.3.4)。 (4) 図-14.3.1 は部材節点部における設計曲げモーメントの取り方を示したものである。14.3.1(7)に規定する軸線の取り方で、曲げ剛性の変化の影響を無視した場合は図-14.3.1(b)による設計曲げモーメントを用いる必要がある。 なお、図-14.3.1 には、端節点部のはり部材についてののみ示したが、中間節点部のはり部材及び柱部材についても同様に扱う。 節点部の設計におけるせん断力の照査にあたっては、変断面及びハッチの影響が小さいので、図-14.3.1(b)に示すような断面力の移動を行わなくてよい。	

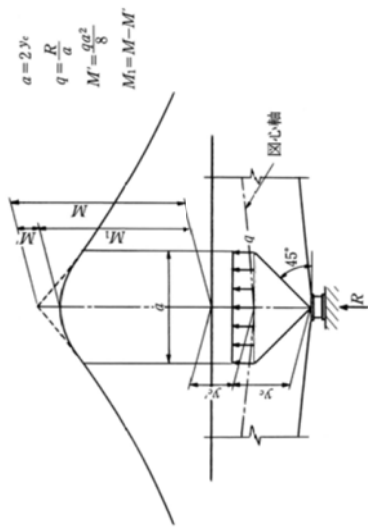


図-解 10.5.5 中間支点上の設計曲げモーメント

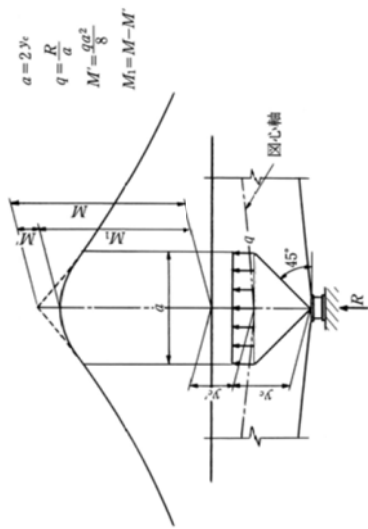


図-解 14.3.3 中間支点上の設計曲げモーメント

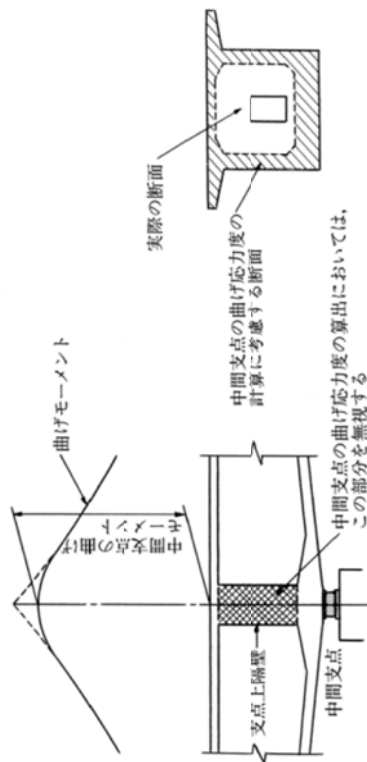


図-解 10.5.6 中間支点の曲げモーメントに対する応力度計算に用いる断面

3) 接合部付近では、ハンチや部材厚の影響から断面二次モーメントが無限大となる。そのため、ハンチなどの断面変化の影響を考慮して適切に脚域を設定した上で、適切に曲げモーメントを算出する必要がある。ラーメン構造における設計曲げモーメントの算出については、15章ラーメン構造による。

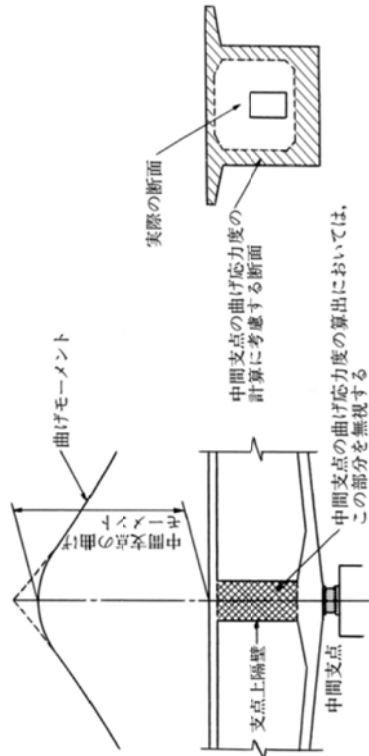


図-解 14.3.4 中間支点の曲げモーメントに対する応力度計算に用いる断面

14.4 中間支点部及び節点部の構造

- (1) 連続構造の中間支点付近においては、曲げモーメント、せん断力、集中的な支点反力の影響を考慮しなければならない。
- (2) 連続構造の節点部においては、断面力が確実に伝達されるようにしなければならない。
- (3) (4) による場合においては(1)を、(5)による場合においては(2)を満たすものとみなす。
- (4) 連続構造の中間支点付近には、ウェーブ及び桁下縁側に用心鉄筋を配置する。

改定案

現行

備考

(5) 中間節点部における柱の主鉄筋は、主桁及び主版の部材高さの 1/2 の距離をこえて定着長以上のばす。

- (2) 部材が変断面の場合、あるいはラーメン中間節点部の場合に、特に節点部の安全性について検討した場合等の節点部にはハンチを設けなくともよいが、接続する部材相互の断面力が確実に伝達されるようにする必要がある。
- (4) 支承に支持された連続構造の中間支点付近は、曲げモーメント及びせん断力がともに最大となり、かつ集中的な支点反力を受けて応力状態も複雑となる。ウェブには水平方向引張応力が生じ、また、桁下縁にははり理論で解析した場合よりも大きな圧縮応力が生じること等があるので、これらに対して用心鉄筋を配置する必要がある。なお、プレキャスト桁架設方式連続桁橋の中間支点部の構造に関しては、14.5 の規定による。

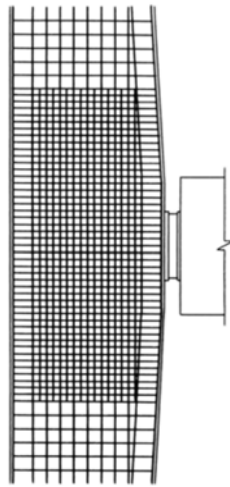


図-解 10.5.7 中間支点付近におけるウェブの用心鉄筋の配置例

支点部付近等で断面力が大きくなる場合、断面力に抵抗できるようウェブやフランジ厚さを大きくすることが必要となることが多い。このような場合には、それらの厚さは 1/5 以下の緩い傾斜で拡幅することが一般に行われている。なお、1/5 以上の急な傾斜を設ける場合には、設計計算に用いる有効断面は 1/5 以下の緩い傾斜部分とする。

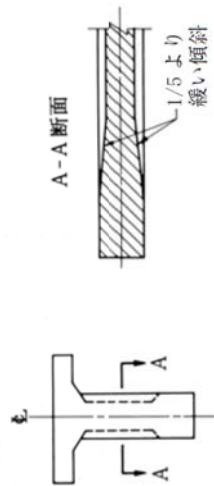


図-解 10.5.8 T 桁のウェブの厚さの変化

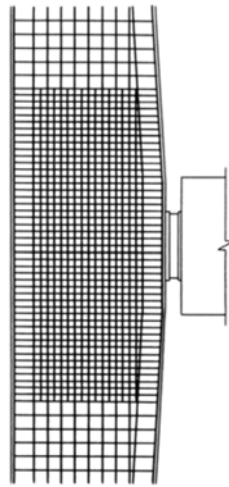


図-解 14.4.1 中間支点付近におけるウェブの用心鉄筋の配置例

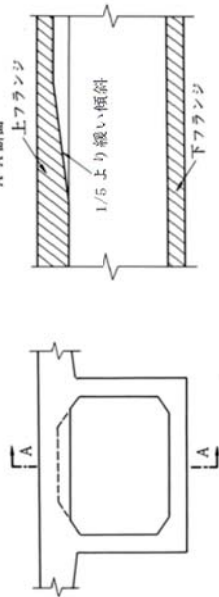


図-解 10.5.9 箱桁のフランジの厚さの変化

10.6 集中荷重の影響

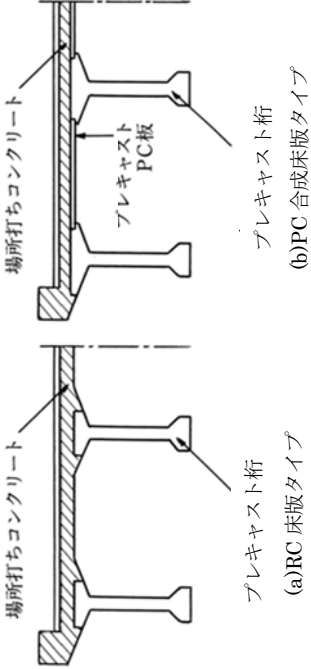
- (1) コンクリート桁は、架設時及び運搬時に作用する集中荷重の影響に対して安全となる構造としなければならない。

(2) プレストレスを導入する部材及びケーブル構造における定着部及び偏向部は、PC 鋼材からの作用力に対して安全となる構造としなければならない。
- (1) 架設時にコンクリート桁を吊る場合など、使用中とは異なる集中荷重の作用に対しても安全な構造とする必要がある。

(2) ケーブルを含め PC 鋼材からの集中荷重に対して安全となるよう、5.3 の規定に従い必要な鉄筋を配置し、5.5～5.8 の規定に従い設計を行う必要がある。

新旧対比表

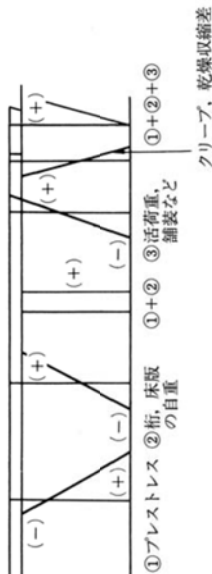
III コンクリート橋・コンクリート部材編		
改定案	現行	備考
11 章 合成桁構造 11.1 適用の範囲 この章は、プレキャストコンクリート桁と場所打ち床版の合成効果を見込み、両者が協働して荷重に抵抗する合成桁構造の設計に適用する。 この章に規定する合成桁構造とは、舗装、車両用防護柵、地覆、分離帯等、床版施工後に載荷されるものを除いた死荷重に対してはプレキャストコンクリート桁の断面で抵抗し、床版施工後に載荷される荷重に対しては、桁と床版が一体となった合成断面で抵抗する構造をいう。 合成桁構造では、桁と床版が一体となって荷重に抵抗するために、桁と床版が全長にわたって接合されている必要がある。したがって、合成桁構造の設計はこの章によるほか、桁と床版の接合面の設計や接合面における床版部の構造については7章「接合部」の規定を満足しなければならない。 また、合成桁構造には、一般的に合成後の構造としてT形断面が採用されており、橋の構造形式として、単純合成桁橋及び連続合成桁橋がある。T形橋、箱桁橋等の断面形状に特有の事項については、10章の規定による。合成効果を適切に評価することで部材数を低減できる構造であるが、桁のたわみ差や橋の立体的な挙動の影響による二次的な応力が床版や接合部にて大きくなるため、設計において、細心の注意を払う必要がある。また、プレキャスト部材を活用する場合には、複数部材の接合部などで接合部の耐荷メカニズムや疲労損傷メカニズムの検証を個別に実施する必要がある。 なお、プレキャストT形桁を架設した後、床版の間詰め部及び横桁にコンクリートを打設して一体構造とする橋については、この章では取り扱わない。	11 章 合成桁橋 11.1 適用の範囲 この章は、プレキャストコンクリート桁と場所打ち床版とが一体となった合成断面で荷重に抵抗する橋の設計に適用する。 この章に規定する合成桁橋とは、舗装、車両用防護柵、地覆、分離帯等、床版施工後に載荷されるものを除いた死荷重に対してはプレキャストコンクリート桁の断面で抵抗し、床版施工後に載荷される死荷重及び活荷重に対しては、桁と床版が一体となった合成断面で抵抗する形式の橋をいう。 合成桁橋では、桁と床版が一体となって荷重に抵抗するために、桁と床版が全長にわたって適当な付着で接合されている必要がある。したがって、床版と接合される上フランジ面の表面仕上げが重要であることから、本章の照査に関する事項は接合面を洗い出し仕上げ又はこれと同等以上の付着が確保できる方法により表面処理する場合について記述している。 合成桁橋には、一般的にT形断面が採用されており、構造形式として、単純合成桁橋及び連続合成桁橋がある。図・解 11.1.1 に合成桁橋に用いられる代表的な断面形状を示す。T形橋、箱桁橋等の断面形状に特有の事項や、連続桁橋等構造形式に関する事項については、それぞれの章の規定によるものとし、この章では合成桁橋特有の事項について規定している。 なお、プレキャストT形桁を架設した後、床版の間詰め部及び横桁にコンクリートを打設して一体構造とする橋については、この章では取り扱わない。	

改定案	現行	備考
11.2 一般 (1) 合成桁構造は、プレキャスト桁と床版が一体となり作用の影響に対して抵抗すること、所要の耐荷性能を満足しなければならない。 (2) 合成桁構造の設計にあたっては、床版とプレキャスト桁が一体となる部材を10章の規定に従いコンクリート桁部材として設計し、床版を9章の規定及び11.4の規定に従い設計するとともに、桁と床版との接合部を11.3の規定に従い設計することを基本とする。 (3) 桁及び床版の設計においては、桁と床版の接合面に直交する引張応力が極力生じないような構造とする。 (4) 合成桁構造は、施工段階ごとの構造系の変化に対しても安全となるようにしなければならない。 (5) (6)から(9)による場合には、(4)を満足するとみなしてよい。 (6) 合成桁構造は、施工工程を考慮し、施工段階毎の構造系の変化に応じた応力度及びそれらの合成応力度に対し、所要の安全性を確保する。 (7) 断面力及び応力度の算出にあたっては、プレキャスト桁と場所打ち床版との間におけるコンクリートのクリーブ及び乾燥収縮の差を考慮する。 (8) プレキャスト桁の断面形状は、架設時に生じる圧縮力によって不安定とならないことも考慮して決定する。 (9) 桁高に比べてフランジ幅の小さいプレキャスト部材の支間中央付近の上縁角部には、架設時に生じる引張応力に対して5.3.3に規定される引張鉄筋を配置することを原則とする。 (6) 合成桁構造は、施工順序及び施工工程により、同一断面内の応力分布が異なる。したがって、あらかじめ想定した施工条件に従い、合成前及び合成後のそれぞれの施工段階ごと	 図-解 11.1.1 合成桁橋 11.2 設計一般 (1) 合成桁橋の設計は、施工段階ごとの構造系の変化を考慮して設計しなければならない。 (2) (3)から(5)による場合には、(1)を満たすものとみなす。 (3) 合成桁橋の設計にあたっては、施工工程を考慮し、各施工段階ごとの応力度及びそれらの合成応力度について照査する。 (4) 応力度の照査にあたっては、プレキャスト桁と場所打ち床版におけるコンクリートのクリーブ及び乾燥収縮の差を考慮する。 (5) プレキャスト桁の断面形状は、架設時の安全性についても考慮して決定する。 (3)合成桁橋は、施工順序及び施工工程により、同一断面内の応力分布が異なる。したがって、あらかじめ想定した施工条件に従い、合成前及び合成後のそれぞれの施工段階ごと	

改定案

に応力度を算出して、断面の各部分について合成応力度を求める必要がある。図-解 11.2.1 に施工段階を考慮した場合のコンクリートに生じる曲げ応力度の一例を示す。

なお、設計にあたって想定した施工条件は、設計計算書、設計図等に明示しておく必要がある。



〔合成応力度の検討を要する施工段階〕

①プレストレス導入後	桁断面に〔直後プレストレス+桁自重〕が作用
②床版合成時	桁断面に〔有効プレストレス+桁、床版自重〕が作用
③合成後死荷重用時	桁断面に〔有効プレストレス+桁、床版自重〕が作用 +合成断面に〔後死荷重〕が作用
④3.3に規定される荷重組合せ	桁断面に〔有効プレストレス+桁、床版自重〕が作用 +合成断面に〔後死荷重+その他荷重の影響〕が作用

図-解 11.2.1 コンクリートに生じる曲げ応力度の例

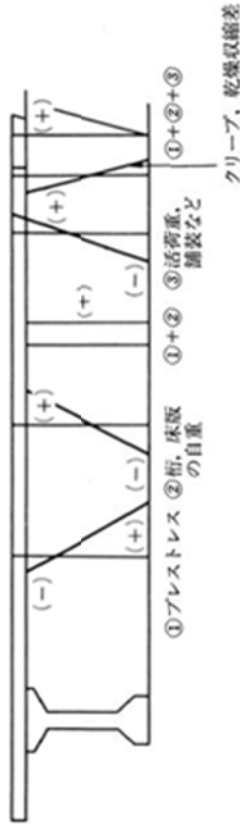
(7) 単純合成T桁橋等では、コンクリートのクリープ、乾燥収縮差の影響が比較的大きくなる場合が多いので、これらの影響を考慮する必要がある。ただし、桁断面に対する床版断面の割合が小さい場合は、これらの影響を考慮しなくてもよい。コンクリートのクリープ及び乾燥収縮差の影響は、単純合成桁橋の場合は、以下の1)、2)により算出することができる。

- コンクリートのクリープ差により生じる断面力及び曲げ応力度
桁と床版の接合面に作用する軸方向力及び曲げモーメントは、式(解 11.2.1)、式(解 11.2.2)により算出することができる。

現行

に応力度を算出して、断面の各部分について合成応力度を求める必要がある。図-解 11.2.1 に施工段階を考慮した場合のコンクリートに生じる曲げ応力度の一例を示す。

なお、設計にあたって想定した施工条件は、設計計算書、設計図等に明示しておく必要がある。



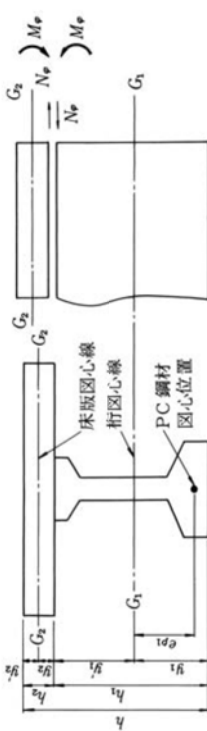
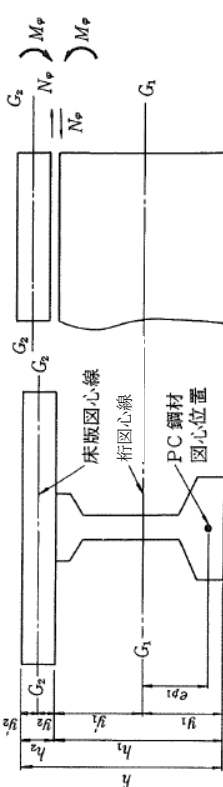
〔合成応力度の検討を要する施工段階〕

1. プレストレス導入直後	桁断面に〔直後プレストレス+桁自重〕が作用
2. 床版合成時	桁断面に〔有効プレストレス+桁、床版自重〕が作用
3. 合成後死荷重用時	桁断面に〔有効プレストレス+桁、版自重〕が作用 +合成断面に〔後死荷重〕が作用
4. 活荷重用時	桁断面に〔有効プレストレス+桁、床版自重〕が作用 +合成断面に〔後死荷重+活荷重+クリープ等の影響〕が作用

図-解 11.2.1 コンクリートに生じる曲げ応力度の例

(4) 単純合成T桁橋等では、コンクリートのクリープ、乾燥収縮差の影響が比較的大きくなる場合が多いので、これらの影響を考慮する必要がある。ただし、桁断面に対する床版断面の割合が小さい場合は、これらの影響を考慮しなくてもよい。コンクリートのクリープ及び乾燥収縮差の影響は、単純合成桁橋の場合は、以下の1)、2)により算出することができる。

- コンクリートのクリープ差により生じる断面力及び曲げ応力度
桁と床版の接合面に作用する軸方向力及び曲げモーメントは、式(解 11.2.1)、式(解 11.2.2)により算出することができる。

改定案	現行	備考
 図-解 11.2.2 断面形状寸法及び断面力 $N_o = -\frac{K'}{C^2 - BF} [P\{B(y'_1 \cdot e_{p1} - r_{c1}^2) - C \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \cdot y'_1)]$ $-\frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \cdot y'_1) \dots\dots\dots (\text{解 } 11.2.1)$ $M_o = -\frac{K'}{BF - C^2} [P\{C(y'_1 \cdot e_{p1} - r_{c1}^2) - F \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \cdot y'_1)]$ $-\frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \cdot y'_1) \dots\dots\dots (\text{解 } 11.2.2)$ ここに、$B=1+m$ $C=y'_1-my_2$ $F=y_1'^2+r_{c1}^2+mr_{c2}^2+my_2^2$ $m=\frac{E_{c1} \cdot I_{c1}}{E_{c2} \cdot I_{c2}}$ $K=\frac{\phi_\infty}{1+\phi_\infty}$ $K'=\frac{\phi_t}{1+\phi_\infty}$ ϕ_t : 床版を合成してから後のクリープ係数。表-4.2.4 あるいは 4.2.3(4)解説より求めればよい。 P : P C 鋼材の引張力 (N) (断面力を算出する時点におけるリラクセーション、クリープ及び乾燥収縮によるプレストレスの減少量を考慮する必要がある。プレストレスを与えてから合成するまでに3か月以上経過する場合は、リラクセーションは終了したものとすることができる。)	 図-解 11.2.2 断面形状寸法及び断面力 $N_o = -\frac{K'}{C^2 - BF} [P\{B(y'_1 \cdot e_{p1} - r_{c1}^2) - C \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \cdot y'_1)]$ $-\frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \cdot y'_1) \dots\dots\dots (\text{解 } 11.2.1)$ $M_o = -\frac{K'}{BF - C^2} [P\{C(y'_1 \cdot e_{p1} - r_{c1}^2) - F \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \cdot y'_1)]$ $-\frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \cdot y'_1) \dots\dots\dots (\text{解 } 11.2.2)$ ここに、$B=1+m$ $C=y'_1-my_2$ $F=y_1'^2+r_{c1}^2+mr_{c2}^2+my_2^2$ $m=\frac{E_{c1} \cdot I_{c1}}{E_{c2} \cdot I_{c2}}$ $K=\frac{\phi_\infty}{1+\phi_\infty}$ $K'=\frac{\phi_t}{1+\phi_\infty}$ ϕ_t : 床版を合成してから後のクリープ係数。共通編表-2.2.7 あるいは 共通編 2.2.5(4)解説より求めればよい。 P : P C 鋼材の引張力 (N) (断面力を算出する時点におけるリラクセーション、クリープ及び乾燥収縮によるプレストレスの減少量を考慮する必要がある。プレストレスを与えてから合成するまでに3か月以上経過する場合は、リラクセーションは終了したものとすることができる。) M_{d1} : 桁断面の、死荷重により生じる曲げモーメント (N・mm) M_{d2} : 床版断面の、死荷重により生じる曲げモーメント (N・mm)	

改定案	現行	備考
M_{d1} : 桁断面の、死荷重により生じる曲げモーメント (N・mm) M_{d2} : 床版断面の、死荷重により生じる曲げモーメント (N・mm) A_{c1} : 桁の断面積 (mm²) I_{c1} : 桁の断面二次モーメント (mm⁴) r_{c1} : 桁の断面二次半径 (mm) = $\sqrt{I_{c1} / A_{c1}}$ E_{c1} : 桁のヤング係数 (N/mm²) A_{c2} : 床版の断面積 (mm²) I_{c2} : 床版の断面二次モーメント (mm⁴) r_{c2} : 床版の断面二次半径 (mm) = $\sqrt{I_{c2} / A_{c2}}$ E_{c2} : 床版のヤング係数 (N/mm²) 断面に作用する軸方向力及び曲げモーメントが算出されると、床版の上縁応力度 σ'_{c2}、下縁応力度 σ_{c2}、桁の上縁応力度の σ'_{c1} 及び下縁応力度 σ_{c1} は、式(解 11.2.3)、式(解 11.2.4)により算出することができる。 $\sigma'_{c2} = -\frac{N_{\phi}}{A_{c2}} - \frac{M_{\phi} - N_{\phi}y'_2}{I_{c2}} y'_2 \dots\dots\dots \text{(解 11.2.3)}$ $\sigma_{c2} = -\frac{N_{\phi}}{A_{c2}} + \frac{M_{\phi} - N_{\phi}y_2}{I_{c2}} y_2 \dots\dots\dots \text{(解 11.2.3)}$ $\sigma'_{c1} = \frac{N_{\phi}}{A_{c1}} + \frac{M_{\phi} + N_{\phi}y'_1}{I_{c1}} y'_1 \dots\dots\dots \text{(解 11.2.4)}$ $\sigma_{c1} = \frac{N_{\phi}}{A_{c1}} - \frac{M_{\phi} + N_{\phi}y_1}{I_{c1}} y_1 \dots\dots\dots \text{(解 11.2.4)}$ 2) コンクリートの乾燥収縮差により生じる断面力及び曲げ応力度 桁と床版の接合面に作用する軸方向力及び曲げモーメントは、式(解 11.2.5)、式(解 11.2.6)により算出することができる。 $N_s = \varepsilon_s \cdot E_{c1} \cdot I_{c1} \cdot \frac{B}{BF - C^2} \cdot \frac{1}{1 + \phi_{\infty}} \dots\dots\dots \text{(解 11.2.5)}$ $M_s = \varepsilon_s \cdot E_{c1} \cdot I_{c1} \cdot \frac{C}{C^2 - BF} \cdot \frac{1}{1 + \phi_{\infty}} \dots\dots\dots \text{(解 11.2.6)}$ ここに、ε_s : 桁と床版の乾燥収縮差 そのほかの記号は 1) を参照 床版の上縁応力度 σ'_{c2}、下縁応力度 σ_{c2}、桁の上縁応力度 σ'_{c1} 及び下縁応力度 σ_{c1} は、式(解 11.2.3)、式(解 11.2.4)の N_{ϕ}、M_{ϕ} に算出された N_s、M_s を代入することに	A_{c1} : 桁の断面積 (mm²) I_{c1} : 桁の断面二次モーメント (mm⁴) r_{c1} : 桁の断面二次半径 (mm) = $\sqrt{I_{c1} / A_{c1}}$ E_{c1} : 桁のヤング係数 (N/mm²) A_{c2} : 床版の断面積 (mm²) I_{c2} : 床版の断面二次モーメント (mm⁴) r_{c2} : 床版の断面二次半径 (mm) = $\sqrt{I_{c2} / A_{c2}}$ E_{c2} : 床版のヤング係数 (N/mm²) 断面に作用する軸方向力及び曲げモーメントが算出されると、床版の上縁応力度 σ'_{c2}、下縁応力度 σ_{c2}、桁の上縁応力度の σ'_{c1} 及び下縁応力度 σ_{c1} は、式 (解 11.2.3)、式 (解 11.2.4) により算出することができる。 $\sigma'_{c2} = -\frac{N_{\phi}}{A_{c2}} - \frac{M_{\phi} - N_{\phi}y'_2}{I_{c2}} y'_2 \dots\dots\dots \text{(解 11.2.3)}$ $\sigma_{c2} = -\frac{N_{\phi}}{A_{c2}} + \frac{M_{\phi} - N_{\phi}y_2}{I_{c2}} y_2 \dots\dots\dots \text{(解 11.2.3)}$ $\sigma'_{c1} = \frac{N_{\phi}}{A_{c1}} + \frac{M_{\phi} + N_{\phi}y'_1}{I_{c1}} y'_1 \dots\dots\dots \text{(解 11.2.4)}$ $\sigma_{c1} = \frac{N_{\phi}}{A_{c1}} - \frac{M_{\phi} + N_{\phi}y_1}{I_{c1}} y_1 \dots\dots\dots \text{(解 11.2.4)}$ 2) コンクリートの乾燥収縮差により生じる断面力及び曲げ応力度 桁と床版の接合面に作用する軸方向力及び曲げモーメントは、式(解 11.2.5)、式(解 11.2.6)により算出することができる。 $N_s = \varepsilon_s \cdot E_{c1} \cdot I_{c1} \cdot \frac{B}{BF - C^2} \cdot \frac{1}{1 + \phi_{\infty}} \dots\dots\dots \text{(解 11.2.5)}$ $M_s = \varepsilon_s \cdot E_{c1} \cdot I_{c1} \cdot \frac{C}{C^2 - BF} \cdot \frac{1}{1 + \phi_{\infty}} \dots\dots\dots \text{(解 11.2.6)}$ ここに ε_s : 桁と床版の乾燥収縮差 そのほかの記号は 1) を参照 床版の上縁応力度 σ'_{c2}、下縁応力度 σ_{c2}、桁の上縁応力度 σ'_{c1} 及び下縁応力度 σ_{c1} は、式(解 11.2.3)、式(解 11.2.4)の N_{ϕ}、M_{ϕ} に算出された N_s、M_s を代入する	

改定案	現行	備 考
よって得られる。 3) 連続合成桁橋の場合には、これを中間支点部で切断した静定基本系の切断部におけるひずみ、回転角、断面力等の釣合い条件を用いて、クリープ、乾燥収縮差による不静定力を算出することができる。 (8) 合成桁橋に使用するプレキャスト桁は、上フランジ幅が支間に比べ狭い上にウェブが薄く、横方向の剛性が小さい場合が多いので、架設中の横座屈等に対する検討も行ってプレキャスト桁の断面形状を決定する必要がある。 (9) 桁高に比べてフランジ幅の小さいプレキャスト部材の支間中央付近の上縁角部には、架設時に引張応力が生じるため、耐久性上及び耐荷性上の前提を満足しないひび割れが発生する可能性が高い。そのため、架設時に生じる引張応力に対して 5.3.3 に規定される引張鉄筋を配置することが原則とされた。	ことによって得られる。 3) 連続合成桁橋の場合には、これを中間支点部で切断した静定基本系の切断部におけるひずみ、回転角、断面力等の釣合い条件を用いて、クリープ、乾燥収縮差による不静定力を算出することができる。 (5) 合成桁橋に使用するプレキャスト桁は、上フランジ幅が支間に比べ狭い上にウェブが薄く、横方向の剛性が小さい場合が多いので、架設中の横座屈等に対する検討も行ってプレキャスト桁の断面形状を決定する必要がある。	
11.3 桁と床版との接合部	11.3 桁と床版の接合	
11.3.1 一般	(1) 桁と床版間の接合は、接合面に生じるせん断力に対して安全となるように行う。 (2) 桁と床版の接合面に生じるせん断力に対して接合部が安全となるようにしなければならない。 (3) せん断面に沿った残留応力の不均等、付着強度の不均等、また、経年の繰り返し載荷の影響を考慮し、設計計算上は見込まないものの局所的に生じ得るせん断応力及び引張応力の集中に対してせん断伝達機構がぜい性の失われない構造としなければならない。 (4) (2)及び(3)を満足するよう、せん断伝達機構は 1)及び2)を標準とする。 1) 桁と床版接合面の付着力のみでせん断力を分担する構造とすることを基とす。	(1) 桁と床版間の接合は、接合面に生じるせん断力に対して安全となるようにならない。 (2) (3)から(6)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 桁と床版の接合面におけるコンクリートのせん断応力度の照査は、設計荷重作用時における荷重の組合せ(クリープ、乾燥収縮の影響を含む)のうち、接合面に生じるせん断力が最大となる荷重の組合せについて行う。 (4) (3)の荷重状態における桁と床版の接合面のコンクリートのせん断応力度は、式(11.3.1)により求めた許容せん断応力度以下とする。 $\tau_{bd} = k_c \cdot \sigma_{ck} \dots\dots\dots (11.3.1)$ ここに、τ_{bd}: 接合面におけるコンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

改定案	現行	備 考
2) たとえ桁と床版接合面の付着力が失われた場合でも、ずれ止めによりせん断力を分担し、せん断伝達機構がぜい性的に失われない構造とする。 (2) 接合面の照査に用いるせん断力は、桁と床版の合成作用の発生時期やその後の応力分担、コンクリートのクリープの影響を考慮し、合成後に作用する荷重の組合せのうち、桁と床版の間のせん断応力度が最も大きくなるものを考慮する必要がある。過去には、合成桁の設計においてクリープ及び乾燥収縮の影響を考慮しないかわりに、接合面の照査に用いるせん断力として、合成前に作用するせん断力の1/2を考慮することとされていた。しかし、この示方書では、3.3に規定する荷重組合せにしたがうことで合成桁の設計においてクリープ及び乾燥収縮の影響を考慮され、橋が置かれる状態を評価することが求められているので、過去に扱われていたように、接合面に作用するせん断力を、合成前に作用するせん断力の1/2とはしない。 (4) 合成桁においては、桁と床版に大ききずれが発生するまでは、コンクリートの付着力が支配的となってせん断力を伝達することが最近の研究により明らかとなっていることから、桁と床版の付着のみでせん断力を分担できるように設計することを標準とされている。また、付着による抵抗力が失われた場合にも、ずれ止め鉄筋のみでせん断力を分担出来るように設計する必要がある。なお、付着とずれ止め鉄筋の両者の間でせん断力の分担割合を仮定して設計することも考えられるが、せん断力の増加に応じた破壊メカニズムの変化並びにそれに応じた両者の分担割合の変化、合成桁としての曲げ耐力やせん断耐力の推定は難しいことから、このような設計を行わないことが基本である。	k_c : 付着係数 ($k_c = 0.03$) σ_{sk} : 床版に使用するコンクリートの設計基準強度 (N/mm²) (5) 桁と床版の接合面におけるコンクリートのせん断応力度は、式 (11.3.2) により算出する。なお、桁と床版の温度差の影響によるせん断応力度は、必要に応じて考慮する。 $\tau_b = \frac{S}{b \cdot d_v} \dots\dots\dots (11.3.2)$ ここに、τ_b : 接合面におけるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²) S : 桁断面に作用する設計せん断力 (N) b : 桁と床版の接合面における橋軸直角方向の幅 (mm) d_v : 引張鋼材の図心から床版図心までの距離 (mm) (6) 主桁のウェーブに配置されたスタースラップは、床版まで貫通させて十分な定着を行う。また、ねじりの影響を考慮する必要がある場合には、接合面の急激な破壊が生じないように、用心鉄筋を配置する。	

11.3.2 桁と床版との接合部の限界状態 1

(1) せん断力を受ける合成桁構造の桁と床版との接合部が、(2)及び(3)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 (2) 桁と床版の接合面に生じるせん断応力度が、式(11.3.1)に定める制限値を超えない。ただし、桁と床版の温度差の影響によるせん断応力度は、不利となるように考慮する。 $\tau_{bd} = \xi_1 \xi_2 \phi_{bc} \tau_{bc} \dots\dots\dots (11.3.1)$ ここに、τ_{bd} : 接合面におけるコンクリートのせん断応力度の制限値 (N/mm²) τ_{bc} : 接合面におけるせん断強度の特性値 (N/mm²) $\tau_{bc} = k_c \sigma_{ck}$ k_c : 桁の接合面を洗い出し仕上げした場合の付着係数で 0.05 とする。 σ_{ck} : 床版に使用するコンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

改定案

現行

備考

ξ_1 : 調査・解析係数で表-11.3.1に示す値とする。
 ξ_2 : 部材・構造係数で表-11.3.1に示す値とする。
 ϕ_{bc} : 抵抗係数で表-11.3.1に示す値とする。

表-11.3.1 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	ϕ_{bc}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.75	0.65
ii) 3.5(2)3で⑩を考慮する場合			
iii) 3.5(2)3で⑩を考慮する場合	1.00		1.00

(3) 桁と床版の接合面に生じるせん断応力度は、式(11.3.2)による。

$$\tau_b = \frac{S Q}{b I} \dots\dots\dots (11.3.2)$$

ここに、 τ_b : 合成断面として桁と床版が完全結合した場合の接合面のコンクリートに生じるせん断応力度 (N/mm²)

S : : 桁断面に生じるせん断力 (N)

b : : 桁と床版の接合面における橋軸直角方向の幅 (mm)

Q : : 合成断面の図心軸に関する床版の断面一次モーメント (mm³)

I : 合成断面の図心軸に関する合成断面の断面二次モーメント (mm⁴)

(2) 桁と床版の接合部における限界状態 1 は、桁と床版との接合部にせん断応力を生じさせる作用に対し、応答が弾性範囲内に留まる限界の状態と考えることができる。これまでの研究の成果から、桁と床版との接合面に生じるせん断応力度に対しては、コンクリートの付着力によって抵抗できることが明らかにされている。このようなコンクリートの付着力に期待する耐荷機構を想定する場合、接合面に発生するせん断応力度がコンクリートの付着強度に達すると、コンクリートの付着による抵抗力が失われ、桁と床版との相対変位が増大する。この状態をコンクリートの付着力による最大耐力と考えることができる。しか

(3) 従来、桁と床版の接合部はすれ止め鉄筋で接合されることを前提としていたが、最近の研究を踏まえ、桁と床版の付着が確保されるように、接合面のせん断応力度を算出し、(4)に規定する許容せん断応力度を超えないことを照査することとしている。

なお、(4)に規定する許容せん断応力度は安全側の値なので、これにより設計する接合面については、破壊に対する安全度の照査を省略することができる。

接合面の照査に用いるせん断力は、桁と床版の合成作用の発生時期やその後の応力分担、コンクリートのクリープの影響を考慮し、合成後に作用する荷重の組合せのうち、桁と床版の間のせん断応力度が最も大きくなるものを考慮する。従来、接合面に作用するせん断力は、合成前に作用する荷重の 1/2 を考慮することとしていたが、合成桁の設計においてクリープ及び乾燥収縮の影響を考慮することを明記した上で合成前に作用する荷重の 1/2 を考慮しないこととしている。

(4) 接合面に大きなずれが生じた後の桁の曲げ耐力やせん断耐力の推定は難しいことから、合成桁の設計ではこのようなずれが生じないようにせん断応力度を照査することとしている。せん断応力度の照査は設計荷重作用時について行うが、許容せん断応力度を算

	改定案	現行	備考
	し、接合面にせん断力を生じさせる作用に対し、応答が弾性範囲内に留まる限界の状態を評価することは難しい。そのため、この示方書では、コンクリートの付着力による最大耐力を特性値とし、弾性範囲内を超えないことも考慮した部分係数を特性値に乘じることで、制限値を与えられている。そして、桁と床版との接合面に生じるせん断応力度が、式(11.3.1)で与えられる制限値を超えない場合には、応答が弾性範囲に留まり、接合部が限界状態1を超えないとみなしてよいとされている。 コンクリートの付着強度については、洗い出し仕上げることを前提とし、様々なばらつきを考慮して①から⑩の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数が0.65とされている。一方、⑪及び⑫の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数は、これまでの示方書による場合と同等の安全余裕を確保するよう、1.0とされている。また、調査・解析係数について は、Ⅴ編 2.5 に解説されている。部材・構造係数については、弾性域から非弾性域に移行したのちに生じる脆性的な破壊に着目した係数として、作用の組合せによらず、これまでの示方書による場合と同等の安全余裕を確保するよう、0.75とされている。また、⑬及び⑭の作用の組合せを考慮する場合の部分係数についてはⅤ編 2.5 解説による。 桁と床版のコンクリートの温度差や乾燥収縮差等のように橋軸方向に一様のひずみ差が生じる場合の桁と床版の接合面に生じるせん断応力度は、式(解 11.3.1)によって求めることができる。 $\tau_b = \frac{2N_{Ts}}{ab} \dots\dots\dots\text{(解 11.3.1)}$ ここに、τ_b : 桁と床版の温度差や乾燥収縮差によって、桁と床版の接合面を生じるせん断応力度 (N/mm²) N_{Ts} : 桁と床版の温度差や乾燥収縮差によって、桁と床版の接合面に作用する軸方向力 (N) a : 主桁の間隔 (mm)。ただし、主桁の間隔が支間の1/10より大きい場合は支間の1/10 の値とする。 b : 桁と床版の接合面における橋軸直角方向の幅 (mm) 桁と床版の温度差や乾燥収縮差等によりその接合面に生じるせん断応力度は、単純桁の場合は、図-解 11.3.1 に示すように支点で最大、支間中央で0となるが、これを厳密に計算するのは煩雑であるので、実用上の便を考えて三角形分布として式(解 11.3.1)を定めている。したがって、これらの応力度に対する補強の範囲をa又は$L/10$としている。 式(11.3.2)及び式(解 11.3.1)の桁と床版の接合面における橋軸直角方向の幅bは、上フランジ幅を用いる。床版と接合される上フランジ側面の表面仕上げが、上フランジ上面と同等の場合は、その接合面の長さをbに加えてもよい。	出する式(11.3.1)において、付着係数 k_s の値を試験結果の平均値に 1/1.7 を乗じた値とすることにより、終局荷重作用時であってもずれが生じないよう配慮されている。 合成桁では、ずれ止め鉄筋を配置したとしても、せん断に対する付着切れの抑制には寄与せず、ずれ止め鉄筋のせん断伝達機能が発揮される時点では既に大きなずれが生じていることから、合成桁接合面のせん断伝達に関わる許容応力度の算定にはずれ止め鉄筋を考慮しないこととしている。 また、合成桁において圧縮垂直応力がせん断伝達耐力に与える効果はあるが、一般にはこれを考慮しなくとも十分な耐力が得られることから、式(11.3.1)には考慮しないこととしている。 なお、式 (11.3.1) の付着係数 k_s は、洗い出し仕上げした場合を標準として想定しているもので、施工にあたっては接合面を 20.6(7)の規定及び同 4)の解説により処理する必要がある。 (5) 今回の改定では、接合面に作用するせん断応力度を簡便に算定するため、欧米の基準を参考として、式 (11.3.2) を用いることとしている。 桁と床版のコンクリートの温度差や乾燥収縮差等のように橋軸方向に一様のひずみ差が生じる場合の桁と床版の接合面に生じるせん断応力度は、式 (解 11.3.1) によって求めることができる。 $\tau_b = \frac{2 \cdot N_{T.S}}{a \cdot b} \quad \dots\dots\dots (\text{解 } 11.3.1)$ ここに、τ_b : 桁と床版の温度差や乾燥収縮差によって、桁と床版の接合面を生じるせん断応力度 (N/mm²) $N_{T.s}$: 桁と床版の温度差や乾燥収縮差によって、桁と床版の接合面に作用する軸方向力 (N) a : 主桁の間隔 (mm)。ただし、主桁の間隔が支間の 1/10 より大きい場合は支間の 1/10 の値とする。 桁と床版の温度差や乾燥収縮差等によりその接合面に生じるせん断応力度は、単純桁の場合は、図-解 11.3.1 に示すように支点で最大、支間中央で 0 となるが、これを厳密に計算するのは煩雑であるので、実用上の便を考えて三角形分布として式(解 11.3.1)を定めている。したがって、これらの応力度に対する補強の範囲を a 又は $L/10$ としている。なお、用心鉄筋の量は、応力度の分布に応じて変化させてもよい。 式(11.3.2)及び式(解 11.3.1)の桁と床版の接合面における橋軸直角方向の幅 b は、上フランジ幅を用いる。床版と接合される上フランジ側面の表面仕上げが、上フランジ上面と同等の場合は、その接合面の長さを b に加えてもよい。	

改定案	現行	備考
図-解 11.3.1 温度差等による桁と床版の接合面に生じるせん断応力度の分布 合成桁における桁と床版との接合部にあるずれ止め鉄筋は、せん断力による桁と床版との付着切れの抑制には寄与しない。また、付着力のみでせん断力を分担出来るように設計された合成桁では、ずれ止め鉄筋のせん断伝達機能が發揮される時点では既に大きなずれが生じることになるため、限界状態 1 を超えないとみなせる条件としての合成挙動が担保されないことが想定される。以上の理由から、合成桁接合面のせん断伝達に関わる応力度の制限値の算定にはずれ止め鉄筋を考慮しないこととされた。 また、合成桁において圧縮垂直応力がせん断伝達耐力の増加に寄与する効果はあるが、一般にはこれを考慮しなくとも十分な耐力が得られることから、式(11.3.2)には考慮しないこととされた。 式(11.3.1)の付着係数 k_c は、洗い出し仕上げした場合を標準として想定しているので、施工にあたっては接合面を 17.9(7)の規定及び同 4)解説により処理する必要がある。	図 - 解 11.3.1 温度差等による桁と床版の接合面に生じるせん断応力度の分布	
11.3.3 桁と床版との接合部の限界状態 3 (1) せん断力を受ける合成桁構造の桁と床版との接合部が(2)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 (2) 桁ウェーブに配置されたスタラープ及びそれと同材質のずれ止め鉄筋を、少なくとも、桁と床版の接合面の面積に対する比が式(11.3.3)の値以上かつ 0.2%以上となるように配置し、桁から接合面に垂直に突出させ、床版まで貫通させて十分な定着を行う。又は、これと同等の機能を發揮できるようにずれ止めを配置する。 $p = \frac{\tau_b}{0.55\sqrt{\sigma_y \sigma_{ck}}} \dots\dots\dots (11.3.3)$ ここに、p : 接合面の面積に対するずれ止め鉄筋比		

改定案	現行	備考
τ_b : 合成断面が曲げひび割れした状態での接合面のコンクリートに生じるせん断応力度 (N/mm²) で以下により算出する。 $\tau_b = \frac{S}{bd_b} \dots\dots\dots (11.3.4)$ S : 桁断面に生じるせん断力 (N) b : $\dots\dots\dots$: 桁と床版の接合面における橋軸直角方向の幅 (mm) d_b : 引張鉄筋等の図心から床版図心までの距離 (mm) σ_{ek} : プレキャスト桁又は床版コンクリートのうち設計基準強度 (N/mm²) の低い方の値 σ_y : $\dots\dots\dots$: 鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²)	(2) 桁と床版との接合面においては、桁と床版とのずれが増大することで合成桁としての抵抗機構が損なわれ、作用に対する耐荷力を喪失する限界の状態を限界状態 3 と考えることができる。接合面に適切にずれ止めが配置されている場合、接合面に生じるせん断応力が増加しコンクリートの付着力が失われたあとも、ずれ止め鉄筋のダウエル作用により作用に抵抗することができる。しかし、ずれ止め鉄筋のダウエル作用による抵抗力が最大となる前に、桁と床版とのずれ変形が過大となり、合成桁としての機能が失われる状態に達すると考えられる。この示方書では、この状態を限界状態 3 ととらえている。そして、ずれ止め鉄筋によるダウエル作用による耐荷機構を想定するものの、接合面のせん断力によつてずれ変形が過大とならず合成桁としての機能を失わない状態に留まることも考慮し、式(11.3.3)に規定される必要鉄筋量が規定されている。そのため、ここで規定される鉄筋量以上の鉄筋を配置することにより、せん断力に対して抵抗力の低下が生じない状態に留まり、限界状態 3 を超えないものとみなしてよいとされている。 ウェブに配置されたスタラーアップや接合用の鉄筋は、桁から接合面に垂直に突出させるとともに、接合面から鉄筋を曲げる位置までの突出高さを、かぶりが確保できる範囲で、できるだけ大きくする(図・解 11.3.2)。なお、突出させる鉄筋の端部には 6.6.4 に示すフックを設ける必要がある。合成桁にねじりが生じる場合、施工時に接合面にねじりが生じる方向の引張力が作用する場合は、接合面の急激な破壊が生じないように、コンクリート間の付着に対する配慮に加えて、用心鉄筋を適切に配置する必要がある。その際、スタラーアップと用心鉄筋を合計した鉄筋量は、桁と床版の接合面の面積の 0.2% 以上を目安としてよい。	

改定案

現行

備考

るように、配置するそれぞれの鉄筋材質はお互いに同程度とみなせるものである必要がある。このとき、鉄筋の配置は、図-解 11.3.1 の応力度の分布に応じて変化させ、せん断応力度の大きな部分に十分な鉄筋を配置するのが合理的である。

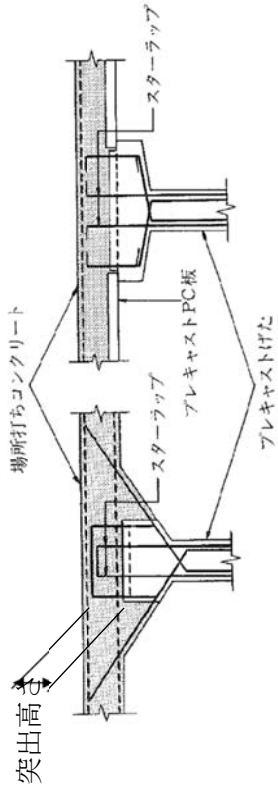


図-解 11.3.2 スターラップの床版コンクリート中への定着

図-解 11.3.2 スターラップの床版コンクリート中への定着

11.4 床版部の構造

11.4 床版部の構造

- (1) 桁の上フランジの一部を床版に埋込む場合には、接合部の床版は、中間支点としての断面力に対し安全であるとともに、桁と床版の接合構造、合成作用及び施工品質の確保に支障をきたさないようにしなければならない。
- (2) II 編の 11.3 から 11.7 の規定を満足するとともに、桁の上フランジの一部を床版に埋込む場合において桁の上の床版の最小厚さを 150mm とした場合に、(1)を満足するとみなしてよい。

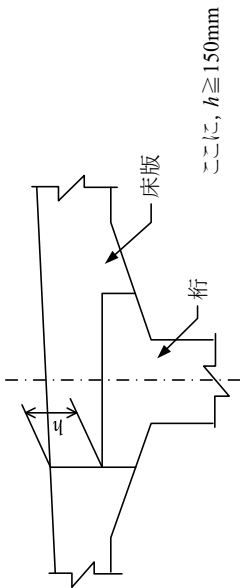


図-11.4.1 桁を床版に埋込む場合の床版の最小厚さ

(1) プレキャスト P C 板と場所打ちコンクリートを一体化させ合成床版構造とするにあたっては、合成桁接合部の設計や合成床版と桁との接合部の設計は 7 章の規定を満足するよう

- (1) 桁の上フランジの一部を床版に埋込む場合には、接合部の床版は、中間支点としての断面力に対し安全であるとともに、桁と床版の接合構造、合成作用及び施工品質の確保に支障をきたさないようにしなければならない。
- (2) プレキャスト P C 板を用いる場合には、P C 板は場所打ちコンクリートと一体化するようになければならない。
- (3) (4) による場合においては(1)を、(5)による場合においては(2)を満たすものとみなす。
- (4) 桁の上フランジの一部を床版に埋込む場合においては、桁の上の床版の最小厚さは 150mm とする。

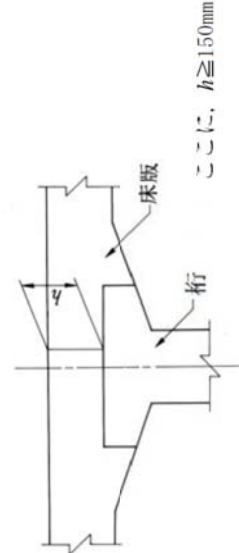


図-11.4.1 桁を床版に埋込む場合の床版の最小厚さ

改定案

現行

備考

に行う。合成部界面の一体性に係わる耐久性、合成床版としての疲労耐久性、床版と桁接合部の疲労耐久性については、Ⅱ編の 11.3 から 11.7 の規定による。

(2) 桁の上フランジは、一般には床版に埋込まなくてよい(図-解 11.4.1)。この部分は、床版の中間支点として比較的大きな断面力を受けるほか、桁と床版の接合、合成作用に直接寄与する部分であるため、施工精度等を考慮すると、支間部の床版厚さと同程度とするのがよい。なお、桁のそり等施工精度を調整するためにプレキャスト桁の上フランジ上の床版厚さを補正する必要がある場合は、床版にハンチを設けて処理するのが望ましい。(図-解 11.4.1)

なお、PC 板と場所打ちコンクリートのずれ止めについては、Ⅱ編 11.2 の規定による。

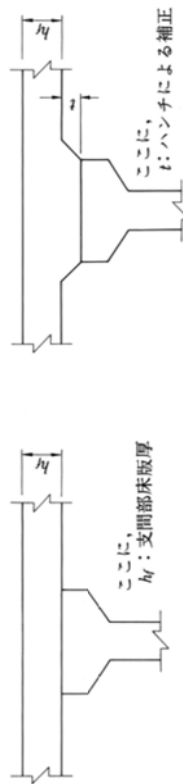


図-解 11.4.1 桁の上フランジを床版に埋込まない場合の床版厚

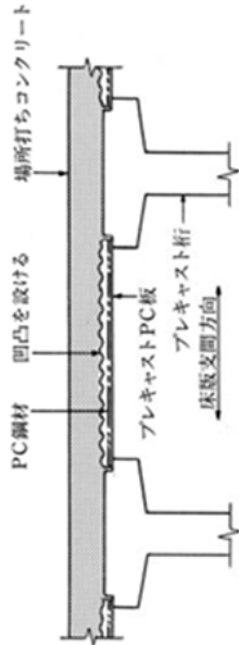


図-11.4.2 プレキャストPC板に設ける凹凸

(4) 桁の上フランジは、一般には床版に埋込まなくてよい(図-解 11.4.1)。この部分は、床版の中間支点として比較的大きな断面力を受けるほか、桁と床版の接合、合成作用に直接寄与する部分であるため、施工精度等を考慮すると、支間部の床版厚さと同程度とするのがよい。なお、桁のそり等施工精度を調整するためにプレキャスト桁の上フランジ上の床版厚さを補正する必要がある場合は、床版にハンチを設けて処理するのが望ましい。(図-解 11.4.1)

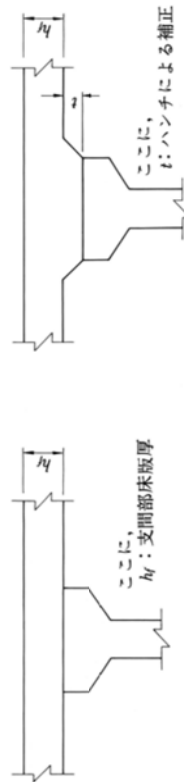


図-解 11.4.1 桁の上フランジを床版に埋込まない場合の床版厚

(5) プレキャストPC板と場所打ちコンクリートを一体化させ合成構造とするには、両者の接合面におけるせん断力の確実な伝達が必要であるため、プレキャストPC板の上面に凹凸を設けることを標準としたものである。

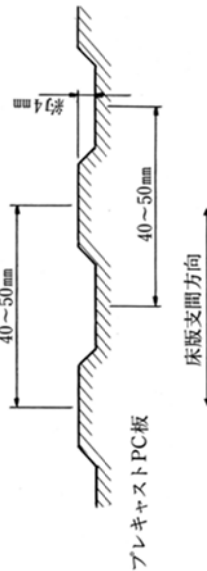


図-解 11.4.2 プレキャストPC板上面の形状の例

新旧対比表

III コンクリート橋・コンクリート部材編		
改定案	現行	備考
12 章 アーチ構造		
12 章 アーチ橋		
12.1 適用の範囲	12.1 適用の範囲	
この章は、鉄筋コンクリートアーチ構造の設計に適用する。 アーチ構造とは、鉛直方向に作用する力をアーチリブによって主に圧縮力として伝達し、支持する機能をもつものであり、この章は、主構造としての鉄筋コンクリートアーチリブを設計する際の一般的な事項について規定されたものである。したがって、補剛桁や鉛直材等に関する事項については、7 章、10 章、15 章等の規定による。 アーチ橋は構造力学的に分類すると、固定アーチ、1 ヒンジアーチ、2 ヒンジアーチ、3 ヒンジアーチに区分される。また、アーチの構造形式別には、開腹式アーチ及び閉腹式アーチがある。閉腹式アーチは、一般に支間が 30m 程度以下の比較的短支間の橋に適用されており、開腹式アーチは、比較的長大支間の橋に適用されている。	この章は、鉄筋コンクリートアーチ橋の設計に適用する。 アーチ橋は主構造がアーチをなす橋であり、この章は、主構造としての鉄筋コンクリートアーチリブを設計する際の一般的な事項について規定したものである。したがって、補剛桁や鉛直材等に関する事項については、14 章「連続構造」、16 章「ラーメン構造」等の規定による。 アーチ橋は構造力学的に分類すると、固定アーチ、1 ヒンジアーチ、2 ヒンジアーチ、3 ヒンジアーチに区分される。また、アーチ橋の構造形式別には、開腹式アーチ及び閉腹式アーチがある。閉腹式アーチは、一般に支間が 30m 以内の比較的短支間の橋に適用されており、開腹式アーチは、比較的長大支間の橋に適用されている。	
12.2 一般	12.2 設計一般	
12.2.1 設計の基本 (1) アーチ構造の設計では、アーチ構造を構成する各部材が作用の影響に対して所要の耐荷性能を満足する他、アーチリブがアーチとしての耐荷機構を成立させる形状を保持し、アーチ構造全体として不安定とならないようにしなければならない。 (2) (1)を満足するために、少なくともアーチリブの断面形状は、スパンライズ比、アーチ軸線、コンクリート強度、施工方法等を考慮して選定しなければならない。 (3) アーチリブの軸線は、荷重による圧力線に一致させることを標準とする。 (2) アーチリブは、施工方法がその断面決定の要因となることがあるので、施工条件を十分に把握して断面形状及び寸法を決定する必要がある。	(1) アーチリブの断面形状は、スパンライズ比、アーチ軸線、コンクリート強度、施工方法等を考慮して選定しなければならない。 (2) アーチの軸線は、荷重による圧力線に一致させることが望ましい。 (1) アーチリブは、施工方法がその断面決定の要因となることがあるので、施工条件を十分に把握して断面形状及び寸法を決定する必要がある。	

改定案	現行	備考
なお、施工時に考慮する荷重には死荷重、風荷重、温度変化の影響、地震の影響、作業荷重及び支保工重量等があるが、このほかに支保工の沈下や変形の影響を考慮することが必要な場合もある。 また、アーチリブは曲率をもっているため、箱形断面の場合には、桁高変化のある箱桁橋の下フランジと同様に、フランジに作用する軸方向圧縮力の鉛直分力や鉄筋の腹圧力により横方向に曲げモーメントが生じる。したがって、ウェブ間隔が広い箱形断面で、これらの影響が無視できない場合には、これを考慮して設計する必要がある。 (3) アーチ軸線とは、アーチリブの断面図心を結ぶ線をいい、アーチの荷重による圧力線とは、アーチリブの断面における合力の作用点を結ぶ線をいう。アーチ軸線は荷重による圧力線に一致させるのが望ましいが、活荷重等の変動荷重を考慮した全ての荷重載荷状態において、これを一致させることが困難であるため、全体的な応力のバランスを考慮して決定している例が多い。 アーチ軸線の形状には、一般に2次放物線、ハイバボリック曲線及び円曲線等があり、支間の長いアーチ橋の場合はハイバボリック曲線を用いる例が多く、支間の短いアーチ橋の場合は円、2心円、多心円等を用いる例が多い。以下にアーチ軸線の形状の実用式の一例を示す。この曲線のパラメータ m を変化させることで、アーチリブの死荷重による曲げモーメントのバランスを自由に変えることができる。 $y = \frac{f}{m-1} (\cosh k\xi - 1) \quad \dots\dots\dots (解 12.2.1)$ ここに、 $m = 1.0 \sim 3.0$ 程度 $k = \cosh^{-1} m = \log e(m + \sqrt{m^2 - 1})$ $\xi = x / l_1$ $l_1 = l / 2$ $l \quad : \text{支間長 (m)}$ $f \quad : \text{ライズ (m)}$ $x, y \quad : \text{図-解 12.2.1 参照 (m)}$	なお、施工時に考慮する荷重には死荷重、風荷重、温度変化の影響、地震の影響、作業荷重及び支保工重量等があるが、このほかに支保工の沈下や変形の影響を考慮することが必要な場合もある。 また、アーチリブは曲率をもっているため、箱形断面の場合には、桁高変化のある箱桁橋の下フランジと同様に、フランジに作用する軸方向圧縮力の鉛直分力や鉄筋の腹圧力により横方向に曲げモーメントが生じる。したがって、ウェブ間隔が広い箱形断面で、これらの影響が無視できない場合には、これを考慮して設計する必要がある。 (2) アーチ軸線とは、アーチリブの断面図心を結ぶ線をいい、アーチの荷重による圧力線とは、アーチリブの断面における合力の作用点を結ぶ線をいう。アーチ軸線は荷重による圧力線に一致させるのが望ましいが、活荷重等の変動荷重を考慮した全ての荷重載荷状態において、これを一致させることが困難であるため、全体的な応力のバランスを考慮して決定している例が多い。 アーチ軸線の形状には、一般に2次放物線、ハイバボリック曲線及び円曲線等があり、支間の長いアーチ橋の場合はハイバボリック曲線を用いる例が多く、支間の短いアーチ橋の場合は円、2心円、多心円等を用いる例が多い。以下にアーチ軸線の形状の実用式の一例を示す。この曲線のパラメータ m を変化させることで、アーチリブの死荷重による曲げモーメントのバランスを自由に変えることができる。 $y = \frac{f}{m-1} (\cosh k\xi - 1) \quad \dots\dots\dots (解 12.2.1)$ ここに、 $m = 1.0 \sim 3.0$ 程度 $k = \cosh^{-1} m = \log e(m + \sqrt{m^2 - 1})$ $\xi = x / l_1$ $l_1 = l / 2$ $l \quad : \text{支間長 (m)}$ $f \quad : \text{ライズ (m)}$ $x, y \quad : \text{図-解 12.2.1 参照 (m)}$	

改定案	現行	備考
図-解 12.2.1 アーチ軸線の座標 12.2.2 閉腹式アーチの側壁 (1) 閉腹式アーチの場合においては、側壁がアーチリブの移動を拘束しない構造としなければならない。 (2) (3) による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) 閉腹式アーチの側壁には、アーチリブの両端部及びその他の適切な場所に、伸縮目地を設ける。 (3) 閉腹式アーチの側壁に設ける伸縮目地は、支間が小さい場合にはスプリング上に、支間が比較的大きい場合には、さらに $l/4$ 点あるいはアーチクラウン等の適当な位置に、漏水しない構造で設ける必要がある。 12.2.3 箱桁断面アーチリブと支柱の接合部 (1) 箱形断面アーチリブの支柱取付位置には、過大な応力が発生しないようにしなければならない。 (2) (3) による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) アーチリブが箱形断面の場合においては、支柱の取付部に隔壁を設ける。 (3) 箱形断面アーチリブの支柱取付位置に過大な局部応力が生じないように、この規定が設けられている。この隔壁は、支柱から作用する鉛直力をアーチリブのせん断力や軸方向力として、円滑に伝達できる構造とする必要がある (図-解 12.2.2)。	図-解 12.2.1 アーチ軸線の座標 12.6 閉腹式アーチ橋の側壁 (1) 閉腹式アーチ橋の場合においては、側壁がアーチリブの移動を拘束しない構造としなければならない。 (2) (3) による場合には、(1)を満足するとみなす。 (3) 閉腹式アーチ橋の側壁には、アーチリブの両端部及びその他の適当な場所に、伸縮目地を設ける。 (3) 閉腹式アーチ橋の側壁に設ける伸縮目地は、支間が小さい場合にはスプリング上に、支間が比較的大きい場合には、さらに $l/4$ 点あるいはアーチクラウン等の適当な位置に、漏水しない構造で設ける必要がある。 12.7 アーチリブの隔壁 (1) 箱形断面アーチリブの支柱取付位置には、過大な応力が発生しないようにしなければならない。 (2) (3) による場合には、(1)を満足するとみなす。 (3) アーチリブが箱形断面の場合においては、支柱の取付部に隔壁を設ける。 (3) 箱形断面アーチリブの支柱取付位置に過大な局部応力が生じないように、この規定が設けられている。この隔壁は、支柱から作用する鉛直力をアーチリブのせん断力や軸方向力として、円滑に伝達できる構造とする必要がある (図-解 12.7.1)。	

改定案	現行	備 考
図-解 12.2.2 箱形断面アーチリブの隔壁 12.2.4 アーチリブの最小鉄筋量 (1) アーチリブは、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮によるアーチ軸線の移動の影響をできるだけ小さくするようにしなければならない。 (2) アーチリブには、上下の軸方向鉄筋の位置の確保及び座屈防止のために必要な対策を講じなければならない。 (3) (4)及び(5)による場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。 (4) アーチリブの最小軸方向鉄筋量は、アーチリブの幅 1m あたり 600mm^2 以上とし、かつ、上下面の鉄筋の合計は、コンクリート断面積の 0.15%以上とする。なお、軸方向鉄筋は、アーチリブの上下面に沿って対称に配置することとする。 (5) アーチリブには軸方向主鉄筋を囲む横方向鉄筋を配置する。鉄筋の直径は 13mm 以上、かつ、軸方向主鉄筋の直径の $1/3$ 以上とし、その中心間隔は、軸方向主鉄筋の直径の 15 倍以下、かつ、アーチリブ断面の最小寸法以下とする。 (4) アーチリブのコンクリートのクリープ及び乾燥収縮等によるアーチ軸線の移動の影響を小さく抑えるために、最小鉄筋量が規定されたものである。一般の鉄筋コンクリートアーチでは、コンクリート断面積の 1.0～2.0%程度の軸方向鉄筋が配置される場合が多い。 (5) 横方向鉄筋は、上下の軸方向鉄筋の位置を確保し、軸方向鉄筋の座屈を防ぐなどのために配置するものである。また、アーチリブでは、スプリング（アーチ起点）に地震の影響により大きな断面力が生じる場合がある。この場合には、帯鉄筋による横拘束効果が必要	図-解 12.7.1 箱形断面アーチリブの隔壁 12.5 アーチリブの最小鉄筋量 (1) アーチリブは、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮によるアーチ軸線の移動の影響をできるだけ小さく抑える配慮を行わなければならない。 (2) アーチリブには、上下の軸方向鉄筋の位置の確保や座屈防止のために必要な対策を講じなければならない。 (3) (4)及び(5)による場合においては、(1)及び(2)を満たすものとみなす。 (4) アーチリブの最小軸方向鉄筋量は、アーチリブの幅 1m あたり 600mm^2 以上とし、かつ上下面の鉄筋の合計はコンクリート断面積の 0.15%以上とする。なお、軸方向鉄筋は、アーチリブの上下面に沿って対称に配置するのが望ましい。 (5) アーチリブには軸方向主鉄筋を囲む横方向鉄筋を配置する。鉄筋の直径は 13mm 以上、かつ軸方向主鉄筋の直径の $1/3$ 以上とし、その中心間隔は、軸方向主鉄筋の直径の 15 倍以下、かつアーチリブ断面の最小寸法以下とする。 (4) アーチリブのコンクリートのクリープ及び乾燥収縮等によるアーチ軸線の移動の影響を小さく抑えるために、最小鉄筋量を規定したものである。一般の鉄筋コンクリートアーチ橋では、コンクリート断面積の 1.0～2.0%程度の軸方向鉄筋が配置される場合が多い。 (5)横方向鉄筋は、上下の軸方向鉄筋の位置を確保し、軸方向鉄筋の座屈を防ぐ等のために配置するものである。また、アーチリブのスプリング（アーチ起点）等は、地震の影響により大きな断面力が生じる場合がある。この場合には、帯鉄筋による横拘束効果が必要	

改定案	現行	備考
必要と考えられるため、鉄筋配置の細目については、<u>V編 8.9.2</u>における柱に関する規定による。 なお、閉腹式アーチでは、その側壁に生じる曲げモーメントを考慮して横方向鉄筋の必要鉄筋量を算出する。	と考えられるため、鉄筋配置の細目については、<u>下部構造編 7 章構造細目</u>における柱に関する規定による<u>ことが望ましい</u>。 なお、閉腹式アーチ橋では、その側壁に生じる曲げモーメントを考慮して横方向鉄筋の必要鉄筋量を算出する。	
12.3 断面力の算出 (1) アーチ橋の断面力の算出は、適切な解析モデル及び解析手法により行われなければならない。 (2) (3)から(5)による場合においては、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) アーチの軸線は、アーチリブの断面図心を結ぶ線とする。 (4) 不静定力の算出には、アーチリブ断面の変化の影響を考慮する。 (5) 断面力の算出は、微小変形理論に基づくことを標準とする。 (5) アーチリブに生じる断面力は軸線移動の影響を受けるが、<u>通常</u>、この影響が小さく無視できるため、微小変形理論に基づいて断面力を算出してよいこととされている。 ただし、式 (解 12.3.1) で示される細長比が <u>35 を超える場合は</u>、有限変形理論等によりアーチ軸線移動の影響を考慮して断面力を算出するのがよい。なお、<u>荷重組合せ及び荷重係数等は</u>、格子解析による場合と同じく、<u>3.3 の規定に従うことになる</u>。 $\lambda = L \cdot \sqrt{\frac{A_{1/4} \cdot \cos \theta_{1/4}}{I_m}} \quad \dots\dots\dots \text{ (解12.3.1)}$ ここに、λ : 細長比 $L = \delta \cdot l \quad \text{: 換算部材長 (mm)}$ $A_{1/4}$: 支間の $l/4$ 点におけるアーチリブの断面積 (mm²) $\theta_{1/4}$: 支間の $l/4$ 点におけるアーチ軸線の傾斜角度 I_m : アーチリブの平均断面二次モーメント (mm⁴) δ : 表-解 12.3.1 で求める係数 l : 基礎の固定度を考慮した支間で、固定アーチの場合は図-解 12.3.1 による。2 及び 3 ヒンジアーチについてはアーチ支間とする。(mm)	12.3 構造解析 (1) アーチ橋の断面力の算出は、適切な解析モデル及び解析手法により行われなければならない。 (2) (3)から(5)による場合においては、(1)を満足するものとみなす。 (3) アーチの軸線は、アーチリブの断面図心を結ぶ線とする。 (4) 不静定力の算出には、アーチリブ断面の変化の影響を考慮する。 (5) 断面力の算出は、微小変形理論に基づいて行うことができる。 (5) アーチリブに生じる断面力は軸線移動の影響を受けるが、<u>一般の場合</u>、この影響が小さく無視できるため、微小変形理論に基づいて断面力を算出してよいこととしている。 ただし、式 (解 12.3.1) で示される細長比が <u>35 以上の場合は</u>、有限変形理論等によりアーチ軸線移動の影響を考慮して断面力を算出するのがよい。 $\lambda = L \cdot \sqrt{\frac{A_{1/4} \cdot \cos \theta_{1/4}}{I_m}} \quad \dots\dots\dots \text{ (解 12.3.1)}$ ここに、λ : 細長比 $L = \delta \cdot l \quad \text{: 換算部材長 (mm)}$ $A_{1/4}$: 支間の $l/4$ 点におけるアーチリブの断面積 (mm²) $\theta_{1/4}$: 支間の $l/4$ 点におけるアーチ軸線の傾斜角度 I_m : アーチリブの平均断面二次モーメント (mm⁴) δ : 表-解 12.3.1 で求める係数 l : 基礎の固定度を考慮した支間で、固定アーチの場合は図-解 12.3.1 による。2 及び 3 ヒンジアーチについてはアーチ支間とする。(mm)	

改定案

現行

備考

表-解 12.3.1 係数 δ

f/l	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
固定アーチ	0.360	0.375	0.396	0.422	0.453	0.495	0.544	0.596	0.648
1 ヒンジアーチ	0.484	0.498	0.514	0.536	0.562	0.591	0.623	0.662	0.706
2 ヒンジアーチ	0.524	0.553	0.594	0.647	0.711	0.781	0.855	0.956	1.059
3 ヒンジアーチ	0.591	0.610	0.635	0.670	0.711	0.781	0.855	0.956	1.059

ここに、 f/l ：スパンライズ比の逆数

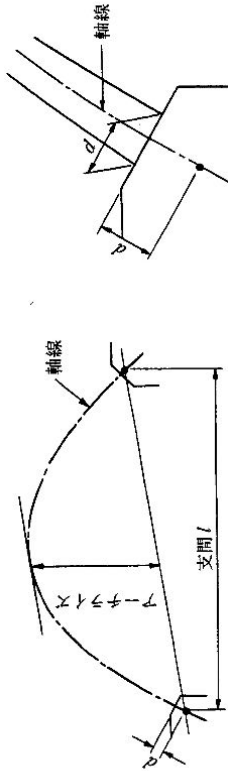


図-解 12.3.1 固定アーチの場合の基礎の固定度を考慮した支間

12.4 アーチ構造の限界状態

12.4.1 一般

- (1) アーチ構造を構成する各部材は、それぞれ棒部材もしくは版部材として限界状態を定めるとともに、アーチ構造の限界状態を 12.4.2 及び 12.4.3 の規定に従い定めなければならない。
- (2) (1)によらず、地震の影響に対して、アーチ構造を構成する部材の塑性化を期待した設計を行う場合は、アーチ構造の限界状態を適切に定めなければならない。

(2)アーチ橋では、アーチリブが損傷すると構造全体の安全性が低下する可能性が大きい。そのため、アーチリブに損傷を与えないことが基本となる。例外的に、地震の影響に対して支柱基部の塑性化に期待した設計を行う場合がある。そのような場合には、IV 編や V 編において関連する規定を参考に、塑性化がアーチ構造に与える影響を十分に検討し、アーチリブとしての挙動の前提を満足しなくなることがないよう、適切に構造を定める必要がある。

表-解 12.3.1 係数 δ

f/l	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
固定アーチ	0.360	0.375	0.396	0.422	0.453	0.495	0.544	0.596	0.648
1 ヒンジアーチ	0.484	0.498	0.514	0.536	0.562	0.591	0.623	0.662	0.706
2 ヒンジアーチ	0.524	0.553	0.594	0.647	0.711	0.781	0.855	0.956	1.059
3 ヒンジアーチ	0.591	0.610	0.635	0.670	0.711	0.781	0.855	0.956	1.059

ここに、 f/l ：スパンライズ比の逆数

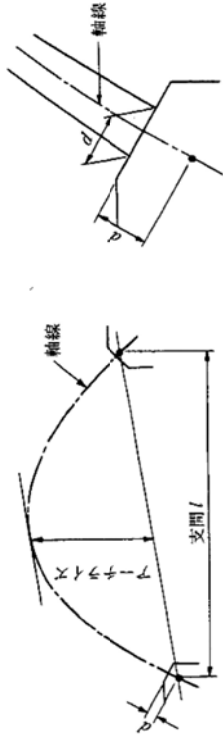


図-解 12.3.1 固定アーチの場合の基礎の固定度を考慮した支間

備 考	現 行	改 定 案
	12.4 座屈に対する照査 アーチ橋の設計にあたっては、アーチリブがそれを含む面内での座屈及び面外への座屈に対して安全であることを確かめなければならない。 アーチリブは、水平反力によって大きな軸方向圧縮力を受ける部材であり、その設計にあたっては、応力度や断面耐力の照査のほかに、面内及び面外方向の座屈に対する安全性を確かめる必要がある。 ここであるアーチリブの座屈には、幾何学的非線形挙動、コンクリートの応力とひずみの関係の非線形性及びひび割れによる断面剛性の低下等による材料非線形的な挙動を含めて考えており、アーチリブの座屈に対する安全性は、材料非線形性を考慮した有限変形解析を行い照査することが望ましい。 しかしながら、この解析を行うことは非常に煩雑であるので、アーチリブの細長比λが概ね 100 以下の場合、アーチリブの面内座屈に対する検討は、有限変形による影響を偏心荷重による曲げモーメントに置き換えて、終局荷重作用時の曲げモーメントに加え、断面の破壊抵抗曲げモーメントに対する安全度を照査することとしてもよい。なお、細長比λが 35 以下の場合は、座屈に対する照査を省略することができる。 アーチの面外座屈に対しては、アーチリブをアーチ支間に等しい長さを有する真つすぐな柱とみなし、その柱がアーチリブ端部に生じる水平反力に等しい軸方向力を受けるものとして検討してよい。	12.4.2 アーチ構造の限界状態 1 アーチ構造の設計にあたって、1)及び2)を満足する場合には、アーチ構造としての限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 1) アーチ構造を構成する各部材が、いずれも限界状態 1 を超えない。 2) アーチリブがそれを含む面内での座屈及び面外への座屈を生じない。 アーチ構造は、アーチリブが座屈すると耐荷力を失う。また、各部材が限界状態 1 に至った場合に、アーチ構造として不安定化する可能性がある。そのため、アーチリブに座屈が生じることがなく、また、各部材が限界状態 1 を超えない場合は、アーチ構造としての応答が弾性範囲を超えないと考えるとよく、アーチ構造として限界状態 1 を超えないとみなしてよいとしている。 アーチリブは、水平反力によって大きな軸方向圧縮力を受ける部材であり、その設計にあたっては、応力度や断面耐力の照査のほかに、面内及び面外方向の座屈に対する安全性を確かめる必要がある。ここであるアーチリブの座屈には、幾何学的非線形挙動、コンクリートの応力とひずみの関係の非線形性及びひび割れによる断面剛性の低下等による材料非線形的な挙動が含まれる。アーチリブの細長比λが概ね 100 以下の場合、アーチリブの面内座屈に対する検討は、有限変形による影響を偏心荷重による曲げモーメントに置き換えて、変動作用が支配的な状況における曲げモーメントに加え、所要の安全性を照査してもよい。なお、細長比λが 35 以下の場合、一般に座屈に対する照査を省略することができる。 一方で、これによらない場合や、該当しない場合には、アーチリブの座屈に対する安全性は、材料非線形性を考慮した有限変形解析を行い照査する必要がある。 アーチの面外に対しては、アーチリブをアーチ支間に等しい長さを有する真つすぐな柱とみなし、その柱がアーチリブ端部に生じる水平反力に等しい軸方向力を受けるものとして検討してよい。 12.4.3 アーチ構造の限界状態 3 アーチの設計にあたって、1)及び2)を満足する場合には、アーチ構造が限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 1) アーチ構造を構成する各部材が、いずれも限界状態 3 を超えない。 2) アーチリブがそれを含む面内での座屈及び面外への座屈を生じない。 アーチ構造が作用に対して耐荷力を完全に失わない限界の状態を、アーチ構造の限界状態 3 と考えることができる。アーチ構造を構成するある一つの部材が作用に対して耐荷力を

改定案

現行

備考

失った場合、アーチ構造としての耐荷力が失われる可能性がある。また、アーチ構造を構成する全ての部材が耐荷力を完全に失っていない場合でも、アーチリブの座屈によってアーチ構造全体が不安定化し、アーチ構造としての耐荷力が失われると考えることができる。

この示方書では、アーチ構造を構成するある一つの部材が限界状態 3 に達するとき、又はアーチ構造全体が不安定化するときをアーチ構造の限界状態 3 ととらえている。そのため、アーチ構造を構成する各部材がいずれも限界状態 3 を超えない場合、かつ、アーチリブが座屈を生じない場合には、アーチ構造が限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされている。

新旧対比表

III コンクリート橋・コンクリート部材編		
改定案	現行	備考
13 章 ケーブル構造 13.1 適用の範囲 この章は、ケーブル部材を単独部材として使用する場合のケーブル構造の設計に適用する。 この章は、亜鉛めっき鋼線等の素線を束ねてつくられたストランドや、ストランドを更により合わせて作られたロープ並びにPC鋼線及びPC鋼より線を束ねたPCケーブルを橋の部材として用いる場合について規定している。ここではストランド及びロープを総称してケーブルという。 また、この章では、鋼線等の素線を束ねて構成されるケーブルとそれを固定する定着具を含めたものをケーブル部材といい、ケーブル部材を桁や塔などの部材に定着するための被定着部材側の定着部分を定着構造という。また、主として定着構造を含めたケーブル部材が主として荷重に抵抗する構造をケーブル構造という。ただし、コンクリートと付着があるPC鋼材を用いたコンクリート部材は、コンクリートとPC鋼材が一体となって挙動するため、ケーブルを部材単体ではなく、部材の構成材料として扱うことが妥当であり、ここで規定するケーブル構造として扱わない。対象とする構造は、主桁コンクリートの外部にPC鋼材を配置して主桁にプレストレスを与える外ケーブル構造及び鉄筋コンクリート塔からプレストレストコンクリート主桁をケーブルで吊ったプレストレストコンクリート斜張橋である。 外ケーブル構造は、箱桁橋やT桁橋の主桁の桁高の範囲内に外ケーブルを配置した構造が多く用いられている。外ケーブル構造は一般に、主桁コンクリートの外部にケーブルを配置するために、ケーブルが内部に配置されている場合と比べてコンクリートの部材厚の低減が可能で、かつ外ケーブルには大容量のPC鋼材が使用できるために配置する鋼材本数を減らすことができる。しかし、外ケーブルは力学特性が内ケーブル構造と異なるうえ、外ケーブルに対する防食性への配慮も必要となる。外ケーブルを桁高の範囲内に配置した場合、ケーブルの偏心量に制限があるために桁橋等では支間の長大化に伴い配置本数が増え、必要鋼材量も増加することになる。そこで外ケーブルを桁高の範囲外に偏心配置して、より効果的に主桁にプレストレスを与えた大偏心外ケーブル構造に関する研究が進められ、その適用事例	18 章 外ケーブル構造 18.1 適用の範囲 この章は、主桁コンクリートの外部にPC鋼材を配置して主桁にプレストレスを与えた外ケーブル構造の設計に適用する。 外ケーブル構造は、主桁コンクリートの外部にPC鋼材を配置して主桁にプレストレスを与えた構造であり、箱桁やT桁の主桁の桁高の範囲内に外ケーブルを配置した構造が多く用いられている。外ケーブル構造は一般に、主桁コンクリートの外部にケーブルを配置するために部材厚の低減が可能で、かつ外ケーブルには大容量のPC鋼材が使用できるために配置する鋼材本数を減らすことができる反面、力学特性が従来の内ケーブル構造と異なり、外ケーブルに対する防食性への配慮も必要となる。 外ケーブルを桁高の範囲内に配置した場合、ケーブルの偏心量に制限があるために桁橋等では支間の長大化に伴い配置本数が増え、必要鋼材量も増加することになる。そこで外ケーブルを桁高の範囲外に偏心配置して、より効果的に主桁にプレストレスを与えた大偏	

改定案	現行	備 考
として中間支点上で橋面上方に外ケーブルを偏心配置したものがエクストラードード橋である。さらに、支間中央近傍で主桁の下方に外ケーブルを偏心配置した橋梁形式もある。この章では、これら大偏心外ケーブル構造を含めて主桁コンクリートの外部に PC 鋼材を配置してプレストレスを与えた構造全般を外ケーブル構造と称している。	心外ケーブル構造に関する研究が進められ、その適用事例として中間支点上で橋面上方に外ケーブルを偏心配置したエクストラードード橋の建設が増えている。さらに、支間中央近傍で主桁の下方に外ケーブルを配置した橋梁形式も建設されている。 したがって本章では、これら大偏心外ケーブル構造を含めて主桁コンクリートの外部に PC 鋼材を配置してプレストレスを与えた構造全般を外ケーブル構造と称し、外ケーブル構造特有の事項について規定している。	
13.2 ケーブル部材	13.4 斜材及び定着具	
(1) ケーブル部材の設計は、Ⅱ編 18.2 の規定に従う。 (2) ケーブル部材の限界状態 1 はⅡ編 18.3 の規定に、限界状態 3 はⅡ編 18.4 の規定による。 (3) ケーブル部材及びケーブル部材が配置された桁構造が、以下の 1) から 5) を満足する場合には、(1)及び(2)によらず、ケーブル部材が限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないとみなしてよい。ただし、ケーブル部材によりプレストレスを導入された桁構造は 5 章及び 10 章の規定を満足し、所要の耐荷性能が確保されなければならない。 1) コンクリート部材にプレストレスを導入する目的で、ケーブル部材が配置されている。 2) 桁構造が箱桁の場合には箱桁内、T 桁の場合には桁高内及びフランジの有効幅内に、ケーブル部材が配置されている。 3) コンクリート部材の変形等によって生じるケーブル軸力の増加に対して、ケーブル部材が安全である。 4) ケーブル部材及びケーブル部材が配置された桁構造からの作用力によって、ケーブル定着部において二次曲げが生じないとみなせる。 5) ケーブル部材が配置された桁構造が限界状態 1 及び限界状態 3 に至るまで、ケーブル部材がそれぞれの状態に対して必要な軸力を保持する。	(1) 斜材及び定着具は、静的な引張応力だけでなく、活荷重による変動応力に対しても安全となるようにしなければならない。 (2) 斜材定着具の構造は、風等による斜材の振動を十分吸収できるものとしなければならない。 (3) 斜材及び定着具は、所要の耐久性を有するものとしなければならない。 (4) (5) による場合においては(1)を、(6)による場合においては(2)を満たすものとみなす。 (5) 斜材の許容引張応力度は、引張強さを 2.5 の安全率で除した値とする。 (6) 定着具又は斜材等には、ケーブルの角折れを防ぐ緩衝材又は斜材の防振、制振装置を設ける。	
(2) 照査に必要なヤング係数等の材料特性値や曲線部の取り扱い、限界状態 1 や限界状態 3 はⅡ編による。 (3) ケーブル部材を配置したコンクリート部材が 5 章に規定されているコンクリート部材の限界状態 1 及び限界状態 3 に至る全ての過程において、コンクリート部材に配置されているケーブル部材が、求められる性能を確実に保持していれば、ケーブル部材を単独部材でなく、コンクリート部材の構成材料として扱うことができることが規定されている。これは、鉄筋コンクリート部材において、鉄筋を単独部材として扱わずに、鉄筋コンクリート部材を構成する材料の一部としていることと同等である。	(1) 斜材は、活荷重による疲労に対しても安全でなければならないため規定している。 (2)(3) 斜材及び定着具の設計にあたっては、鋼橋編の 17 章に準拠するとともに、「道路橋耐風設計便覧」(日本道路協会、平成 20 年 1 月)を参考にする。よ。 斜材の振動の主な原因として風と走行車両が考えられる。斜材の風による振動には限定振動と自励振動があり、このうち渦励振等による限定振動は比較的低風速の風で発生し一定の振幅で振動するため、斜材定着部が固定状態であると、斜材の定着部近傍に固定端モーメントが繰返し発生することになる。また走行車両による振動は不規則な強制振動であるが、日常の車両の走行によって風と同様に固定端モーメントが繰返し発生することになる。このことを考慮して、斜材定着具は振動を十分に吸収できる構造でなければならないとしている。	

改定案	現行	備 考
プレストレスを導入することを目的にコンクリート部材にケーブル部材を配置した場合は、コンクリート部材が限界状態に至る過程において、ケーブル部材が、コンクリート部材の変形等によって生じるケーブル軸力の増加等に対してケーブルや定着具が破壊することなく、コンクリート部材の設計で前提としている軸力を保持しつづけることが必要である。 この編の5章及び10章の規定を満足し、ケーブル定着部において二次曲げの影響が少ないコンクリート桁部材のうち、プレストレスを導入することを目的に箱桁の箱桁内、T 桁の桁高内かつフランジの有効幅内にケーブル部材を配置したコンクリート桁部材については、既往の研究成果より、コンクリート部材が限界状態1及び限界状態3に至るまで、ケーブル部材が必要な軸力を保持するとともに、コンクリート部材の変形等によって生じるケーブル軸力の増加に対しても、ケーブル部材が安全であることが明らかにされている。したがって、箱桁内にケーブルを配置してコンクリート箱桁及び桁高内かつフランジの有効幅内にケーブル部材を配置したT 桁については、一般にケーブル部材をコンクリート部材の一部として扱うことができる。ただし、コンクリート部材が限界状態1及び限界状態3に至るまでにおけるケーブル部材に必要な軸力保持やコンクリート部材の変形等によって生じるケーブル軸力の増加に対する安全性に懸念がある場合には、実験等によりその安全性を確認する必要がある。 なお、定着部において二次曲げの影響が無視できる程度に抑えられている場合には、二次曲げが生じない構造であると考えてよい。	18.2 設計一般 (1) 外ケーブル構造は、外ケーブルとコンクリートとの平面保持の仮定が成立しないこと及び部材の変形に伴い外ケーブルの偏心が変化すること	

13.3 ケーブル構造

13.3.1 一般

- (1) ケーブル構造は、ケーブル構造を構成する各部材が所要の耐荷性能を満足するとともに、ケーブル構造全体として求められる耐荷性能を満足するようにななければならない。
(2) 風によるケーブル構造の振動に配慮しなければならない。
(3) ケーブル構造の構造解析にあたっては、桁に対するケーブルの偏心、ケーブル部材を含めた部材の変形、ケーブル剛性の影響、部材間の挙動の違いを適切に考慮できる解析モデル及び解析理論によって、各部材の作用力及び応答値を算出する。
(4) (3) を満足するために、少なくとも以下を満足しなくてはならない。

1) 主桁、塔の変形及びケーブルのサグの影響を考慮する。
2) 外ケーブル構造を用いる場合には、外ケーブルとコンクリートとの平面保持の仮定が成立しないこと及び部材の変形に伴い外ケーブルの偏心が

改定案	現行	備考
変化することを考慮する。 3) 主桁、塔及びケーブル部材の温度差の影響を考慮する。 4) 死荷重、ケーブルに導入する緊張力、主桁に導入されたプレストレス等の持続荷重による断面力の算出にあたっては、コンクリートのクリープの影響を考慮する。 (5) ケーブル構造の防食については、Ⅱ編 18.8 による。 (1) <u>ケーブル部材からの作用力を桁や塔などに伝達するケーブル定着構造を含めたケーブル構造について規定されたものである。構造各部がケーブル部材からの作用力に対して安全であることはもちろん、構造各部が有する強度のバランスを適切に設定した上で設計を行う必要がある。</u> (2) <u>ケーブル構造は、一般に柔構造となるため、風による橋の振動が課題となることが多く、それらが問題とならないよう、適切に耐風設計を行う必要がある。この場合、「道路橋耐風設計便覧（日本道路協会）」が参考となる。また、近年ポリエチレン等で被覆されたケーブルが長大斜張橋を中心に多く用いられるようになってきたが、これらの表面が滑らかなケーブルでは架橋地点の風の特性によっては振動を生じることがあり、制振対策が必要となる場合があるので注意が必要である。また、ケーブルは現場における不注意な取扱いによって、これらの被覆が損傷する等により、防食・防食機能や機械的な性質が著しく損なわれることが考えられるので、施工時の取扱いには十分な配慮を払う必要がある。</u> (3) <u>ケーブルは、構造解析上は軸方向引張力のみを受ける部材として扱い、曲げ剛性を無視しているが、太くなると曲げ剛性が無視できなくなり、それにより二次的応力が生じることがあるので注意する必要がある。また、ケーブルは非常に可とう性に富む部材であることから、設計に際してケーブルの伸びや形状の変化による構造物への影響を考慮する必要がある。</u> (4) 1) <u>ケーブルには、ケーブル自身の重量等に起因した垂れ下がりが生じる。この変位量をサグというが、ケーブルはサグの影響によって見かけの伸び剛性が低下し、その影響はケーブルが長く、ケーブル張力が小さいほど大きくなる。サグの影響については、設計上考慮することの必要性も含めて適切に判断する必要がある。構造解析においてケーブルのサグの影響を考慮する方法として、ケーブルをたわみ理論で解析する厳密な方法や、ケーブルの張力の変化と弦方向の伸びの関係から見かけのヤング係数を換算してケーブルを線材として解析する手法等がある。</u> 一般に、中小規模のプレストレストコンクリート斜張橋及びエクストラードード橋ではサグの影響によるケーブルの見かけの伸び剛性の低下は無視できることが多く、大規模のプレストレストコンクリート斜張橋でもその影響は小さいので、サグの影響を考慮した見かけのヤング係数を用いて構造解析を行えば十分な精度が得られることが多い。	等、外ケーブル構造の特性を考慮して設計しなければならない。 (2) 外ケーブルの定着部及び偏向部は、ケーブルの張力を主桁へ円滑に伝達できる構造としなければならない。 (3) 外ケーブルの定着部及び偏向部は、ケーブルの張力及びケーブルが偏向することにより生じる局部応力に対して、鉄筋又は P C 鋼材によって補強しなければならない。 (4) 大偏心外ケーブル構造は、主桁、塔、外ケーブルそれぞれの温度差の影響を考慮しなければならない。 (5) 外ケーブルは、防食に対して十分配慮するとともに、振動に対して配慮しなければならない。	

備 考	現 行	改 定 案
		なお、見かけのヤング係数は次式によって算出してよい。 $E = \frac{E_0}{1 + \frac{(\gamma \cdot \ell \cdot \cos \alpha)^2}{12\sigma^3}} E_0 \quad \dots\dots\dots \text{(解13.3.1)}$ ここに、E : サグの影響を考慮した見かけのヤング係数 (N/mm²) E_0 : ケーブルのヤング係数 (N/mm²) γ : ケーブルの単位体積重量 (N/mm³) ℓ : ケーブルの長さ (mm) α : ケーブルの傾斜角 (°) σ : ケーブルに作用している引張応力度 (N/mm²) 式 (解 13.3.1) は、ケーブルの引張応力度が一定の状態で求められたもので、活荷重の載荷等によりケーブルの引張応力度が大きく変化する場合には誤差が生じることになる。その場合は、ケーブルの引張応力度が σ_1 から σ_2 まで変化するとして求めた平均の見かけのヤング係数を算出する式 (解 13.3.2) を用いて求めることができる。なお、式 (解 13.3.1) 及び (解 13.3.2) のケーブル傾斜角：α はケーブルと桁との角度である $E = \frac{E_0}{1 + \frac{(\gamma \cdot \ell \cdot \cos \alpha)^2 \cdot (\sigma_1 + \sigma_2)}{24\sigma_1^2 \cdot \sigma_2^2}} E_0 \quad \dots\dots\dots \text{(解13.3.2)}$ 全体剛性が小さく、外力の作用による変形の大い構造物では、有限変形理論による解析が必要となる。しかし、一般のプレストレストコンクリート斜張橋では、有限変形理論と微小変形理論とによる断面力の差は設計上無視できるほど小さい場合が多い。その場合は、構造解析では微小変形理論によってもよい。 2) 外ケーブルの取り扱いについては、以下の点が参考となる。 ① 外ケーブル構造の構造特性について 外ケーブル構造は、コンクリート断面で仮定する平面保持が外ケーブルでは成立しないこと、及び部材の変形に伴い外ケーブルの偏心が変化する事等の特性を有するたため、付着のある P C 鋼材を用いた内ケーブル構造と基本的に異なる。したがって外ケーブル構造における部材断面の応力度及び耐力の照査は、その特性を考慮して行うのがよい。なお、桁高の範囲内に外ケーブルを配置した桁橋では、外ケーブルの偏心量が変化する影響は一般には小さいことから、これを無視した方法を用いてもよい。 ② 大偏心外ケーブル構造について (1) 1) 外ケーブル構造の構造特性について 外ケーブル構造は、外ケーブルとコンクリートとの平面保持の仮定が成立しないこと、及び部材の変形に伴い外ケーブルの偏心が変化する事等の特性を有するため、付着のある P C 鋼材を用いた内ケーブル構造と基本的に異なる。したがって外ケーブル構造における部材断面の応力度及び耐力の照査は、その特性を考慮して行うのがよい。ただし、桁高の範囲内に外ケーブルを配置した桁橋では、外ケーブルの偏心量が変化する影響は一般には小さいことから、これを無視した方法を用いてもよい。 2) 大偏心外ケーブル構造について

改定案	現行	備考
大偏心外ケーブル構造は桁高の範囲内に外ケーブルを配置した桁橋と同様、一般に主桁の剛性が高く、主桁にプレストレスを与えた構造であるという点で桁橋と類似の構造特性を有する。したがって大偏心外ケーブル構造であるエクストラードード橋は、外観上はプレストレストコンクリート斜張橋と類似の橋であるが、剛性の低い主桁を斜材で吊ったプレストレストコンクリート斜張橋とは異なり、大偏心外ケーブル構造では、外ケーブルと主桁との平面保持の仮定が大きく異なることから、ケーブルに作用する変動応力を適切に算出するため、外ケーブルを独立した部材として取り扱う方法を用いる必要がある。この場合、外ケーブルとコンクリートとの平面保持の仮定が成立しない特性は、解析において外ケーブル部材と主桁コンクリート部材とを別々にモデル化することで考慮される。	大偏心外ケーブル構造は桁高の範囲内に外ケーブルを配置した桁橋と同様、一般に主桁の剛性が高く、主桁にプレストレスを与えた構造であるという点で桁橋と類似の構造特性を有する。したがって大偏心外ケーブル構造であるエクストラードード橋は、斜材により主桁が補強された橋という点では外観上はプレストレストコンクリート斜張橋と類似の橋であるが、剛性の低い主桁を斜材で吊ったプレストレストコンクリート斜張橋と異なり桁橋に近い構造特性を有する。このため大偏心外ケーブル構造を用いたエクストラードード橋とプレストレストコンクリート斜張橋とは異なる形式として取り扱うものとしている。 4) 外ケーブルの許容応力度について 外ケーブルに用いる P C 鋼材の許容引張応力度は、活荷重応力の発生頻度、二次応力の影響及び応力の不均一性等を考慮して定めることが望ましいが、一般には 3.4 に規定する値を用いてもよい。 大偏心外ケーブル構造は一般に外ケーブルの応力変動が小さいこと等から、従来の外ケーブル構造の外ケーブル応力変動値と同じレベルとして取り扱うことが可能である。したがって主桁に配置する従来の P C 鋼材と同じ安全率を用いて設計することができ る。 5) 外ケーブルは、素線相互の微小相対変位に伴う摩擦に起因するフレッティング疲労に対して、実験等によって安全性が確認されたものを原則として用いる必要がある。 6) 引張鉄筋について 外ケーブル構造において、設計荷重作用時に部材断面のコンクリートに引張応力が生じる場合は、6.5 の規定を参考にして引張鉄筋を算出する必要がある。 7) セン断力及びねじりモーメントに対する照査について 外ケーブル構造のせん断力やねじりモーメントに対する照査は、内ケーブル構造と同様に 4.3 及び 4.4 の規定に従ってよい。ただし、外ケーブルは、主桁コンクリート部材に対して付着がないため、図・解 4.3.1 に示すトラス理論におけるモデルの引張弦材とみなしてはならない。 ②外ケーブルの張力は、定着部及び偏向部を介してのみ主桁に伝達される。外ケーブルの定着部は、一般に部材厚の厚い隔壁や横桁に設けられるが、外ケーブルの大きな張力が直接作用する。また、偏向部は比較的小型の突起と部材厚の薄い隔壁や横桁を組合せた構造が一般的であり、外ケーブルの偏向による力が作用する。したがって、これらの力が円滑に主桁に伝達できるような構造とすることを、外ケーブル構造の基本としている。 ③ 外ケーブル構造では、大容量のケーブルが横桁及び隔壁等に定着される場合が多い。し	

改定案	現行	備考
③ 部材断面の応力度及び耐力の算出について 13.2(3)の規定を満足する外ケープル構造では、外ケープル部材をコンクリート桁部材の一部として扱ってよいこととされている。この場合、外ケープル構造における部材断面の応力度及び耐力の算出には、以下の方法が用いられている。 i) 外ケープルを内ケープルとみなして取り扱い方法 この方法における部材断面応力度の算出では、外ケープルとコンクリートとの平面保持の仮定が成立しない影響も微小であることから、付着のあるP C鋼材が配置された内ケープル構造と同様に、外ケープルを含めた部材断面の応力度を算出する。また、この方法における破壊抵抗曲げモーメントの算出では、外ケープルとコンクリートとの平面保持の仮定が成立せず、荷重載荷によって生じる外ケープルの応力が、ケープル全長にわたって一様になる特性を有することを考慮する。すなわち、破壊抵抗曲げモーメントを次のいずれかの方法で算出する。 a) 部材断面が破壊抵抗曲げモーメントに達した状態においても、桁変形を考慮せず、外ケープルの応力度が変動作用に対して増加しないと仮定するか、あるいは載荷試験や非線形解析の結果等を参考に、破壊抵抗曲げモーメントに達した時の増加量を仮定して5.8.1(4)の規定により算出する。 b) 外ケープルを付着のないP C鋼材とみなして5.8.1 (5)の規定により算出する。 ii) 外ケープルを独立した部材として取り扱い方法 この方法は、外ケープルを主桁コンクリート部材から独立した部材として設定し	たがって外ケープルの定着部及び偏向部では、ケープルの張力によって横桁や隔壁に大きな局部応力が生じる。このため、外ケープルの定着部及び偏向部は、これらの局部応力に対して鉄筋あるいはP C鋼材によって補強する必要がある。 (4) 大偏心外ケープル構造では、桁高の範囲外に外ケープルが配置されるため外ケープルは直接外気の影響を受ける。したがって主桁、塔及び外ケープルそれぞれの温度差の影響を考慮するものとしている。 (5) 外ケープルは、コンクリートで被覆されていないため、P C鋼材に防せい処理を施したり、ケープル保護管にグラウトを充填する等、適切な防食を施すことが原則であり、定着部も防水に対して十分な配慮をする必要がある。また、外ケープルが車面の走行に起因する主桁の振動と共振するおそれのある場合には、制振装置を設ける等の措置を施す必要がある。特に大偏心外ケープルで斜材が長い場合は、風の影響を直接受けることから、制振ダンパー等の設置について検討する必要がある。制振ダンパー等の構造は、耐久性に配慮したものとす。 大偏心外ケープルは、従来の外ケープルと異なり、斜張橋の斜材と同様に主桁の外部に配置されることから、十分な防せい処理を行うとともに、防水に対して十分な配慮をする必要がある。 3) 部材断面の照査方法について 外ケープル構造における部材断面の応力度及び耐力の照査は、以下の方法が用いられている。 i) 外ケープルを内ケープルとみなして取り扱い方法 この方法は、設計荷重作用時の部材断面応力度の照査については、外ケープルとコンクリートとの平面保持の仮定が成立しない影響も微小であることから、付着のあるP C鋼材が配置された内ケープル構造と同様に行う方法である。 外ケープル構造は外ケープルとコンクリートとの平面保持の仮定が成立せず、荷重載荷によって生じる外ケープルの応力が、ケープル全長にわたって一様になる特性を有する。したがって、部材断面の破壊に対する安全度の照査において、破壊抵抗曲げモーメントを次のいずれかの方法で算出する。 a) 終局荷重作用時における外ケープルの応力度が、設計荷重作用時における応力度から増加しないと仮定するか、あるいは載荷試験の結果等を参考に、この増加量を仮定して4.2.4(2)の規定により算出する。これまでの実績では、この増加量を100N/mm²程度として設計に見込んでいる例が多い。 b) 外ケープルを付着のないP C鋼材とみなして4.2.4(4)の規定により算出する。 ii) 外ケープルを独立した部材として取り扱い方法 この方法は、外ケープルを主桁コンクリート部材から独立した部材として設定	

改定案	現行	備考
て断面力を算出し、主桁コンクリート部材の応力度及び耐力の照査を行う方法である。この場合、外ケーブルとコンクリートとの平面保持の仮定が成立しない特性は、解析において外ケーブル部材を主桁コンクリート部材と切り離してモデル化される。なお、桁に内ケーブルが配置されている場合には、内ケーブルが配置された通常のPC桁として断面力及び応力度の算出を行う。同様に、桁の破壊抵抗曲げモーメントは、5.8.1 (4) の規定により算出する。 13.2(3)の規定を満足しない大偏心外ケーブル構造では、外ケーブルと主桁との平面保持の仮定が大きく異なることから、ケーブルに作用する変動応力を適切に算出するため、外ケーブルを独立した部材として取り扱い方法を用いる。 なお、i), ii)に示した方法のほかに、外ケーブル構造の特性をより詳細に考慮して破壊に対する安全度の照査を行う場合には、材料非線形性に加えて幾何学的考慮した解析方法もある。 3) プレストレストコンクリート斜張橋では、日照等の影響によりケーブルと主桁及び塔との間に相互に温度差が生じる。この温度差は、ケーブルの断面寸法や材質、気象条件等によって異なるので、設計においては、実績や気象データに基づいて決定するのが望ましい。一般にグラウトされたケーブルの温度差は、他の部材に対して10℃上昇する場合を少なくとも考慮する必要がある。 また、大偏心外ケーブル構造では、桁高の範囲外に外ケーブルが配置されるため外ケーブルは直接外気の影響を受けるため、主桁、塔及び外ケーブルそれぞれの温度差の影響について考慮する必要がある。 4) プレストレストコンクリート斜張橋は、クリープ性状の異なる部材で構成されているので、部材を全て支保工上で施工した場合でも、コンクリートのクリープによって不静定力が発生する。したがって、死荷重、ケーブルの調整力、主桁に導入されたプレストレス等の持続荷重による断面力の算出にあたっては、クリープによって生じる不静定力を考慮する必要がある。なお、橋の施工期間が長期間にわたる場合は、施工中に進行するコンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響も考慮する必要がある。 (5) ケーブルの防せい防食法についてはII編によるが、特に部材としての重要度、交換の可否、維持管理の確実性及び容易さ等を勘案し、将来の維持管理を考慮して適切な方法を選定する必要がある。 なお、ケーブルの防せい防食法については長期間の耐久性に関するデータは十分とはいえず、現在採用されている方法についてもさまざまな改良が施されてきていることから、選定にあたっては十分な検討が必要である。 一般にケーブル部材を構成する素線は、素線毎に亜鉛めっき等が行われる。中小橋では素線を束ねただけの場合もあるが、長期防食のために束ねた素線全体をポリエチレン樹脂等で被覆したり、塗装することが多い。このように外層を防食しても、素線を束ねたケー	して断面力を算出し、主桁コンクリート部材の応力度及び耐力の照査を行う方法である。この場合、外ケーブルとコンクリートとの平面保持の仮定が成立しない特性は、解析において外ケーブル部材を主桁コンクリート部材と切り離してモデル化することとで考慮される。 設計荷重作用時の部材断面応力度の照査は、付着のあるPC鋼材及び鉄筋の配置された主桁コンクリート部材について行う。同様に、部材の破壊抵抗曲げモーメントは、主桁コンクリート部材について4.2.4(2)の規定により算出する。 大偏心外ケーブル構造では、外ケーブルと主桁との平面保持の仮定が大きく異なることから、ケーブルに作用する変動応力を適切に算出するため、外ケーブルを独立した部材として取り扱い方法を用いる。 なお、i), ii)に示した方法のほかに、外ケーブル構造の特性をより詳細に考慮して破壊に対する安全度の照査を行う場合には、材料非線形性に加えて幾何学的非線形性を考慮した解析方法もある。	

改定案

現行

備考

ブル部材では、素線と素線の隙間が空隙としてあるため、内部に水分等が供給されると腐食する可能性がある。隙間を生じさせないように充てん材を入れたり、素線毎に樹脂塗装被覆を行う等の仕様もあり、有効と考えられる。

現地で防食システムを完成させたり、素線を束ねる場合、ケーブル内部に水分が閉込められたり、あと施工の部分が弱点となるので注意が必要である。

また、ケーブルの構造上、防せい防食工の切れ目となりやすいサドル部等は弱点となる場合が多く、雨水や塵埃の浸入、滯水の防止、結露水の速やかな排出が行える構造とする必要がある。防水構造の例を図-解 13.3.1 に示す。

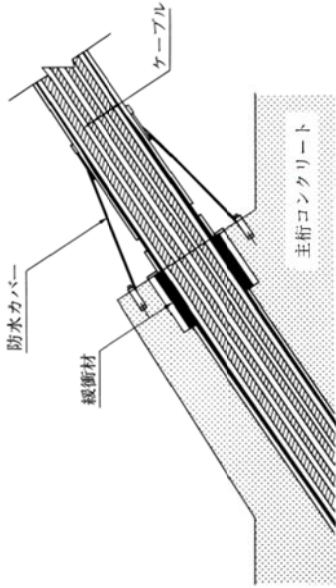


図-解 13.3.1 ケーブル部材とケーブル定着構造の境界部の防水構造の例

現場で施工する防せい防食層については、Ⅱ編 18.8 解説に記載している。

13.3.2 ケーブル定着構造及び偏向部

- (1) ケーブル定着構造及び偏向部は、ケーブルの張力を主桁に円滑に伝達するため、十分な剛性を確保した構造としなければならない。
- (2) (1)を満足するために、主桁へのケーブル定着においては、ケーブル定着

また、斜材及び斜材定着具は、十分な防せい処理を行い、防水構造とする必要がある。定着具の例を、図-解 13.4.1 に示す。

なお、斜材定着部には、自動車等が衝突しても斜材に損傷を与えないよう防護施設を設けることが望ましい。

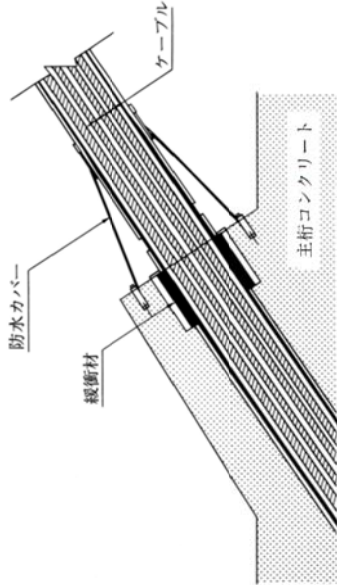
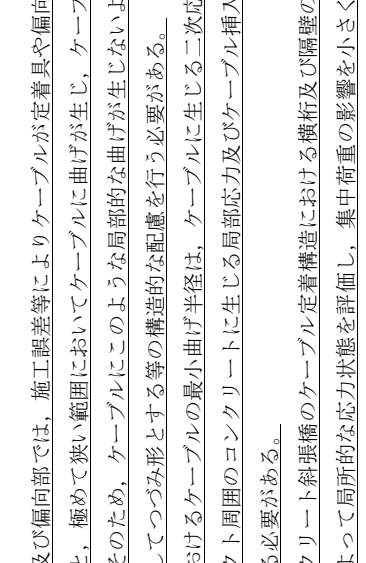
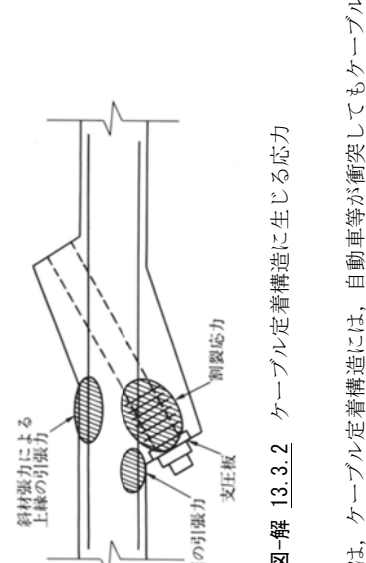


図-解 13.4.1 斜材定着部の例

(5) 斜材の安全率は、死活荷重比（活荷重応力/死荷重応力）、活荷重応力の発生頻度、二次応力の影響、応力の不均一性等を考慮して決定されるものである。プレストレストコンクリート斜張橋の斜材は、吊橋のケーブル等に比べ二次応力の影響が小さいこと等を考慮し、さらに海外の基準等を参考にして主荷重に対する安全率を2.5としている。なお、斜材定着具は、斜材と同等以上の安全率を有している必要がある。

また、斜材には、共通編 3 章に規定された P C 鋼材あるいは鋼橋編 17 章に規定されたケーブル材料を用いるのがよい。

改定案	現行	備考
部の主桁に厚さ 300mm 以上の横桁又は隔壁を設ける。 (3) ケーブル定着構造及び偏向部は、ケーブルの張力による局部応力に対して安全な構造としなければならない。 (4) (3) を満足するために、少なくともコンクリート部材にケーブルを定着するケーブル定着構造においては、ケーブルの張力による局部応力に対して、コンクリートにひび割れが集中することなく分散するよう鋼材等によって補強する。 (5) ケーブルの定着構造又は偏向部本体に鋼部材を用いる場合には、定着構造又は偏向部の設計は関連するⅡ編の規定を満足しなければならない。 (6) ケーブルの定着部及び偏向部は、ケーブルに局所的な曲げが生じない構造としなければならない。 (7) ケーブルの偏向部におけるケーブルの曲げ半径は、ケーブルに生じる二次応力及び疲労の影響等を考慮して定めなければならない。 (8) 横桁又は隔壁にケーブルを定着するケーブル定着構造における横桁又は隔壁の断面力は、適切な解析理論及び解析モデルにより算出することを基本とする。	13.5 斜材定着部 (1) 斜材定着部は、斜材の張力を主桁に円滑に伝達する構造としなければならない。 (2) 斜材定着部における横桁及び隔壁の断面力は、適切な解析理論及び解析モデルを設定して算出しなければならない。 (3) 斜材定着部は、斜材の張力による局部応力に対して安全な構造としなければならない。 (4) (5) による場合においては(1)を、(6)による場合においては(3)を満たすもののみなす。 (5) 斜材定着部の主桁に厚さ 300mm 以上の横桁及び隔壁を設け、応力の伝達が円滑になるよう構造細部に配慮する。 (6) 斜材定着部は、斜材の張力による局部応力に対して、P C 鋼材又は鉄筋によって補強する。	
(1) ケーブルの張力は、定着構造及び偏向部等を介して主桁に伝達される。このうち外ケーブルの定着構造は、一般に部材厚の厚い隔壁や横桁に設けられるが、外ケーブルの大きな張力が直接作用する。また、偏向部は比較的小型の突起と部材厚の薄い隔壁や横桁を組合せた構造が一般的であり、外ケーブルの偏向による力が作用する。したがって、これらの力が円滑に主桁に伝達できるような構造とすることが必要となる。 (2) 主桁のケーブル定着位置における過大な局部応力の発生を防ぐためにこの規定を設けている。なお、ケーブル定着構造の横桁及び隔壁は、ケーブル張力を主桁のせん断力や軸方向圧縮力として円滑に伝達させる構造とする必要がある。 (3) ケーブル構造では、大容量のケーブルが横桁及び隔壁等に定着される場合がある。その場合、ケーブルの定着構造及び偏向部では、ケーブルの張力によって横桁や隔壁に大きな局部応力が生じるため、局部応力に対して安全な構造とすることが必要となる。 (4) コンクリート部材におけるケーブル定着構造は、ケーブルから大きな張力を受ける部分である。特に、主桁側定着構造は、橋の支点と同様に主桁を支える重要な部分である。したがって、ケーブル張力によってこれらの部分に発生するせん断力や局部応力に対して、P C 鋼材や鉄筋等によって補強する必要がある。 (5) 大偏心外ケーブル構造では、一般に定着部あるいは偏向部を塔頂部近傍に集中して配置するために、鋼製サドル構造や鋼殻構造を用いる場合がある。これら鋼製サドル構造や鋼殻構造に関する設計はⅡ編 5 章、6 章、7 章、8 章、18 章等の関連する規定を満足する必要がある。	(2) 斜材定着部における横桁及び隔壁の設計は、近年、立体有限要素法によることが多くなっている。これにより経済的な断面設計ができ、かつ(3)に規定する局部応力への対応も検討できる。 (5) 主桁の斜材定着位置における過大な局部応力の発生を防ぐためにこの規定を設けている。なお、斜材定着部の横桁及び隔壁は、斜材張力を主桁のせん断力や軸方向圧縮力として円滑に伝達させる構造とする必要がある。 (6) 斜材定着部は、斜材から大きな張力を受ける部分である。特に、主桁側定着部は、橋の支点と同様に主桁を支える重要な部分である。したがって、斜材張力によってこれらの部分に発生するせん断力や局部応力に対して、P C 鋼材あるいは鉄筋によって補強する必要がある。	

改定案	現行	備考
がある。 (6) 外ケーブルの定着部及び偏向部では、施工誤差等によりケーブルが定着具や偏向管の口元付近のみで接触すると、極めて狭い範囲においてケーブルに曲げが生じ、ケーブルが損傷する可能性がある。そのため、ケーブルにこのような局所的な曲げが生じないように、ダクトの両端部を拡大してつづみ形とする等の構造的な配慮を行う必要がある。 (7) ケーブルの偏向部におけるケーブルの最小曲げ半径は、ケーブルに生じる二次応力及び疲労の影響に加えてダクト周囲のコンクリートに生じる局部応力及びケーブル挿入時の施工性を考慮して定める必要がある。 (8) プレストレストコンクリート斜張橋のケーブル定着構造における横桁及び隔壁の設計では、適切な解析手法によって局所的な応力状態を評価し、集中荷重の影響を小さくするよう設計を行う必要がある。なお、解析手法として立体有限要素法を用いる場合があるが、局所応力を評価するためには、適切に解析条件を設定する必要があることや、応答の再現性にも限界があることに留意する必要がある。また、発生する引張応力に対して必要となる補強鉄筋やPC鋼材は、解析の精度や過去の実験等を勘案し、適切にその量を定め配置する必要がある。	 図-解 13.3.2 ケーブル定着構造に生じる応力 斜材張力による上縁の引張力 定着部前面の引張力 割裂応力 支圧板 図-解 13.5.1 斜材定着部に生じる応力	
がある。 (6) 外ケーブルの定着部及び偏向部では、施工誤差等によりケーブルが定着具や偏向管の口元付近のみで接触すると、極めて狭い範囲においてケーブルに曲げが生じ、ケーブルが損傷する可能性がある。そのため、ケーブルにこのような局所的な曲げが生じないように、ダクトの両端部を拡大してつづみ形とする等の構造的な配慮を行う必要がある。 (7) ケーブルの偏向部におけるケーブルの最小曲げ半径は、ケーブルに生じる二次応力及び疲労の影響に加えてダクト周囲のコンクリートに生じる局部応力及びケーブル挿入時の施工性を考慮して定める必要がある。 (8) プレストレストコンクリート斜張橋のケーブル定着構造における横桁及び隔壁の設計では、適切な解析手法によって局所的な応力状態を評価し、集中荷重の影響を小さくするよう設計を行う必要がある。なお、解析手法として立体有限要素法を用いる場合があるが、局所応力を評価するためには、適切に解析条件を設定する必要があることや、応答の再現性にも限界があることに留意する必要がある。また、発生する引張応力に対して必要となる補強鉄筋やPC鋼材は、解析の精度や過去の実験等を勘案し、適切にその量を定め配置する必要がある。	 図-解 13.3.2 ケーブル定着構造に生じる応力 斜材張力による上縁の引張力 定着部前面の引張力 割裂応力 支圧板 図-解 13.5.1 斜材定着部に生じる応力	

改定案	現行	備考
ないことを原則とし、ケーブルの偏向力を円滑に塔へ伝達させなければなら ない。 (4) 塔にあるケーブルの定着構造及び偏向部に鋼部材を用いる場合には、 13.3.2に従う他、この編の7章及びⅡ編の規定による。 (1) ここで規定されている塔とは、斜張橋や大偏心外ケーブル構造等において、ケーブルを支 持、もしくはケーブルを介する目的で、橋脚位置に配置された柱部材をいう。柱部材の 設計についてはⅣ編及びⅤ編で規定されていることから、塔の設計に関する規定は、これ らに従うことを原則としている。ただし、ケーブル定着構造より上方の塔中間部において、 別途安全性の検証や最終的な破壊メカニズムの検証や設計の前提条件を満足させるための 検討等を適切に行った場合には、Ⅳ編やⅤ編に規定される要求性能の範囲において細目等 を見直すことができると解釈される。 主桁が可動支承により支持された連続桁形式の斜張橋及びフロアテイング形式の斜張 橋等では、一般に地震の影響により最下段ケーブル定着構造より下方に大きな断面力が生 じることから、耐震性能を確保するためには、塔基部の帯鉄筋等の配置に十分留意する必 要がある。設計で見込む有効断面の設定と輦幅がないように、定着構造の限界状態やケー ブル定着構造の局部応力の影響も組合せた応力状態の評価を行い、定着構造付近の構造の 設計を行う必要がある。また、塔の断面内で外ケーブルを面外方向に偏心配置する場合、 塔に生じる局部応力に加え、塔全体に生じるねじりモーメントについて、その影響を考慮 する必要がある。 また、塔の限界状態の設定においては、引張り又は圧縮応力によりコンクリートかぶり 部が高所でひび割れ、剥離することや落下する可能性も考慮するなど、設計で想定する状 況や立地条件、地震後の点検手法や使用条件などを踏まえて設定する必要がある。 (2) 塔のコンクリートによるはり部材は、この編の関連する規定による。 (3) ケーブル構造では、ケーブルの張力及び偏向力を円滑に塔へ伝達できる構造とする。塔 にサドル構造等を用いてケーブルを偏向させる場合、サドル部でケーブルが滑ると設計で 想定しない力が発生し、ケーブル構造の安全性が低下する可能性がある。そのため、サド ル部に生じるケーブルの張力差に対してケーブルを滑らせないことを原則としている。 (4) 大偏心外ケーブル構造では、一般に定着構造あるいは偏向部を塔頂部近傍に集中して配 置するために、鋼製サドル構造や鋼設構造を用いる場合が多い。これら鋼製サドル構造や 鋼設構造に関する規定は、7章及びⅡ編による。 13.3.4 ケーブル構造の限界状態 1 (1) ケーブル構造が(2)及び(3)を満足する場合には、ケーブル構造が限界状態 1を超えないとみなしてよい。	により最下段斜材定着部より下方に大きな断面力が生じることから、耐震性を確保するた めには、塔基部の帯鉄筋等の配置に十分留意する必要がある。ただし、最下段斜材定着部 より上方の塔中間部において、断面の応力度に十分な余裕がある場合については、この規 定によらなくてもよい。 また、塔の断面内で外ケーブルを面外方向に偏心配置する場合、塔に生じる局部応力に加 え、塔全体に生じるねじりモーメントについて、その影響を考慮する必要がある。 18.3 塔の設計一般 (1) 塔の設計は、下部構造編及び耐震設計編の柱部材に関する規定による ことを原則とする。 (2) 外ケーブルを塔で偏向させる場合においては、偏向部では外ケーブ ルを滑らせないことを原則とし、外ケーブルの偏向力を円滑に塔へ伝達さ せなければならない。 (3) 外ケーブルの定着部及び偏向部に鋼部材を用いる場合においては、19.4 及 び鋼橋編の規定による。 (1) 柱部材の設計については下部構造編及び耐震設計編で規定されていることから、塔の設 計に関する規定は、これらに従うことを原則としている。また、塔の断面内で外ケーブ ルを面外方向に偏心配置する場合、塔に生じる局部応力に加え、塔全体に生じるねじり モーメントについて、その影響を考慮する。 (2) 大偏心外ケーブル構造では、ケーブルの張力及び偏向力を円滑に塔へ伝達できる構造と する。塔にサドル構造等を用いて外ケーブルを偏向させる場合、サドル部に生じる外ケ ーブルの張力差に対して外ケーブルを滑らせないことを原則としている。 (3) 大偏心外ケーブル構造では、一般に定着部あるいは偏向部を塔頂部近傍に集中して配置 するために、鋼製サドル構造や鋼設構造を用いる場合が多い。これら鋼製サドル構造や鋼 設構造に関する規定は、19.4 及び鋼橋編による。	

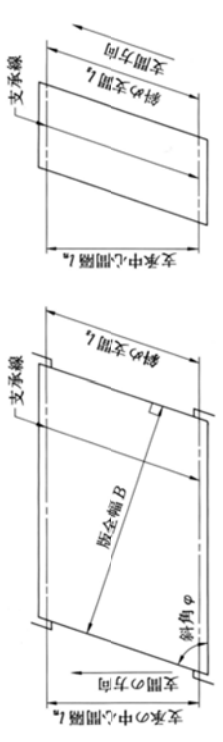
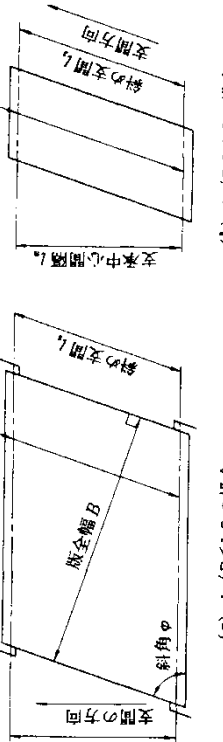
改定案	現行	備 考
(2) ケーブル構造を構成する各部材のそれぞれが限界状態 1 を超えない。 (3) ケーブル部材、桁部材及び塔によって成立する荷重支持能力を保持し、かつ、ケーブル構造が全体として安定である。 (1) ケーブル構造においても、構造全体として弾性応答する限界の状態を限界状態 1 と考えることができる。ケーブル構造を構成する各部材が弾性応答する限界を超えず、かつ、ケーブル構造が全体として安定である場合には、少なくとも構造全体として弾性応答すると考えられる。よって、(2)及び(3)の条件を満足する場合には、ケーブル構造の限界状態 1 を超えないものとみなしてよいとされている。 (2) 限界状態およびその照査は、3.4 および 5.6 の規定による。 13.3.5 ケーブル構造の限界状態 3 (1) ケーブル構造が(2)及び(3)を満足する場合には、ケーブル構造が限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 (2) ケーブル構造を構成する各部材のそれぞれが限界状態 3 を超えない。 (3) ケーブル部材、桁部材及び塔によって成立する荷重支持能力を保持し、かつ、ケーブル構造が全体として安定である。 (1) ケーブル構造においては、部材の一部に損傷が生じているものの、それが原因で荷重支持能力を完全には喪失しない限界の状態と考えることができる。ケーブル構造を構成するいずれかの部材が限界状態 3 を超えた場合、ケーブル構造としての荷重支持能力を喪失する可能性が生じる。また、ケーブル構造を構成する全ての部材が限界状態 3 を超えない場合でも、過大な変形によってケーブル構造が不安定化する可能性が生じる。よって、この示方書では、そのときの状態をケーブル構造の限界状態 3 ととらえ、(2)及び(3)の条件を満足する場合には、ケーブル構造の限界状態 3 を超えないものとみなしてよいとされている。 (2) 限界状態およびその照査の具体は、3.4 および 5.8 の規定による。		

新旧对比表

III コンクリート橋・コンクリート部材編		現行	備考
改定案	14 章 コンクリート主版を用いた上部構造	8 章 床版橋	
14.1 適用の範囲	この章は、相対する 2 辺が自由で他の 2 辺が支持されるコンクリート版部材を主版とした上部構造の設計に適用する。 この章は、例えば床版橋のように、コンクリート版そのもの又は棒部材を断面方向に一体化させることにより構築する版を、床版を兼ねた上部構造本体として用いる場合に適用する。 5 章では版理論による断面力の算出における解析上の仮定や解析法については規定されていないのでこの章で規定されており、かつ、断面力が算出された後の部材断面の細部設計等について規定されている。 コンクリート版の断面力の算出は、支持条件や剛性の異方性の有無により異なるが、この章は、支間に対して幅員が比較的広く、相対する 2 辺が自由で他辺が種々の境界条件により支持されるコンクリート版による上部構造（床版橋）の設計に適用する。断面力の算出に適用する版理論に於じて、必要な等方性が確保されるように、断面を構成する必要がある。	8.1 適用の範囲 この章は、相対する 2 辺が自由で他の 2 辺が支持される床版橋の設計に適用する。 床版橋は、支持条件により単純床版橋、連続床版橋及び剛結支持されるラーメン床版橋に区分されるが、この章は、支間に対し幅員が比較的広く、相対する 2 辺が自由で他辺が種々の境界条件により支持される床版橋の設計に適用する。 なお、連続床版橋及びラーメン床版橋等の設計については、この章の規定によるほか、14 章「連続構造」及び 16 章「ラーメン構造」の規定による。 8.2 設計一般 床版橋は、鉄筋配置やコンクリート打設等の施工が確実に行えることに考慮した部材寸法とし、主版部上側及び下側のコンクリートに有害なひび割れ等の影響を及ぼさないような構造としなければならない。 安全性及び耐久性を有する構造とするため、支間が比較的長い橋には一般にプレストレストコンクリート床版橋が適用されている。一方、鉄筋コンクリート床版橋は、一般に支間が短い橋に適用されている。鉄筋コンクリート床版橋は 6 章及び 8.4 の規定により部材寸法が決定されることになるが、クリープ及び乾燥収縮等による影響が特に懸念される場合や、鉄筋が密に配置されることによる施工性の低下が危惧される場合があることに留意することが重要である。これらの懸念に対して設計で配慮するための方法として、鉄筋コンクリートに少量のプレストレストを導入した構造の採用も考えられる。この場合は導入し	

改定案	現行	備考
14.3 断面力の算出 14.3.1 一般 (1) コンクリート版部材を上部構造として設計する場合には、版部材としての特性、形状、境界条件等を適切に考慮できる解析手法により断面力及び支点反力を算出しなければならない。 (2) (3)から(6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) コンクリート主版の断面力は、支承条件、斜角、異方性の有無等を考慮し、版理論により算出する。 (4) 片持部のあるコンクリート主版の断面力は、片持部の影響を考慮して算出する。 (5) 支点反力及び支承線方向のコンクリート主版の断面力は、支承配置及び斜角の影響を考慮して算出する。 (6) 相対する 2 辺が線状又は線状に近い状態で単純支持され、等方性版と考えられるように断面寸法と配筋を決定した片持部のないコンクリート主版については、14.3.2 の規定により曲げモーメントを算出する。 (7) 中空床版橋のせん断力に対する照査にあたっては、充実部の幅の総和をウェブ厚とする仮想 T 桁断面としてよい。	たプレストレス力を部材に作用する軸力、せん断力及び偏心曲げモーメントとし、鉄筋拘束力を考慮せずに、ヤング係数比 (n) を 15 とした鉄筋コンクリート構造として計算してもよい。なお、共通編 2.2.4 及び 2.2.5 の規定により、プレストレス力、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による影響を考慮する。ただし、部材の照査において、PC 鋼材は引張鋼材として考慮しない。 また、鉄筋コンクリートに少量のプレストレスを導入する場合には、共通編 3.2.3 のプレストレストコンクリート部材の規定や、20.8(2)4)及びび 5)の規定など 20 章のプレストレス導入に関連する規定を満足するような設計基準強度を有するコンクリートを用いるとよい。 8.3 構造解析 8.3.1 一般 (1) 床版橋の解析は、支持条件や構造形式等に応じた解析理論及び解析モデルを用いなければならない。 (2) (3)から(8)による場合においては、(1)を満足するものとみなす。 (3) 床版橋の解析は、支承条件、斜角等を考慮して版理論により行う。 (4) 相対する 2 辺が線状又は線状に近い状態で単純支持され、等方性版と考えられる片持床版のない床版橋については、8.3.2 の規定により曲げモーメントを算出してもよい。 (5) 片持床版のある床版橋の構造解析は、片持床版の影響を考慮して行う。 (6) 支点反力及び支承線方向の断面力は、支承配置及び斜角の影響を考慮して算出する。 (7) 中空床版橋以外の床版橋で、線状又はそれに近い状態で支持される橋の設計では、せん断力に対する照査を省略することができる。 (8) 中空床版橋のせん断力に対する照査にあたっては、充実部の幅の総和をウェブ厚とする仮想 T 桁断面としてよい。	

改定案	現行	備考
(a) 中空床版橋の断面形状 ここに、h_1 : 中空部上の最小厚さ (mm) h_0 : 版厚 (mm) d_1 : 中空部と版側面の最小厚さ (mm) d_2 : 中空部間の最小厚さ (mm) B : 版全幅 (mm) b : 換算ウェブ厚 (mm) (b) 仮想 T 桁断面 図-14.3.1 中空床版橋の仮想 T 桁断面	(a) 中空床版橋の断面形状 ここに、h_1 : 中空部上の最小厚さ (mm) h_0 : 版厚 (mm) d_1 : 中空部と版側面の最小厚さ (mm) d_2 : 中空部間の最小厚さ (mm) B : 版全幅 (mm) b : 換算ウェブ厚 (mm) (b) 仮想 T 桁断面 図-8.3.1 中空床版橋の仮想 T 桁断面	(3) 床版橋の断面力は、原則として版理論により算出することとしている。ただし、連続床版橋、ラーメン床版橋等の支持条件が複雑な場合あるいは曲線橋及び斜橋等の場合には、格子理論や有限要素法等により解析するのがよい。 中空床版橋は、厳密には異方性版として断面力を算出することが望ましいが、8.4(4)に規定する最小版厚を満足する中空床版橋については、等方性版として断面力を算出してよい。また JIS A 5373 のプレキャストプレストレストコンクリート製品に示されるスラブ橋桁を用いた床版橋のようにプレキャスト桁を並べた床版橋においても、桁直角方向にプレストレスを導入する等して、必要な剛性を有するように設計する場合には、等方性版として断面力を算出してよい。 (5) 片持床版を有する床版橋は、片持床版に作用する荷重や片持床版の剛性の影響を考慮する必要がある。なお、片持床版部の設計は、7章の規定により設計する。 (6) 支点反力及び支承線方向等の断面力は、支承の種類や支承間隔及び斜角等によってその分布が変化するため、支承の種類や支承配置及び斜角の影響を考慮して算出しなければ

改定案	現行	備考
らないとしている。 (6) 歩道等と車道部分の区別がなく車道部の張出長が 0.25m 以下の片持床版を有する床版橋についても、片持床版のない床版橋と同様に、14.3.2 の規定により主版部の曲げモーメントを算出してよい。 (7) 中空部の形状が円形の中空床版橋のせん断力に対する照査にあたっては、設計計算を容易にするため仮想断面を用いてよいこととしている。 14.3.2 片持部のない単純主版の曲げモーメント (1) 死荷重による曲げモーメントは、死荷重がコンクリート主版全体に均等に分布するものとして算出してよい。 (2) コンクリート主版の支間は、直橋の場合においては支承中心間隔 l_n とし、斜角 45° 以上の斜橋の場合においては式 (14.3.1) により定めてよい。また、支間の方向は、図-14.3.2 のとおりとする。 $l = l_s \quad (l_s/B \geq 1.5 \text{ の場合})$ $l = (l_s + l_n)/2 \quad (l_s/B < 1.5 \text{ の場合}) \quad \dots\dots\dots (14.3.1)$ ここに、l : コンクリート主版の支間 (m) l_s : 斜め支間 (m) l_n : 支承の中心間隔 (m) B : 版全幅 (m)  (a) $l_s/B < 1.5$ の場合 (b) $l_s/B \geq 1.5$ の場合 図-14.3.2 コンクリート主版を用いた斜橋の支間の方向 (1) 地覆、車両用防護柵等の偏載の影響が無視できない場合は、載荷位置等を考慮して曲げモーメントを算出する必要がある。	ばならないとしている。 (4) 歩道等と車道部分の区別がなく車道部の張出長が 0.25m 以下の片持床版を有する床版橋についても、片持床版のない床版橋と同様に、8.3.2 の規定により主版部の曲げモーメントを算出してよい。 (7) 中空床版橋以外の床版橋で、線状あるいは線状に近い状態で支持される橋は、反力が支承線上に分布するため、一般にせん断力に対して安全であるので、この章の規定により設計する場合は、せん断力に対する照査を省略することができる。 (8) 中空部の形状が円形の中空床版橋のせん断力に対する照査にあたっては、設計計算を容易にするため仮想断面を用いてよいこととしている。 8.3.2 片持床版のない単純床版橋の曲げモーメント (1) 死荷重による曲げモーメントは、荷重が版全体に均等に分布するものとして算出してよい。 (2) 床版橋の支間は、直床版橋の場合においては支承中心間隔 l_n とし、斜角 45° 以上の斜め床版橋の場合においては式 (8.3.1) による。また、支間の方向は、図-8.3.2 のとおりとする。 $l = l_s \quad (l_s/B \geq 1.5 \text{ の場合})$ $l = (l_s + l_n)/2 \quad (l_s/B < 1.5 \text{ の場合}) \quad \dots\dots\dots (8.3.1)$ ここに、l : 床版橋の支間 (m) l_s : 斜め支間 (m) l_n : 支承の中心間隔 (m) B : 版全幅 (m)  (a) $l_s/B < 1.5$ の場合 (b) $l_s/B \geq 1.5$ の場合 図-8.3.2 斜め床版橋の支間の方向 (1) 地覆、車両用防護柵等の偏載の影響が無視できない場合は、載荷位置等を考慮して曲げモーメントを算出する必要がある。	

改定案	現行	備 考
死荷重による支間直角方向の曲げモーメントは、簡易的に支間方向の曲げモーメントに式(解 14. 3. 1)の β を乗じ算出してよい。 $\left. \begin{array}{l} l/B < 0.7 \quad \beta = 1/6 \\ 0.7 \leq l/B < 2.0 \quad \beta = -0.074 \ (l/B) + 0.22 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 14.3.1)}$ 斜角が 60° 以下の場合は、$\beta = 1/6$ とするのがよい。 ここに、l : 支間 (m) B : 版全幅 (m) (2) 条文の支間のとり方は、斜角が $90^\circ \sim 45^\circ$ の範囲について Nielsen 及び Vogt の図表に基づいて定めたものである。なお、斜角が 75° 以上の場合は、斜角の影響が少ないので、斜め支間 l_s を版幅 B で除した値 (l_s/B) に関係なく、支間は斜め支間 l_s としてよい。また、l_s/B が小さくなるに従って、条文に示す支間を用いて設計すると過大な曲げモーメントで設計することになるので、l_s/B が 0.5 以下の場合は、版理論等により解析するのがよい。 14. 4 断面寸法並びに鉄筋及び PC 鋼材の配置 14. 4. 1 一般 (1) 断面には、温度、乾燥収縮等によって生じる可能性のあるひび割れが、部材の耐荷性上及び耐久性上の前提に与える影響をできるだけ小さくするよう鉄筋を配置するとともに、断面は施工の容易な構造としなければならない。 (2) コンクリート主版を用いた斜橋に対しては、作用する断面力に対して有効な鉄筋配置とするとともに、局部的に発生する応力に対して補強を行わなければならない。 (3) コンクリート主版の最小版厚及び部材断面の最小寸法は、耐久性能力及び耐荷性能が確保されるよう定めなければならない。 (4) (5) から (8) による場合には、(1) から (3) を満足するとみなしてよい。 (5) コンクリート主版の最小版厚は 250mm とする。 (6) 場所打ちコンクリート中空床版橋の断面の最小寸法は、図-14. 4. 1 のとおりとする。	死荷重による支間直角方向の曲げモーメントは、簡易的に支間方向の曲げモーメントに式(解 8.3.1)の β を乗じ算出してよい。 $\left. \begin{array}{l} l/B < 0.7 \quad \beta = 1/6 \\ 0.7 \leq l/B < 2.0 \quad \beta = -0.074 \ (l/B) + 0.22 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 8.3.1)}$ 斜角が 60° 以下の場合は、$\beta = 1/6$ とするのがよい。 ここに、l : 支間 (m) B : 版全幅 (m) (2) 条文の支間のとり方は、斜角が $90^\circ \sim 45^\circ$ の範囲について Nielsen 及び Vogt の図表に基づいて定めたものである。なお、斜角が 75° 以上の場合は、斜角の影響が少ないので、斜め支間 l_s を版幅 B で除した値 (l_s/B) に関係なく、支間は斜め支間 l_s としてよい。また、l_s/B が小さくなるに従って、条文に示す支間を用いて設計すると過大な曲げモーメントで設計することになるので、l_s/B が 0.5 以下の場合は、版理論等により解析するのがよい。 8. 4 断面寸法及び鋼材の配置 (1) 断面には、温度や乾燥収縮等によって有害なひび割れが生じないように鉄筋を配置するとともに、断面は施工の容易な構造としなければならない。 (2) 斜め床版橋に対しては、作用する断面力に対して有効な鉄筋配置とするとともに、局部的に発生する応力に対して補強を行わなければならない。 (3) (4) から (8) による場合においては、(1) 及び (2) を満足するものとみなす。 (4) 床版橋の最小版厚は 250mm とする。 (5) 場所打ちコンクリート中空床版橋の断面の最小寸法は、図-8.4.1 のとおりとする。	

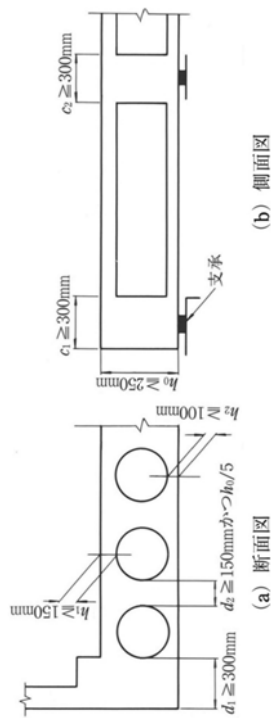
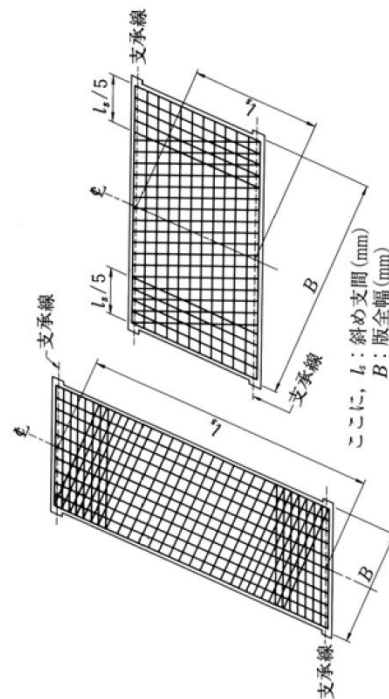


図-14.4.1 中空床版橋の断面の最小寸法

(7) 鉄筋の配置は次による。

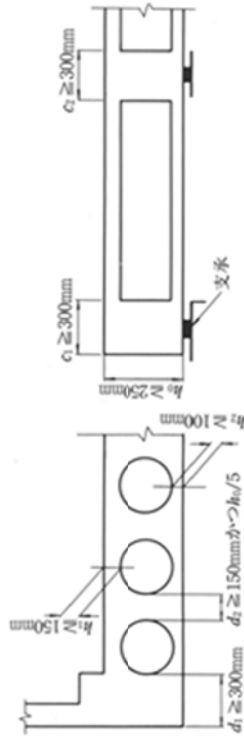
- 1) 支間方向に配置される引張主鉄筋の直径は 13mm 以上とし、その中心間隔は 200mm 以下とする。
- 2) コンクリート主版の上側及び下側には、支間方向及び支間直角方向に、直径 13mm 以上の鉄筋を、それぞれを 300mm 以下の中心間隔で配置する。
- 3) コンクリート主版を用いた斜橋については、図-14.4.2(a)、図-14.4.2(b)に示すように鉄筋を配置する。



(a) $l_s/B \geq 1.5$ の場合 (b) $l_s/B < 1.5$ の場合

図-14.4.2 コンクリート主版を用いた斜橋の鉄筋配置

- 4) 片持部を有するコンクリート主版は、片持部の上側及び下側の軸方向に補強鉄筋を配置する。

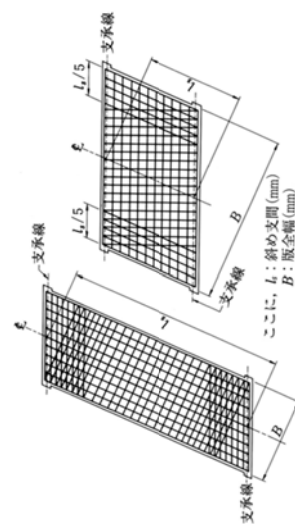


(a) 断面図 (b) 側面図

図-8.4.1 中空床版橋の断面の最小寸法

(6) 鉄筋の配置は次による。

- 1) 支間方向に配置される引張主鉄筋の直径は 13mm 以上とし、その中心間隔は 200mm 以下とする。
- 2) 版の上側及び下側には、支間方向及び支間直角方向に、直径 13mm 以上の鉄筋を、それぞれを 300mm 以下の中心間隔で配置する。
- 3) 斜め床版橋については、図-8.4.2(a)、図-8.4.2(b)に示すように鉄筋を配置する。

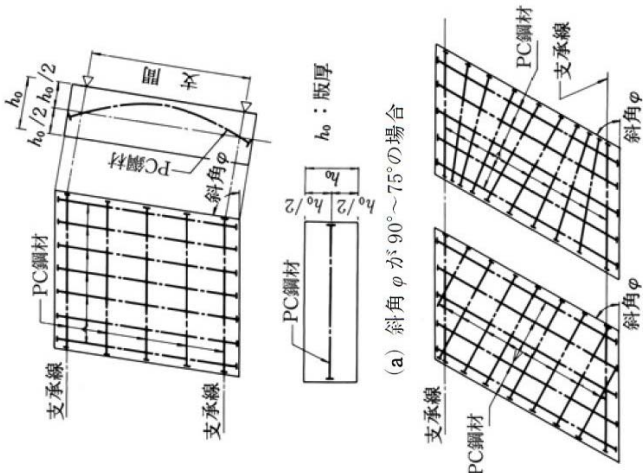
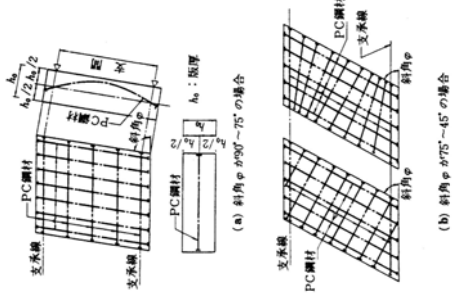


(a) $l_s/B \geq 1.5$ の場合

(b) $l_s/B < 1.5$ の場合

図-8.4.2 斜め床版橋の鉄筋配置

- 4) 片持床版を有する床版橋は、片持床版の上側及び下側の軸方向に用心鉄筋を配置する。
- (7) PC 鋼材の配置は、次による。

改定案	現行	備考
(8) PC 鋼材の配置は、次によることを標準とする。 1) 支間方向の PC 鋼材は、断面の単位幅あたりのプレストレス及びその偏心率が同一となるように配置する。 2) 支間直角方向の PC 鋼材は、プレストレスの合力の作用位置と支間直角方向の断面図心とが一致するように配置する。 3) 斜橋の PC 鋼材の配置は、斜角に応じて図-14.4.3 に示すように配置する。  (a) 斜角 ϕ が $90^\circ \sim 75^\circ$ の場合 (b) 斜角 ϕ が $75^\circ \sim 45^\circ$ の場合	1) 支間方向の PC 鋼材は、断面の単位幅あたりのプレストレス及びその偏心率が同一となるように配置するのが望ましい。 2) 支間直角方向の PC 鋼材は、プレストレスの合力の作用位置と支間直角方向の断面図心とが一致するように配置するのが望ましい。 3) 斜め床版橋の PC 鋼材の配置は、斜角に応じて図-8.4.3 に示すように配置するのが望ましい。  (a) 斜角 ϕ が $90^\circ \sim 75^\circ$ の場合 (b) 斜角 ϕ が $75^\circ \sim 45^\circ$ の場合 図-8.4.3 斜め床版橋の PC 鋼材の配置	
(5) 床版橋としての最小版厚は 250mm としている。 (6) 条文に示す最小寸法は、場所打ちコンクリート床版橋について施工性等を考慮して定めたものである。したがって、プレキャスト桁を並べた中空床版橋等の場合は、その施工性を考慮して別途最小寸法を定めてもよい。 図-14.4.1 における h_1 の最小値は、円孔の上側では輪荷重が直接載荷されることを考慮して定めている。円孔の最大径は 1000mm 程度とするのがよい。なお、円孔の径が大きくなると円孔上部は、曲げモーメントの影響が大きくなり床版としての挙動を示すので、円	(4) 支間の短い床版橋は、7 章の床版と同等に取り扱ってよいが、床版橋としての最小全厚は 250mm としている。 (5) 条文に示す最小寸法は、場所打ちコンクリート床版橋について施工性等を考慮して定めたものである。したがって、プレキャスト桁を並べた中空床版橋等の場合は、その施工性を考慮して別途最小寸法を定めてもよい。 図-8.4.1 における h_1 の最小値は、円孔の上側では輪荷重が直接載荷されることを考慮して定めている。円孔の最大径は 1000mm 程度とするのがよい。なお、円孔の径が大きくなると円孔上部は、曲げモーメントの影響が大きくなり床版としての挙動を示す	

改定案	現行	備考
孔の径が1200mmを超える場合は、別途床版としての検討を行うのが望ましい。 また、中空部の形状が円形以外の場合は、10.3.2, 10.3.3の規定を参考として断面の最小寸法を別途定めるのが望ましい。 (7)1)2) 床版橋の版上側及び下側に配置する引張主鉄筋を含む鉄筋の最小径と最大中心間隔を規定したものである。中空床版橋の場合でも、鉄筋の最大中心間隔の規定は適用されるので、孔の下側にも鉄筋を配置する必要がある。なお、孔の下側に太径の鉄筋を配置するとコンクリートの打込みが困難となることがあるので、孔の下側には、細径の鉄筋を配置するのが望ましい。 3) 斜め床版橋では、版の自由辺付近において斜め支間方向に引張応力が生じるので、版の自由辺付近においては、斜め支間方向に鉄筋を配置することとしている。斜め支間方向に配置する範囲は、引張応力が支承線直角方向よりも斜め支間方向の方が大きい範囲とする。ここでは、この範囲を、斜め支間l_sを版全幅で除した値l_s/Bが1.5以上の場合版全幅、l_s/Bが1.5未満の場合は自由辺より$l_s/5$の位置までの範囲とすることとしている。 4) 片持床版部は、片持床版と主版との温度差及び乾燥収縮差等によって引張応力が生じ、ひび割れ発生の原因となることがあるため、片持床版の上側及び下側に用心鉄筋を配置することとしている。なお、連続床版橋の中間支点付近では、片持床版部が主版とある程度一体となって負の曲げモーメントに抵抗するので、片持床版部の上側に単位幅あたりに換算して軸方向引張鉄筋量の1/2以上の鉄筋を配置するのがよい。	ので、円孔の径が1200mmを超える場合は、別途床版としての検討を行うのが望ましい。 また、中空部の形状が円形以外の場合は、9章、10章の規定を参考として断面の最小寸法を別途定めるのが望ましい。 (6)1) 2) 床版橋の版上側及び下側に配置する引張主鉄筋を含む鉄筋の最小径と最大中心間隔を規定したものである。中空床版橋の場合でも、鉄筋の最大中心間隔の規定は適用されるので、孔の下側にも鉄筋を配置する必要がある。なお、孔の下側に太径の鉄筋を配置するとコンクリートの打込みが困難となることがあるので、孔の下側には、細径の鉄筋を配置するのが望ましい。 3) 斜め床版橋では、版の自由辺付近において斜め支間方向に引張応力が生じるので、版の自由辺付近においては、斜め支間方向に鉄筋を配置することとしている。斜め支間方向に配置する範囲は、引張応力が支承線直角方向よりも斜め支間方向の方が大きい範囲とする。ここでは、この範囲を、斜め支間l_sを版全幅で除した値l_s/Bが1.5以上の場合版全幅、l_s/Bが1.5未満の場合は自由辺より$l_s/5$の位置までの範囲とすることとしている。 4) 片持床版部は、片持床版と主版との温度差及び乾燥収縮差等によって引張応力が生じ、ひび割れ発生の原因となることがあるため、片持床版の上側及び下側に用心鉄筋を配置することとしている。なお、連続床版橋の中間支点付近では、片持床版部が主版とある程度一体となって負の曲げモーメントに抵抗するので、片持床版部の上側に単位幅あたりに換算して引張主鉄筋の1/2以上の鉄筋を配置するのがよい。	

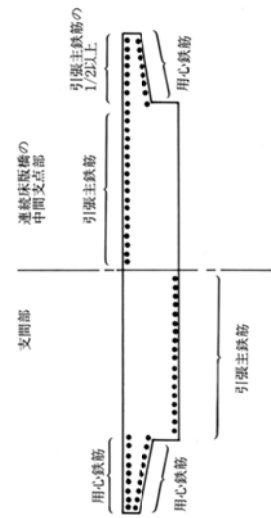


図-解 14.4.1 片持床版の用心鉄筋

(8)1) 支間方向のPC鋼材の配置にあたって、支承線に平行に切った各断面の単位幅あたりのプレストレス力及びPC鋼材の偏心量が同一でないと、プレストレスの影響による版各部の変形に差が生じ、二次的な曲げモーメント、せん断力が発生する。したがって、プレストレス力と偏心量が断面内の位置によって異なる場合には、断面力の算出にあたって、

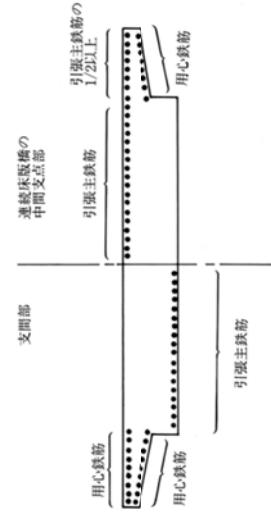


図-解 8.4.1 片持床版の用心鉄筋

(7)1) 支間方向のPC鋼材の配置にあたって、支承線に平行に切った各断面の単位幅あたりのプレストレス力及びPC鋼材の偏心量が同一でないと、プレストレスの影響による版各部の変形に差が生じ、二次的な曲げモーメント、せん断力が発生する。したがって、プレストレス力と偏心量が断面内の位置によって異なる場合には、断面

改定案

現行

備考

この影響を考慮する必要がある (図-解 14.4.2)。

- 2) 支間直角方向の PC 鋼材の配置において、プレストレス力の合力の作用位置と断面の図心が一致していないと、版に変形が生じて支承反力が不均一となり、二次的な曲げモーメント、せん断力が生じることになるので注意する必要がある (図-解 14.4.3)。
- 3) 斜め床版橋においては、斜め支間方向に PC 鋼材を配置すると、図-解 14.4.4 に示すように、版縁に沿ってプレストレス力の分力が作用し、平面的にせん断変形が生じるので注意を要する。ただし、斜角が 90° から 75° までの場合は、この影響が少ないので斜角に沿ってプレストレスを導入してもよいこととしている。

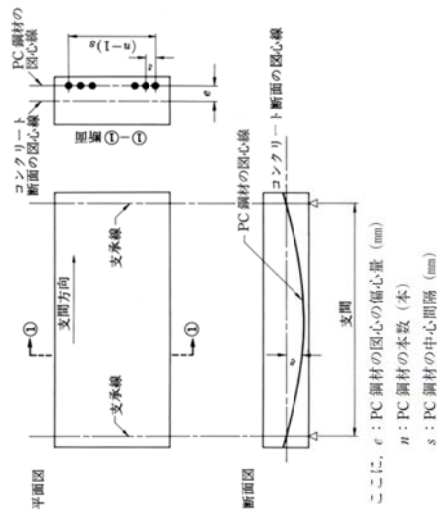


図-解 14.4.2 PC 鋼材の配置

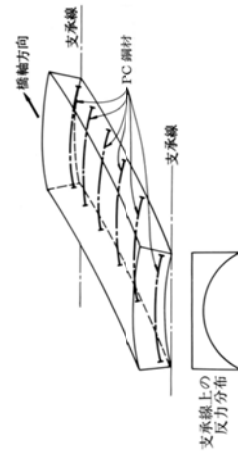


図-解 14.4.3 支承線上の反力分布

力の算出にあたって、この影響を考慮する必要がある (図-解 8.4.2)。

- 2) 支間直角方向の PC 鋼材の配置において、プレストレス力の合力の作用位置と断面の図心が一致していないと、版に変形が生じて支承反力が不均一となり、二次的な曲げモーメント、せん断力が生じることになるので注意する必要がある (図-解 8.4.3)。
- 3) 斜め床版橋においては、斜め支間方向に PC 鋼材を配置すると、図-解 8.4.4 に示すように、版縁に沿ってプレストレス力の分力が作用し、平面的にせん断変形が生じるので注意を要する。ただし、斜角が 90° から 75° までの場合は、この影響が少ないので斜角に沿ってプレストレスを導入してもよいこととしている。

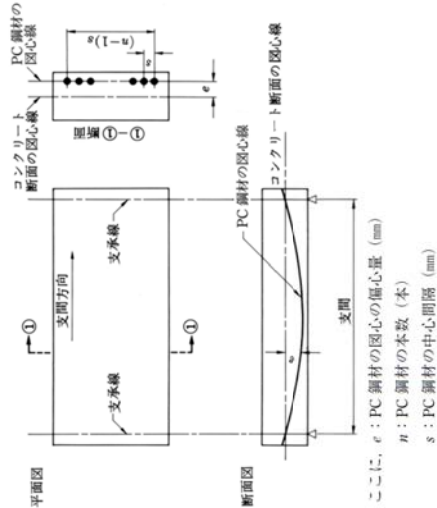


図-解 8.4.2 PC 鋼材の配置

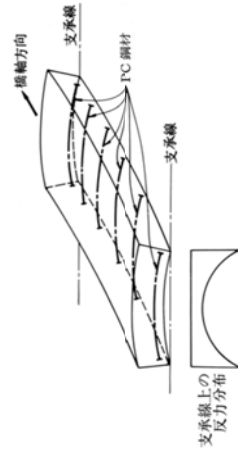


図-解 8.4.3 支承線上の反力分布

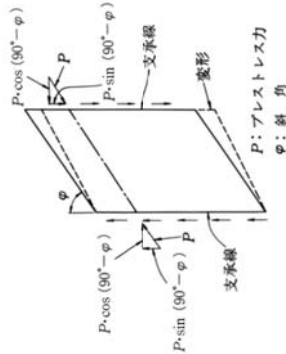


図-解 14.4.4 プレストレス力の分力による版の変形

14.4.2 支点部の補強

- (1) 支点部は、支承部からの集中荷重の影響に対し安全となるようにしなければならない。
- (2) 以下の1)から4)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 版端部等の支承部の支線方向には、温度変化及びコンクリートの乾燥収縮によって生じる引張応力に対して用心鉄筋を配置する、又はPC鋼材を配置してプレストレスを導入する。(図-14.4.2、図-14.4.3)。
 - 2) 支線より背後の版端部には、輪荷重による支間方向の負の曲げモーメントに対して必要な鉄筋を配置する。

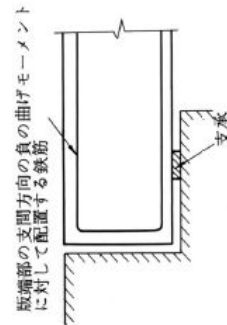


図-14.4.4 版端部における支間方向の鉄筋の配置

- 3) コンクリート主版を用いた斜橋の鈍角部の版上側には、負の曲げモーメントに対して、図-14.4.5に示すように斜め支間方向及び支線方向に用心鉄筋を配置する。ただし、プレストレストコンクリート版部材を主版とする場合においては、この部分に作用するプレストレスの効果を考慮して鉄筋量を減じることができる。

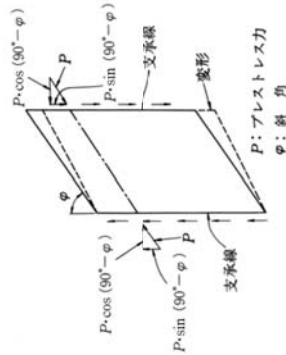


図-解 8.4.4 プレストレス力の分力による版の変形

8.4 断面寸法及び鋼材の配置

- (8) 支点付近の補強鉄筋の配置
 - 1) 版端部等の支承部の支線方向には、温度変化やコンクリートの乾燥収縮によって生じる引張応力に対して用心鉄筋を配置するか、又はPC鋼材を配置してプレストレスを導入する。(図-8.4.2、図-8.4.3参照)。
 - 2) 支線より背後の版端部には、輪荷重による支間方向の負の曲げモーメントに対して必要な鉄筋を配置する。

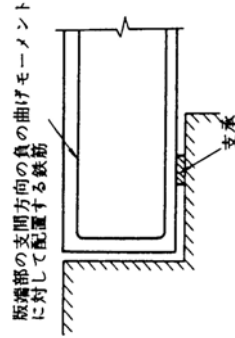
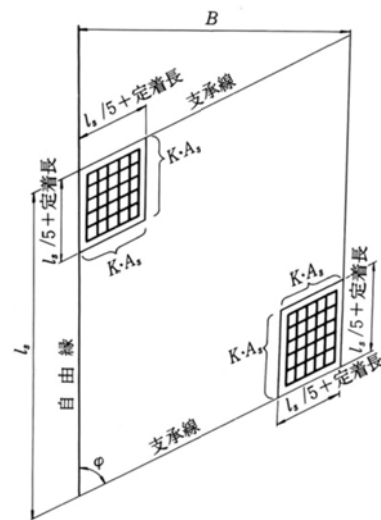


図-8.4.4 版端部における支間方向の鉄筋の配置

- 3) 斜め床版橋の鈍角部の版上側には、負の曲げモーメントに対して、図-8.4.5に示すように斜め支間方向及び支線方向に用心鉄筋を配置する。ただし、プレストレストコンクリート床版橋の場合においては、この部分に作用するプレストレスの効果を考慮して鉄筋量を減じることができる。



ここに、 A_s : 支間中央の斜め単位幅 (1m) あたりの正鉄筋の断面積 (mm^2)
 $K \cdot A_s$: 支承部の鈍角部に配置する斜め単位幅 (1m) あたりの鉄筋量で、係数 K の値は、図-14.4.6 のとおりとする (mm^2)

B : 版全幅 (m)

l_s : 斜め支間 (m)

φ : 斜角

図-14.4.5 支承部の鈍角部の負の曲げモーメントに対する用心鉄筋量及びその配置範囲

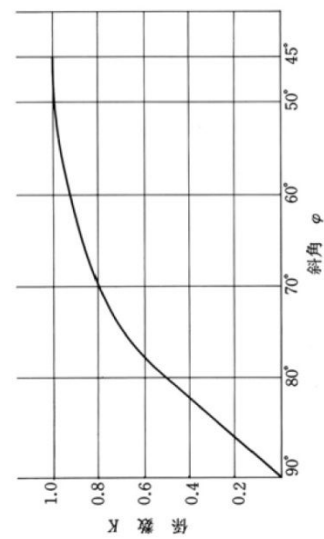
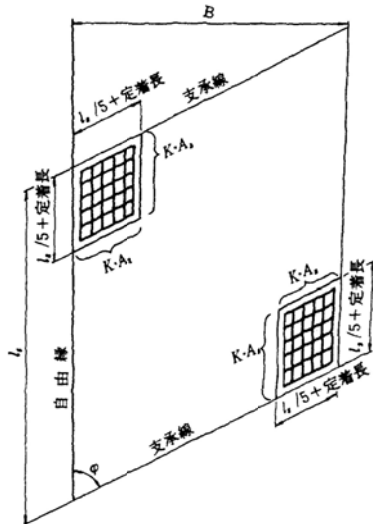


図-14.4.6 係数 K の値

- 4) コンクリート主版を用いた斜橋の鈍角部の主版の下側には、支承反力に対し、直径 13mm 以上の用心鉄筋を 200mm 以下の中心間隔で配置する。

(2)1) 用心鉄筋は、直径 13mm 以上、中心間隔 200mm 以下で配置するのがよい。

2) 支承線より背後の版端部は片持版となるので(図-14.4.4), この部分に活荷重が載荷さ



ここに、 A_s : 支間中央の斜め単位幅 (1m) あたりの正鉄筋の断面積 (cm^2)
 $K \cdot A_s$: 支承部の鈍角部に配置する斜め単位幅 (1m) あたりの鉄筋量で、係数 K の値は、図-6.4.6 のとおりとする (cm^2)

B : 版全幅 (m)

l_s : 斜め支間 (m)

φ : 斜角

図-8.4.5 支承部の鈍角部の負の曲げモーメントに対する用心鉄筋量及びその配置範囲

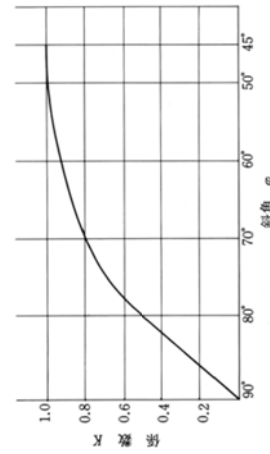


図-8.4.6 係数 K の値

- 4) 斜め床版橋の鈍角部の版下側には、支承反力に対し、直径 13mm 以上の用心鉄筋を 200mm 以下の中心間隔で配置する。

(8)1) 用心鉄筋は、直径 13mm 以上、中心間隔 200mm 以下で配置するのがよい。

2) 支承線より背後の版端部は片持版となるので(図-8.4.4), この部分に活荷重が載荷さ

改定案	現行	備考
れた場合に生じる曲げモーメントを算出し、必要な鉄筋量を配置する必要がある。なお、少なくとも直径 13mm 以上の鉄筋を中心間隔 200mm 以下に配置する。 3) 斜角 45° 以上で、線状あるいは線状に近い状態で支持される斜め床版橋において、用心鉄筋を斜め床版橋の辺及び支承に平行に 2 方向に配置する場合には、それぞれの方向の単位幅 (1 m) あたりの用心鉄筋量は、支間中央の斜め単位幅 (1m) あたりの正鉄筋量に斜角に応じた係数 K (図-14.4.6) を乗じて算出してよいこととしている。この場合、鈍角部の版の上側に配置されている鉄筋はこの用心鉄筋の一部と考えてよい。 4) 用心鉄筋の配置範囲は斜め支間の $1/5$ の値に定着長を加えた範囲とすればよい。また、プレテンション桁の場合は、支承線方向に PC 鋼材を配置することにより負の曲げモーメントに対して対処するのがよい。 鈍角部支承付近に生じる支圧応力度は、支承部の平均支圧応力度 (全反力を全支承面積で除したもの) より大きくなる。この支圧応力に対して図-解 14.4.5 に示す範囲の版下側に直径 13mm 以上、中心間隔 200mm 以下の用心鉄筋を配置する必要がある。	れた場合に生じる曲げモーメントを算出し、必要な鉄筋量を配置する必要がある。なお、少なくとも直径 13mm 以上の鉄筋を中心間隔 200mm 以下に配置する。 3) 斜角 45° 以上で、線状あるいは線状に近い状態で支持される斜め床版橋において、用心鉄筋を斜め床版橋の辺及び支承に平行に 2 方向に配置する場合には、それぞれの方向の単位幅 (1 m) あたりの用心鉄筋量は、支間中央の斜め単位幅 (1m) あたりの正鉄筋量に斜角に応じた係数 K (図-8.4.6) を乗じて算出してよいこととしている。この場合、鈍角部の版の上側に配置されている鉄筋はこの用心鉄筋の一部と考えてよい。 4) 用心鉄筋の配置範囲は斜め支間の $1/5$ の値に定着長を加えた範囲とすればよい。また、プレテンション桁の場合は、支承線方向に PC 鋼材を配置することにより負の曲げモーメントに対して対処するのがよい。 鈍角部支承付近に生じる支圧応力度は、支承部の平均支圧応力度 (全反力を全支承面積で除したもの) より大きくなる。この支圧応力に対して図-解 8.4.5 に示す範囲の版下側に直径 13mm 以上、中心間隔 200mm 以下の用心鉄筋を配置する必要がある。	

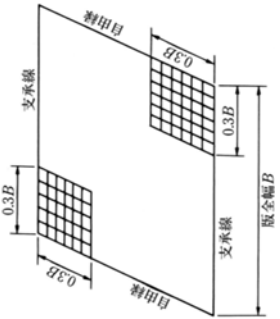


図-解 14.4.5 鈍角部版下面の用心鉄筋

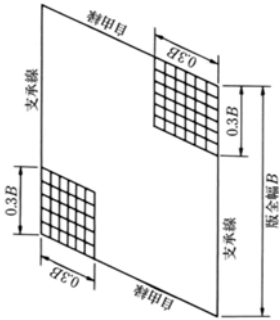
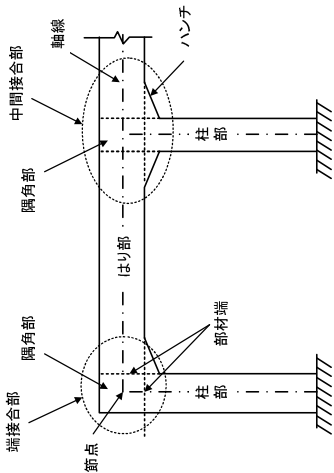
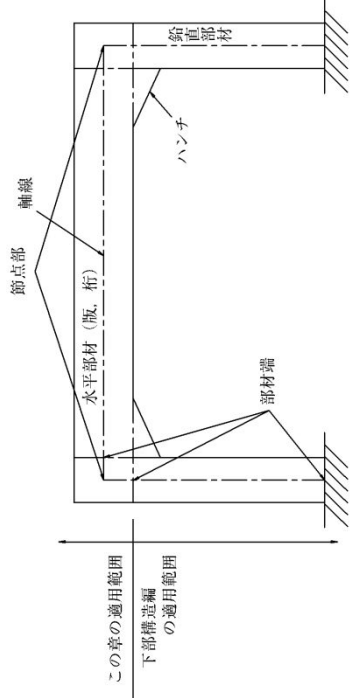


図-解 8.4.5 鈍角部版下面の用心鉄筋

新旧対比表

III コンクリート橋・コンクリート部材編		
改定案	現行	備考
15 章 ラーメン構造 (3) 15.1 適用の範囲 この章は、主としてラーメン構造及びラーメン橋脚における接合部及びはり部の設計に適用する。ただし、ラーメン橋脚のはり部については、この章による他、IV編及びV編の規定による。 この章では、具体的な数値をあげて適用の範囲を示すことは特していないが、この章の各条文を定めるにあたり極端な事例は念頭においていない。特にラーメン構造では形状的な要素の影響が強いので、通常のラーメンの概念を大きく超える場合、例えば、張出長が大きい場合、柱部材の長さが非常に長い場合、はり部材の長さ、断面等の寸法比が非常に大きい場合、軸線の変化がある場合等には、別途十分に検討を行う必要がある。また、コンクリート桁の設計に固有な事項については10章によるほか、ラーメン橋脚などのコンクリート橋脚や上部構造に剛結された橋台の設計に関しては、IV編及びV編による。なお、この章で用いるラーメン構造に関する名称は図-解 15.1.1 とする。なお、はり部とは、隅角部を含む水平部材を意味している。  図-解 15.1.1 ラーメン構造各部の名称	16 章 ラーメン構造 16.1 適用の範囲 この章は、主桁及び主版と柱が剛結されたラーメン構造の主として節点部の設計に適用する。 この章はラーメン構造特有の事項について規定したものであり、主として門型ラーメン構造など単径間で構成されるラーメン構造の節点部の設計に適用する。なお、門型ラーメン構造など、橋桁と橋台が剛結された構造における土庄の設定や柱及び壁(鉛直部材)の設計等、橋台部ジョイントレス構造の設計に係る固有の事項は、下部構造編の規定に従う。また、床版橋、T桁橋、箱桁橋等の断面形状に固有な事項については、それぞれの章の規定による。  図-解 16.1.1 ラーメン構造各部の名称	

改定案	現行	備考
(4) 15.2 一般 (1) ラーメン構造は、はりと柱が接合部で剛結され一体となり作用に抵抗すること、で、所要の耐荷性能を満足するようにしなければならない。 (2) 下部構造における境界条件等の影響がラーメン構造に生じる場合には、適切にその影響を考慮しなければならない。 (1) ラーメン構造は、接合部によって各部材が剛結となり作用に抵抗する構造であるが、接合部及びはり部が必要な耐荷性能を満足することで、ラーメン構造としての要件が成立する。この章では、接合部及びはり部の設計について示されているが、ラーメン構造を構成する柱部材なども含め、ラーメン構造として求められる耐荷性能を満足する必要がある。 (2) 柱部材が単独の基礎構造で支持されるラーメン構造では、基礎の不同沈下や水平移動により不静定力が発生する。また、基礎構造の変形によってもラーメン構造に発生する不静定力が変化する。基礎構造の沈下量や水平移動量は、基礎形式や設計の対象となる地盤により大きく異なるため、各地盤の性状を十分に把握して、その影響を考慮して設計する必要がある。なお、基礎構造の変形の影響については、Ⅳ編及びⅤ編による。 (5) 15.3 接合部の設計 (1) ラーメン構造における接合部の耐荷性能の照査は、作用力に対して行う。 (2) ラーメン構造の接合部では、ラーメン構造としての耐荷機構を発揮するよう、接合部が剛結となるとともに、接合部、はり及び柱が限界状態 1 を超えず、かつ、はり又は柱が限界状態 3 に達するまで接合部が限界状態 3 を超えないようにしなければならない。 (3) (4) から (10) を満足する場合には、(2) を満足するとみなしてよい。 (4) ラーメン構造の接合部において部材相互のコンクリートが一体化して作用に抵抗する。	16.2 構造解析 (1) ラーメン構造の解析は、ラーメン構造の特性を考慮できる適切な解析理論及び解析モデルを設定して行わなければならない。 (2) 土圧が作用するラーメン構造は、土圧の影響を適切に考慮しなければならない。 (1) 主桁及び主版と柱が剛結された門型ラーメン構造は、ラーメン骨組構造として断面力を算出する必要がある。また、部材断面の曲げ剛性の変化の影響及び剛域の影響を考慮する場合など、一般には、14.2 及び 14.3 の規定により設計する。断面力の算出にあたっては、図-解 16.2.1(b)に示すような水平部材と鉛直部材の長さの比が 4 程度以上の変断面ラーメン構造や断面の変化が極端な場合は、主桁の軸線の変化の影響を考慮するのがよい。 (a) ラーメン軸線の変化を無視してよい場合 (b) ラーメン軸線の変化を無視できない場合 図-解 16.2.1 ラーメン構造のモデル化 (2) 単径間で構成される門型ラーメン構造において、鉛直部材に土圧が作用する場合はその影響を適切に考慮して設計することとし、下部構造編 8.8 の規定に従う。 16.3 節点部の設計 (1) 節点部は、部材相互に断面力が確実に伝達されるようにしなければならない。 (2) (3) から (6) による場合においては、(1) を満たすものとみなす。 (3) 節点部には、施工品質の確保を考慮した上で、作用する断面力に対して有効な鉄筋を配置する。	

改定案	現行	備考
(5) ラーメン構造の接合部では、ハンチを設けるとともに、桁高が滑らかに変化する箇所を設けるとともに、これらの箇所に沿う鉄筋を配置することを基本とする。 (6) ラーメン構造の接合部及びその付近においては、重ね継手を設けない。 (7) ラーメン構造の端接合部において、内側引張又は外側引張の曲げモーメントにより生じる引張応力に抵抗できるよう、少なくとも接合部の対角線方向に平行に必要な鉄筋を配置する。 (8) ラーメン構造の中間接合部が以下を満足する。 1) 接合部に生じる曲げモーメント、せん断力及びねじりモーメントに対してはり部及び柱部として必要となる鉄筋が、隅角部に配置されている。 2) 中間接合部のはりの引張応力が接合面付近において、はりに作用する曲げモーメントによって生じる引張応力と直交する方向に発生しない場合は、柱の主鉄筋を折曲げずにそのまま伸ばすか、はりの引張鉄筋付近まで伸ばしたうえで鉄筋を折曲げる等により、はり部材高さの 1/2 の距離を超えてから必要定着長を確保する。 (9) ラーメン構造の接合部に生じる断面力は、以下を標準として、ハンチ及び桁高変化の影響を考慮して算出する。 1) 断面力を算出する場合の軸線は、ハンチを無視した部材断面の図心軸線に一致させる。 2) 接合部に生じる断面力は、接合部及び接合部付近に剛域を設定して計算する。 (10) ラーメン構造の接合部において、プレストレスが導入されている場合には、適切にその効果を考慮する。	(4) 節点部には、ハンチを設けるとともに、ハンチに沿う鉄筋を配置する。 (図-6.6.6 参照) (5) 節点部の応力度を照査する場合のハンチの有効部分は、図-16.3.1 のとおりとする。 (6) 節点部及びその付近においては、主鉄筋の継手を設けてはならない。 図-16.3.1 ハンチの有効部分 (a) はり部材 (b) 柱部材	(1) ラーメン部材の節点部は、応力の方向が急変し、応力の伝達機構が複雑である。したがって、接続する部材相互に断面力が確実に伝達されるようにする必要がある。 (4) 節点部は、節点内の複雑な応力を小さくし、かつ応力伝達を円滑にする効果をもたせるため、原則としてハンチを設けることとしている。また、ハンチには、計算上鉄筋が必要でない場合でも、ハンチに沿う鉄筋を配置する必要がある。ただし、部材が変断面の場合に、特に節点部の安全性について検討した場合等の場合にはハンチを設けなくてもよい。
(2) ラーメン構造の接合部は、応力の方向が急変し、応力の伝達機構が複雑である。したがって、接続する部材相互に断面力が確実に伝達されるようにする必要がある。 (4) 接合部において応力を円滑に伝達するためには、柱部及びはり部のコンクリートが一体となり作用に対して抵抗する必要がある。 (5) 接合部は、接合内の複雑な応力を小さくし、かつ応力伝達を円滑にする効果をもたせるため、原則としてハンチを設けることとしている。ただし、部材が変断面の場合に、特に接合部の安全性について検討した場合等の場合にはハンチを設けなくてもよい。また、柱に向かってはり高が順次増加していくような場合などは、適切に設計することで、必ずしもハンチを設ける必要はない。また、ハンチには、計算上鉄筋が必要でない場合でも、ハンチに沿う鉄筋を配置することが基本となる。 (6) 接合部は、応力伝達の上で重要な部分であり、また各種の鉄筋が交差している。接合部内		

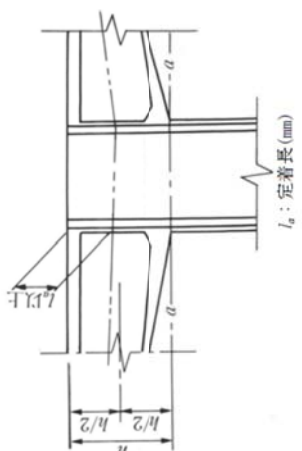
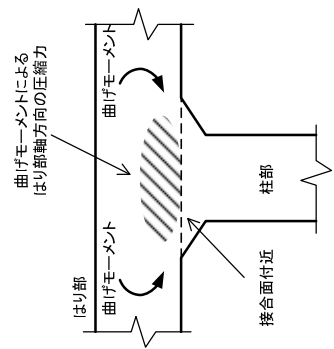
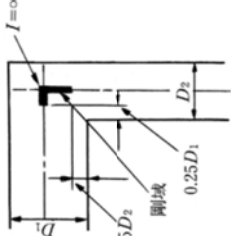
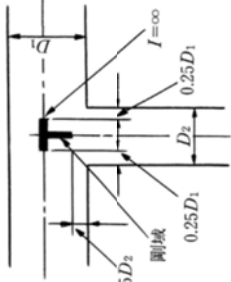
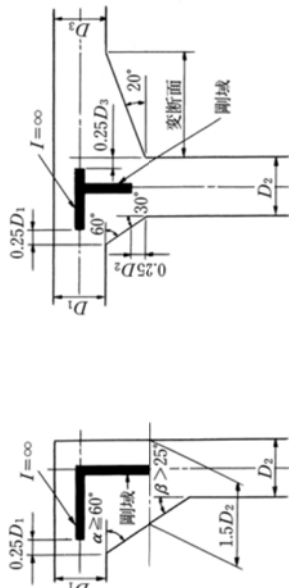
改定案	現行	備考
2) 中間接合部での柱部とはり部の力の伝達を確実にするために、<u>条文の規定を設けてい</u> <u>る。箱桁等の場合、隔壁に設けた開口部等で軸方向鉄筋が切断されることがあるが、こ</u> <u>の場合も図-解 15.3.2 の a-a 断面で必要とされる鉄筋が、条文で示すように定着されて</u> <u>いることが必要である</u>  図-解 15.3.2 柱部の主鉄筋の埋込み長さ なお、この規定は、はり部の中間接合部において負の曲げモーメントが生じる場合を 想定しており、負の曲げモーメントにより生じるはり部材下縁側からの圧縮力により、 柱部材の主鉄筋の定着が確実となることが前提とされている。ただし、支間長が短く橋 脚高が高い場合など、地震動などにより中間接合部で曲げモーメントが正負交番する場 合には、はり部材からの圧縮力に期待できないだけでなく、端接合部に近い挙動を示し、 中間接合部の対角方向に引張力が発生する可能性がある。そのため、中間接合部におい て曲げモーメントが正負交番する場合には、接合部の応力状態を評価して適切に柱部材 の主鉄筋の定着を行うことが望ましい。	と同様に、4.2.3により行ってよい。 (3) 節点部は、各種の鉄筋が交差しており、大きな断面力が作用する。したがって、鉄筋 の配置について十分に注意し、鉄筋の組立て及びコンクリートの打込み等に支障のない ようにする必要がある。 1) 節点部に外側引張の曲げモーメントが作用する場合 2) 節点部に内側引張の曲げモーメントが作用する場合 (6) 節点部は、応力伝達の上で重要な部分であり、また各種の鉄筋が交差しているので、 節点部付近では主鉄筋の継手は原則として設けてはならないこととしている。やむを得 ず継手を設ける場合には、重ね継手は避け、機械式継手等の継手を採用するのが よい。 (5) 設計曲げモーメントに対する節点部の応力度等の照査を行う断面の位置は、その部材 が接続される相手の部材側面の位置とする。	14.3 構造解析

図-解 15.3.3 はり部の曲げモーメントの作用による接合面付近に引張応力が発生しな
い例



改定案	現行	備考
(9) 1) 構造解析を行う上での骨組構造は、コンクリート全断面を有効とした部材断面図心を結ぶ線と一致させることを原則としている。桁高変化やハンチにより断面変化がある場合の軸線は断面変化に伴って変化するが、ハンチの影響は小さいと考えられるため、ハンチが特に大きい場合を除いては、一般にハンチによる図心軸線の変化を無視してよい。 2) ラーメン構造のように部材相互が剛結合されている場合には、骨組解析上接合部は剛節点と考え1点で表される。しかし、実際の構造ではハンチや部材厚の影響から節点近くでは断面二次モーメントが無限大に近くなる。このため、ラーメン構造の作用断面力を計算するにあたり、解析上の接合部付近を点ではなく、ある長さを持った剛域として扱う必要がある。剛域を与える場合には、一般に以下に示す方法としてよい(図-解 15.3.4)。 i.) 部材端部が他の部材と結合されるときは、その部材端から部材厚の 1/4 入った点より節点までとする(図-解 15.3.4(a), (b))。 ii.) 部材がその軸線に対し 25° 以上傾斜するハンチを持つ場合には、部材厚さが 1.5 倍となる点より節点までとする。ただし、ハンチの傾斜が 60° 以上の場合は、ハンチの起点から部材厚の 1/4 入った点より節点までとする(図-解 15.3.4(c))。 iii.) 左右のハンチの大きさが異なる場合等の理由から、i.), ii.) で定めた点が 2 点以上同時に存在する場合には、剛域の範囲として大きい方をとる(図-解 15.3.4(d))。	14.3.1 解析一般 (9) ハンチの大きさが部材断面に比べて小さく、断面の応力計算において無視できる程度の大きさのハンチの場合は曲げ剛性の変化を無視してよい。また、支間が比較的長く節点部を有する連続構造では、剛域の影響を無視して解析してもその誤差は小さいので、一般には剛域の影響を無視することができ。この場合、曲げ剛性の変化の影響を考慮して解析すれば、節点部の設計曲げモーメントは、14.3.2(4)(a)に従って求めてよい。 橋脚と主桁及び主版の節点部に特に大きいハンチがある場合や、主桁及び主版又は橋脚の部材厚さが極端に大きい場合には、剛域の影響が無視できなくなる。このような場合には、一般に以下に示す方法で求められる剛域(図-解 14.3.2)を考慮して構造解析を行うのがよい。 1) 部材端部が他の部材と結合されるときは、その部材端から部材厚の 1/4 入った点より節点までとする(図-解 14.3.2(a), (b))。 2) 部材がその軸線に対し 25° 以上傾斜するハンチを持つ場合には、部材厚さが 1.5 倍となる点より節点までとする。ただし、ハンチの傾斜が 60° 以上の場合は、ハンチの起点から部材厚の 1/4 入った点より節点までとする(図-解 14.3.2(c))。 3) 左右のハンチの大きさが異なる場合等の理由から、1), 2) で定めた点が 2 点以上同時に存在する場合には、剛域の範囲として大きい方をとる(図-解 14.3.2(d))。   (a) 等断面の場合(その 1) (b) 等断面の場合(その 2)	



(c) 変断面の場合(その 1) (d) 変断面の場合(その 2)

図-解 15.3.4 接合部における剛域

また、ハンチ及び断面変化の影響を考慮して剛域を設定した上で骨組解析することが基本となるが、ハンチの長さが支間の 1/10 以下の場合や、ハンチの高さがはりの高さの 1/2 以下程度の場合など、ハンチが曲げモーメントに与える影響が小さいと考えられる場合には、ハンチの影響を考慮せず解析を行える場合がある。この場合には、図-15.8.1(b)に示すように適切に設計曲げモーメントを設定する必要がある。図-15.8.1(b)は、端接合部のはり部材についての設計曲げモーメントを示しているが、中間接合部のはり部材についても同様に扱ってよい。

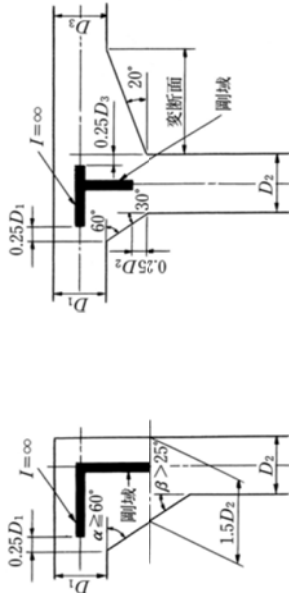
(10) 接合部にプレストレスが作用している場合には、応力状態が複雑となり、作用の位置によって接合部の耐力に対し有利にも不利にもなる場合があるため、その効果を十分検討し、適切に考慮する必要がある。

(6) 15.4 端接合部の限界状態 1

15.4.1 外側引張の曲げモーメントを受ける端接合部

- (1) 外側引張の曲げモーメントを受ける端接合部が、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2) 端接合部にプレストレスが作用しない。
- (3) 図-15.4.1 に示す接合部対角線上の照査断面において、1)及び2)を満足する。

- 1) 式(15.4.1)で定める接合部対角線上のコンクリートに発生する引張応力度が、表-15.4.1に定める制限値を超えない。
- 2) 式(15.4.2)で定める鉄筋に発生する引張応力度が表-15.4.2に定める制限値を超えない。



(c) 変断面の場合(その 1) (d) 変断面の場合(その 2)

図-解 14.3.2 接点部における剛域

16.3 節点部の設計

(3) 節点部は、各種の鉄筋が交差しており、大きな断面力が作用する。したがって、鉄筋の配置について十分に注意し、鉄筋の組立て及びコンクリートの打込み等に支障のないようにする必要がある。

- 1) 節点部に外側引張の曲げモーメントが作用する場合

図-解 16.3.2 に示す外側引張の曲げモーメントが節点部に作用する場合には、対角線方向の断面に引張応力度 σ_t が生じる。この引張応力度に対して補強鉄筋を配置するのがよい。

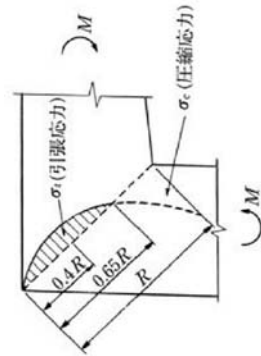


図-解 16.3.2 外側引張の曲げモーメントが作用した場合の応力分布

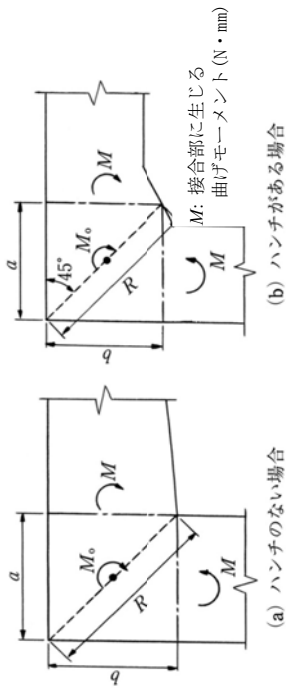


図-15.4.1 接合部の応力照査をする断面

$\sigma_{tmax} = 5M_0/(R^2W)$ (15.4.1)
 $\sigma_s = 2M_0/(A_sR)$ (15.4.2)
ここに、 σ_{tmax} : 接合部対角線上に発生するコンクリート引張応力の最大値 (N/mm²)

M_0 : 接合部対角線上に発生する曲げモーメント (図-15.4.1 参照) (N・mm)
 R : 接合部対角線長 (mm) で、 $R = \sqrt{a^2 + b^2}$ (図-15.4.1 参照)

a : 柱部材の幅 (mm)
 b : はり部材の高さ (mm)
 W : 接合部奥行 (mm)
 σ_s : 引張補強鉄筋に発生する引張応力の平均値 (N/mm²)
 A_s : 外側引張に対する補強鉄筋量 (mm²)

表-15.4.1 コンクリートに発生する引張応力の制限値 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度	21	24	30	40	50	60	70	80
引張応力の制限値	1.7	1.9	2.2	2.7	3.1	3.5	3.5	3.5

表-15.4.2 鉄筋に発生する引張応力の制限値 (N/mm²)

応力度の種類	鉄筋の種類	SD345	SD390	SD490
引張応力の制限値			210	

図-解 16.3.2 に示す引張応力の最大値 σ_{tmax} は式(解 16.3.1)により求めてよい。

$$\sigma_{tmax} = \frac{5M_0}{R^2 \cdot W}$$

ここに、 σ_{tmax} : 図-解 16.3.2 に示す引張応力の最大値 (N/mm²)

M_0 : 節点曲げモーメント (図-解 16.3.3) (N・mm)

R : 節点部対角線長 (mm)

$$R^2 = a^2 + b^2$$

a : 鉛直部材の幅 (mm)

b : 水平部材の高さ (mm)

W : 節点部奥行 (mm)

引張応力 σ_s に対する補強鉄筋量は式 (解 16.3.2) により求めてよい。

$$A_s = \frac{2M_0}{R \cdot \sigma_s}$$

ここに、 A_s : 外側引張に対する補強鉄筋量 (mm²)

M_0 , R : 式 (解 16.3.1) 参照

σ_s : 補強鉄筋の許容応力度 (N/mm²) (表-3.3.1)

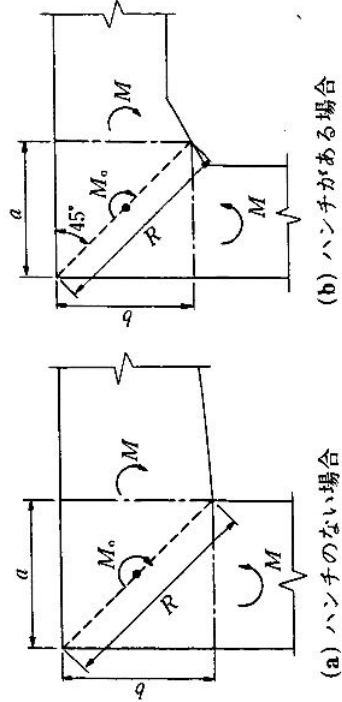
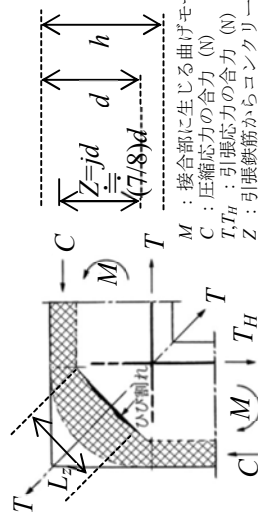


図-解 16.3.3 節点部の応力照査をする断面

改定案	現行	備 考
(1) ラーメン構造の端接合部が、作用に対して弾性応答する限界の状態を限界状態 1 と考えることができる。しかし、端接合部における応力状態は複雑であり、端接合部の応答が弾性限界となる状態に相当する鉄筋やコンクリートの応力度は必ずしも明確でない。一方、コンクリートに生じる引張応力の最大値が引張強度に達せず、また、鉄筋に生じる応力がひび割れを抑制できる応力度以下となる場合には、剛性を低下させるようなひび割れが生じない状態と考えることができ、少なくとも端接合部において応答の可逆性が保たれていると考えてよい。これらを踏まえ、この示方書では、限界状態 1 を超えないとみせることを考慮して、表-15.4.1 及び表-15.4.2 に規定される制限値が規定されている。よって、コンクリートに生じる引張応力度の最大値及び鉄筋に生じる引張応力度が、これらの制限値を超えない場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよいとされている。 なお、この規定とは別に、耐久性確保のために部材一般に対して規定されている 6.2.2 及び 6.2.3 に示される鉄筋応力度の制限値についても満足する必要がある。 (2) この規定は、(3) の規定の前提となる条件であり、ここでは、ラーメン構造の接合部のうちプレストレス力が作用しない端接合部を対象としている。接合部にプレストレス力が作用する場合には、プレストレスの影響により接合部の応力状態が複雑となるため、条文中で規定されている方法によって安全性を担保することができない。そのため、プレストレス力による影響を考慮した上で、プレストレス力がない場合と同等の安全性が担保されるよう、実験等により安全性が十分確認された方法などによって設計する必要がある。 また、この規定は主として単径間ラーメン構造の接合部に適用するが、同様の応力状態となるような接合部に対しても適切に参考にしてよい。なお、5.1.3 に規定される相反応力部材の規定も対象となる。 (3) 曲げモーメントが作用する端接合部においては、図-解 15.4.1 に示すような外側引張となる曲げモーメントに対し、剛性を低下させ耐荷機構の前提を満足しなくなるひび割れが発生しないよう、コンクリートに生じる引張応力度を制限する必要がある。また、その場合でも原則として、コンクリートの引張抵抗には期待しないとされていることから、接合部に生じる引張応力に抵抗できるよう鉄筋を配置し、鉄筋に生じる引張応力度を制限する必要がある。このように鉄筋を配置しコンクリートの応力度を制限した場合には、端接合部が連続体として十分な剛性を有すると考えてよい。表-15.4.2 に示された制限値は、これらの条件を踏まえ、これまでの示方書で確保されていた安全余裕も考慮して定められている。よって、(3)1 及び 2) を満足する場合には、端接合部が限界状態 1 を超えないとみなしてよいとされている。		

改定案	現行	備考
図 解 15.4.1 外側引張の曲げモーメントが作用した場合の応力分布 接合部に図-解 15.4.1 に示す外側引張の曲げモーメントが接合部に作用する場合には、対角線方向の断面に引張応力が生じる。この引張応力に対して照査を行う場合には、適切にハンチの影響を考慮して照査断面を定める必要がある。このとき、図-解 15.4.1 に示す引張応力の最大値は式(15.4.1)により求めてよい。なお、式(15.4.1)で示される引張応力の最大値や、式(15.5.1)で示される曲げ耐力は、弾性理論により求められたものであるため、接合部が剛結であることが前提となる。 外側引張となる曲げモーメントに対する補強鉄筋は、接合部の対角線に垂直な方向に配置することを基本とする。また、接合部に結合する部材の主鉄筋量の少なくとも $1/2$ は主鉄筋を延長して接合部の外側に配置するのがよい。ここで、フックをつけた主鉄筋及び接合部に結合する部材の主鉄筋のうち、これらの外側に沿って配置した主鉄筋以外の折曲げられた主鉄筋で、図-解 15.4.1 に示す $0.65R$ の範囲に設置された鉄筋は、式(15.4.2)で考慮する補強鉄筋の一部として扱ってよい。	節点部では、節点部に結合する部材の主鉄筋量の少なくとも $1/2$ は外側に配置するのがよい。ここで、フックをつけた主鉄筋及び節点部に結合する部材の主鉄筋のうち、これらの外側に沿って配置した主鉄筋以外の折曲げられた主鉄筋で、図-解 16.3.2 に示す $0.65R$ の範囲に設置された鉄筋は、式(解 16.3.2)により算出される補強鉄筋の一部とみなしてよい。	
15.4.2 内側引張の曲げモーメントを受ける端接合部 (1) 内側引張の曲げモーメントを受ける端接合部が、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 (2) 端接合部にプレストレストレス力が作用しない。 (3) 図-15.4.2 に示す接合部対角線上の照査断面において、変動作用の影響が支配的な状況に対し、以下を満足する。 1) 式(15.4.3)に定めるコンクリートに発生する引張応力の最大値が、表-15.4.1 に定める制限値を超えない。 2) 式(15.4.4)に定める鉄筋に発生する引張応力が表-15.4.2 に定める制限値を超えない。	16.3 節点部の設計 (3) 節点部は、各種の鉄筋が交差しており、大きな断面力が作用する。したがって、鉄筋の配置について十分に注意し、鉄筋の組立て及びコンクリートの打込み等に支障のないようにする必要がある。 2) 節点部に内側引張の曲げモーメントが作用する場合 節点部に図-解 16.3.4 に示すような内側引張の曲げモーメントが作用する場合には、内側の引張応力の作用方向が変換されることにより、対角線方向に同図(b)に示すような応力状態となる。この結果、圧縮応力の合力の作用により、節点部の角が押し剥がされる状態となりひび割れが生じるため、対角線方向に鉄筋を配置して補強する必要がある (図-解 16.3.5)。	



M : 接合部に生じる曲げモーメント (N・mm)
 C : 圧縮応力の合力 (N)
 T, T_H : 引張応力の合力 (N)
 Z : 引張鉄筋からコンクリート圧縮域の合力までの距離 (mm)
 d : 部材断面の有効高さ (mm)
 h : 部材断面の部材高さ (mm)
 L_z : 対角線の引張領域の長さ (mm)

図-15.4.2 内側引張の曲げモーメントによる接合部のひび割れ

$$\sigma_{tmax} = 3\sqrt{2}T_H/(2WL_z) \dots\dots\dots (15.4.3)$$

$$\sigma_s = \sqrt{2}M/(A_sZ) \dots\dots\dots (15.4.4)$$

ここに、 σ_{tmax} : コンクリートに発生する引張応力度の最大値 (N/mm²)

L_z : 図-15.4.2に示す対角線上の引張領域の長さ (mm)であ
 り、 $L_z = 0.75h$ としてよい。

T_H : : はり部
 材又は柱部材に作用する引張応力の合力 (N)

W : 接合部奥行 (mm)

σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

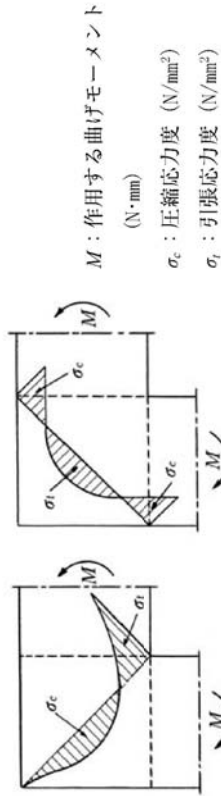
A_s : 内側引張に対する補強鉄筋量 (mm²)

Z : (図-15.4.2) 参照。部材断面の有効高 d (mm) に対して
 $Z = 7/8d$ としてよい。

(1) 15.4.1(1)解説による。

(2) 15.4.1(2)解説による。

(3) 図-解 15.4.2に示すような内側引張となる曲げモーメントに対しても、外側引張となる曲げモーメントの場合と同様に、コンクリートに発生する応力及び鉄筋に発生する応力度を抑制することで、端接合部が限界状態1を超えないとみなしてよい。



(a) 節点部に生じる引張応力 (b) 対角線方向に生じる引張応力

図-解 16.3.4 内側引張の曲げモーメントが作用した場合の応力分布

この場合の引張応力の合力 T は、簡易的に式 (解 16.3.3) により求めてよい。

$$T = \sqrt{2} \cdot T_H \dots\dots\dots (解 16.3.3)$$

ここに、 T : 図-解 16.3.5に示す対角線方向の引張応力の合力 (N)

T_H : 水平部材又は鉛直部材に作用する引張応力の合力 (N)

なお、ラーメン構造の柱の配筋細目は下部構造編によるものとし、また節点部及び節点部近傍の水平部材には、地震時等に大きな断面力が作用するため、耐震設計編の規定を参考に、十分なスタールラップ等を配置しておく必要がある。

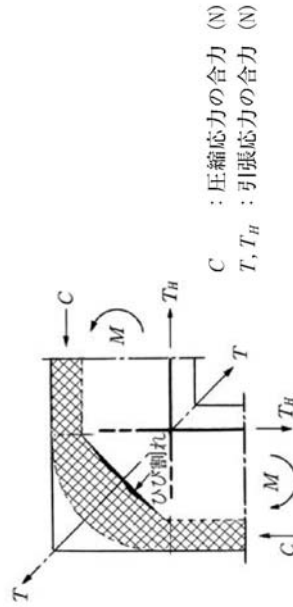


図-解 16.3.5 内側引張の曲げモーメントによる節点部のひび割れ

改定案	現行	備考
M : 作用する曲げモーメント (N・mm) σ_c : 圧縮応力度 (N/mm²) σ_t : 引張応力度 (N/mm²) (a) 節点部に生じる引張応力 (b) 対角線方向に生じる引張応力 図-解 15.4.2 内側引張の曲げモーメントが作用した場合の応力分布 接合部に図-解 15.4.2(a)に示すような内側引張の曲げモーメントが作用する場合には、内側の引張応力の作用方向が変換されることにより、対角線方向に(b)に示すような応力状態となる。この結果、圧縮応力の合力の作用により、接合部の中央付近にも引張応力が生じることになるため、ひび割れが発生しないようコンクリートの引張応力を制限する必要がある。ここで、式(15.4.3)で示される引張応力度の最大値は、弾性理論により求められたものである。対角線上の引張領域の長さ l_z は、過去の研究成果に基づき $0.75h$ と仮定している。 内側引張となる曲げモーメントに対する補強鉄筋は、接合部の対角線に平行な方向に配置することを基本とする。また、接合部に結合する部材の主鉄筋量の少なくとも $1/2$ は主鉄筋とは別にハンチに沿って配置し、ハンチがない場合は接合部の対角線に垂直な方向に配置するのがよい。 (7) 15.5 端接合部の限界状態 3 15.5.1 外側引張の曲げモーメントを受ける端接合部 (1) 外側引張の曲げモーメントを受ける端接合部が、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。 (2) 端接合部にプレストレス力が作用しない。 (3) 接合部に生じる曲げモーメント(図-15.4.1 参照)が式(15.5.1)に定める制限値を超えない。 $M_{rod} = \xi_1 \xi_2 \phi_{uc} M_{roc} \dots\dots\dots (15.5.1)$ ここに、M_{rod} : 側引張の曲げモーメントの制限値 (N・mm) ; 外 M_{roc} : 外側引張の曲げモーメントに対する耐力の特性値 (N・mm)		

$M_{roc} = A_s R \bar{\sigma}_{sy} / 2$
 A_s : 外側引張に対する補強鉄筋量 (mm²)
 σ_{sy} : 補強鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²) で 345N/mm² を超える場合には、345N/mm² とする。
 R : 接合部対角線長 (mm) (図-15.4.1)
 ξ_1 : 調査・解析係数で表-15.5.1 に示す値とする。
 $\xi_2 \phi_{ruc}$: 部材・構造係数 ξ_2 と抵抗係数 ϕ_{ruc} の積で表-15.5.1 に示す値とする。

表-15.5.1 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \phi_{ruc}$ (ξ_2 と ϕ_{ruc} の積)
$\begin{array}{l} \text{i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せ} \\ \text{を考慮する場合} \end{array}$	0.90	0.70
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合	1.00	

(1) ラーメン構造の端接合部が、接合部に曲げモーメントを生じさせる作用に対して、必要な抵抗力が発揮されず、接合部の回転が増大する状態を限界状態 3 と考えることができる。
一方、端接合部において、曲げモーメントの作用に抵抗するよう配置された鉄筋の引張応力が降伏強度に達した場合、端接合部の回転に対する必要な耐荷機構が得られなくなることから、この示方書では、この状態を限界状態 3 と考えることとしている。

(2) 15.4.1(2)解説による。

(3) 限界状態 3 に相当する曲げモーメントの特性値は、15.3 の規定に従い適切に鉄筋を配置することを前提として、式(15.5.1)で与えられている。また、この特性値に対し、不確実性を考慮して設定された部分係数を特性値に乗じて制限値が与えられている。よつて、端接合部に生じる曲げモーメントが、同式で算定される制限値を超えない場合には、端接合部は限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされている。ただし、15.4.1 の規定に従い配置された鉄筋は、式(15.5.1)で見込む補強鉄筋の一部として考慮してよい。

なお、ラーメン構造の柱部材の配筋細目はⅣ編による。また接合部及び接合部近傍のり部には、地震時等に大きな断面力が作用するため、Ⅴ編の規定に従い十分なスタラーラップ等を配置しておく必要がある。また、ひび割れ幅を抑制し、耐荷機構の前提となる状態を確保するため、条文では鉄筋の降伏強度に上限値が与えられている。

ここで設定されている抵抗係数は、標準的な補強鉄筋の降伏強度のばらつきや出来形誤

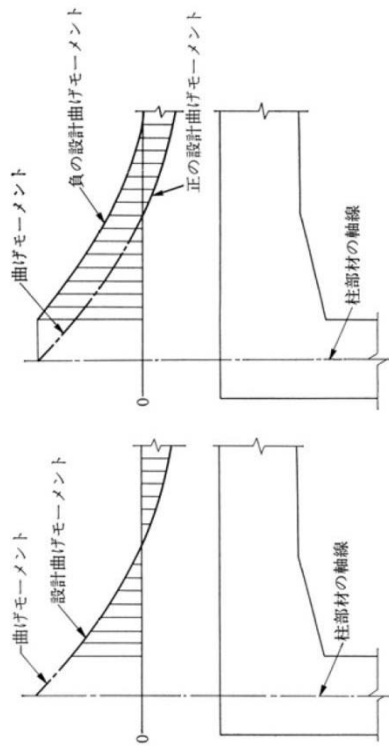
改定案	現行	備 考
差などを前提とし、これまでの示方書による場合と同様な安全余裕が確保できるものとして、キャリブレーションの結果から 0.70 が与えられている。なお、従来の安全率には、耐力算定式のばらつき以外の不確実性が含まれていたものと考えられるが、これらを明確に分離することができないため、条文では抵抗係数と部材・構造係数の積として与えられている。 15.5.2 内側引張の曲げモーメントを受ける端接合部 (1) 内側引張の曲げモーメントを受ける端接合部が、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 (2) 端接合部にプレストレス力が作用しない。 (3) 接合部に生じる設計曲げモーメント(図-15.4.2)が式(15.5.2)に定める制限値を超えない。 $M_{rid} = \xi_1 \xi_2 \phi_{ruc} M_{ric} \dots\dots\dots (15.5.2)$ ここに、M_{rid} ……………… ; 内側引張の曲げモーメントに対する制限値(N・mm) M_{ric} ……………… ; 内側引張の曲げモーメントに対する耐力の特性値(N・mm) $M_{ric} = A_s Z \sigma_{sy} / \sqrt{2}$ A_s ……………… ; 内側引張に対する補強鉄筋量(mm²) Z ……………… ; 引張鉄筋からコンクリート圧縮域の合力までの距離(mm) (図-15.4.2 参照)。部材断面の有効高d(mm)に対し$Z=(7/8)d$としてよい。 σ_{sy} ……………… ; 補強鉄筋の降伏強度の特性値(N/mm²)で 345N/mm²を超える場合には、345N/mm²とする。 ξ_1 ……………… ; 調査・解析係数で表-15.5.1に示す値とする。 $\xi_2 \phi_{ruc}$ ……………… ; 部材・構造係数ξ_2と抵抗係数ϕ_{ruc}の積で表-15.5.1に示す値とする。 (1) 15.5.1 解説による。 (2) 15.4.1(2)解説による。 (3) 内側引張の場合も外側引張と同様に、引張に対し適切に鉄筋を配置し、作用する曲げモーメントが式(15.5.2)で与えられる制限値を超えない場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。ただし、鉄筋に生じる引張応力は弾性理論により求められた引張応力であり、引張鉄筋からコンクリートの圧縮域の合力までの距離は、従来のはり理論における考え方を踏襲し、$7/8 d$としてよいとされている。		

改定案	現行	備 考
(8) 15. 6 中間接合部の限界状態 1 中間接合部において、この章及び5章の規定に従い設計された各部材が15. 3の規定に従い連結されている場合には、中間接合部が限界状態1を超えないとみなしてよい。 中間接合部が、作用に対して弾性応答する限界の状態を、<u>中間接合部の限界状態1を考慮することができる。しかし、中間接合部において、限界状態1に相当するコンクリートや鉄筋の応力などを直接的に評価することは難しい。しかし、中間接合部がこの章及び5章の規定に従い設計された場合、接合部付近のはりの照査位置での曲げモーメントに対して、弾性応答するよう接合部内に水平方向の鉄筋が配置され、また、せん断力やねじりモーメントに対しても、中間接合部をはりとした場合に必要な鉄筋が配置されることとなる。また、柱の主鉄筋も十分な付着を確保できるよう接合部内に配置されることとなる。接合部を梁として設計し、かつ、柱の主鉄筋が確実に定着されている中間接合部は、はりと柱を剛結させ、作用に対して応答が弾性範囲内に留まるものと考えられる。よって、この示方書では、この章及び5章の各規定に従い各連結部に必要な鉄筋が配置された場合には、中間接合部が限界状態1を超えないとみなしてよいとされている。</u>		
(9) 15. 7 中間接合部の限界状態 3 中間接合部において、この章及び5章の規定に従い設計された各部材が15. 3の規定に従い連結されている場合には、接合部が限界状態3を超えないとみなしてよい。 中間接合部の限界状態3は、<u>作用に対して耐荷力が発揮されなくなり、接合部の回転が増加する限界の状態と考えることができる。しかし、この限界状態に対応するコンクリートや鉄筋を評価することは難しい。一方で、中間接合部がこの章及び5章の設計に従い設計された場合、はりとして、また柱として必要な鉄筋が配置されることから、作用に対して剛結となり抵抗できるために必要な状態が確保されることになる。そのため、この章及び5章の規定を満足して各連結部材に必要な鉄筋が配置されている場合には、限界状態3を超えないとみなしてよいとされている。</u>		
(10) 15. 8 はり部の設計 (1) ラーメン構造の接合部付近のはり部における曲げモーメントに対する照査では、剛域、ハンチの影響、橋脚の形状等を考慮しなければならない。		

(2) 以下の1)から5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

1) 設計曲げモーメントの算出では、15.3(9)1)及び2)に従い、軸線及び剛域を設定する。

2) 接合部付近のはり部の設計曲げモーメントの算出は図-15.8.1のとおりとする。



(a) ハンチ及び断面変化の影響を考慮して構造解析する場合

(b) ハンチ及び断面変化の影響を無視して構造解析する場合

図-15.8.1 接合部の設計曲げモーメント

3) 設計曲げモーメントの照査におけるハンチの有効部分は図-15.8.2のとおりとする。

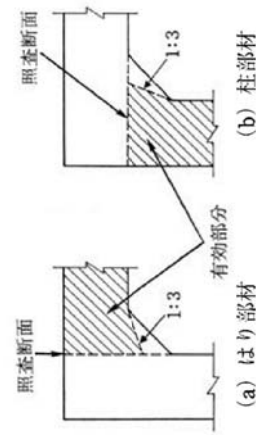


図-15.8.2 ハンチの有効部分

16.3 節点部の設計

(5) 節点部の応力度を照査する場合のハンチの有効部分は、図-16.3.1のとおりとする。

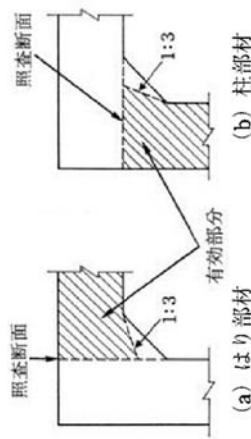
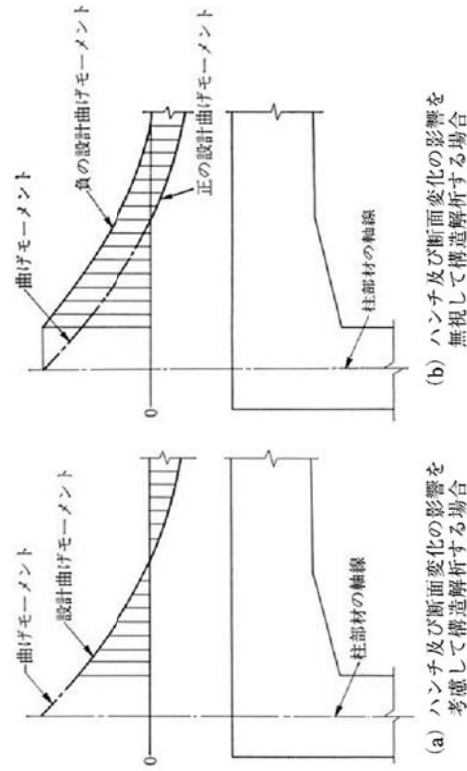


図-16.3.1 ハンチの有効部分

(5) 設計曲げモーメントに対する節点部の応力度等の照査を行う断面の位置は、その部材が接続される相手の部材側面の位置とする。

14.3.2 中間支点及び節点部の設計

(4) 節点部の設計曲げモーメントは、図-14.3.1のとおりとする。



(a) ハンチ及び断面変化の影響を考慮して構造解析する場合

(b) ハンチ及び断面変化の影響を無視して構造解析する場合

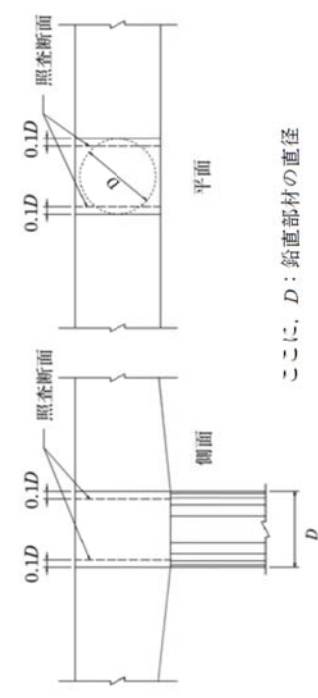
図-14.3.1 節点部の設計曲げモーメント

改定案

現行

備考

4) 曲げモーメントに対する照査を行う断面は、柱部が矩形の場合には図15.8.2に示す位置とし、円形の場合には図-15.8.3に示す位置とする。



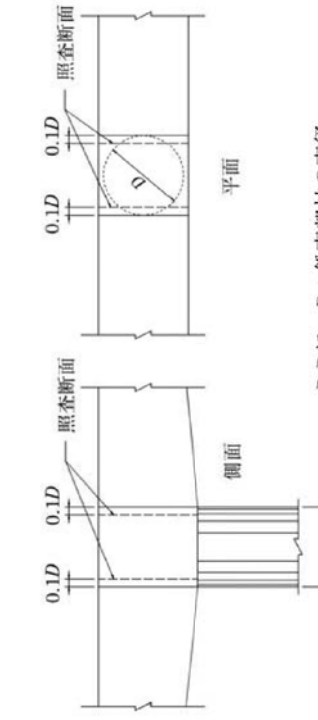
ここに、 D ：鉛直部材の直径

図-15.8.3 柱の断面が円形の場合の設計断面

5) 中間接合部が10.5.2の規定を満足する。

(2) ラーメン構造のはり部に作用する曲げモーメントは、剛域や部材断面の形状の影響を受けるため、その影響を適切に考慮した上で5.1の規定に従いはり部材の設計を行う必要がある。設計曲げモーメントの算出及び照査位置の設定では、接合部と同様にハンチの影響を考慮した上で軸線や剛域を設定し、適切に設計曲げモーメントを算出する必要がある。また、曲げモーメントに対する照査断面については、その部材が連結される相手側の部材側面とし、ハンチ及び柱部の形状を考慮して設定する。

(5) 柱の断面が円形の場合においては、桁又は主版の応力度等の照査を行う断面を、図-14.3.2に示す位置としてよい。



ここに、 D ：鉛直部材の直径

図-14.3.2 柱の断面が円形の場合の設計断面

(4) 図-14.3.1は部材節点部における設計曲げモーメントの取り方を示したものである。14.3.1(7)に規定する軸線の取り方で、曲げ剛性の変化の影響を無視した場合は図-14.3.1(b)による設計曲げモーメントを用いる必要がある。

なお、図-14.3.1には、端節点部のはり部材についてのみ示したが、中間節点部のはり部材及び柱部材についても同様に扱う。

節点部の設計におけるせん断力の照査にあたっては、変断面及びハンチの影響が小さいので、図-14.3.1(b)に示すような断面力の移動を行わなくてよい。

新旧対比表

III コンクリート橋・コンクリート部材編		
改定案	現行	備考
16 章 プレキャストセグメントを連結したコンクリート部材の設計	17 章 プレキャストセグメント構造	
16.1 適用の範囲 この章は、複数のプレキャストセグメントを部材軸方向に連結し一体化したプレストレストコンクリート部材の設計に適用する。 プレキャストセグメント工法により構築された棒部材や版部材を、桁やラーメン等として用いるときの設計は、それぞれの章の規定による。 プレキャストセグメントを連結して構築するプレストレストコンクリート部材については、5.3.3 に規定されるように、設計上断面に引張応力が生じたあとでも力学特性の急変を誘引するおそれがないように、挙動の制御がなされることが前提とされている。しかし、プレキャストセグメントを連結して構築するコンクリート部材は、接合部で全圧縮となるよう制御され耐力は確保されていても、PC 鋼材の配置によっては、曲げモーメントによりコンクリートが圧壊するまでの挙動が接合部のない部材とは異なる場合や、せん断力の耐力機構としてのトラス機構が必ずしも成立しない場合がある。そのため、プレキャストセグメントを連結して構築するコンクリート部材を一つの棒部材として扱うためには、このような差異を考慮して限界状態を定める必要がある。また、プレキャストセグメントを連結して一体となる部材をプレストレストコンクリート部材と同様にコンクリート上部構造の一部として用いる場合、各プレキャストセグメントは 5 章を満足するように設計し、継目部については接合面に引張応力が発生しないようにした上で、限界状態 1 を超えても力学特性が急変することがないよう設計することが求められる。 この章は、プレキャストセグメントであるプレキャスト部材の桁どうしもしくは版どうしを軸方向に一体化する場合について規定している。そのため、桁どうしや版どうしを軸線直交方向に一体化し、版部材とする場合などは、本条文は適用範囲外である。ただし、このような場合にも、この章の規定及び 7 章の規定を参考に、かつ、完成後に一体化された部材として要求される性能が接合面においても確保されるように設計する必要がある。なお、現場近くで製作され現場に運搬されるプレキャスト部材に準ずる部材についても、接合部における設計はこの規定を適用できる。	17.1 適用の範囲 この章は、プレキャストセグメント工法により施工する構造の設計に適用する。 プレキャストセグメント構造は、プレキャストセグメント工法により施工される構造をいうが、連続構造、ラーメン構造等の構造形式に関する事項については、それぞれの章の規定によるものとし、この章では、プレキャストセグメント構造特有の事項について規定している。 プレキャストセグメント構造における継目部の形式には、エポキシ樹脂系接着剤を用いる継目のほかに、コンクリート、セメント系モルタル、セメント系ペーストを用いる継目等があるが、実績としてエポキシ樹脂系接着剤を用いる継目が多い。また、プレキャストセグメント構造に用いられる接合キーには、鋼製接合キーとコンクリート製接合キーがある。さらに、我が国では、コンクリートの設計基準強度が 40N/mm²以上として設計されている。 そこで、本章の照査及び継目部の設計に関する事項は、コンクリートの設計基準強度が 40 N/mm² 以上で、かつエポキシ樹脂系接着剤を使用し、鋼製接合キー又はコンクリート製接合キーを継目部に配置する場合について記述しているため、エポキシ樹脂系接着剤を用いる継目以外の継目を使用する場合等は、耐久性も含めた継目部の安全性を実験等により確認する必要がある。	

改定案	現行	備考
なお、以上を踏まえると、たとえ軸方向に接合する場合であっても、接合面において永続的な引張応力が作用する場合には、接合面に作用する各種応力をコンクリートと接着剤の付着強度に分担させることは望ましいことではない。分担させる場合には、個別に、材料・部材強度の不均衡性及び荷重作用の不均一性、温度応力や乾燥収縮などに起因する応力作用などが経年的な劣化に与える影響、その他必要な事項について検証したうえで、所要の安全余裕、耐久性確保の考え方やフェールセーフの設置などについても検討するのがよい。		
16.2 プレキャストセグメントの設計 (1) プレキャストセグメントは、部材に作用する軸方向力又は曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメント及び支圧応力に対し、所要の耐荷性能を満足しなければならない。 (2) (3)から(5)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) コンクリートの設計基準強度を 40N/mm^2 以上とする。 (4) プレキャストセグメントが、5章に規定される部材の限界状態を超えない。 (5) プレキャストセグメントは、吊上げ時、運搬時及び架設時に生じる応力に対して、安全かつ設計の前提とする部材の状態が確保される構造とする。 (6) プレキャストセグメントにおいて、接合部の耐荷機構及びプレキャストセグメントの接合部でない箇所の耐荷機構の前提となる状態が確保されている。 (7) 16.3の規定を満足する場合には、(6)を満足するとみなしてよい。	17.2 一般 (1) プレキャストセグメント構造は、継目部がない場合の桁として安全であるとともに、継目部が断面積に対して安全となるようにしなければならない。 (6) プレキャストセグメント構造の主桁に用いるコンクリートの設計基準強度は、40N/mm^2以上とする。 (2) プレキャストセグメントは、施工各段階において、安全性が確保されるようにしなければならない。 (3) (4)による場合には(1)を、(5)及び(6)による場合には(2)を満たすものとみなす。 (4) プレキャストセグメント構造の設計にあたっては、継目部がない桁としての設計を行うほか、継目部の応力度及び耐力について照査する。 (5) プレキャストセグメントは、吊上げ時、運搬時及び架設時に生じる応力度に対して照査を行う。 (6) プレキャストセグメント構造の主桁に用いるコンクリートの設計基準強度は、40N/mm^2以上とする。	
(3) ポストテンション方式によるプレストレストコンクリート部材に使用するコンクリートの設計基準強度は、<u>1編 9.2.3</u>において 30N/mm^2以上と規定されている。しかし、この章で対象とするプレキャストセグメント構造の主桁に用いるコンクリートは、接合キーの局部的な応力、プレストレス導入前のプレキャストセグメントの運搬、取扱い上の安全性等プレキャストセグメント構造に特有な事項を考慮して、設計基準強度 40N/mm^2 以上のものを用いることを原則としている。 (4) プレキャストセグメントについても、コンクリート部材として耐荷性能を確保するため、5章の規定を満足する必要がある。なお、ここでのいうプレキャストセグメントとは、<u>連結されるプレキャスト部材単体のことを指している</u>。また、<u>プレキャストセグメントのうち接合機能を確保するために必要な領域は、接合部の一部にもなる</u>。	(6) ポストテンション方式によるプレストレストコンクリート部材に使用するコンクリートの設計基準強度は、<u>共通編 3.2.3</u>において 30N/mm^2以上と規定している。しかし、この章で対象とするプレキャストセグメント構造の主桁に用いるコンクリートは、接合キーの局部的な応力、プレストレス導入前のプレキャストセグメントの運搬、取扱い上の安全性等プレキャストセグメント構造に特有な事項を考慮して、設計基準強度 40N/mm^2 以上のものを用いることを原則としている。	

改定案	現行	備考
(5) プレキャストセグメントは、吊上げ時、運搬時及び架設時で部材の支持状態や荷重状態、プレストレス導入の有無等の条件が異なり、部材の応力状態が変化するのが一般的である。また、架設方法によっても応力状態が異なる。したがって、各段階におけるプレキャストセグメントの応力状態を把握し、必要な補強を施して安全性を確保する必要がある。 (6) プレキャストセグメントを連結することにより形成される接合部は、接合面に設定されるせん断キーなどによる接合部の耐荷機構が発揮されるよう、作用に対してひび割れなどが生じず、十分な剛性と抵抗力を有する状態が保たれている必要がある。また、同様に、プレキャストセグメントに形成される接合部は、プレキャストセグメントが棒部材などとして作用に抵抗するための前提となる状態が保たれている必要がある。	(5) プレキャストセグメントは、吊上げ時、運搬時及び架設時で部材の支持状態や荷重状態、プレストレス導入の有無等の条件が異なり、部材の応力状態が変化するのが一般的である。また、架設方法によっても応力状態が異なる。したがって、各段階におけるプレキャストセグメントの応力状態を把握し、必要な補強を施して安全性を確保する必要がある。 (4) プレキャストセグメント構造の安全性は、セグメント継目部の耐荷性能に大きく影響される。したがって、プレキャストセグメント構造の設計にあたっては、継目部を照査断面に含めた継目部のない通常の部材として、構造形式に応じそれぞれの章の規定により設計を行うとともに、この章の規定により継目部の安全を確認すればよい。	
16.3 接合部の設計 (1) 接合部における耐荷性能の照査は、接合部に生じる曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメント及びそれらの組合せに対して行わなければならない。 (2) プレキャストセグメントが連結後に一体で挙動する部材としてみなせるよう、接合部はプレキャストセグメント相互の断面力を確実に伝達できる構造としなければならない。 (3) プレキャストセグメントが剛結され一体となる部材が所定の機能を発揮するよう、接合部及びプレキャストセグメントが限界状態 1 を超えず、かつ、プレキャストセグメントが限界状態 3 に達するまで接合部が限界状態 3 を超えないようにしなければならない。 (4) 16.2 を満足するプレキャストセグメントを連結するとき、コンクリートの打設を伴わない接合部においては 16.4 の規定を、コンクリートの打設を伴う接合部においては 16.5 の規定を満足する場合には、(3) を満足するとみなしてよい。 (5) プレキャストセグメントの接合部においては、6.1 の規定に従い設計耐久期間及び耐久性確保の方法を適切に定めたうえで、接合部に求められる耐久性を確保しなければならない。 (6) コンクリートの打設を伴わないプレキャストセグメントのコンクリート接合部において、接合面のコンクリート内部鋼材の腐食に対して、所定の耐久性の確保を行うことを原則とする。 (7) 6.2 及び 6.3 の規定を満足したうえで、さらに以下の 1) 又は 2) による場合には、接合面のコンクリート内部鋼材は、防食について、(6) を満足するとみなしてよい。	17.3 継目部の設計 17.3.1 一般 (1) 継目部は、相互のセグメントを確実に接合し、断面力を確実に伝達できる構造としなければならない。 (2) 継目部は、耐久性上の弱点となることのないように配慮しなければならない。 (3) 1) から 3) による場合においては、(1) を満たすものとみなす。 1) 17.3.2 から 17.3.4 の各項によって、曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメントに対する照査を行う。 2) プレキャストセグメントの継目部に設ける接合キーは、17.3.3 から 17.3.7 の各項によって設計を行う。 3) プレキャストセグメントの接合面は、主桁の部材軸線に直角に設ける。 (4) 継目部にエポキシ樹脂系接着剤を塗布する場合においては、(2) を満たすものとみなす。	

改定案	現行	備考
1) 腐食が生じないとなみなせる材質の鋼材を内部鋼材として用いる場合。 2) エポキシ樹脂等の遮蔽材により接合面からの腐食因子の浸入を防ぐとともに、内部鋼材の防食及び被覆を行う場合。ただし、それぞれ、橋の設計供用期間と同等程度の設計耐久期間を有する材料及び防食を用いるとともに、局所的な腐食環境の違い、点検の確実性及び容易さに配慮し、接合面の設置位置にも十分配慮する。 (2) プレキャストセグメントを連結して一体となるコンクリート部材の安全性は、<u>プレキャストセグメントどうしの接合面を含む接合部の耐荷性能に大きく影響される</u>。さらに、<u>接合後の部材は一体となり作用に抵抗することが基本となるため、接合面である継目部について、相互のセグメントを確実に接合し、断面力を確実に伝達しなければならぬとされている</u>。 (4) <u>連結時にコンクリートの打設を伴わない接合面においては、PC鋼材がプレキャストセグメントと同等に配置されていても、プレキャストセグメント本体において軸方向に配置される最小鉄筋に相当する耐力増加をPC鋼材に期待できない</u>。また、このような構造では一般部以上の強度や剛性を有するための機構を導入することが困難である。そのため、<u>プレキャストセグメントを連結して一体となる部材では、5章により設計された鉄筋コンクリート部材やプレストレスを導入した部材と異なり、最終的には接合面が分離したあと、コンクリート圧壊に至るまでの挙動そのものやその過程の信頼性が、5章により設計された鉄筋コンクリート部材やプレストレスを導入した部材と同等には制御されない場合がある</u>。これらを踏まえ、この示方書ではこれまでの実績も考慮して、<u>限界状態1に対して設計で前提とする部材の状態が満足される限界は、接合面に引張が生じるときまでと解釈したうえで、接合部としての限界状態1を超えないよう、16.4.5以降の規定により接合面が全圧縮状態となるよう設計を行うこととされている</u>。また、<u>連結される部材が限界状態3に至るまでは、接合部が限界状態3に至ることがないよう制御する必要があるため、少なくとも接合部が限界状態1を超え、接合部に引張が生じた場合でも急激に力学特性が変化しないよう、16.4.5の規定を満足するよう設計する必要がある</u>。そして、このように制御された部材においては、<u>連結される部材が限界状態3に至るまで、接合部が限界状態3に至らないとみなすことができる</u>。 この示方書では、コンクリートの打設を伴う接合部では、接合面における引張力を鉄筋が負担する耐荷機構を想定している。そのため、<u>プレキャストセグメントの連結において、打設を伴わない接合部と打設を伴う接合部を併用する場合には、連結して一体となるコンクリート部材の耐荷性能を確保するよう、打設を伴う接合部においても、打設を伴わない接合部に求められる条件を満足する必要がある</u>。 (7)2) 例えば、接合面をエポキシ樹脂などにより遮蔽した上で、内部鋼材の防食として非鉄	(1) プレキャストセグメント構造の安全性は、<u>セグメント継目部の耐荷性能に大きく影響されることから、継目部について、相互のセグメントを確実に接合し、断面力を確実に伝達しなければならぬとしている</u>。さらに、<u>プレキャストセグメント構造の継目部は、場所打ちコンクリート橋の場合と異なり、設計荷重を超える大きな活荷重が載荷された場合、ひび割れが集中して生じるおそれがあることから、17.3.2の規定により照査を行うこととしている</u>。 17.3 継目部の設計 17.3.1 一般 (2) 継目部は、<u>耐久性上の弱点となることのないように配慮しなければならぬ</u>。 (4) 継目部にエポキシ樹脂系接着剤を塗布する場合には、(2)を満たすものとみなす。 (2) 継目部に、<u>橋面上から水が浸透した場合、PC鋼材を腐食させたり、コンクリートの劣化を促進させたりするおそれが生じ、橋の耐久性に大きな影響を及ぼすと考えられることから、十分な配慮を行うことを規定している</u>。	

改定案	現行	備考
シースをうい、かつ、接合面を介して非鉄シース内に腐食因子が浸入しないよう、実験等により性能が確認された方法でシースを連結してグラウトを充てんする場合が考えられる。 16.4 コンクリートの打設を伴わない接合部 16.4.1 接合面の構造	17.3 継目部の設計 17.3.1 一般 (3) 1)から 3)による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 1) 17.3.2 から 17.3.4 の各項によって、曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメントに対する照査を行う。 2) プレキャストセグメントの継目部に設ける接合キーは、17.3.3 から 17.3.7 の各項によって設計を行う。 3) プレキャストセグメントの接合面は、主桁の部材軸線に直角に設ける。	
(1) プレキャストセグメントの接合部は、プレストレス力による分力を極力生じさせず、かつ、接合面に作用する曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメント及び支圧応力に対し抵抗できる構造でなければならぬ。 (2) (3)から (8)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) 接合面は、部材軸線に直角に設けることを原則とする。 (4) せん断キーは、接合面に直角に、同一材質、形状及び寸法の接合キーを、1 接合面あたり 2 箇所以上、かつ、それぞれの接合キーの強度を設計上重ね合わせて接合面のせん断強度を評価できるように分散して配置する。 (5) プレキャストセグメントの接合部は、接合面を開く曲げモーメントに対して急激に耐荷力を失わない構造とする。 (6) プレキャストセグメントの端部及び接合キーの周辺部は、局部的に生じる大きな支圧応力に抵抗できるよう適切に鉄筋を配置する。 (7) せん断力及びねじりモーメントの作用は、せん断キーが受け持つものとし、接合面の摩擦による分担は期待しないことを原則とする。ただし、摩擦による分担を見込む場合には、導入するプレストレスの大きさ、接合面の形状及び鉄筋の配置を適切に行ったうえで、限界状態 3 を超えない範囲において想定した摩擦力が発揮されるよう、接合面の状態及び形状を含めて実験等により安全性を確認した範囲において見込むものとする。 (8) プレキャストセグメントを連結して一体となる部材は、ねじりモーメントに対する耐荷機構が成立するよう、付着のある PC 鋼材を軸方向に配置することを原則とする。	17.3.7 継目部の補強及び接合キーの配置 (1) プレキャストセグメント端部及び接合キーの周辺部は、鉄筋又は鉛直方向の PC 鋼材により補強する。 (2) 接合キーは、接合面に直角に、1 継目部あたり 2 箇所以上分散して配置する。 (1) プレキャストセグメント端部には、局部的に大きな支圧応力が生じる可能性があるため、継目付近のスタースタップ間隔は、継目部以外のスタースタップ間隔の 1/2 又は 100mm 程度とし、その補強範囲は、少なくとも 300mm 以上とするのがよい。 (2) 接合キーを接合面に対して斜めに配置すると、プレキャストセグメントの分離や接合作業時に接合キー部分が損傷したり、せん断力の伝達効率等が低下する場合があるため、接合キーは接合面に直角に配置するのがよい。 また、接合面におけるせん断力の伝達やねじりモーメントの作用を考慮して、接合キーは 1 継目部あたり 2 箇所以上バランスよく分散して配置するのがよい。なお、主桁が上フランジ幅の広い T 形断面である場合は、鋼製接合キーを上フランジに 2 箇所以上、ウェブ内に 1 箇所以上配置するのがよく、箱桁橋等でコンクリート製台形接合キーを用いる場合には、終局荷重用時における接合キーの効果を考慮して、接合キ	

改定案	現行	備考
(3) プレキャストセグメントの接合面は、プレストレス力の接合面に沿った分力が極力生じないように、<u>図-解 16.4.1</u>に示すように主桁の部材軸線に直角に設ける必要がある。なお、<u>図-解 16.4.2</u>に示すように、せん断キー設置のための設置孔により断面が減少することを避けるため、プレキャストコンクリートを連結して一体となる部材を桁として用いる場合には、横桁及び床版横締めPC鋼材の設置位置と接合面の位置が重ならないようにそれぞれを配置する必要がある。また、桁高が変化する場合には必ずしも部材軸と直交する必要はないが、接合面にプレストレス力の分力が極力生じないよう、直角に近い状態で設けるのがよい。	一を部材の圧縮縁側に配置するのが望ましい。 17.3.1 一般 (1) プレキャストセグメント構造の安全性は、セグメント継目部の耐荷性能に大きく影響されることから、継目部について、相互のセグメントを確実に接合し、断面力を確実に伝達しなければならぬとしている。さらに、プレキャストセグメント構造の継目部は、場所打ちコンクリート橋の場合と異なり、設計荷重を超える大きな活荷重が載荷された場合、ひび割れが集中して生じるおそれがあることから、<u>17.3.2</u>の規定により照査を行うこととしている。 (3) 継目部には、鉄筋が連続して配置されていないので、セグメント相互のせん断力の伝達を確実にを行うために、<u>接合キー</u>を設けるものとしている。また、<u>接合キー</u>は、<u>接合を確実に</u>行うためのガイドとしての機能も有するものが多い。<u>接合キーの構造の例を</u><u>図-解 17.3.1</u>及び<u>図-解 17.3.2</u>に示す。 プレキャストセグメントの接合面は、プレストレス力の接合面に沿った分力が極力生じないように、<u>図-解 17.3.3</u>に示すように主桁の部材軸線に直角に設けるのがよい。また、横桁及び床版横締めPC鋼材は継目部を避けて配置するのが望ましい。 図-解 17.3.3 セグメント継目の配置	(4) 接合面には、鉄筋が連続して配置されていないので、プレキャストセグメント相互のせん断力の伝達を確実にを行うために、<u>接合キー</u>を設けるものとされている。また、<u>接合キー</u>は、施工時に接合を確実にを行うためのガイドとしての機能も有するものが多い。<u>接合キーの構造の例を</u><u>図-解 16.4.2</u>及び<u>図-解 16.4.3</u>に示す。 図-解 16.4.1 セグメント継目の配置

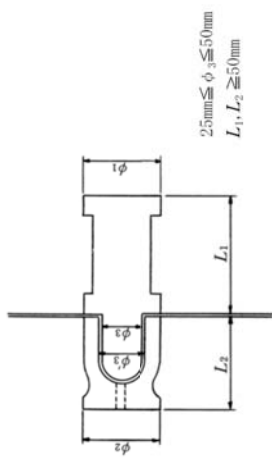
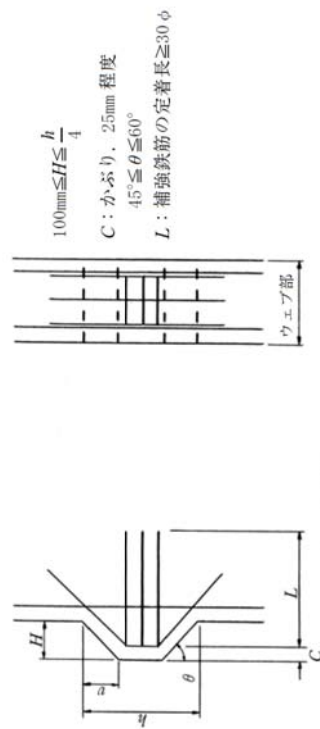
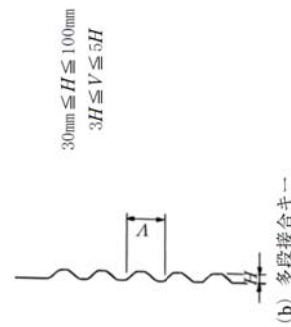


図-解 16.4.2 鋼製接合キーの構造例



(a) 台形接合キー



(b) 多段接合キー

図-解 16.4.3 コンクリート製接合キーの構造例

(6) プレキャストセグメント接合面の端部には、曲げモーメントにより局部的に大きな支圧応力が生じる可能性があるため、接合面付近のスターラップ間隔は、接合面以外のスターラップ間隔の1/2又は100mm程度とし、その補強範囲は、少なくとも300mm以上とするのがよい。曲げモーメントによりプレキャストセグメント端部に局所的な破壊が生じると、一体化した部材の耐力が急激に低下するため、このような構造とならないよう適切に補

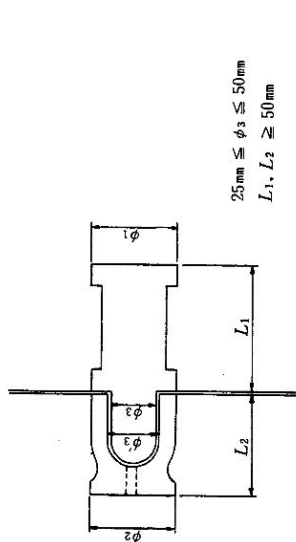
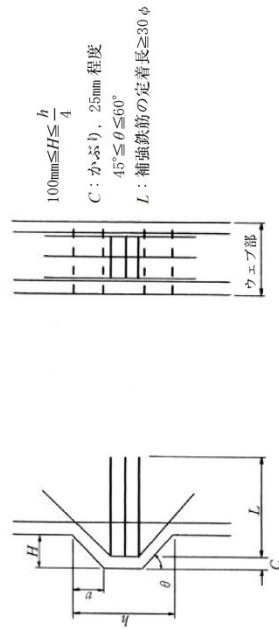
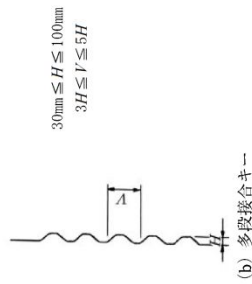


図-解 17.3.1 鋼製接合キーの構造例



(a) 台形接合キー



(b) 多段接合キー

図-解 17.3.2 コンクリート製接合キーの構造例

改定案	現行	備考
強する必要がある。 (7) プレキヤストセグメントの接合面では、塗布された接着剤による接着力に加え、導入されたプレストレス力による摩擦力が発揮されるが、ここでの設計では、耐久性上からも確実に強度が期待できる機構のみによる荷重分担を考慮すること、また、限界状態 1 を超え限界状態 3 に至るまで接合面の性状や力学的機構の変化に対し、摩擦力による抵抗を一樣に定めることが困難であることより、摩擦の影響を考慮しないことが基本とされている。ただし、それぞれの限界状態に達した場合でも、想定される摩擦力が確実に発揮されるよう、適切に設計を行った場合には、実験等により安全性を確認した範囲において、摩擦力による分担を見込むことも可能である。 (8) ねじりモーメントが作用するプレキヤストセグメントの接合面には、曲げモーメント及びせん断力に対する PC 鋼材のほかねじりモーメントに対する軸方向の付着のある PC 鋼材を配置する必要がある。付着のある PC 鋼材をねじりモーメントに対する補強鋼材とする場合には、5.7.3(3)における鉄筋を PC 鋼材に置き換えて、ねじり耐力を算定する必要がある。	17.3.3 せん断力に対する照査 (1) プレキヤストセグメント構造の継目部におけるせん断力に対する照査は、架設時及び終局荷重作用時について行い、各接合キーに作用するせん断力は、接合キーが受け持つことができるせん断力以下とする。 (2) 終局荷重作用時にプレキヤストセグメントの継目部に作用するせん断力は、プレストレス力によって生じる継目部の摩擦抵抗力を考慮して算出してもよい。 (1)(2) 設計荷重作用時においては、継目部は引張応力度が生じないように設計されており、また、プレストレスの摩擦抵抗力が十分期待できるので、せん断力に対する照査は行わなくてもよい。 プレキヤストセグメントの継目部に設置される各接合キーに作用するせん断力は、17.3.5 又は 17.3.6 により設計される接合キーが受け持つことができるせん断力以下とするのがよい。継目部において、偏心等の影響がなく、かつ、同一形状・寸法の接合キーのみを用いる場合は、1 箇所あたりのせん断力は式 (解 17.3.1) で与えられる。 $S_{si} = S / N \quad \dots\dots\dots (\text{解 17.3.1})$ ここに、S_{si} : 接合キー 1 箇所あたりに作用するせん断力 (N) S : 継目部に作用するせん断力 (N) N : 同一形状・寸法の接合キーの個数	

16.4.2 せん断キーの設計せん断力

せん断キー 1 箇所あたりに生じる設計せん断力は、式 (16.4.1) により算出する。

$$P_{ki} = P_{si} + P_{ti} \quad \dots\dots\dots (16.4.1)$$

ここに、 P_{ki} : せん断キー 1 箇所あたりに生じる設計せん断力 (N)

P_{si} : せん断キー 1 箇所あたりに作用するせん断力 (N) で、
 偏心等の影響がない場合には式 (16.4.2) により算出してよい。
 P_{ti} : せん断キー 1 箇所あたりに作用するねじりモーメント
 によるせん断力 (N) であり、式 (16.4.3) により算出する。
 $P_{ti} = M_t \max(d_i) / \Sigma d_i^2 \quad \dots\dots\dots (16.4.3)$

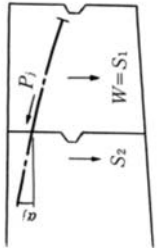
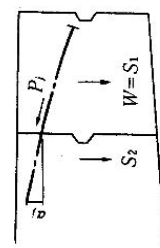
M_t : 接合面に作用するねじりモーメント (N・mm)
 $\max(d_i)$: d_i の最大値 (mm)
 d_i : せん断中心から i 番目の接合キーまでの距離 (mm)

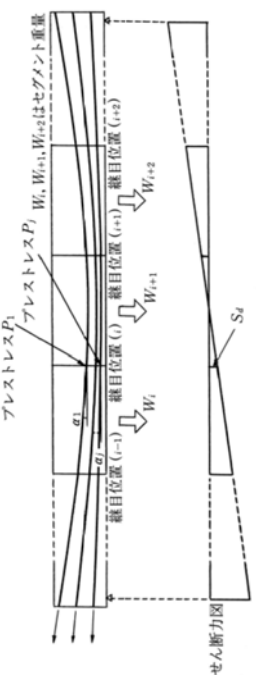
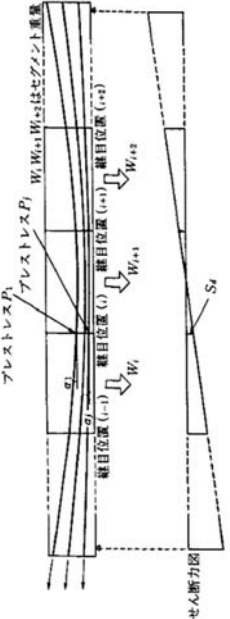
$$P_{si} = S / n \quad \dots\dots\dots (16.4.2)$$

S : 接合面に作用するせん断力 (N) で、架設方法及びプレストレスの分力を考慮して適切に算出する。

n : せん断キーの個数

P_{ti} : せん断キー 1 箇所あたりに作用するねじりモーメントによるせん断力 (N) であり、式 (16.4.3) により算出する。

改定案	現行	備考
プレキャストセグメントの接合面に作用するせん断力は、式(解 16.4.1)及び式(解 16.4.2)によって算出することができる。 i) 張出架設による場合 $\left. \begin{aligned} S &= \text{Max}(S_1, S_2) \\ S_1 &= W \\ S_2 &= W - \sum P_j \sin \alpha_j \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{解}16.4.1)$ ここに、S : 接合面に作用するせん断力 (N) S_1, S_2 : 作用せん断力 (N) W : セグメントの重量 (N) P_j : j 番目の PC 鋼材のプレストレス力 (N) α_j : セグメント接合面位置での j 番目の PC 鋼材の曲下げ角度。曲上げの場合は負の値となる。  図-解 16.4.4 張出架設による場合の作用せん断力 ii) 支間一括架設による場合 $\left. \begin{aligned} S &= \text{Max}(S_1, S_2, S_3) \\ S_1 &= \text{Max}(W_i, W_{i+1}) / 2 \\ S_2 &= S_d - P_1 \sin \alpha_1 \\ S_3 &= S_d - \sum P_j \sin \alpha_j \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{解}16.4.2)$ ここに、S : 接合面に作用するせん断力 (N) S_1, S_2, S_3 : 作用せん断力 (N)	プレキャストセグメントの継目部に作用するせん断力は、架設時及び終局荷重作用時において式(解 17.3.2)、式(解 17.3.3)及び式(解 17.3.4)によって算出することができる。 1) 架設時 i) 張出架設による場合 $\left. \begin{aligned} S &= \text{Max}(S_1, S_2) \\ S_1 &= W \\ S_2 &= W - \sum P_j \sin \alpha_j \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{解 } 17.3.2)$ ここに、S : 継目部に作用するせん断力 (N) S_1, S_2 : 作用せん断力 (N) W : セグメントの重量 (N) P_j : j 番目の PC 鋼材のプレストレス力 (N) α_j : セグメント継目部位置での j 番目の PC 鋼材の曲下げ角度。曲上げの場合は負の値となる。  図-解 17.3.4 張出架設による場合の作用せん断力 ii) 支間一括架設による場合 $\left. \begin{aligned} S &= \text{Max}(S_1, S_2, S_3) \\ S_1 &= \text{Max}(W_i, W_{i+1}) / 2 \\ S_2 &= S_d - P_1 \sin \alpha_1 \\ S_3 &= S_d - \sum P_j \sin \alpha_j \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{解 } 17.3.3)$ ここに、S : 継目部に作用するせん断力 (N) S_1, S_2, S_3 : 作用せん断力 (N) S_d : セグメント継目部位置に作用する自重によるせん断力 (N) W_i, W_{i+1} : セグメントの重量 (N)	

改定案	現行	備考
S_d : セグメント接合面位置に作用する自重によるせん断力 (N) W_i, W_{j+1} : セグメントの重量 (N) P_i : 1 番目に緊張する PC 鋼材の緊張力 (N) P_j : j 番目に緊張する PC 鋼材の緊張力 (N) α_i : 1 番目に緊張する PC 鋼材の継目位置での曲げ角度 α_j : j 番目に緊張する PC 鋼材の継目位置での曲げ角度  図-解 16.4.5 支間一括架設による場合の作用せん断力	P_i : 1 番目に緊張する PC 鋼材の緊張力 (N) P_j : j 番目に緊張する PC 鋼材の緊張力 (N) α_i : 1 番目に緊張する PC 鋼材の継目位置での曲げ角度 α_j : j 番目に緊張する PC 鋼材の継目位置での曲げ角度  図-解 17.3.5 支間一括架設による場合の作用せん断力 2) 終局荷重用作用時 一般に、プレキャストセグメントの継目部には、塗布された接着剤による接着力に加え、導入されたプレストレス力による摩擦抵抗力が作用する。建設省土木研究所における実験結果 μ によれば、プレストレスの導入量が継目部のずれ発生耐力を線形的に向上させると考えられる。したがって、終局荷重用作用時における継目部のせん断力は、プレストレス力による摩擦抵抗の効果を考慮して、式 (解 17.3.4) により算出することができる。 $\left. \begin{aligned} S_{su} &= S_u - S_{pf} \\ S_{pf} &= \mu P_e \cos \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (解 17.3.4)$ ここに、S_{su}: 終局荷重用作用時において継目部の全ての接合キーに作用するせん断力の合計 (N) S_{pf}: プレストレス力の摩擦による継目部のせん断抵抗力 (N) S_u: 終局荷重用作用時において継目部に作用するせん断力 (N) μ: プレストレスの摩擦によるせん断抵抗係数。一般に 0.3 としてよい。 P_e: 継目部に配置される全ての PC 鋼材による有効プレストレス力 (N) θ: 継目部の有効プレストレス力の方向が継目面となす角度 17.3.5 鋼製接合キーの設計 (1) 鋼製接合キーは、架設時及び終局荷重用作用時について、それぞれ鋼製接合キーが受け持つことのできるせん断応力度を考慮して設計する。 (2) 鋼製接合キーは、埋込部コンクリートに作用する支圧応力度について	
16.4.3 鋼製接合キーの強度 リング型鋼製接合キー1箇所あたりのせん断強度の特性値は、式 (16.4.4) により算出してよい。ただし、式 (16.4.5) に定める鋼製接合キーに生じるせん断応力度が、表-16.4.1 に定めるせん断応力度の制限値を超えない範囲で適用する。		3-16-10

改定案

現行

備考

$S_{kic} = \frac{L}{3} B k_s \sigma_b$ (16.4.4)

ここに、 S_{kic} : 鋼製接合キーのせん断強度の特性値 (N)
 B : 接合キーの外径 (mm) (図-16.4.1 参照)
 L : 接合キーの埋込長さ (mm) で、図-16.4.1 の L_1 もしくは L_2 で 50mm 以上とする。
 σ_b : コンクリートが負担できる支圧応力度で、コンクリートの設計基準強度とする。
 k_s : 補正係数で 4.0 とする。

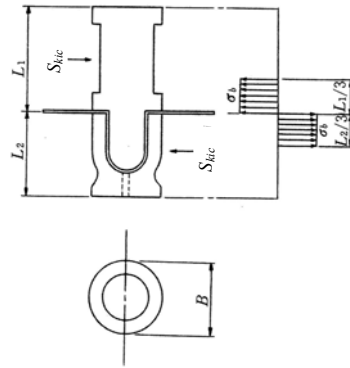


図-16.4.1 鋼製接合キーの支圧応力度の分布

$\tau_k = S_i / A_R$ (16.4.5)

ここに、 τ_k : 鋼製接合キーに生じるせん断応力度 (N/mm²)
 S_i : 鋼製接合キー 1 箇所あたりに作用するせん断力 (N)
 A_R : 鋼製接合キー 1 箇所あたりの断面積 (mm²)

表-16.4.1 鋼製接合キーのせん断応力度の制限値

材料	せん断応力度の制限値
SS400	140N/mm ²
FCD450	

鋼製接合キー周辺のコンクリートには、作用するせん断力によって大きな支圧応力が発生するため、埋込部コンクリートの安全性を確認する必要がある。

支圧応力度に対する安全性は、使用する接合キーの形状・寸法ごとに模型実験等により支

照査を行う。

(2) 鋼製接合キー周辺のコンクリートには、作用せん断力によって大きな支圧応力が発生するため、埋込部コンクリートの安全性を確認する必要がある。

この支圧応力度に対する安全性は、使用する鋼製接合キーの形状・寸法ごとに模型実験等により確認することが望ましいが、リング型鋼製接合キーを用いた場合は、以下に示す方法で安全性を照査することができる。

1) 架設時

$$\sigma_{cb} = \frac{S_{ei}}{B(L/3)} \leq \sigma_{cha} (= 1.5\sigma_c) \quad \text{..... (解 17.3.8)}$$

2) 終局荷重用時

$$\sigma_{ub} = \frac{S_{kui}}{B(L/3)} \leq \sigma_{uba} (= 2.0\sigma_{ck}) \quad \text{..... (解 17.3.9)}$$

ここに、 σ_{cb} : 架設時にコンクリートに作用する支圧応力度 (N/mm²)

σ_{ub} : 終局荷重用時にコンクリートに作用する支圧応力度 (N/mm²)

σ_{cha} : 架設時にコンクリートが負担できる支圧応力度の限界値 (N/mm²)

σ_{uba} : 終局荷重用時にコンクリートが負担できる支圧応力度の限界値

(N/mm²)

σ_c : 架設時のコンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

S_{ei} : 架設時の接合キー 1 箇所あたりのせん断力 (N)

S_{kui} : 終局荷重用時の接合キー 1 箇所あたりのせん断力 (N)

B : 接合キーの外径 (mm) (図-解 17.3.6 参照)

L : 接合キーの埋込長さ (mm) で、図-解 17.3.6 の L_1 もしくは L_2

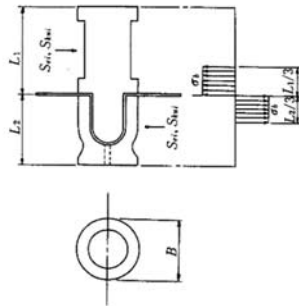
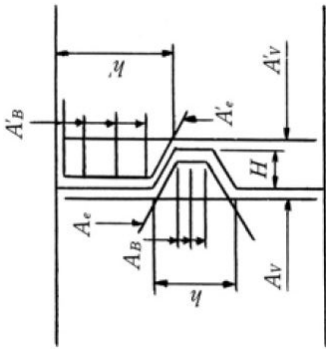
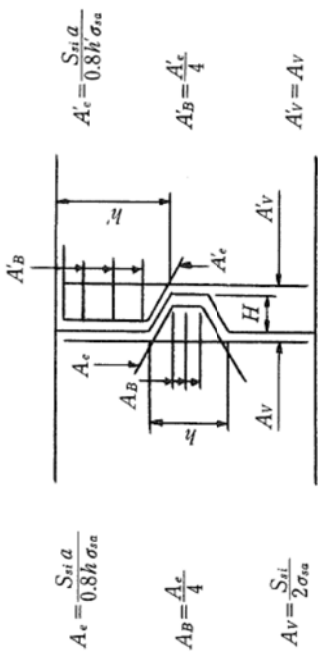


図-解 17.3.6 鋼製接合キーの支圧応力度の分布

改定案	現行	備考						
圧応力度に対する安全性を確認する必要があるが、ここではリング型鋼製接合キーを用いた場合について規定している。 過去の実験結果によれば、リング型鋼製接合キーのせん断強度は、平均として算定値よりも4倍程度大きいことが明らかにされている。補正係数k_kはこのことを考慮して与えている。また、コンクリートが負担できる圧縮応力度の限界値については、設計基準強度とされているが、架設時では架設時におけるコンクリートの圧縮強度を用いる必要がある。また、この場合には、これまでの示方書と同等の安全余裕を確保するために、補正係数を3として特性値を算出するとよい。 また、鋼製接合キーを用いる場合には、作用力によって少なくとも鋼製接合キーそのものが破断しないよう設計する必要がある。そのため、リング型鋼製接合キーのせん断強度は、接合キーに生じるせん断応力度が、せん断応力度の制限値を超えない範囲で定める必要がある。ここに規定されるせん断応力度の制限値は、鋼材の破断に対するせん断強度に対して十分な安全余裕をもつよう定められている。表-16.4.1に示される鋼材の他、表-解16.4.1に示す機械的性質を満足するような鋼材から成るせん断キーについては、表-16.4.1に規定されるせん断応力度の制限値を適用することができる。	17.3.5 鋼製接合キーの設計 (1) 鋼製接合キーは、架設時及び終局荷重用作用時について、それぞれ鋼製接合キーが受け持つことのできるせん断応力度を考慮して設計する。 (2) 鋼製接合キーは、埋込部コンクリートに作用する圧応力度について照査を行う。 (1) 鋼製接合キーの設計は、式(解17.3.7)によって、以下のとおり行つてよい。 1) 架 設 時 $A_R \geq S_{ei} / \tau_{ea}$ 2) 終局荷重用時 $A_R \geq S_{kui} / \tau_{ua}$ ここに、A_R：鋼製接合キー1箇所あたりの必要断面積 (mm²) S_{ei}：架設時の接合キー1箇所あたりのせん断力 (N) S_{kui}：終局荷重用作用時の接合キー1箇所あたりのせん断力 (N) τ_{ea}：架設時に鋼製接合キーが受け持つことのできるせん断応力度 (N/mm²) τ_{ua}：終局荷重用作用時に鋼製接合キーが受け持つことのできるせん断応力度 (N/mm²) なお、表-解17.3.1に示す機械的性質を満足する材料からなる鋼製接合キーを用いる場合は、鋼製接合キーが受け持つことのできるせん断応力度を、架設時100N/mm²、終局荷重用時235N/mm²としてよい。この機械的性質を満足する鋼材としてSS400及びFCD450がある。							
16.4.4 コンクリート製接合キーの強度 (1) 図-16.4.2に従い鉄筋を配置したコンクリート製台形接合キーのせん断強度の特性値は、式(16.4.6)に従い算出する。 $S_{kic} = \min(S_v, S_{ss}, S'_{ss}) \dots\dots\dots (16.4.6)$ ここに、S_{kic} 強度の特性値(N)で、式(16.4.7)より算出するS_v、S_{ss}又はS'_{ss}のうち最も小さい値とする。 $S_v = k_k 2 \sigma_{sk} A_v$ $S_{ss} = k_k \frac{0.8 h \sigma_{sk}}{a} A_e$ $S'_{ss} = k_k \frac{0.8 h' \sigma_{sk}}{a} A'_e$ ここに、S_v：台形接	表-解 16.4.1 鋼製接合キーに用いる材料の機械的性質 <table><tr><td>引張強さ</td><td>400N/mm²以上</td></tr><tr><td>降伏強度</td><td>215N/mm²以上</td></tr><tr><td>伸 び</td><td>10%以上</td></tr></table> 17.3.6 コンクリート製接合キーの設計 (1) 台形接合キーは、架設時及び終局荷重用作用時のせん断力について照査し、補強鉄筋を配置する。 (2) 多段接合キーの接合面は、架設時及び終局荷重用作用時のせん断応力度について照査する。	引張強さ	400N/mm ² 以上	降伏強度	215N/mm ² 以上	伸 び	10%以上	
引張強さ	400N/mm ² 以上							
降伏強度	215N/mm ² 以上							
伸 び	10%以上							

改定案	現行	備考
合キ一凸側及び凹側に配置される鉛直方向鉄筋が負担できるせん断強度 (N) S_{ss} : 台形接合キ一凸側が負担できるせん断強度 (N) S'_{ss} : 台形接合キ一凹側が負担できるせん断強度 (N) k_k : 補正係数で 1.60 とする。 A_e, A'_e : 補強鉄筋の断面積 (mm²) A_B, A'_B : 耐荷力の前提となる水平スタ一ラツプの断面積 (mm²) で、$A_B = A_e/4, A'_B = A'_e/4$を満足するよう配置する。 A_V, A'_V : 垂直方向補強鉄筋の断面積 (mm²) ($A'_V = A_V$) σ_{sk} : スタ一ラツプ及び垂直方向補強鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²) a : 支点から荷重作用点までの距離で $a = H/2$ (mm) H : 台形接合キ一凸側の高さ (mm)  図-16.4.2 台形接合キ一の補強鉄筋 (2) 図-16.4.3 及び図-16.4.4 に示す形状のコンクリート製多段接合キ一を用いる場合、多段接合キ一のせん断強度の特性値は、式(16.4.8)より算出してよい。ただし、多段接合キ一の高さ H 及び間隔 V は図-16.4.3 に示す範囲のものとする。 $S_{kic} = \tau_c b h$ (16.4.8) ここに、S_{kic} : 接合キ一 1 箇所あたりのせん断強度の特性値 (N) τ_c : コンクリートが負担できるせん断応力度で 4.0 N/mm² とする。 h : 接合キ一の有効高さ (mm) (図 16.4.4 参照) b : 接合キ一の幅 (mm) (図 16.4.4 参照)	(1) 台形接合キ一は、図-解 17.3.7 に示すように補強鉄筋量を算出してよい。  ここに、A_e, A'_e : 補強鉄筋の断面積 (mm²) A_B, A'_B : スタ一ラツプの断面積 (mm²) A_v, A'_v : 垂直方向補強鉄筋の断面積 (mm²) σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度 (N/mm²) S_{si} : 接合キ一の設計せん断力 (N) a : 支点から荷重作用点までの距離 $= H/2$ (mm) 図-解 17.3.7 台形接合キ一の補強鉄筋 (2) 多段接合キ一の接合面の平均せん断応力度は、式(解 17.3.10)で算出してよい。 $\tau = \frac{S_{si}}{bh}$ (解 17.3.10) ここに、τ : 接合キ一面の平均せん断応力度 (N/mm²) S_{si} : 接合キ一 1 箇所あたりに作用するせん断力 (N)。終局荷重用時はプレストレス力によるせん断抵抗力を考慮してよい。 h : 接合キ一の有効高さ (mm) b : 接合キ一の幅 (mm)	

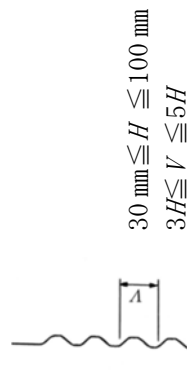


図-16.4.3 多段接合キーの形状

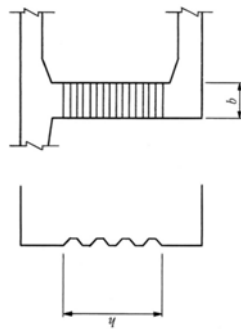


図-16.4.4 多段接合キーのせん断に対する有効断面

(1) 台形キーにおいては、補強鉄筋量 $A_{e, A_{p, A_v}}$ の全てが確保されるよう設計せん断力に応じた補強鉄筋を配置した場合に、16.4.4(1)の規定が満足される。図-16.4.2 に示される補強鉄筋量 A_e, A_p, A_v は、台形接合キーを 5.2.12 に規定されるコーベルとみなせる形状とすることを前提に、以下の考え方で算定されており、鉄筋だけでなくコンクリートのせん断抵抗も期待されている。

$A_e, A_{e'}$: 張出長さ H であり付根高さ h のコーベルの梁中央位置 a にせん断力 S が作用した場合に必要な引張主鉄筋量

用した場合に必要な引張主鉄筋量

$A_{p, A_{p'}}$: コーベルとしての耐荷機構を保持するため側面鉄筋(水平スタラップ)に必要な鉄筋量

$A_v, A_{v'}$: せん断キーを含む接合面を貫通するせん断ひび割れを想定し、せん断キー

直近の左右二か所に配置される鉛直鉄筋のみがせん断力を受け持つと考えた場合に必要鉄筋量

過去の実験結果によれば、このように定められた台形接合キーのせん断強度の実験値は、接合面の摩擦力を考慮しない場合でも算定値を 1.6 倍程度上回っており、そのことを考慮して補正係数として 1.6 を与えている。

(2) この規定は、多段接合キーの形状が図-16.4.3 に示される範囲において適用できる。過

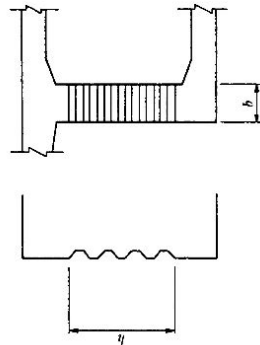


図-解 17.3.8 多段接合キーのせん断に対する有効断面

建設省土木研究所における実験結果によれば、多段接合キーのせん断耐力は、通常

改定案	現行	備 考
去の実験結果によれば、多段接合キーのせん断強度は、通常のプレストレス導入量であれば、接合部以外でコンクリートが負担できるせん断強度の最大値を大きく上回っており、この形式の接合面が他の部材に先行して破壊することは考え難い。しかし、接着剤の未硬化や接着効果が低下する等、接着剤の状態によって接合キーの破壊形態やせん断耐力が異なること及びこの形状の接合キーは一般に凹凸部内部には補強鉄筋を配置しない構造であることを考慮して、式(16.4.9)にて抵抗係数が与えられている。 16.4.5 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部の限界状態 1	のプレストレス導入量であれば、表-4.3.2 に規定したコンクリートの平均せん断強度の最大値を大きく上回っており、この形式の接合面が他の部材に先行して破壊することは考え難い。しかしながら、接着剤の未硬化や接着効果が低下する等、接着剤の状態によって接合キーの破壊形態やせん断耐力が異なること及びこの形状の接合キーは一般に凹凸部内部には補強鉄筋を配置しない構造であることを考慮して、終局荷重作用時に対する安全率を 3.0 以上確保できるように、接合キー面に作用するせん断応力度を架設時で 1.5N/mm^2 程度、終局荷重作用時で 2.0N/mm^2 程度以下とすることが望ましい。 17.3.2 曲げ応力度の照査	
(1) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部が(2)及び(3)を満足する場合 合には、接合部が限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 (2) 接合面に生じる曲げモーメントが、接合面が全圧縮である状態の限界に対応する曲げモーメントの制限値を超えない。ただし、接合面に生じる曲げモーメントは、3.3 に規定する荷重の組合せに対して 3.7 の規定により算出する。また、接合面が全圧縮である状態の限界に対応する曲げモーメントの制限値は、軸方向力を考慮して 5.4.2(2)に規定する仮定に基づき算出される最外縁の引張応力がゼロとなるときの曲げモーメントとする。 (3) 接合面においては、(2)の想定を超える曲げモーメントの作用等により仮に接合面が開いた場合でも、ある一定の深さで開口が抑えられ、変形が接合面に集中することなく部材軸方向に分散される構造とする。 (4) (3)を満足するよう、(2)を満足するうえで必要とされる PC 鋼材の鋼材量の 30%以上をコンクリートと付着のある PC 鋼材の鋼材量とすることを標準とする。	(1) プレキヤストセグメントの継目部には、設計荷重作用時及び架設時において引張応力が生じないようにする。 (2) プレキヤストセグメントの継目部においては、式(17.3.1)により算出されるコンクリートの引張応力度について照査する。この場合の許容曲げ引張応力度は、コンクリートの設計基準強度 40N/mm^2 に対して 2.5N/mm^2 とする。 $\left. \begin{array}{l} 1) \text{ 桁 } \sigma_0 + 1.7\sigma_L \\ 2) \text{ 床版 } \sigma_0 + 1.7\sigma_{Ls} + 0.5\sigma_g \end{array} \right\} \dots\dots\dots (17.3.1)$ ここに、σ_0 : 活荷重及び衝撃以外の主荷重によるコンクリートの曲げ引張応力度 (N/mm^2) σ_L : 活荷重及び衝撃によるコンクリートの曲げ引張応力度 (N/mm^2) σ_{Ls} : 活荷重及び衝撃による床版としてのコンクリートの曲げ引張応力度 (N/mm^2) σ_g : 活荷重及び衝撃による桁としてのコンクリートの曲げ引張応力度 (N/mm^2)	
(1) 曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレキヤストセグメントの接合部では、作用に対して弾性応答する限界の状態を限界状態 1 と考えることができる。しかし、接合面に引張を生じさせないよう設計を行うプレキヤストセグメントの接合部において、接合部の弾性応答に対応するコンクリートや PC 鋼材の応力状態を明確にすることは難しい。 一方、適切に設計されたプレキヤストセグメントでは、接合面においても支圧応力などによる破壊が生じないよう補強されていることから、プレキヤストセグメントを接合面 に引張を生じない場合には、少なくとも接合面に引張応力が生じない範囲においては弾性 応答と考えるとよい。そのため、この示方書では、これらの条件を満足するための制限値 が与えられている。 (2) この条では、3.3 に規定される荷重組合せに対して断面に作用する曲げモーメントより も、プレストレスによる曲げモーメント、いわゆるデコンプレッションモーメントが大き くなるよう設計することで、接合部が限界状態 1 を超えない条件として、断面が全圧縮と	(1) プレキヤストセグメントの継目部では、桁の軸方向鉄筋が連続して配置されてい ない。したがって、設計荷重作用時にはフルプレストレスの状態となるようにするととも	

改定案	現行	備考
なることを確保している。 (3) (4) (2)の想定を超える曲げモーメントの作用などにより接合面において引張が発生した場合でも、急激に力学的特性が変化しないよう、接合面の開口がある一定の深さまでに留まり、変形が接合面に集中することなく分散されるように設計を行う必要がある。これまでの研究の成果から、プレストレスを導入するために配置されるPC鋼材のうち、付着あるPC鋼材の割合を30%程度以上とした場合には、作用の増大により接合面が開口して変形が進んでも、じん性が確保されることが明らかとなっている。そのため、接合部に配置されるPC鋼材のうち少なくとも30%以上は付着あるPC鋼材を配置することが原則とされた。なお、このときのPC鋼材は、導入されるプレストレス力により接合面を全圧縮とさせるために配置されるものと解され、その比率は式(解16.4.3)により計算してよい。 $\alpha = \frac{M_i}{M_i+M_o} \dots\dots\dots \text{(解16.4.3)}$ ここに、α : コンクリートと付着のあるPC鋼材の鋼材量の割合 M_i : コンクリートと付着のあるPC鋼材によって導入されるプレストレス力により、接合面に生じる曲げモーメント (N・mm) M_o : コンクリートと付着のないPC鋼材によって導入されるプレストレス力により、接合面に生じる曲げモーメント (N・mm)	に、架設時に継目部の接着剤が完全に硬化していない場合においても、引張応力が生じないように設計する必要がある。 (2) プレキヤストセグメントの継目部は、設計荷重を超える大きな活荷重が作用した場合でも継目部にひび割れが発生しないように、継目部のコンクリートに生じる引張応力度について規定したものである。 式(17.3.1)は活荷重及び衝撃に関する係数を安全をみて設定し、これに対する許容曲げ引張応力度を表(3.2.35)の値の70%増しで与えている。これは、条文中で想定する荷重の組合せが最も不利な状態で載荷される確率は極めて小さいこと、また、継目部に接着剤を塗布すること等を考慮して定めている。なお、コンクリートの設計基準強度が50N/mm²もしくはこれを超える場合の許容曲げ引張応力度は、実験等に基づき定めることが望ましいが、継目部の曲げひび割れは継目面のコンクリートモルタル部に生じることを考慮して、一般に3.0N/mm²としてよい。	⇒16.4.7
16.4.6 せん断力又はねじりモーメントを受ける接合部の限界状態 1	17.3.4 ねじりモーメントに対する照査 (1) ねじりモーメントが作用するプレキヤストセグメント構造の設計にあたっては、ねじりモーメントにより接合キーに発生するせん断力を考慮する。 (2) ねじりモーメントが作用するプレキヤストセグメントの継目部には、ねじりモーメントに対して付着のあるPC鋼材を軸方向に配置する。 (1) セグメント継目部にせん断力及びねじりモーメントが同時に作用する場合には、終局荷重作用時の接合キーに作用する設計せん断力を以下のように算出してよい。 $S_{di} = S_{si} + S_{ti}$ $S_{ti} = \frac{M_m \cdot d_i(\max)}{\sum d_i^2} \dots\dots\dots \text{(解 17.3.5)}$	

改定案	現行	備考
16.4.7 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部の限界状態 3 (1) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部が(2)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 (2) 接合面に生じる軸方向力又は曲げモーメントに対し、接合面が 16.4.5(2)及び(3)の規定を満足し、かつ、連結される部材が 5.8.1(3)及び 16.4.1(6)の規定を満足する。 (2) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材の限界状態 3 は、作用に対して必要な接合部の回転剛性が確保されなくなり、接合部の回転が増大する状態と考えることができる。接合部において、部材への作用によって接合面に生じる曲げモーメントによって接合面が開口した場合、接合面の接触面積が小さくなるため圧縮側コンクリートに大きな支圧応力が発生する。このとき接合面端部のコンクリートが破壊すると、断面力に対する抵抗力が揮われなくなる。また、このとき、プレキャストセグメントが連結され一体となる部材の接合部が破壊抵抗曲げモーメントに達した場合にも、接合部が断面力に対して抵抗力を発揮できなくなる。この状態をプレキャストセグメント接合部の限界状態 3 と考えることができる。そのため、プレキャストセグメントを連結して一体となる部材の接合部が曲げモーメントに対して限界状態 3 に至らず、接合面端部に生じる支圧応力に対して十分な補強が行われており、かつ、引張が生じる可能性がある領域に鉄筋や付着ある PC 鋼材が配置されている場合には、接合部が限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされている。すなわち、16.4.1(6)の規定に従い支圧力に対して安全であるよう適切に設計が行われたプレキャストセグメントの接合部において、16.4.5の(2)及び(3)の規定を満足し、かつ、接合面に作用する曲げモーメントが部材破壊に対する曲げモーメントの制限値を超えない場合には、接合部が限界状態 3 を超えないとみなしてよい。なお、このように制御された接合面では、連結されるプレキャストセグメント部材が限界状態 3 に至るまでは、接合部が断面力を伝達できる状態であると考えられる。 16.4.8 セン断力又はねじりモーメントを受ける接合部の限界状態 3 (1) セン断力又はねじりモーメントを受ける接合部が(2)を満足する場合には、接合部が限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 (2) 接合面に作用するせん断力及びねじりモーメントにより、16.4.2の規定に従い算出した接合キーに生じるせん断力が、式(16.4.9)に定める制限値を超えない。 $P_{kid} = \xi_1 \xi_2 \phi_k S_{kic} \dots\dots\dots (16.4.9)$	ここに、S_{ki}：接合キー 1 箇所あたりの設計せん断力 (N) S_{si}：接合キー 1 箇所あたりのせん断力 (N) (17.3.3 参照) S_{ti}：接合キー 1 箇所あたりのねじりモーメントによるせん断力 (N) M_{ti}：継目部の終局荷重作用時のねじりモーメント (N・mm) d_i：せん断中心から i 番目の接合キーまでの距離 (mm) ただし、実験的な検討も含めて十分な確認が行われた場合には、ねじりモーメントの照査に対してもプレストレスによる摩擦抵抗力を考慮してもよい。 (2) ねじりモーメントが作用するプレキャストセグメントの継目部には、曲げモーメント及びせん断力に対する PC 鋼材のほかにねじりモーメントに対する軸方向 PC 鋼材を配置する必要がある。なお、ねじりモーメントに対する軸方向 PC 鋼材は、4.4.3、4.4.4 と同様の考え方に従い、次式により算出してよい。 $A_{st} = 1.25 \frac{b_i + h_i}{b_i} \frac{M_{ti}}{h_i \cdot h_i \cdot \sigma_y} \dots\dots\dots (\text{解 } 17.3.6)$ ここに、b_i, h_i：横方向鉄筋図心線の高さ、又は中空断面の場合における部材図心が囲む長方形の幅と高さ (mm) A_{st}：ねじりに対する軸方向の必要鋼材量 (mm²) σ_y：鋼材の降伏応力度 (N/mm²) M_{ti}：終局荷重作用時に部材に作用するねじりモーメント (N・mm)	⇒16.4.6

改定案

現行

備考

ここで、 P_{kid} : 接合キーに生じるせん断力の制限値(N)
 ξ_1 : 調査・解析係数で表-16.4.4.2に示す値とする。
 ξ_2 : 部材・構造係数で表-16.4.4.2に示す値とする。
 ϕ_{ki} : 抵抗係数で表-16.4.4.2に示す値とする。
 S_{kic} : 各接合キーのせん断強度の特性値(N)で、16.4.3又は16.4.4により算出する。

表-16.4.4.2 調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	ϕ_{ki}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.75	0.50(コンクリート製多段接合キー) 0.65(コンクリート製台形接合キー) 0.50(鋼製接合キー)
ii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合			0.75(コンクリート製多段接合キー) 0.95(コンクリート製台形接合キー) 0.75(鋼製接合キー)
iii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合			0.75(鋼製接合キー)

(1)せん断力又はねじりモーメントを受ける部材では、接合面にせん断力又はねじりモーメントを生じさせる作用に対して抵抗力が発揮できなくなり、部材相互のずれが増大する状態を限界状態3と考えることができる。この示方書では、接合部に発生する断面力が接合キーの耐力に達する状態を限界状態3と考えることとしている。接合キーの耐力は、16.4.3及び16.4.4の規定によりその特性値を算出することができる。この特性値に対し、様々な不確実性を考慮した部分係数を乗じること、式(16.4.9)により曲げモーメントの制限値が与えられており、部材断面に生じる曲げモーメントが曲げモーメントの制限値を超えない場合には、限界状態3を超えないとみなしてよいとされている。

①から⑨の作用の組合せを考慮する場合においては、各接合キーの耐力に対する抵抗係数は、実験に基づき定められている。一方、㊸及び㊸の作用の組合せを考慮する場合の抵抗係数は、従来この組合せに対して設計した場合と同等の安全余裕を確保するよう、0.75又は0.95とされている。なお実験結果に対する抵抗係数は、算定値のばらつきを評価した結果、変動係数として20%程度のばらつきを有することが明らかとなっている。さらに、コンクリートの圧縮強度のばらつきなどの不確定要素を考慮し、強度算定における変動係数を25%とした。その上で、台形接合キーのせん断強度の非超過確率が5%となるよう式(16.4.9)にて抵抗係数が与えられている。

部材・構造係数 ξ_2 については、弾性域から非弾性域に移行したのちに生じる脆的な破壊に着目した係数として、作用の組合せによらず、従来の設計法による場合と同等の安全

改定案	現行	備 考
余裕を確保するようキャリブレーションから 0.75 とされている。また、調査・解析係数については、Ⅴ編 2.5 に解説されている。 なお、プレキャストセグメントの接合面には、塗布された接着剤による接着力に加え、導入されたプレストレス力による摩擦力が発揮されるが、ここでの設計では、耐久性上からも確実に強度が期待できる機構のみによる荷重分担を考慮すること、また、ずれ発生後の挙動を前提とすることが安全側の評価となることから、プレストレス力による摩擦の影響を考慮しないことが基本とされている。ただし、実験等により事前に検証されている場合には、検証された範囲でせん断力に分担を期待してよい。建設省土木研究所における実験結果によれば、プレストレスの導入量の増加に伴い、接合面でのずれ発生時のせん断力は線形的に増加すると考えられる。なお、プレストレスによる摩擦を考慮する場合には、実験による摩擦が急激に低下することや滑り摩擦係数を把握するとともに、把握した摩擦が発揮される前提条件が満足される条件を確認し、条件が満足されるように施工される必要がある。さらに、実際と実験との違いや、式(5.8.1)においてϕ_mが考慮されていることも踏まえて、設計においてはプレストレス力による摩擦力を長期にわたって見込むことの妥当性を慎重に評価する必要がある。		

改定案	現行	備 考
(1)1)2) コンクリートの打設を伴う接合部では、接合部が剛結となり部材相互の断面力を確実に伝える必要がある。そのためには、部材相互のコンクリートが一体化して作用に抵抗するとともに、所要の耐荷機構にに応じて鉄筋などが配置されている必要がある。 3) 例えば、プレキャスト桁架設方式連続桁橋では、桁の連結前に作用する荷重に対しては単純桁、連結後に作用する荷重に対しては図-解 16.5.1 に示す連続格子桁として解析するのが一般的である。この場合、施工中と完成後の構造系が異なるので、構造解析にあたっては、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による不静定力の影響を、Ⅰ編 8.5.8.6 の規定により考慮する必要がある。 図-解 16.5.1 5 径間連続格子桁として解析する方法の例 4) 主桁の連結部をプレストレストコンクリート構造とする場合の主桁と床版の結合面に作用する床版プレストレスによるせん断応力度は、式(解 11.3.1)により求めてよい。この場合、桁と床版の結合面に生じる軸方向力N_{T_s}には、式(解 11.2.5)においてε_sの代わりに式(解 16.5.1)により算出されるε_cを用い、かつ$\phi_\infty = 0$として求めたN_sを用いてよい。 ここに、$\varepsilon_c = P_e / (A_{c2} \cdot E_{c2}) \dots\dots\dots \text{ (解 16.5.1)}$ P_e : 床版に作用する有効プレストレス力 (N) A_{c2}, E_{c2} : 式(解 11.2.2)に同じ 5) 鉄筋コンクリート構造で主桁を連結する場合、単純桁としての支承と同様に 2 点支承とし、1 点支承とする場合にはプレストレスを導入する構造で連結するとよい。 (2) 中間支点部の主桁の連結を鉄筋コンクリート構造とする場合の構造例を図-解 16.5.2 に示す。横桁には、主桁と横桁の結合を確実に行うために PC 鋼材を配置してプレストレスを与えるのが一般的である。 なお、連結鉄筋の重ね継手は、通常鉄筋直径の 25 倍程度ずらすことが標準とされているが、中間支点が 2 箇所あり、かつ主桁が剛な横桁で橋軸方向に連結されている場合には、		

改定案

現行

備考

実験により安全や接合部としての要求性能が満足されることが確認された方法に基づき、その範囲内で重ね継手を同一断面に集中して配置してもよい。なお、T 桁を対象とした過去の研究成果によると、横桁の橋軸直角方向に平均プレストレストレス力として $1.0 \sim 1.5 \text{ N/mm}^2$ 程度のプレストレストレス力を導入し、重ね継手長を $5.2.7$ に従って算出し、かつ鉄筋径の 25 倍以上とし、繰返し作用に対して鉄筋に生じる引張応力度を 160 N/mm^2 以下とした場合には、接合部としての要求性能が満足されることが明らかとなっている。そのため、耐久性能の設計において疲労の影響を考慮するときには、鉄筋に発生する応力度の制限値を 160 N/mm^2 程度に抑えるのがよい。

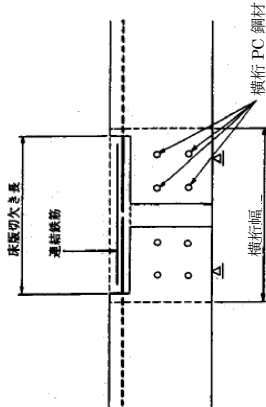


図-解 16.5.2 鉄筋コンクリート構造連結部の例

新旧対比表

III コンクリート橋・コンクリート部材編		
改定案	現行	備考
17 章 施 工 17.1 適用の範囲 この章は、16 章までの規定並びにⅡ編、Ⅳ編及びⅤ編の規定に基づいて設計されたコンクリート部材及びコンクリート構造の施工に適用する。 この章は、この編の 16 章までの規定並びにⅡ編、Ⅳ編及びⅤ編により設計された鉄筋コンクリート部材及びプレストレストコンクリート部材及びコンクリート構造の施工に関する設計の前提となる事項が規定されたものである。16 章までの設計上の規定は、この章の施工上の規定が守られるものとして定められている。したがって、この章の規定により難い場合の規定は、16 章までの規定、特に応力度制限値、抵抗側の部分係数等について別途検討し、橋や部材に対する要求性能が確保されることを個別に確認する必要がある。 ここに記載していない鋼材及び鋼部材の取り扱い、溶接等の取り扱いについては、Ⅱ編による。 この章には、設計が求める強度、耐久性を確保するため、主に以下についてのコンクリート部材及びコンクリート構造の施工上の規定が定められている。 1) 施工の各段階において守るべき事項や標準的な施工方法を示し、それを施工上の規定としたもの (コンクリート工、型枠及び支保工、鉄筋の加工及び配筋の施工方法に関する規定やコンクリート配合の規定、使用材料やプレキャスト部材等の受入れ検査やコンクリート打設前確認のプロセス管理についての規定等) 2) その他品質管理上基本的に守るべき事項等 (施工要領書の作成、施工記録の作成・保存、運搬、保管についての規定等) なお、この章では規定していないが、材料、部材、施工方法の組合せについて、都度、施工試験を行って施工方法を定める場合には、施工試験結果及び実際の施工における再現性を確保するための段階検査等の検査方法を個別に検討する必要がある。	20 章 施工 20.1 適用の範囲 この章は、19 章までの規定に基づいて設計されたコンクリート橋の施工に適用する。 施工がこの章の規定により難いときは、設計における安全度等について別途検討しなければならない。 この章は、19 章までの規定により設計された鉄筋コンクリート橋及びプレストレストコンクリート橋の施工に関する一般的な事項を規定したものである。実際の施工にあたって、この章の規定のみでは必ずしも十分でない場合には、19 章までの規定、例えば許容応力度の低減等について別途検討する必要がある。	

改定案	現行	備考
17.2 一般 (1) 施工は、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足するように行わなければならない。ただし、施工条件等により、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足しない場合には、適用しようとする施工方法で橋の性能が確保されることを検証し、必要に応じて設計を見直したうえで施工方法を定める。 (2) 施工にあたっては、施工管理上必要な調査等を行わなければならない。 (1) コンクリート橋及びコンクリート構造に求められる耐荷性能や耐久性を確保するためには、供用中のコンクリート部材の状態が、設計上求める限界状態を超えず、かつ、設計計算の前提条件や設計段階で定めた事項が満足されるものとなるよう、適切に施工される必要がある。 そのため、3.3及び3.4に従い架設時の設計は、架設中の安全を確認した上で、設計における供用中の部材の限界状態や各種計算の前提条件としている部材の限界状態を超えないことを一定の確からしさと担保できるように行う必要がある。 これまでの示方書の許容応力度の割増しを不用意に準用し、架設中だからといって安易に応力度の制限値等を大きくとるのではなく、橋の限界状態を一定の確からしきで保証できるように、品質のばらつきや施工で発現するばらつきを考慮して、必要な安全余裕を確保できるように応力度の制限値等を検討する必要がある。 設計段階では、事前の調査により設計段階で得られた条件等を踏まえた上で、施工段階で実現可能と判断される施工条件を設定し、施工の方法等が計画される。しかし、施工用地や工事用進入路の確保、資材搬入における交通規制の実施方法、交差物件や架設地に近接する構造物からの制約等の詳細な条件については、設計段階において明確にできない場合もある。このように、施工段階において、設計で想定していた用地の確保が不可能になる等により、設計で想定していた施工条件が変更となり、設計で計画していた施工方法等を変更せざるをえない場合も考えられる。その場合、新たに適用する施工方法で構造物の安全性、耐久性が確保されることを個別に検討するか、構造物の安全性、耐久性が確実に確保できる施工が行えるように、設計段階における施工の条件の設定にまで戻った検討が必要である。 例えば、プレキャストセグメントを連結し、一体化したプレストレストコンクリート部材とする架設方法を計画していた場合の輸送条件の変更にもなうセグメントの寸法変更や、張出架設を計画していた場合に使用する移動作業車の変更等により施工ブロック割が変更となると、キャンパバー値や架設時緊張力の再検討が必要になってくる。 (2) 施工に着手するときには、既に設計時に種々の調査が完了しており、一般に施工方法をはじめ仮設備の構造、使用機械器具、作業方法、工期等施工上の事項についても検討がな	20.2 施工一般 (1) コンクリート橋の施工は、設計において前提とした諸条件等が満たされるように行わなければならない。 (2) 施工が確実になされていることを確認するために、品質管理及び検査を適切に行わなければならない。 (1) 使用される材料の品質を確保し、適切な施工を行うことは、構造物の安全性や耐久性を確保するために重要なことである。したがって、施工にあたっては、構造物の規模や使用材料、建設地点の条件を考慮する必要がある。 また、施工条件の変更が生じた場合には、構造物の安全性、耐久性が確保されるように、設計段階に戻って検討を行うことが必要である。 (2) 所定の構造物を施工するためには、適切な品質管理及び検査を行うことが肝要である。このためには事前にこれらを含めた施工計画を立てることが必要である。	

改定案	現行	備考
されている。しかし、安全で確実な施工を実施するために、設計時に行った種々の調査結果を確認し、ほかに必要な事項があればそれらの調査を行う必要がある。また、施工中においても施工管理のために種々の調査を行う必要がある。例えば、支保工が、地盤の不等沈下に対して安全であるように、地盤が設計の想定と相違がないことを調査したり、必要に応じて架設中の沈下量等を計測することも考えられる。		
17.3 施工要領書 施工にあたっては、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足する施工が行われることを確認できるよう、施工の方法、手順、検査の方法等に関する要領を定めなければならない。 ここである施工要領書とは、施工の手順や方法、検査の方法に関する事項のほか、環境対策や作業安全対策等の施工実施上必要な内容を含むものであり、施工に先だって、あらかじめ作成する一連の図書全ての総称である。 コンクリート橋及びコンクリート部材に求められる耐荷性能や耐久性性能を確保するためには、設計で前提とした諸条件及び設計段階で定めた諸事項が満足されるように施工が行われる必要がある。そのためには、設計上の要求性能を確保することができる施工が行われることを示す事項が記載された施工要領書を作成することが必要である。1.5 及び 2.2 に規定され、設計では、施工が実現的かつ確実なものとして行えるように設計の前提となる施工の条件が考慮され、その内容が設計に反映される。したがって、施工要領書の作成段階では、施工方法、施工順序、仮設備、使用機械器具、輸送方法、工期等施工上の必要な多くの事項について、既に検討がなされている。施工要領書の作成にあたっては、設計の前提条件や設計段階で定めた事項が満足される施工が確実におこなわれるように、これらを明確にしておく必要がある。施工要領書の立案にあたっては、次の事項を示すことを原則とする。 1) 技術管理計画, 2) 材料, 3) 製作(部材の組立や加工、工場における部材の製作等), 4) 架設 5) 仮設備計画, 6) 機械計画, 7) 輸送計画, 8) 安全衛生計画, 9) その他必要事項 各項目において、予め最終的な性能確保のための方法を計画し、施工途中の品質の確保について認識できるように施工要領書を作成し、これらには品質管理方法及び許容値等について示しておくことが必要である。 施工条件等の変更により、所要の品質及び性能等が満足できないことが予想される場合は、所要の品質及び性能を確保できるように、施工前、施工中に関わらず施工要領書を見直す等適切な対応をする必要がある。また、施工中には施工要領書に沿った施工が行われているこ	20.3 施工要領書 施工にあたっては、設計において前提とした諸条件等が満たされる施工が行われることを確認できるよう、施工要領書を作成しなければならない。 施工要領書を立案するにあたっては、一般に次の事項について検討する必要がある。 1) 技術管理計画, 2) 工程計画, 3) 労務計画, 4) 仮設備計画, 5) 機械計画, 6) 資材計画, 7) 輸送計画, 8) 安全衛生計画, 9) その他必要事項 また、実施した工程、施工状況、材料品質、試験結果、施工管理結果、検査結果等について、記録することが望ましい。 なお、施工条件等の変更により、所定の品質及び性能等が満足できないことが予想される場合は、施工前、施工中に関わらず施工計画を見直し、所定の品質及び性能を確保できるように努める必要がある。	

改定案	現行	備考
<u>とを確認する必要がある。</u>		
17.4 検査 (1) 施工においては、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足することを適切な方法で確認しなければならない。 (2) (1)を満足するためには、1)から10)に示す項目の中から、施工の難易、材料の種類等を勘案して適切に検査項目を設定して検査を実施するとともに、あらかじめ所要の施工品質が確保できることが確認された材料を用いて、所定の方法で施工が進められていることを確認しなければならない。 1) 材料(材料強度、コンクリート及びグラウト配合、貯蔵等) 2) 部材及び部品(落橋防止構造、プレキャスト部材等) 3) 架設(架設設備、荷重支持点等) 4) 加工及び組立(鋼材及びシース等の形状、寸法、加工、位置等) 5) コンクリート工(運搬、受入れ、打込み、養生、打継目処理、表面仕上げ、脱型等) 6) PC鋼材、プレグラウトされたPC鋼材の緊張工(緊張時のコンクリート強度、プレストレッシングの管理等) 7) グラウト(充てん、あと処理等) 8) 型枠及び支保工(形状、寸法、加工、組立等) 9) 完成(完成部材等の表面状態、位置、形状寸法等) 10) その他必要な事項	20.13 検査 完成した構造物が所定の品質、精度を有することが確認できるように、検査体系を定め、工事の各段階で必要な検査を行わなければならない。	
(1) 設計は、所要の施工品質が確保されることを前提として行われているため、施工においては、設計で前提とした諸条件及び設計段階で定めた諸事項が満たされ、<u>所要の品質が確保されていることを確認する必要がある</u>。検査とは「品質が判定基準に適合しているか否かを判定する行為」である。将来、検査技術が非常に進歩すれば、この「判定基準」をそのまま「構造物に要求される性能」と読み替えることが可能となるであろうし、検査に関する技術開発もその方向を目指すべきであろう。しかし、現状の技術は構造物の要求性能をそのまま検査の判定基準とすることが可能と至っていない。このため、一般には、<u>完成後の検査のみで、構造物が要求性能を満たしているか判定することは困難であるため、建設中あるいは、工事の部分的な完成後に検査を実施する必要がある</u>。 (2) ここでいう検査とは、品質を確認するために行うものである。通常、<u>施工の各段階で次のような検査が行われる。</u> 1) <u>施工が所定の方法によって進められているか否かを確認する。</u> 2) 材料、部材等が所要の品質、又は耐荷性能及び耐久性能を有しているか否かを検査す	検査の定義は「品質が判定基準に適合しているか否かを判定する行為」である。将来、検査技術が非常に進歩すれば、この「判定基準」をそのまま「構造物に要求される性能」と読み替えることが可能となるであろうし、検査に関する技術開発もその方向を目指すべきであろう。しかし、現状の技術は構造物の要求性能をそのまま検査の判定基準とすることが可能と至っていない。このため、一般には、<u>構造物の完成後の検査は困難であるため、建造中あるいは、工事の部分的な完成後に検査を実施するのがよい。</u>	

改定案	現行	備考
る。 部材等が所要の性能を有していることを、最終段階の検査のみで確認しようとしても、性能を直接検査することが難しい場合や、性能が満たされないことが最終段階で分かっても対処することが難しいことがある。このため、一般には、部材の施工途中に適切なプロセス検査を行うことが必要である。条文でも、所定の材料を用いて所定の方法で施工が進められていることを確認することが定められている。つまり、所定の材料が使用されていること及び所定の施工方法で施工が進められていることを検査する必要がある。その上で、所定の材料及び施工方法にて作成されているという前提のもとで、部材としての検査が行われる。また、部材等によつては、プレキャスト製品などは架設地以外で製作され、施工時に品質の確認が直接行えない部材として納入されるものもあると考えられるが、それらの部材等についても、所定の材料を用いて所定の方法で施工が進められていることを確認する必要がある。そのため、条文において 2) 部材及び部品(落橋防止構造、プレキャスト部材等)として項目が規定されている。 検査項目及び方法は、施工の難易、材料の種類、工程の非可逆性等を勘案して設定する必要がある。例えば、検査計画の策定にあたって考慮すべきことは次のようなものがある。 ・部材の重要性 ・対象となる施工プロセスの重要性、非可逆性 ・採用される施工方法の習熟度、各種条件による品質の変動 ・採用される材料の信頼性、各種条件による品質の変動 ・採用する検査試験方法の信頼性、所要時間、結果の有用性 ・検査結果の評価の信頼性、結果の有用性 また、検査頻度は、施工プロセスの重要性や非可逆性、施工工程が確実に実施されたことを示す記録の充実度、検査精度、検査コスト等を考慮して設定する必要がある。 検査は、目視観察や形状測定による外観検査のほか、コンクリートの品質や鉄筋の状況を検査するための非破壊検査を併用するのがよい。ただし、施工中のトラブルにより性能に疑義が生じた場合等には、品質が判定基準に適合しているか否かを判定するため、より信頼性の高い検査方法の実施について検討する必要がある。例えば、コアによる強度試験等の部分的な破壊試験の実施を検討するのが望ましい。	一般には、構造物に要求される性能は設計段階で照査されているため、設計図どおりのものが施工されているかどうかを検査のポイントとなる。しかし、用いる材料や施工方法等によって、あるいは施工環境、施工条件等さまざまな要因によって、重点的に検査すべきポイントが異なってくるため、検査の実施にあたっては、施工計画の段階で、施工計画を十分に考慮して、検査計画を立てる必要がある。 検査は本来は品質保証のための一方法である。このため、契約においてどういう品質保証を行うかによつても、検査の方法等は変化するものである。したがって、本来は構造物に応じて検査方法を設定するものである。検査計画の策定にあたって考慮すべきことは次のようなものがある。 ・構造物の重要性、部材の重要性 ・対象となる施工プロセスの重要性、構造物の性能への影響度合い ・採用される施工方法の普及度や信頼性、習熟度、その環境条件による変動 ・採用される材料の普及度、信頼性、変動 ・繰返作業がある場合には、習熟度による信頼性の経時的変化 ・採用する検査試験方法の信頼性、コスト、所要時間、結果の有用性 ・検査結果の評価の信頼性、コスト、結果の有用性 なお、一般的な工事では、個々の工事ごとに検査計画を立てるのに時間を要するため非効率になることがある。このような場合には、「コンクリート標準示方書〔施工編〕」（土木学会、平成 20 年 3 月）等の既存資料に示された「標準的な検査」を参考に検査計画を立てるとよい。 特に、苛酷な環境におかれる場合は、その後の維持管理も念頭にいった詳細な検査項目を設定し、その結果の記録を残すとよい。目視観察や形状測定による外観検査のほか、コンクリートの品質や鉄筋の状況を検査するための非破壊検査を併用するのがよい。また、施工中のトラブル等により性能に疑義が生じた場合は、コアによる強度試験等の部分的な破壊試験等を実施し確認することが望ましい。 現場で必要な主な検査の項目としては次のようなものがある。 ① 材料に関する検査 ・コンクリートの受入れ検査（必要に応じて、コンクリートの材料の検査、コンク	

改定案	現行	備考
	リート製造の検査) ・鋼材の受入れ検査 ② 施工の検査 ・型枠工、支保工の検査 ・鉄筋工、PC 鋼材工の検査 ・コンクリートの施工の検査（場内運搬、打込み、締固め、表面仕上げ、養生、脱型） ・緊張工の検査 ・グラウトの施工の検査（配合、練混ぜ、注入方法、注入量、あと処理） ③ 構造物の検査 ・表面状態の検査 ・部材の位置及び形状寸法の検査 ・必要に応じて構造物中のコンクリート強度、鋼材位置、かぶり等の検査 検査結果は、構造物維持管理における初期値となり、維持管理における構造物の初期状態の把握、点検・調査計画の立案、変状の進行・原因分析などの資料として貴重なものであるため、<u>施工者から構造物管理者等へ引継がれ、検査記録として保管されることが重要である。</u>	

改定案	現行	備 考
施工に関する記録を適切に記録し保存する必要がある。被災時や損傷等の変状発生時の対応や、状態評価、復旧検討等を合理的かつ効率的に行うために不可欠な情報を適切に維持管理に引き継ぐためには、施工の各段階で所要の施工が行われたことを、図面や各段階で行われる各種の検査結果、施工写真等を条文中に示すような施工に関する記録として適切に記録し、保管する必要がある。 条文中で示される「検査記録」とは、施工が所定の条件のもと所定の方法（施工手順、工程、使用機械）で進められているかという施工状況の確認、材料や部材等が所要の品質を有しているかの確認のために行った各施工段階や完成時の検査の記録等という。また、この「検査記録」には、実際の構造物の施工管理において実施する施工方法の信頼性の確認や実施する検査の判定基準や頻度等を定めるために、<u>施工に先だって行う調査や試験等を含んだものである</u>。例えば、コンクリート橋では、<u>グラウトの施工に先立ち、充てん確認のため、実際の構造条件（鋼材種別、シース径、鋼材配置）や施工条件を反映して実物大実験を行う場合がある</u>。 また、道路橋の場合、<u>施工段階で必要となる形状保持や施工中の安全対策等のための各種仮設物（組立て鉄筋、段取り鉄筋等の鉄筋やアングル、仮支承等）が橋本体に存置されたり、ひび割れ抑止・防止対策のために設計図面上にない鉄筋が配置されることがある</u>。被災時や損傷等の変状に対する調査、補修や補強等において、<u>これらの情報の不足や欠落が不適切な対応につながる可能性もある</u>。そのため、<u>これら仮設物は橋本体に存置するべきではないが、やむを得ず存置する場合は、設計の前提が成立することを確認した上で、維持管理段階で用いる図面等の資料には記載したり、存置状況の写真を残す等により、記録し、保存しておく必要がある</u>。また、ひび割れ抑止・防止対策のために配置した鉄筋等についても、構造計算で考慮されているかどうかかわらず、維持管理段階で用いる図面等の資料に記載する必要がある。これらは、設計段階での施工条件の考慮において、設計段階から可能なかぎり具体を想定して、図面等に反映しておくのが望ましい。	20.4 材料 20.4.1 一般 (1) 材料は、設計図等で指示されたものを使用しなければならない。 (2) 材料は、所定の特性や品質を確保しているものでなければならない。 (1) コンクリート構造物においては、材料そのものの品質が耐久性に大きく影響する。したがって、設計図等で指示されたものを使用する必要がある。 (2) コンクリート橋を構成する材料は、所定の特性を確保していることが確認されたものである必要がある。新たに開発された新材料を使用する際は、適切な試験、検査により、要求される性能を満足していることを十分確認した上で使用する必要がある。	

改定案	現行	備考
足でき、かつ、完成物が必要な耐荷性能及び耐久性能を有していることを確認した上で、<u>確認された範囲で使用する必要がある</u>。また、同様の観点で、<u>部材強度の特性値の算出や抵抗係数について、この編の規定をそのまま用いることが望ましくない場合もあるので、これらについても確認する必要がある。</u> 例えば、Ⅴ編 2.5(9)に規定されるように、塑性化を考慮する部材とその部材に連結される部材が有する耐荷力の差を考慮することにより部材相互の状態の差を確保する設計を行う場合には、<u>使用する材料の強度による耐力のばらつきを考慮する必要がある</u>。このような場合、設計で想定している強度よりも過度に高い強度を有する材料や強度のばらつきが大きな材料が使用されると、設計で前提としている部材の状態の差を適切に確保することができなくなる可能性がある。そのため、設計で想定している材料強度以上の強度を有することを確認するだけでなく、強度が過大となることによる影響についても検討する必要がある。したがって、<u>過度に高い強度を有する材料や材料強度のばらつきが大きな材料を使用する場合にも、設計で前提とする状態が確保できなくなる可能性もあるため、その使用に際しては慎重に検討する必要がある。</u>	20.4.2 コンクリート (1) コンクリートは、強度、耐久性、水密性、作業に適するワーカビリティ等の所定の特性を有し、かつ、品質のばらつきが少ないものでなければならない。 (2) 使用材料は、共通編 3.2 に示す材料を用いることを原則とする。コンクリートの配合は、1)から 9) の条件を満たすことを標準とする。 1) コンクリートの配合強度は、供試体のどの試験値も設計基準強度の 85%以上、かつ、引き続き採取した供試体の試験値のどの 3 回の平均値も設計基準強度以上となるように、品質のばらつきを考慮して定める。なお、試験値は同一バッチからとった供試体 3 個の圧縮強度の平均値とする。 2) スランプは施工が確実に行える範囲内でできるだけ小さく定める。 3) 水セメント比は、1)に規定するコンクリートの配合強度及び耐久性を考慮して定める。 4) コンクリートの配合は、コンクリートが所要の強度、耐久性、水密性及び作業に適するワーカビリティを持つ範囲内で、単位水量ができるだけ少なくなるように定める。	
17.6.2 コンクリート (1) コンクリートは、強度、耐久性、水密性、作業に適するワーカビリティ等の所定の特性を有し、かつ品質のばらつきが少ないことが確認されたものでなければならない。 (2) 使用材料は、Ⅰ編 9.2 に示す材料を用いることを原則とする。 (3) コンクリートの配合は、以下の 1)から 9) の条件を満足することを原則とする。 1) コンクリートの配合強度は、供試体のどの試験値も設計基準強度の 85%以上、かつ、引き続き採取した供試体の試験値のどの 3 回の平均値も設計基準強度以上となるように、品質のばらつきを考慮して定める。なお、試験値は同一バッチからとった供試体 3 個の圧縮強度の平均値とする。 2) スランプは、所定の品質を確保し施工が確実に行える範囲内で定める。 3) 水セメント比は、1)に規定するコンクリートの配合強度及び耐久性を考慮して定める。 4) コンクリートの配合は、コンクリートが所要の強度、耐久性、水密性及び作業に適するワーカビリティを持つ範囲内で、単位水量ができるだけ少なくなるように定める。	20.4.2 コンクリート (1) コンクリートは、強度、耐久性、水密性、作業に適するワーカビリティ等の所定の特性を有し、かつ、品質のばらつきが少ないものでなければならない。 (2) 使用材料は、共通編 3.2 に示す材料を用いることを原則とする。コンクリートの配合は、1)から 9) の条件を満たすことを標準とする。 1) コンクリートの配合強度は、供試体のどの試験値も設計基準強度の 85%以上、かつ、引き続き採取した供試体の試験値のどの 3 回の平均値も設計基準強度以上となるように、品質のばらつきを考慮して定める。なお、試験値は同一バッチからとった供試体 3 個の圧縮強度の平均値とする。 2) スランプは施工が確実に行える範囲内でできるだけ小さく定める。 3) 水セメント比は、1)に規定するコンクリートの配合強度及び耐久性を考慮して定める。 4) コンクリートの配合は、コンクリートが所要の強度、耐久性、水密性及び作業に適するワーカビリティを持つ範囲内で、単位水量ができるだけ少なくなるように定める。	3-17-8

改定案

現行

備考

5) 単位セメント量は、単位水量と水セメント比から定める。ただし、最小単位セメント量は、表-17.6.1 の値とする。

表-17.6.1 最小単位セメント量 (kg/m³)

部材の種類		最小単位セメント量
鉄筋コンクリート部材		230
プレストレスト コンクリート部材	プレテンション方式	350
	ポストテンション方式	300

- 6) コンクリートは、AE コンクリートとし、空気量は 4.5%とする。
- 7) 細骨材率は、作業が容易にできる範囲内で単位水量が最小となるように定める。
- 8) 粗骨材の最大寸法は、40mm 以下とし、部材最小寸法の 1/5 以下、かつ、鉄筋の最小あきの 3/4 以下とする。
- 9) フレッシュコンクリート中の塩化物イオン量は 0.30kg/m³ 以下とする。

(1) 17.6.1 解説参照。

(2) 鉄筋コンクリート橋、プレストレストコンクリート橋の上部構造に使用するコンクリートの材料は、I 編に規定される材料を用いることが前提とされている。ただし、普通ポルトランドセメント及び早強ポルトランドセメント以外のセメントをコンクリート橋の上部構造に用いる場合には、クリープや収縮等コンクリートの種々の特性について確認する必要がある。なお、I 編に示されていない材料でも、クリープや収縮等コンクリートの種々の特性について確認されたもの、多くの実績を持つものについては、その取扱いに十分注意し、使用してもよい。

骨材の種類によっては、コンクリートの乾燥収縮ひずみの量が大きい場合があることが知られている。乾燥によりコンクリートの表面の収縮量が増加すると、ひび割れが発生しやすくなる。したがって、特にひび割れの影響をできるだけ抑制したい場合には、使用する骨材の特徴やこれを用いたコンクリートの収縮特性、さらに温度応力も含めた収縮応力の程度を把握しておき、骨材の種類の変更や乾燥収縮の低減に有効な混和材料の使用を検討する必要がある。

繰返し直接輪荷重を受ける床版では、疲労耐久性の確保が必要であるが、近年、凍結融解作用等に伴う骨材のポップアウトや車面による繰返し荷重等の複合作用に起因した床版の抜け落ち等の事例も報告されており、経年の水分の作用に対して特に収縮、膨張等による変状が生じ難い骨材を用いて、疲労耐久性に関する信頼性の向上に努めるのがよい。

(3) コンクリートの所要の性能を確保するために考慮すべき項目が具体的に示されたもので

5) 単位セメント量は、単位水量と水セメント比から定める。ただし、最小単位セメント量は、表-20.4.1 の値とする。

表-20.4.1 最小単位セメント量 (kg/m³)

部材の種類		最小単位セメント量
鉄筋コンクリート部材		230
プレストレスト コンクリート部材	プレテンション方式	350
	ポストテンション方式	300

- 6) コンクリートは、A E コンクリートとし、空気量は 4.5%とする。
- 7) 細骨材率は、作業が容易にできる範囲内で単位水量が最小となるように定める。
- 8) 粗骨材の最大寸法は、40mm 以下とし、部材最小寸法の 1/5 以下、かつ、鉄筋の最小あきの 3/4 以下とする。
- 9) フレッシュコンクリート中の塩化物イオン量は 0.30kg/ m³ 以下とする。

(1) 鉄筋コンクリート橋、プレストレストコンクリート橋の上部構造に使用するコンクリートの材料は、共通編に規定する材料を用いることを標準としている。ただし、共通編に示していない材料でも、クリープや乾燥収縮等コンクリートの種々の特性について確認されたもの、多くの実績を持つものについては、その取扱いに十分注意し、使用してもよい。ただし、高炉セメントについては、初期強度の発現が要求される上部構造に使用された実績が少なく、クリープや乾燥収縮特性について必ずしも明確になっていないため、原則としてコンクリート橋の上部構造の材料としては使用しないこととする。

骨材の種類によっては、コンクリートの乾燥収縮ひずみの量が大きくなる場合があることが知られている。乾燥によりコンクリートの表面の収縮量が増加すると、ひび割れが発生しやすくなる。したがって、特にひび割れの影響をできるだけ抑制したい場合には、使用する骨材の特徴やこれを用いたコンクリートの収縮特性、さらに温度応力も含めた収縮応力の程度を把握しておき、必要に応じて、骨材の種類の変更や乾燥収縮の低減に有効な混和材料の使用を検討するのがよい。

(2) コンクリートの所要の性能を確保するために考慮すべき項目を具体的に示したも

改定案	現行	備考
ある。使用材料の確認においては、公的試験機関又は製造工場が行った試験結果を示した試験成績表によって、規格に適合しているか確認するのが一般的である。また、計画した配合により、所要の条件を満足するコンクリートが得られることは、試し練りを行い確認するのが一般的である。なお、レディーミクストコンクリートを使用する場合は、本項によるほか17.7の規定にも従う必要がある。 1) 供試体のどの試験値も設計基準強度の85%以上でなければならぬとしたのは、本来設計基準強度以下となつてはならないが、試験値のばらつき等を考慮して規定されたものである。 この項の規定を満足する配合強度は、図-解 17.6.1 に示す変動係数から定まる割増係数を設計基準強度に乗じた値としてよい。なお、変動係数とは、標準偏差を平均値で除してパーセント(%)表示したもので、品質のばらつきの程度を示すものである。品質管理が十分に行われているコンクリートの変動係数は、試験供試体レベルでは一般に10%以下である。変動係数が10%を超えるようなコンクリートは、図-解 17.6.1 に示すように割増係数も大きくなり、品質の信頼性も劣るので、用いない方が望ましい。 図-解 17.6.1 変動係数と割増係数との関係 2) ワーカビリティは、一般にフレッシュコンクリートの施工のしやすさや材料分離に対する抵抗性等から定まり、一般的なコンクリートでは、スランプと粗骨材の最大寸法とで設定してよい。そのため、スランプは、材料分離等が生じず、かつ施工が確実に行えるように定める必要がある。従前において、通常のコンクリートでは、これらを考慮し、8cm を標準としてきた。しかし、配筋や部材寸法等の構造条件や施工条件からスランプの値をこの値より大きくする必要がある場合は、例えば化学混和剤を適切に使用する等の方法により、フレッシュコンクリート及び硬化後のコンクリートの品質並びにクリープや収縮等コンクリートの種々の特性が確保されることが確認された範囲内で、スランプの値をこれよりも大きく設定することができる。ただし、この場合スランプ試験時のコンクリートの状況を注意深く観察し、材料分離が生じていないことを確認しておく	のである。なお、レディーミクストコンクリートを使用する場合は、本項によるほか20.5の規定にも従う必要がある。 1) 供試体のどの試験値も設計基準強度の85%以上でなければならぬとしたのは、本来設計基準強度以下となつてはならないが、試験値のばらつき等を考慮して規定したものである。 この項の規定を満足する配合強度は、図-解 20.4.1 に示す変動係数から定まる割増係数を設計基準強度に乗じた値としてよい。なお、変動係数とは、標準偏差を平均値で除してパーセント(%)表示したもので、品質のばらつきの程度を示すものである。品質管理が十分に行われているコンクリートの変動係数は、一般に10%以下である。変動係数が10%を超えるようなコンクリートは、図-解 20.4.1 に示すように割増係数も大きくなり、品質の信頼性も劣るので、用いない方が望ましい。 図-解 20.4.1 変動係数と割増係数との関係 2) ワーカビリティは、一般にフレッシュコンクリートの変形のしやすさ及び材料分離に対する抵抗性から定まる。一般的なコンクリートでは、スランプと粗骨材の最大寸法とで設定してよい。通常のコンクリートでは、これらを考慮し、80mm を標準としているが、高性能AE減水剤を使用した場合は、スランプの値をこれよりも大きく設定してよい。ただし、この場合スランプ試験時のコンクリートの状況を注意深く観察し、材料分離が生じていないことを確認しておく必要がある。	

改定案	現行	備考
く必要がある。 コンクリートの流動性を高め自己充てん性を付与した高流動コンクリートを使用する場合のワーカビリティの検討については、「コンクリート標準示方書〔施工編〕」（土木学会，平成25年3月）を参照するのがよい。 3) 水セメント比は，コンクリートの配合強度及び耐久性に大きく関係する。一般に，コンクリートの耐久性確保の観点からは，水セメント比は50%以下とすることが望ましい。ただし，塩害の厳しい環境において，かぶりコンクリートの遮塩性に期待して耐久性を確保する場合は，コンクリートの遮塩性能と水セメント比の関係を検討して，水セメント比を定める必要がある。なお，6章に規定する塩害に対する最小かぶり値の設定においては，表-解 6.2.1 に示す水セメント比で設定しているため，これによらない場合は，別途耐久性の検討を行う必要がある。 4) コンクリートの強度，耐久性，水密性に大きな関係のあるものは，水セメント比及び単位水量である。単位水量の多いコンクリートでは単位セメント量が大きく，ひび割れが生じやすく，材料分離を起こしやすくなる。したがって，所要の強度，耐久性及び水密性をもつコンクリートを造るためには，作業に適するワーカビリティが得られる範囲で，単位水量をできるだけ少なくすることが重要である。一般的には，単位水量は粗骨材最大寸法が20～25mmの場合で175kg/m³以下，粗骨材最大寸法が40mmの場合で165kg/m³以下とすることが望ましい。 5) 単位セメント量は，単位水量と水セメント比から定めるとされている。ここで，プレテンション方式のコンクリートとPC鋼材の付着強度は，十分に確保する必要があるため，プレテンション方式のコンクリートの最小単位セメント量は，ポストテンション方式よりも多く規定されている。しかし，単位セメント量が多くなると，温度応力や自己収縮によるひび割れの発生等により，構造物に有害な影響を与えるおそれがあるため，単位セメント量が多くなる場合には，施工方法，養生方法等について検討を行う必要がある。 6) コンクリートの単位水量を減少させ，凍結融解作用に対する耐久性を改善するJIS A 5308の規格を考慮して，4.5%が標準とされている。なお，所要の品質が確保されることが確認した上で，耐凍害性を増すために，空気量を多くする場合もある。 7) 細骨材率は，小さいほど同じスランプのコンクリートを得るのに必要な単位水量が減少する傾向がある。しかし，過度に小さくし過ぎるとワーカビリティの低下につながる。使用する細骨材および粗骨材に応じて，所要のワーカビリティが得られ，かつ，単位水量が最小になるような細骨材率が存在する。細骨材率は，作業が容易にできる範囲内で単位水量が最小となるように定める必要がある。 8) 粗骨材が大き過ぎると豆板や未充てん等を生じる危険性が高くなることから規定され	コンクリートの流動性を高め自己充てん性を付与した高流動コンクリートを使用する場合は，「コンクリート標準示方書〔施工編〕」（土木学会，平成20年3月）に従ってワーカビリティを定めることとする。 3) 水セメント比は，1)に規定するコンクリートの配合強度及び耐久性を考慮して定めることを標準としている。一般に，コンクリートの耐久性確保の観点からは，水セメント比は50%以下とすることが望ましい。ただし，塩害の厳しい環境において，かぶりコンクリートの遮塩性に期待して耐久性を確保する場合は，コンクリートの遮塩性能と水セメント比の関係を検討して，水セメント比を定める必要がある。なお，5章に規定する塩害に対する最小かぶり値の設定においては，表-解 5.2.1 に示す水セメント比で設定しているため，これによらない場合は，別途耐久性の検討を行う必要がある。 4) コンクリートの強度，耐久性，水密性に大きな関係のあるものは，水セメント比及び単位水量である。単位水量の多いコンクリートでは単位セメント量が大きく，ひび割れが生じやすく，材料分離を起こしやすくなる。したがって，所要の強度，耐久性及び水密性をもつコンクリートを造るためには，作業に適するワーカビリティが得られる範囲で，単位水量をできるだけ少なくすることが重要である。一般的には，単位水量は粗骨材最大寸法が20～25mmの場合で175kg/m³以下，粗骨材最大寸法が40mmの場合で165kg/m³以下とすることが望ましい。 5) 単位セメント量は，単位水量と水セメント比から定めるとされている。ここで，プレテンション方式のコンクリートとPC鋼材の付着強度は，十分に確保する必要があるため，プレテンション方式のコンクリートの最小単位セメント量は，ポストテンション方式よりも多く規定されている。しかし，単位水量が多くなると，温度応力や乾燥収縮によるひび割れの発生等により，構造物に有害な影響を与えるおそれがあるため，単位セメント量が多くなる場合には，施工方法，養生方法等について検討を行う必要がある。 6) コンクリートの単位水量を減少させ，凍結融解作用に対する耐久性を改善するためにAEコンクリートを用いることを標準としている。また，空気量については，土木学会の基準及びJIS A 5308の規格を考慮して，4.5%を標準としている。 7) 細骨材率は，作業が容易にできる範囲内で単位水量が最小となるように定めるのがよい。	

改定案	現行	備考
ている。上部構造のコンクリートでは、粗骨材の最大寸法は、鋼材量及び鋼材の配置によるが、20mm 又は 25mm とするのが望ましい。 9) コンクリート構造物の長期的な耐久性を確保するため、フレッシュコンクリート中の塩化物イオン量は、0.30kg/m³以下とする必要がある。 ただし、一般の条件下で使用される鉄筋コンクリート部材の場合で、塩化物含有量の少ない材料の入手が著しく困難な場合には、塩化物イオン量は、0.60kg/m³以下としてもよい。この場合には、単位水量をできるだけ小さくすること、コンクリートの打込みを急に行うことが必要である。	8) 粗骨材の最大寸法は、鋼材量及び鋼材の配置によるが、20mm 又は 25mm とするのが望ましい。 9) コンクリート構造物の長期的な耐久性を確保するため、フレッシュコンクリート中の塩化物イオン量は、0.30kg/m³以下とするのがよい。 ただし、一般の条件下で使用される無筋コンクリート及び鉄筋コンクリート部材の場合で、塩化物含有量の少ない材料の入手が著しく困難な場合には、塩化物イオン量は、0.60 kg/m³以下としてもよい。この場合には、水セメント比あるいは単位水量をできるだけ小さくすること、コンクリートの打込みを急に行うこと等に配慮して注意深く施工することが肝要である。	
17.6.3 鋼材 (1) 鋼材は、強度、じん性等の所定の特性及び品質を有することが確認されたものでなければならない。 (2) 鋼材は、原則として I 編 9.1 に示す材料で、耐久性を害する腐食、よごれ、きず、変形等のないことが確認されたものを使用しなければならない。 (1) 17.6.1 解説参照。 (2) 使用する鋼材は、I 編 9.1 に規定される材料を用いることが前提とされている。それ以外の材料を使用する場合には、所要の特性を有しており、品質が確かなものであることを検証する必要がある。使用鋼材の確認は、鋼材検査証明書に記載された事項が、規格に適合しているが確認するのが一般的である。 運搬時はもちろんのこと、受入れ時、保管時及び組立て時には、鋼材に有害な品質変化を生じさせないよう十分に注意することが必要である。施工着手前には、腐食、よごれ、きず、変形等がないことを確認する必要がある。また、めっきや塗装、樹脂被覆等により腐食対策がされているものは、これらにきずがあるとき所要の耐久性能を低下させ、鋼材に有害な品質変化を与える可能性があるため、取扱いには、十分に注意する必要がある。	20.4.3 鋼材 (1) 鋼材は、強度、じん性等の所定の特性や品質を有するものでなければならない。 (2) 鋼材は、耐久性を害する腐食、よごれ、きず、変形等のないものでなければならない。 (1) 使用する鋼材は、共通編 3.1 に規定する材料を標準とする。それ以外の材料を使用する場合には、所定の特性や品質が確かなものであることを検証する必要がある。 (2) 運搬時はもちろんのこと、受入れ時、保管時及び組立て時には、鋼材に有害な品質変化を生じさせないよう十分に注意することが肝要である。	
17.6.4 シース (1) シースは、変形、耐久性、水密性等の所定の特性及び品質を有することが確認されたものでなければならない。 (2) シースは、原則として以下の 1) から 3) の条件を満足することが確認されたものを使用しなければならない。 1) シースは、コンクリートの打込みの際に変形しにくく、その合せ目、継	20.4.4 シース (1) シースは、コンクリートの打込みの際に変形しにくく、その合せ目や継目	

改定案	現行	備考
目等からセメントペー스트が流入しないことが確認されたものでなければならぬ。 2) シースは、施工上及び耐久性上有害な腐食、よごれ、きず、変形等がないことが確認されたものを使用しなければならぬ。 3) シースに用いる材料は所定の強度、変形能、耐久性を有していることが確認されたものでなければならぬ。	等からセメントペー스트が流入しないものでなければならぬ。 (2) シースは、施工上及び耐久性上有害な腐食、よごれ、きず、変形等がない。 (3) シースに用いる材料は所定の強度、変形能、耐久性を有していなければならない。	
(1) 17. 6. 1 解説参照。 (2) シースの所要の性能を確保するために考慮すべき項目が具体的に示されたものである。 シースの確認においては、ここで示される考慮すべき項目等について、性能が確保されていることを確認するために実施された試験の成績表に記載された事項が、規格に適合しているか確認するのが一般的である。 1) シースは、コンクリートの打込みの際にシースがつぶれたり変形したりすると、PC 鋼材の挿入、<u>緊張及びグラウトの注入に支障をきたすことがある</u>。なお、外ケーブル保護管や斜張橋の斜材保護管は、コンクリート中に配置されるシースとは異なり、環境の影響を受けやすいため、腐食や劣化に対する耐久性等を考慮して選定する必要がある。また、保護管にグラウトを注入する場合には、作業中の圧力に対して十分な強度を有している必要がある。 2) シースに有害な品質変化等が生じると、施工に支障をきたしたり、耐久性を損ねる可能性があるため、運搬時はもちろんのこと、受入れ時、施工時に十分注意する必要がある。 3) シースには、鋼製シースの他に非金属性のポリエチレン製シースが用いられることが多い。凍結防止剤が多量に散布される地域も含め、塩害の影響を受ける地域又は更に高い耐久性が要求されるような場合には特に、シースそのものの腐食防止と塩化物イオン等の侵入防止や腐食電流の絶縁によるシース内の PC 鋼材の腐食防止とを目的に、ポリエチレン等の樹脂製シースの使用等について検討するのがよい。	(1) シースは、コンクリートの打込みの際にシースがつぶれたり変形したりすると、PC 鋼材の緊張やグラウトの注入に支障をきたすことがある。したがって、シースは、断面方向にはつぶれにくい筋付きのものや波付きのものを採用することが望ましい。 なお、外ケーブル保護管や斜張橋の斜材保護管は、コンクリート中に配置されるシースとは異なり、環境の影響を受けやすいため、腐食や劣化に対する耐久性等を考慮して選定することが望ましい。また、これらの保護管にグラウトを注入する場合には、作業中の圧力に対して十分な強度を有している必要がある。 (2) シースに有害な品質変化等が生じると、施工に支障をきたしたり、耐久性を損ねる可能性があるため、運搬時はもちろんのこと、受入れ時、施工時に十分注意する必要がある。 (3) シースには、一般に薄い鋼製のシースが用いられる。塩害の影響を受ける地域等において、高い耐久性を確保する場合には、シースそのものの腐食防止と、塩化物イオン等の侵入防止や腐食電流の絶縁によるシース内の PC 鋼材の腐食防止とを目的に、ポリエチレン等のプラスチック製シースが採用されることも多い。	
17. 6. 5 PC 鋼材の定着具及び接続具 PC 鋼材の定着具及び接続具は、PC 鋼材が設計図等に記載された引張強度に到達する前に安全性上有害な変形を生じたり破壊しないことが確認されたものでなければならぬ。 定着具及び接続具は、緊張作業の安全性、定着具のセット量が増大することの防止等を考慮し、PC 鋼材の引張強度を発揮できる構造、強度を有するものである必要がある。	20. 4. 5 PC 鋼材の定着具及び接続具 PC 鋼材の定着具及び接続具は、PC 鋼材が設計図等に記載された引張強度に到達する前に安全性上有害な変形を生じたり破壊することのないものでなければならぬ。 定着具及び接続具は、緊張作業の安全性、定着具のセット量が増大することの防止等を考慮し、PC 鋼材の引張強度を発揮できる構造、強度を有するものである必要がある。	

改定案	現行	備考
17.6.6 グラウト (1) グラウトは、ダクトの充てんを確実にし、PC 鋼材がさびないように保護するものでなければならぬ。また、コンクリート部材と一体とする場合には、十分な付着を有することが確認されたものでなければならぬ。 (2) グラウトは、原則として以下の 1) から 7) の規定を満足することが確認されたものを使用しなければならぬ。 1) ノンブリーディング型を使用する。 2) セメントは、JIS R 5210 に適合するポルトランドセメントを用いる。 3) 水セメント比が、45%以下であり、材齢 28 日における圧縮強度は、30N/mm² 以上のものを用いる。 4) グラウト用混和剤、練混ぜ水は、グラウト、PC 鋼材等に悪い影響を与えないものを用いる。 5) 体積変化率は、±0.5%の範囲内のものを用いる。 6) ブリーディング率が、24 時間後 0.0%のものを用いる。 7) グラウト中の塩化物イオン量が、普通ポルトランドセメントのセメント質量の 0.08%以下のものを用いる。 (1) グラウトは、PC 鋼材をさび等の腐食から保護すること、PC 鋼材とコンクリート部材とに付着を与え一体化することの 2 つの目的があり、有害な残留空隙がダクトに生じない材料を用いる必要がある。 (2) グラウトの所要の性能を確保するために考慮すべき項目が具体的に規定されたものである。使用材料の確認においては、製造工場が行った試験結果を示した試験成績表に記載された事項が、規格に適合しているか確認するのが一般的である。また、計画した配合により、所要の条件を満足するグラウトが得られることは、施工時に想定される気温条件での試し練りを行い確認するのが一般的である。 1) ブリーディングはシーす内の空隙の発生要因となるため、グラウトは、ブリーディングの発生を極力抑えたノンブリーディング型を標準として使用することとされている。 ノンブリーディング型グラウトは、ブリーディング水の発生が抑制されるため、ブリーディング水の排出及びグラウト体積の減少補正を行う必要がなく、グラウト充てん不足が発生しにくいグラウト材料である。なお、グラウトには粘性の異なる複数のタイプがあるが、シーすの配置形状やグラウトの注入方向等の施工条件、施工方法に応じて、十分な充てんを確保できることが確認されているものを用いる必要がある。 2) グラウトに使用するセメントは、設計の前提条件である所定の特性や品質を確保して	20.4.6 グラウト (1) グラウトは、ダクトの充てんを確実にし、PC 鋼材がさびないように保護するものでなければならぬ。また、部材コンクリートと一体とする場合においては、十分な付着を有するものでなければならぬ。 (2) グラウトは、1) から 7) の規定を満たすことを標準とする。 1) グラウトはノンブリーディング型を使用する。 2) グラウトに用いるセメントは、JIS R 5210 に適合する普通ポルトランドセメントを用いる。 3) グラウトの水セメント比は、45%以下とする。また、グラウトの材齢 28 日における圧縮強度は、30N/mm²以上とする。 4) グラウト用混和剤は、PC 鋼材等に悪い影響を与えるようなものを用いない。 5) グラウトの体積変化率は、±0.5%の範囲内とする。 6) グラウトのブリーディング率は、24 時間後 0.0%とする。 7) グラウト中の塩化物イオン量は、*普通ポルトランドセメントのセメント質量の 0.08%以下とする。 (1) グラウトは、PC 鋼材をさびなどの腐食から保護すること、PC 鋼材と部材コンクリートとに付着を与え一体化することの 2 つの目的があり、有害な残留空隙がダクトに生じない材料を用いる必要がある。 (2)1) グラウトは、ブリーディングの発生を極力抑えたノンブリーディング型を標準として使用することとしている。なお、グラウトには粘性の異なる複数のタイプがあるが、シーすの配置形状やグラウトの注入方向等の施工条件、施工方法に応じて、十分な充てんを確保できることが確認されているものを用いる必要がある。	

改定案	現行	備考
いることが確認されたものである必要がある。 3) 従来、グラウトの圧縮強度は 20N/mm² 以上であることとされていたが、近年一般に使用されているグラウト用混和剤を用いたグラウトの実績や海外基準等を参考に 30N/mm² 以上が標準とされている。 4) <u>グラウトに使用する混和剤、練混ぜ水は、品質の確認されたものを使用する必要がある。</u> <u>グラウト用混和剤は、適度な流動性と粘性を付与するために用いられるが、グラウトの材料分離抵抗性や温度と流動性の関係等の特性が確認されているものを使用する必要がある。</u>グラウト用練混ぜ水は、JIS A 5308 附属書 C に規定される品質に適合するものを使用する必要がある。 5)6) グラウト注入後のシース内に空隙の発生が懸念されるようなブリーディングや体積変化が生じないようにするため、ノンブリーディング型 (24 時間後 0.0%) のグラウト用混和剤を使用することを前提とし、体積変化率が-0.5%～0.5%の範囲内であることが標準とされている。なお、体積変化率及びブリーディング率の測定は、長さ 1.0～1.5m の鉛直管の中心に PC 鋼材を配置した試験方法により行うことが望ましい。これは、シース内に配置された PC 鋼材に起因してブリーディング水が発生することを考慮する条件で行うもので、より実現象に近い試験方法である。 7) 従来、練混ぜ時に含まれる塩化物イオン量は、コンクリートに準拠して 0.30kg/m³ とされていた。しかし 2003 年にポルトランドセメントの JIS R 5210 が改正され、普通ポルトランドセメントの塩化物イオン含有量の制限値が 0.035%に引き上げられたため、単位セメント量を 1300kg/m³ 程度使用するグラウトでは、塩化物イオンの総量が 0.30kg/m³ を超える可能性があった。そこで、グラウト中の塩化物イオン量と鋼材腐食発生限界に関する既往の実験結果や、塩害で撤去された橋桁の解体調査結果において安全性が確保される値として、普通ポルトランドセメントの場合には、塩化物イオン量の制限値をセメント質量の 0.08%以下としている。なお、その他のセメントを使用する場合には、実験的検証が十分でないため、従来どおり 0.30kg/m³ 以下とする必要がある。	3) 従来、グラウトの圧縮強度は 20N/mm² 以上であることとしていたが、最近一般に使用されているグラウト用混和剤を用いたグラウトの実績や海外基準等を参考に 30N/mm² 以上を標準としている。 5)6) グラウト注入後のシース内に空隙の発生が懸念されるようなブリーディングや体積変化が生じないようにするため、ノンブリーディング型 (24 時間後 0.0%) のグラウト用混和剤を使用することを前提とし、体積変化率が-0.5%～0.5%の範囲内であることを標準としている。なお、体積変化率およびブリーディング率の測定は、長さ 1.0～1.5m の鉛直管の中心に PC 鋼材を配置した試験方法により行うことが望ましい。これは、シース内に配置された PC 鋼材に起因してブリーディング水が発生することを考慮する条件で行うもので、より実現象に近い試験方法である。 7) 従来、練混ぜ時に含まれる塩化物イオン量は、コンクリートに準拠して 0.30kg/m³ とされていた。しかし 2003 年にポルトランドセメントの JIS R 5210 が改正され、普通ポルトランドセメントの塩化物イオン含有量の制限値が 0.035%に引き上げられたため、単位セメント量を 1300kg/m³ 程度使用するグラウトでは、塩化物イオンの総量が 0.30kg/m³ を超える可能性があった。そこで、グラウト中の塩化物イオン量と鋼材腐食発生限界に関する既往の実験結果や、塩害で撤去された橋桁の解体調査結果における発生限界に対して安全性が確保される値として、塩化物イオン量の制限値を普通ポルトランドセメントの場合には、セメント質量の 0.08%以下としている。なお、その他のセメントを使用する場合には、実験的検証が十分でないため、従来どおり 0.30 kg/m³ 以下とする必要がある。	
17.6.7 プレグラウトされた PC 鋼材	20.4.7 プレグラウト PC 鋼材	(1) PC 鋼材は、JIS G 3536 に適合するもの又はこれと同等以上の特性や品質を有するものでなければならぬ。 (2) 使用する樹脂は、所定の緊張可能期間を有し、PC 鋼材を防食するとともに、部材コンクリートと PC 鋼材とを付着により一体化するものでなければならぬ。 (3) 被覆材は、所定の強度、耐久性を有し部材コンクリートと一体化が図れる

改定案	現行	備考
ることが確認されたものでなければならない。 (4) プレグラウトされた PC 鋼材として (1) から (3) を使用して加工された製品は、所要の耐久性を有していることが確認されたものでなければならない。	ものでなければならない。 (4) プレグラウト PC 鋼材として加工された製品は、所要の耐久性を有していない。	
ここで規定されているプレグラウトされた PC 鋼材とは、シース内に未硬化の樹脂又はグラウトがあらかじめ充てんされた緊張材で、緊張作業後に樹脂又はグラウトが硬化しシースと緊張材の付着が確保されるものを対象としている。あらかじめ充てんされている樹脂やグラウトは、温度履歴や時間の経過等とともに硬化する特性を有したものである。したがって、使用環境等に応じた適切な樹脂又はグラウトを選択することで、緊張作業時までは未硬化の状態を維持し、緊張作業後に硬化させることで現場でのグラウト作業を不要とするものである。 (1) 使用する PC 鋼材は設計の前提条件である所定の特性や品質を確保していることが確認されたものである必要がある。 (2) 使用する樹脂又はグラウトは、品質、性能及び安全性が確認されたものである必要がある。緊張作業時に未硬化の状態を維持できる等、設計で前提としている構造物品質に悪影響を与えない硬化特性を有する適切な樹脂やグラウトを使用環境や施工条件に応じて選定する必要がある。 (3) 被覆材に使用する材料は、品質、性能及び安全性が確認されたものである必要がある。被覆材の形状は、コンクリート部材と一体化が図れるものである必要がある。そのためには、適度の凹凸を有しておく必要がある。 被覆材は、プレグラウトされた PC 鋼材として加工された後でも、裸 PC 鋼材と同じコイル径で巻くことができるような、適度な可とう性を有することが望ましい。 (4) プレグラウトされた PC 鋼材として加工された製品は、耐食性、耐アルカリ性に対して所要の耐久性を有している必要がある。	(2) 使用する樹脂は、品質、性能及び安全性が確認されたものである必要がある。<u>一般には、エポキシ系のものが使用されている。</u> <u>緊張作業時に未硬化の状態を維持できるよう、使用環境や施工条件に応じて適切な樹脂を選定する必要がある。</u> (3) 被覆材に使用する材料は、品質、性能及び安全性が確認されたものである必要がある。<u>一般には、高密度ポリエチレンが使用されている。</u> 被覆材の形状は、部材コンクリートと一体化が図れるものである必要がある。そのためには、適度の凹凸を有しておく必要がある。 被覆材は、プレグラウト PC 鋼材として加工された後でも、裸 PC 鋼材と同じコイル径で巻くことができるような、適度な可とう性を有することが望ましい。 (4) プレグラウト PC 鋼材として加工された製品は、耐食性、耐アルカリ性に対して所要の耐久性を有している必要がある。	
17. 6. 8 貯蔵	20. 4. 9 貯蔵	
材料は、品質が変化しないように貯蔵されなければならない。 材料は、設計の前提条件である所定の特性や品質が確保されるように貯蔵する必要がある。品質を確保するために以下の点に注意し、貯蔵する必要がある。 1) 鉄筋は、油、ゴミ、泥等が付着するとコンクリートとの付着強度が低下するため、これらが付着しないように注意する。 2) PC 鋼材は、腐食、きず、変形及び熱の影響により品質が低下しやすく、また、PC	材料は、品質が変化しないように貯蔵しなければならない。 材料は、品質を確保するために以下の点に注意し、貯蔵するのが望ましい。 1) 鉄筋は、油、ゴミ、泥等が付着するとコンクリートとの付着強度が低下するため、これらが付着しないように注意する。 2) PC 鋼材は、腐食、きず、変形及び熱の影響により品質が低下しやすく、また、P	

改定案	現行	備考
に、油、ゴミ、泥等が付着すると、コンクリートとの付着強度が大きく低下するので、貯蔵の際には、これらについて特に注意する。<u>そのため、PC 鋼材を巻いて貯蔵する場合には、PC 鋼材の巻き直径は、鋼材の直径の 150 倍以上とするのがよい。</u> 3) シースは、ごみの付着、腐食、損傷、変形等により、PC 鋼材の配置やプレストレストングに有害な影響を与えないように、倉庫内あるいは適当な覆いをして貯蔵する。 4) 17.6.7 のプレグラウトされた PC 鋼材では、被覆材をきずつけないような柔軟な材質の梱包材を使用するとともに、両端の切断部から樹脂やグラウトが漏れ出さないように保護キャップを取付けておく。	C 鋼材に、油、ゴミ、泥等が付着すると、コンクリートとの付着強度が大きく低下するので、貯蔵の際には、これらについて特に注意する。 3) PC 鋼材を巻いて貯蔵する場合には、PC 鋼材の巻き直径は、鋼材の直径の 150 倍以上とするのが望ましい。 4) シースは、ごみの付着、腐食、損傷、変形等により、PC 鋼材の配置やプレストレストングに有害な影響を与えないように、倉庫内あるいは適当な覆いをして貯蔵する。 5) プレグラウト PC 鋼材では、被覆材をきずつけないような柔軟な材質の梱包材を使用するとともに、両端の切断部から樹脂が漏れ出さないように保護キャップを取付けておく。	
17.7 レディーミクスコンクリート (1) レディーミクスコンクリートは、設計及び施工計画でコンクリートに要求された性能を満足する品質が確認されたものでなければならない。 (2) レディーミクスコンクリートは、1) から 4) の規定に従って選定、指示、品質確認を行うことを原則とする。 1) レディーミクスコンクリートを用いる場合には、日本工業規格表示許可を受けた工場又はこれに準じる工場から選定し、かつ、使用材料及び配合が適切であることを事前に確認する。なお、品質管理については、十分な知識を有する技術者が常駐して管理を行っていることを確認する。 2) レディーミクスコンクリートの品質については、JIS A 5308 に規定の事項による。 3) レディーミクスコンクリートの受入れにあたっては、日時、コンクリートの種類、数量、荷おろし場所、配車の間隔等を検討し、コンクリートの打込みが円滑に行われるようにする。 4) 受入れ時等のコンクリートの品質試験及び検査は、JIS A 5308 に規定する強度、スランプ、空気量、塩化物含有量より行う。また、試験頻度は JIS A 5308 による他、協議して定める。なお、検査の結果、コンクリートの品質に問題があることが疑われる場合には、適切な処置を行う。 コンクリート橋工事で多く用いられているレディーミクスコンクリート固有の事項について、本節で規定されている。 (1) 使用するレディーミクスコンクリートは設計の前提条件である所定の特性や品質を確保していることが確認されたものである必要がある。	20.5 レディーミクスコンクリート (1) レディーミクスコンクリートは、設計及び施工計画でコンクリートに要求された性能を満たす品質でなければならない。 (2) レディーミクスコンクリートは、(3) から (6) の規定に従って選定、指示、品質確認を行うことを標準とする。 (3) レディーミクスコンクリートを用いる場合においては、日本工業規格表示許可を受けた工場又はこれに準じる工場から選定し、かつ、使用材料及び配合が適切であることを事前に確認する。なお、品質管理については、十分な知識を有する技術者が常駐して管理を行っていることを確認する。 (4) レディーミクスコンクリートの品質については、JIS A 5308 に規定の事項による。 (5) レディーミクスコンクリートの受入れにあたっては、日時、コンクリートの種類や数量、荷おろし場所、配車の間隔等を検討し、コンクリートの打込みが円滑に行われるようにする。 (6) 受入れ時等のコンクリートの品質試験及び検査は、JIS A 5308 に規定する強度、スランプ、空気量、塩化物含有量より行う。また、試験頻度は JIS A 5308 によるほか、当事者間で協議して定める。なお、検査の結果、コンクリートの品質に問題があることが疑われる場合には、適切な処置を行う。 コンクリート橋工事で多く用いられているレディーミクスコンクリート固有の事項について、この節で規定している。	

改定案	現行	備 考
(2) レディーミクスコンクリートの所要の性能を確保するために考慮すべき項目が具体的に示されたものである。 1) 工場の選定にあたっては、輸送時間、工場の製造・運搬能力、品質管理状態を十分に把握しておく必要がある。また、工場は、日本工業規格表示許可を受けている工場を選定することが望ましい。なお、認定を受けていない工場からやむを得ず選定する場合は、使用材料、工場の製造設備、品質管理状態、技術者駐在の有無等を十分調査するとともに、必要に応じて立入検査を行い、所定の品質のコンクリートが得られることを確認する必要がある。日本工業規格表示許可工場にあっては、製造設備、製造技術、品質管理状態等に差があるので、定期的に品質管理が行われていることを確認しておくことよい。 品質管理については、コンクリート主任技士又はコンクリート技士の資格を持つ技術者、あるいはこれらと同等以上の知識・経験を有する技術者が常駐して管理を行うことを確認する必要がある。 2) 品質については、設計で要求された性能を確保するため、JIS A 5308 に規定の項目によることを標準とされている。ただし、高流動コンクリート等これによれないものについては必要な項目について所要の品質及び特性を確保する必要がある。 3) 設計で要求されたコンクリートの品質を確保するためには、打込み開始から打込み終了までを計画した時間内で中断することなく完了させる必要がある。そのため、受入れにあたっては、日時、コンクリートの種類や数量、荷おろし場所、配車の間隔等を検討する必要がある。 4) 受入れ時等のコンクリートの品質は、強度、スランプ又はスランプフロー、空気量、塩化物含有量等を試験により確認を行うこととされている。また、コンクリートの圧縮強度試験用供試体は受入れ時に作成するものとし、JIS A 5308 の規定により製作する必要がある。また、コンクリートの各品質管理試験の頻度は、JIS A 5308 によるほか、当事者間で協議して決める必要がある。なお、指示した品質と異なるコンクリートが運搬されることも考えられるので、荷おろし場所では、納入書による確認とともに、荷おろし中のコンクリートを観察して、所定の品質のコンクリートであることを確認する必要がある。また、促進強度試験、フレッシュコンクリートの分析による水セメント比の分析等の試験を適宜行うことは、コンクリートの品質の早期確認に有効である。	(3) 工場の選定にあたっては、輸送時間、工場の製造・運搬能力、品質管理状態を十分に把握しておく必要がある。また、工場は、日本工業規格表示許可を受けている工場を選定することが望ましいが、受けていない工場からやむを得ず選定する場合は、使用材料、工場の製造設備、品質管理状態、技術者駐在の有無等を十分調査するとともに、必要に応じて立入検査を行い、所定の品質のコンクリートが得られることを確認する必要がある。日本工業規格表示許可工場にあっては、製造設備、製造技術、品質管理状態等に差があるので、定期的に品質管理が行われていることを確認しておくことよい。 品質管理については、コンクリート主任技士又はコンクリート技士の資格を持つ技術者、あるいはこれらと同等以上の知識・経験を有する技術者が常駐して管理を行うことを確認する必要がある。 (4) 品質については、設計で要求された性能を確保するため、JIS A 5308 に規定の項目によることを標準としている。ただし、高流動コンクリート等これによれないものについては必要な項目について所要の品質及び特性を確保する必要がある。 (6) 受入れ時等のコンクリートの品質は、強度、スランプ又はスランプフロー、空気量、塩化物含有量等を試験により確認を行うこととされている。また、コンクリートの圧縮強度試験用供試体は受入れ時に作成するものとし、JIS A 5308 の規定により製作する必要がある。また、コンクリートの各品質管理試験の頻度は、JIS A 5308 によるほか、当事者間で協議して決める必要がある。なお、指示した品質と異なるコンクリートが運搬されることも考えられるので、荷おろし場所では、納入書による確認とともに、荷おろし中のコンクリートを観察して、所定の品質のコンクリートであることを確認する必要がある。また、促進強度試験、フレッシュコンクリートの分析による水セメント比の分析等の試験を適宜行うことは、コンクリートの品質の早期確認に有効である。	
17.8 架設	20.12 架 設 20.12.1 一 般	
(1) 架設は、原則として設計で定めた施工方法及び施工順序によって施工され	(1) 架設にあたっては、構造物の所定の品質、精度を確保できるよう部材及び	

改定案	現行	備考
なければならぬ。 (2) 設計時に考慮した施工方法又は施工順序と異なる方法を用いる場合には、改めて架設時及び完成時の応力及び変形について検討し、安全性、耐久性及びそれらの設計の前提条件等との適合性が確かめられなければならない。	構造の特性や施工条件を十分考慮し、架設設備及び架設作業についてその計画をたて、安全に施工しなければならぬ。 (2) 設計時に考慮した架設方法と異なる方法により架設する場合には、架設時及び完成後の応力と変形について検討しなければならない。	
(1) 架設とは、支保工、架設用作業車、架設桁等を用いて桁や部材を施工する作業又はあらかじめ製作された桁や部材を据付ける作業をいう。 コンクリート部材は、二次応力や残留応力の影響を適切に考慮された設計がなされることとがこの編での設計の前提となるが、これらは施工方法や施工順序により変わってくる。そのため、コンクリート橋の架設は、設計で定めた施工方法及び施工順序によって適切かつ確実に施工する必要がある。 架設においては、橋の規模・構造条件、架設機材の構成、施工時荷重等の条件によっては、完成時のみならず架設時の安全性確保に十分な配慮が必要となる場合がある。したがって、適切に架設計画を立て、架設時の構造系に対して橋体の安全性の照査を行う必要がある。架設時の安全性の確保にあたっては、次の事項について特に注意する必要がある。 1) 構造系が施工順序によって経時的に変化する施工方法では、施工段階に応じた構造解析により、架設時及び完成時の全体構造系の安全性及び構造物の性能確保の前提となっている施工の条件等との適合性を確かめる必要がある。	(1)(2) 架設とは、支保工、架設用作業車、架設桁等を用いて製作する作業又はあらかじめ製作された桁や部材を据付ける作業をいう。プレキャスト部材は、コンクリート橋が完成した後の各種の荷重作用に対して安全であるように設計されているが、架設時には、比較的不安定な状態にあることが多い。また場所打ちによる部材はコンクリートの打止め位置により架設系で発生する断面力が異なり、完成時で想定しているものより大きくなる場合がある。以上のことを考慮し、部材に有害な応力が生じないように注意する必要がある（「コンクリート道路橋施工便覧」（日本道路協会、平成10年1月）参照）。	
20.12.2 安全性の確認 架設にあたっては、必要に応じて各部材に生じる応力及び変形について検討し、安全性を確かめなければならない。なお、架設時における部材の許容応力度は、3章の規定による。 架設にあたっては、次の事項について検討しておく必要がある。 1) 部材の仮支持の状態における安全性（傾斜、横座屈、風荷重、地震の影響等に対して） 2) 部材吊上時の状態における安全性（傾斜、横座屈等に対して） 3) 架設桁上を運搬する場合には、既架設部材の安全性 4) 架設用作業車、架設桁の安全性（強度、たわみ、転倒、逸走、組立解体等に対して） 5) 支保工の安全性（コンクリート打込み時、地盤の不等沈下等に対して） 設計で前提とする部材状態の確保（二次応力、残留応力、ひび割れ） 架設設備の安全性は、Ⅱ編「クレーン等安全規則」（厚生労働省令）、「クレーン構造規格」（厚生労働省告示）等の関係法令を遵守する必要がある。また、具体の検討については、「コンクリート道路橋施工便覧」（日本道路協会、平成10年1月）を参照するのがよい。 安全性の確認に用いる荷重等は、関係法令を遵守するだけでなく、周辺状況や施工期間等の架設状況も考慮し、適切に設定される必要がある。また、設計で前提とする部材状態の確保にあたっては、温度差、温度変化、クリープ、乾燥収縮の影響等、通常の設計で考慮する荷重を適切に組合せるとともに、死荷重、活荷重、風荷重、地震の影響、プレストレスも適切に組合せる必要がある。さらには施工過程上生じるコンクリート打設時の温度	架設にあたっては、必要に応じて各部材に生じる応力及び変形について検討し、安全性を確かめなければならない。なお、架設時における部材の許容応力度は、3章の規定による。 架設にあたっては、次の事項について検討しておく必要がある。 1) 部材の仮支持の状態における安全性（傾斜、横座屈、風荷重、地震の影響等に対して） 2) 部材吊上時の状態における安全性（傾斜、横座屈等に対して） 3) 架設桁上を運搬する場合には、既架設部材の安全性 4) 架設用作業車、架設桁の安全性（強度、たわみ、転倒、逸走、組立解体等に対して） 5) 支保工の安全性（コンクリート打込み時、地盤の不等沈下等に対して） 架設設備の安全性を検討する場合には、「コンクリート道路橋施工便覧」（日本道路協会、平成10年1月）を参照するとともに、鋼橋編「クレーン等安全規則」（厚生労働省令）、「クレーン構造規格」（厚生労働省告示）等を遵守する必要がある。	

改定案	現行	備考
応力、打継ぎ面を介した旧部材からの拘束応力、PC鋼材の曲げ配置形状に伴って発生する上下方向・横方向腹圧力等も、架設設計計算上は、外力として扱うことも考えられ、架設条件に合わせて適切に組合せる必要がある。 架設計画で想定した条件が実現されるためには、荷重の設定に加えて、境界条件の不確実性ができるだけ小さくなるように資機材や支保工の支持点の設計にも十分配慮する必要がある。 3) 架設設備や橋体に影響する作用は、橋体の構造条件や支持条件によっては単純化された構造モデルでは不十分となる可能性がある。このため、これらの作用に対して安全性が確保されるよう、実際の架設設備や施工状況と設計計算モデルとの間に相違がないようにする必要がある。 4) 荷重支持点等の局部的に応力が集中する箇所については、設計で前提としていないひび割れや変形が生じないよう、支持点の構造細目に注意し、反力が安全性を確保しなから伝達される必要がある。 5) 架設時は、荷重支持点のジャッキ反力・変位、橋体や架設設備の傾斜、変位等、安全性の確保等に必要な管理値を適宜設定し、架設計画で想定した状態から逸脱しないよう管理する必要がある。 6) プレキャスト部材は、コンクリート橋が完成した後の各種の荷重作用に対して安全であるように設計されているが、架設時には、比較的不安定な状態にあることが多い。また場所打ちによる部材はコンクリートの打止め位置により架設系で発生する断面力が異なり、完成時で想定しているものより大きくなる場合がある。以上のことを考慮し、部材に設計の前提条件と適合しない有害な応力が生じないように注意する必要がある。 (2) 5.1.1のとおり、この編に従いコンクリート部材を設計するにあたって、その安全性を確保する前提として、二次応力について十分配慮されていること、また、残留応力の影響が適切に考慮されていることが求められている。これらは、架設工法や手順、コンクリートの打設順序や打設量によっても変わってくるもので、施工時に、架設中及び施工途中の安全性と設計の前提条件との適合性の観点で、架設時の設計を行う必要がある。 同一構造物でも架設工法が変わると、コンクリートの自重、導入プレストレス、クリープ等により発生する応力が異なってくる。例えば、固定支保工で架設する場合、張出工法で架設する場合、押出し工法で架設する場合等がある。したがって、架設計画をたてる場合は、改めて本体の設計計算書を確認し、これらによる発生応力がどのような仮定で計算されているかを把握し、設計で考慮されていない架設時に発生した応力は、架設後に残さないように検討する必要がある。設計時に仮定した施工方法と異なる方法を用いることで、発生応力が大きく変化するような場合には、橋体の変形に大きな差が生じ、主桁閉合がある場合には大きなずれが生じることもある。このような工法をどうしても採用しなればならない場合には、あらかじめ架設途中と完成時における橋体の応力を照査し安全性		

改定案	現行	備考
を確認する必要がある。このときの構造解析にあたっては、3.7の規定による必要がある。 <u>複数の PC 鋼材に一度にプレストレスを導入されると局所応力の発生により、ひび割れが発生するおそれがある。その場合には、数回に分けたり、緊張順序を見直す必要がある。</u> <u>また、途中においても確実に応力調整が行われていることを確認しながら作業を進めるため、必要に応じて、変位やひずみ、ジャッキ反力等の計測について計画を行うのがよい。</u>		
17.9 コンクリート工 (1) コンクリートの施工にあたっては、所要の品質を確保できるように、コンクリートの運搬方法、運搬路、打込み場所、打込み方法、打込み順序、1回の打込み量、養生方法、打継目の処理方法について、あらかじめ計画を立てられなければならない。また、所要の品質が得られるように、施工時の環境条件、構造条件に応じた適切な処置が行われなければならない。 (2) コンクリートの施工は、(3)から(8)の方法によることを原則とする。 (3) 運搬 1) コンクリートは、材料の分離を生じさせないように適切な方法で運搬し、打込む。 2) コンクリートポンプを用いる場合には、コンクリートの打設方法を考慮して、適切なコンクリートポンプの機種を選定する。また、輸送管の配置にあたっては、鉄筋、型枠及び支保工に有害な振動、変形を与えないようにする。 (4) 打込み 1) コンクリートの打込みは、雨天又は強風時に行わない。 2) コンクリートの打込み前には、打込み設備及び型枠内を清掃して、コンクリート中への雑物の混入を防ぐ。コンクリートの水分を吸水するおそれのある部分は、あらかじめ湿潤状態にしておく。 3) 所要の性能が確保されるよう、適切に打込み時のコンクリート温度を定める。 (5) 締固め 1) コンクリートの締固めは、内部振動機を用いることを標準とし、薄い壁等内部振動機の使用が困難な部分には、型枠振動機を併用する。 2) コンクリートの締固めにあたっては、コンクリートが鋼材の周囲及び型枠のすみずみに行きわたるようにする。	20.6 コンクリート工 (1) コンクリートの施工にあたっては、所定の品質を確保できるように、コンクリートの運搬方法、運搬路、打込み場所、打込み方法、打込み順序、1回の打込み量、養生方法、打継目の処理方法について、あらかじめ計画を立てられなければならない。また、所定の品質が得られるように、施工時期の気象条件に応じた適切な処置を行わなければならない。 (2) コンクリートの施工は、(3)から(8)の方法によることを標準とする。 (3) 運搬 1) コンクリートは、材料の分離が生じないように適切な方法で運搬し、打込む。 2) コンクリートポンプを用いる場合には、コンクリートの打設方法を考慮して、適切なコンクリートポンプの機種を選定する。また、輸送管の配置にあたっては、鉄筋、型枠及び支保工に有害な振動、変形を与えないようにする。 (4)打込み 1) コンクリートの打込みは、雨天又は強風時に行わない。 2) コンクリートの打込み前には、打込み設備及び型枠内を清掃して、コンクリート中への雑物の混入を防ぐ。コンクリートの水分を吸水するおそれのある部分は、あらかじめ湿潤状態にしておく。 3) 暑中コンクリートを施工する場合には、打込み時のコンクリート温度は、30℃以下とする。 4) 寒中コンクリートを施工する場合には、打込み時のコンクリート温度は、5～20℃の範囲とする。 (5) 締固め 1)コンクリートの締固めは、内部振動機を用いることを標準とし、薄い壁等内部振動機の使用が困難な部分には、型枠振動機を併用する。 2) コンクリートの締固めにあたっては、コンクリートが鉄筋の周囲及び型枠のすみずみに行きわたるようにする。	

改定案	現行	備考
(6) 養生 1) コンクリートは、打込み後に、乾燥、低温、急激な温度変化による有害な影響を受けないように養生する。 2) コンクリートの硬化中は、有害な振動、衝撃等の影響を受けないように養生する。 3) 養生方法は、湿潤養生とすることを標準とする。普通ポルトランドセメントを用いる場合には、少なくともコンクリートの打込み後5日間、早強ポルトランドセメントを用いる場合には、少なくともコンクリートの打込み後3日間養生する。高炉セメントを用いる場合にも適切な養生期間を定め、コンクリートの打込み後、定めた期間以上養生する。なお、養生水に海水を用いない。気温が低い時期に床版のコンクリート等を施工する場合には、コンクリートの圧縮強度が15N/mm²程度に達するまでは適切な保温設備のもとに養生を行う。 4) 寒中コンクリートの場合には、養生中にコンクリートが凍結しないようにする。 5) 蒸気養生を行う場合には、コンクリートの打込み後2時間以上経過してから加熱を始める。養生室の温度上昇は、原則として15℃以下とし、養生中の温度は、65℃以下とする。また、養生終了後は急激に温度を降下させない。 (7) 打継目 1) 設計で定められた打継目の位置及び構造は変更しない。 2) 打継目は、せん断力の小さい位置に設け、PC鋼材定着部背面等の常時引張応力が作用する断面を避け、部材に圧縮力が作用する方向と直角に設ける。 3) 打継目については、温度応力及び乾燥収縮によるひび割れが発生しないように考慮する。 4) 打継目は、コンクリート表面のレイタンス、緩んだ骨材等を完全に取り除き、十分吸水させてコンクリートを打継ぐ。 5) 塩害の影響を受けることが予想される構造物においては、打継目をできるだけ少なくし鉛直打継目はできるだけ避ける。 6) コンクリートを多層に分けて打込むときは、打重ね部において上層のコンクリートと下層のコンクリートの一体性を確保し、耐久性に悪影響を及ぼすようなひび割れ、コールドジョイントを生じさせないようにする。 (8) マスコンクリート	(6) 養生 1) コンクリートは、打込み後に、乾燥、低温、急激な温度変化による有害な影響を受けないように養生する。 2) コンクリートの硬化中は、有害な振動、衝撃等の影響を受けないように養生する。 3) 養生方法は、湿潤養生とすることを標準とする。普通セメントを用いる場合には、少なくともコンクリートの打込み後5日間、早強セメントを用いる場合には、少なくともコンクリートの打込み後3日間養生する。なお、養生水に海水を用いない。気温が低い時期に床版のコンクリート等を施工する場合には、コンクリートの圧縮強度が15N/mm²程度に達するまでは適当な保温設備のもとに養生を行う。 4) 寒中コンクリートの場合においては、養生中にコンクリートが凍結しないようにする。 5) 蒸気養生を行う場合には、コンクリートの打込み後2時間以上経過してから加熱を始める。養生室の温度上昇は、原則として1時間あたり15℃以下とし、養生中の温度は、65℃以下とする。 (7) 打継目 1) 設計で定められた打継目の位置及び構造は変更しない。 2) 打継目は、せん断力の小さい位置に設け、部材の圧縮力の作用する方向と直角に設けることとする。 3) 打継目については、温度応力及び乾燥収縮によるひび割れが発生しないように考慮する。 4) 打継目は、コンクリート表面のレイタンス、緩んだ骨材等を完全に取り除き、十分吸水させて、コンクリートを打継ぐ。 5) 塩害の影響を受けることが予想される構造物においては、打継目をできるだけ少なくし鉛直打継目はできるだけ避ける。 6) コンクリートを多層に分けて打込むときは、打重ね部において上層のコンクリートと下層のコンクリートの一体性を確保し、耐久性に悪影響を及ぼすようなひび割れ、コールドジョイントを生じさせないようにする。 (8) マスコンクリート	

改定案	現行	備考
セメントの水和熱に起因する温度応力によるひび割れが懸念される場合には、設計で前提としている断面の状態が確保され、また、残留応力等が供用期間中の設計の前提条件に悪影響を与えないように、材料、打込み方法、養生方法等について検討を行い、設計で想定していないひび割れ及び残留応力が発生しないようにしなければならない。	セメントの水和熱に起因する温度応力によるひび割れが懸念される場合には、材料、打込み方法、養生方法等について検討を行い、構造物の機能上有害となるひび割れの発生を防止する。	
(1) コンクリートの打込みにあたっては、所定の強度並びに耐久性を得るために、材料分離を防ぎ、均質なコンクリートを打込むことが大切である。したがって、あらかじめその工事の規模や建設地点の状況に応じたコンクリートの運搬及び打込み等の計画を立てる必要がある。 (2) コンクリートの施工において、コンクリートが所要の性能を確保するために考慮すべき項目が具体的に規定されたものである。 (3) 1) 運搬距離が長い場合や、分離抵抗性の小さいコンクリートを運搬する場合は、攪拌機能を有したトラックアジテータ車を用いて運搬する必要がある。レディーミックスコンクリートを使用する場合には、JIS A 5308 の運搬に関する規定に従う必要がある。練り混ぜてから打込みが終了するまでの時間は、原則として、外気温が 25℃以上の場合は、1.5 時間以内、25℃未満の場合でも 2 時間を超えないことが望ましい。 2) 輸送管は、水平又は上向きに配置することが望ましい。また、ポンプの輸送管はコンクリート圧送中に動くので、直接、鉄筋あるいは型枠等の上に配置しない、上に配置することが望ましい。 (4) 1) 2) コンクリートの打込みにあたっては、材料分離がなく均質なコンクリートを打込むことが重要である。また、打込み設備及び型枠内を清掃して、コンクリート中への異物が混入することを防ぐ必要がある。また、打込まれたコンクリートの水分が吸水される場合、ひび割れが生じる可能性が高くなるので、吸水するおそれのある部分はおおむね湿潤状態にしておく必要がある。雨天、強風時にコンクリートの水セメント比が上昇したり、乾燥によりひび割れが生じやすくなるので、雨天、強風時の施工を原則として行わないこととし、やむを得ずコンクリートを打込む場合は、遮蔽設備を設ける必要がある。 3) 打込み時の気温が高い場合、それに伴いコンクリート温度も高くなる。コンクリート温度が高いと、所要のワーカビリティを得るのに必要な単位水量が多くなり、また、長期材齢における強度の発現に悪影響を与える。一方、打込み時の気温が低い場合には、コンクリートの硬化が遅延し、硬化前のコンクリートが凍結すると、強度、耐久性、水密性等が低下し所要の品質が得られないおそれがある。このため、気象条件に応じて、個別に性能を検討したり、多くの実績等から所要の品質を確保できることが確認された	(1) コンクリートの打込みにあたっては、所定の強度ならびに耐久性を得るために、材料分離を防ぎ、均質なコンクリートを打込むことが大切である。したがって、あらかじめその工事の規模や建設地点の状況に応じたコンクリートの運搬及び打込み等の計画を立てる必要がある。 (3) 1) 運搬距離が長い場合や、分離抵抗性の少ないコンクリートを運搬する場合は、攪拌機能を有したトラックアジテータ車を用いて運搬する必要がある。レディーミックスコンクリートを使用する場合には、JIS A 5308 の運搬に関する規定に従う必要がある。練り混ぜてから打込みが終了するまでの時間は、原則として、外気温が 25℃以上の場合は、1.5 時間以内、25℃未満の場合でも 2 時間を超えないことが望ましい。 2) 輸送管は、水平又は上向きに配置することが望ましい。また、ポンプの輸送管はコンクリート圧送中に動くので、直接、鉄筋あるいは型枠等の上に配置しないで、支持台の上に配置することが望ましい。 (4) 1) 2) 3) 4) コンクリートの打込みにあたっては、材料分離がなく均質なコンクリートを打込むことが重要である。また、打込み設備及び型枠内を清掃して、コンクリート中への異物が混入することを防ぐ必要がある。また、打込まれたコンクリートの水分が吸水された場合、ひび割れが生じる可能性が高くなるので、吸水するおそれのある部分はおおむね湿潤状態にしておく必要がある。雨天、強風時にコンクリートの水セメント比が上昇したり、乾燥によりひび割れが生じやすくなるので、雨天、強風時の施工を原則として行わないこととし、やむを得ずコンクリートを打込む場合は、遮蔽設備を設ける必要がある。 コンクリート温度が高いと、所要のワーカビリティを得るのに必要な単位水量が多くなり、また、長期材齢における強度の発現に悪影響を与えるので、これによるコンクリートの品質の低下を防止する必要がある。このため、日平均気温が 25℃を超えることが予想される暑中コンクリートを施工する場合は、打込み時のコンクリート温度は、30℃以下を標準とする。コンクリート温度がこの値以上になるおそれのある場	

改定案	現行	備考
コンクリート温度の範囲で打込みを行う必要がある。 気温が高い場合の従来実績では、日平均気温が 25℃を超えることが予想される暑中コンクリートの施工においては、打込み時のコンクリート温度は、30℃以下を標準としてきた。コンクリート温度がこの値以上になるおそれのある場合は、コンクリートの打込みを中止し、気温の低いときに打込むのがよい。やむを得ない場合でも、打込み時のコンクリート温度は 35℃を超えないようにするのが望ましい。練り上がりコンクリート温度を低くするためには、低い温度の練混ぜ水や骨材を用いること等について検討するのがよい。 また、気温が低い場合の従来実績では、日平均気温が 4℃以下となることが予想される寒中施工においては、打込み温度は 5～20℃の範囲とすることを標準としてきた。気象条件が厳しい場合や薄い部材の場合には、最低でも 10℃程度を確保するのがよい。 また、コンクリート温度が高くなる場合には、外気温とコンクリートの温度差によって大きな温度応力が生じるおそれがあるので、寒中でコンクリートを打込む場合には、コンクリート温度を 20℃以下とするのが望ましい。 (5) 1) 2) 所要の品質を確保するためにはコンクリートは十分に締固められ、すみずみまで充てんされている必要がある。そのため、内部振動機を用いることが標準とされている。薄い壁等の内部振動機の使用が困難な部分には、型枠振動機を併用する等の検討が必要がある。内部振動機は、コンクリートのコンシステンシー、部材断面の形状寸法、鉄筋の配置状態、型枠の種類等を考慮してその機種を選定する必要がある。なお、型枠振動機は、局所的な効果しかないものと考えて、数多く配置するのがよい。その場合には、型枠は堅固に組立てておく必要がある。 鉄筋あるいはシースが特に錯綜している箇所は未充てんとなる可能性が高いため、直径の細い内部振動機を用いて入念に締固める必要がある。一箇所に山積みしたコンクリートを、振動機を用いて横方向に移動させると、材料分離が著しくなる場合があるので、コンクリートポンプを用いる場合は、輸送管及び先端ホースを必要に応じて移動させる等して、打込み部分へ均質なコンクリートを供給することが大切である。内部振動機は、できる限り鉛直に一樣な間隔に挿入することが望ましい。また、その間隔は、振動の有効範囲を考慮して決めることが望ましい。なお、流動性を高め自己充てん性が確保されるコンクリートについては、必ずしも振動締固めを行わなくてもよい。 また、複合構造の接合部のように、閉塞断面や縦横断勾配の影響により鋼材とコンクリートの境界に空隙が生じやすい箇所においては、入念に締固めを行うとともに、充てん性に優れた材料選定や空気抜きを設置する等の配慮が必要である。	合は、コンクリートの打込みを中止し、気温の低いときに打込むことが望ましい。やむを得ない場合でも、打込み時のコンクリート温度は 35℃を超えてはならない。 日平均気温が 4℃以下となることが予想される寒中施工の場合には、打込み温度は最低でも 10℃程度を確保する必要がある。コンクリート温度が高くなる場合には、外気温とコンクリートの温度差によって大きな温度応力が生じるおそれがあるので、寒中でコンクリートを打込む場合には、コンクリート温度を 20℃以下とする必要がある。 (5) コンクリートの締固めは、内部振動機を用いることを標準とし、薄い壁等の内部振動機の使用が困難な部分には、型枠振動機を併用する必要がある。内部振動機は、コンクリートのコンシステンシー、部材断面の形状寸法、鉄筋の配置状態、型枠の種類等を考慮してその機種を選定する必要がある。なお、型枠振動機は、局所的な効果しかないものと考えて、数多く配置するのがよい。その場合には、型枠は堅固に組立てておく必要がある。 鉄筋あるいはシースが特に錯綜している箇所には、直径の細い内部振動機を用いて入念に締固める必要がある。一箇所に山積みしたコンクリートを、振動機を用いて横方向に移動させると、材料分離が著しくなる場合があるので、コンクリートポンプを用いる場合は、輸送管及び先端ホースを必要に応じて移動させる等して、打込み部分へ均質なコンクリートを供給することが大切である。内部振動機は、できる限り鉛直に一樣な間隔に挿入することが望ましい。また、その間隔は、振動の有効範囲を考慮して決めることが望ましい。 なお、流動性を高め自己充てん性が確保されたコンクリートについては、必ずしも振動締固めを行わなくてもよい。	
(6) 1) コンクリートは、打込み後ごく早い時期に、直射日光や風等により表面だけが急激に乾燥するとひび割れが生じる。 2) 硬化していないコンクリートは、振動、衝撃等の作用によってひび割れ等の損傷が生	(6) コンクリートは、打込み後ごく早い時期に、直射日光や風等により表面だけが急激に乾燥するとひび割れが生じる。また、内部の水分が失われるとセメントの水和反応が十分に行われず、強度の発現が期待できなくなる。したがって、打ち終わったコンクリー	

改定案	現行	備考
<u>じ易い。</u> 3) コンクリートは、<u>内部の水分が失われるとセメントの水和反応が十分に行われず、強度の発現が期待できなくなる</u>。したがって、打ち終わったコンクリートを、これらの項に規定される期間、常に湿潤状態に保つことが必要である。 <u>普通ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメント以外のセメントを用いる場合には、所定の品質が確保される湿潤養生期間を確認しておく必要がある</u>。実績では、高炉セメントB種を用いる場合には、少なくとも打込み後7日間の養生期間を確保する場<u>合が多い。</u> <u>なお、床版コンクリートを施工する場合、気温が低い時期には、コンクリートの圧縮強度が 15N/mm² 程度に達するまでは適当な保温設備のもとに養生を行うものとし、15N/mm²程度に達するまではコンクリート温度を 5℃以上に保ち、さらに 2 日間程度は 0℃以上に保つことが望ましい。</u> 4) <u>外気温が低い場合には、セメントの水和反応が阻害され強度発現が遅れたり、初期凍害を受けるおそれがある</u>。寒中コンクリートの場合には、打込み後の初期に凍結しないように十分保護する。<u>風はコンクリート表面からの水の蒸発を促進し、表面付近のコンクリート温度を低下させるため、特に風を防ぐ等の注意が必要である。</u> 5) <u>蒸気養生を行う場合、形成後すぐに蒸気を通して、急速な温度上昇や、非常に高い温度で養生することは有害な影響を及ぼすおそれがある。</u> (7)1) <u>打継目の位置は、施工性を考慮し、構造物の強度、耐久性及び外観を考慮して設計により定められたものであるから、変更しないこととされている</u>。やむを得ず、設計で定められていない打継目を設ける場合は、構造物の性質等をよく理解した上で、その位置、方向、構造及び施工方法を定める必要がある。 2) <u>打継目は引張力やせん断力に対して弱点になりやすいので、打継目を部材の圧縮力の作用する方向と直角にすることが必要で、かつ打継目はできるだけせん断力の小さい位置に設けることが望ましい</u>。したがって、設計時点から、圧縮応力の伝達が明確であるように構造の詳細が検討されている必要がある。 <u>また、鉄筋コンクリート部材の設計と同様に、常時引張力が作用する場合には、接合部についてコンクリートの付着強度を期待しないことを基本とすれば、常時引張力が作用する方向には打ち継ぎ目を設けないことが原則と解される</u>。やむを得ず、常時引張力が作用する箇所に打継目を設ける場合は、別途、常時引張力を分担できる面荷機構を設ける必要がある。 3) <u>打継目には、水和熱による温度応力、外気温の影響による温度応力、乾燥収縮等によりひび割れが生じるおそれがある</u>。したがって、新旧コンクリートの温度差が小さくなるように施工する必要がある。また、打継目付近には、スターラップあるいは配力鉄筋等を他の部分と比較して密に配置する等の処置を講じる必要がある。	トを、これらの項に規定する期間、常に湿潤状態に保つことが必要である。 <u>また、床版コンクリートを施工する場合、気温が低い時期には、コンクリートの圧縮強度が 15N/mm² 程度に達するまでは適当な保温設備のもとに養生を行うものとし、15N/mm² 程度に達するまではコンクリート温度を 5℃以上に保ち、さらに 2 日間程度は 0℃以上に保つことが望ましい。</u> <u>また、寒中コンクリートの場合には、打込み後の初期に凍結しないように十分保護し、特に風を防ぐ必要がある。</u> (7)1) <u>打継目の位置は、施工性を考慮し、構造物の強度、耐久性及び外観を考慮して設計により定められたものであるから、変更しないこととしている</u>。やむを得ず、設計で定められていない打継目を設ける場合は、構造物の性質等をよく理解した上で、その位置、方向、構造及び施工方法を定める必要がある。 2) <u>打継目はせん断力に対して弱点になりやすいので、打継目はできるだけせん断力の小さい位置に設けること、打継目を部材の圧縮力の作用する方向と直角にすることが必要である。</u> 3) <u>打継目には、水和熱による温度応力、外気温の影響による温度応力、乾燥収縮等によりひび割れが生じるおそれがある</u>。したがって、新旧コンクリートの温度差が小さくなるように施工する必要がある。また、打継目付近には、スターラップあるいは配力鉄筋等を他の部分と比較して密に配置する等の処置を講じる必要がある。	

改定案	現行	備考
4) 旧コンクリート表面に残留した水は、新コンクリートを打込む前に除去する必要がある。 洗い出し仕上げにおいて、遅延剤を使用する場合は、散布時期、散布量、圧力水による処理の時期等により、仕上げ具合にむらが生じたり、骨材の緩みが生じたりすることがある。<u>したがって、使用する遅延剤ごとに適切な処理方法をあらかじめ確認した上で打継目の処理を実施する必要がある。</u> 5) コンクリートの打継目は、塩分や水が浸透しやすく防食上の弱点となりやすい。したがって、打継目ができるだけ少なくなるようにコンクリートの打込み計画を検討する必要がある。 6) 下層のコンクリートが固まり始めている場合に、そのまま上層コンクリートを打込むとコールドジョイントができるおそれがある。これを防ぐために、コンクリートの種類及び品質、練混ぜ開始から打込み終了までの経過時間、コンクリートの温度、締固め方法等の影響を考慮して、打継ぎの時間間隔を設定し管理することが大切である。 特に暑中コンクリートは凝結が早いいため、通常のコンクリートに比べてコールドジョイントが生じやすい。このため、暑中コンクリートの打込みは、コールドジョイントを作らないように、迅速に行う必要がある。また、大量のコンクリートを広い面積にわたって打込む場合、上層のコンクリートを打込むまでに長い時間がかかることがあるが、その場合にも同様の注意が必要である。 コンクリートの許容打継ぎ時間は、セメントの種類、混和剤の種類、使用量、コンクリートの温度、外気温等により異なる。コールドジョイントが発生しやすくなる場合には、遅延型の AE 減水剤等の使用、リフト高さの低減等の対策を講じる必要がある。 (8) セメントの水和熱に起因する温度応力によるひび割れを防止又は制御するために、材料及び配合の適切な選定、打継目の位置、打込み時間の間隔の選定、型枠の材料や構造、コンクリートの冷却、養生方法の選定等の検討が必要である。 また、施工時には設計時に想定した条件を現地で確認し、条件が異なっている場合は、再度検討を行い、原則として、設計の前提条件を確保するための措置を行う。さらに、5章に規定されている部材設計における共通事項の意図するところを十分に斟酌し、設計で必ずしも想定できない応力状態に対してひび割れの深さ、幅、分布を制御するように対策を行う必要がある。	4) 旧コンクリート表面に残留した水は、新コンクリートを打込む前に除去する必要がある。 洗い出し仕上げにおいて、遅延剤を使用する場合は、散布時期、散布量、圧力水による処理の時期等により、仕上げ具合にむらが生じたり、骨材の緩みが生じたりすることがある<u>ので、使用する遅延剤ごとに適切な処理方法をあらかじめ確認した上で打継目の処理を実施する必要がある。</u> 5) コンクリートの打継目は、塩分や水が浸透しやすく防食上の弱点となりやすい。したがって、打継目ができるだけ少なくなるようにコンクリートの打込み計画を検討する必要がある。 6) 下層のコンクリートが固まり始めている場合に、そのまま上層コンクリートを打込むとコールドジョイントができるおそれがある。これを防ぐために、コンクリートの種類及び品質、練混ぜ開始から打込み終了までの経過時間、コンクリートの温度、締固め方法等の影響を考慮して、打継ぎの時間間隔を設定し管理することが大切である。 特に暑中コンクリートは凝結が早いいため、通常のコンクリートに比べてコールドジョイントが生じやすい。このため、暑中コンクリートの打込みは、コールドジョイントを作らないように、迅速に行う必要がある。また、大量のコンクリートを広い面積にわたって打込む場合、上層のコンクリートを打込むまでに長い時間がかかることがあるが、その場合にも同様の注意が必要である。 コンクリートの許容打継ぎ時間は、セメントの種類、混和剤の種類、使用量、コンクリートの温度、外気温等により異なる。コールドジョイントが発生しやすくなる場合には、遅延型の AE 減水剤等の使用、リフト高さの低減等の対策を講じる必要がある。 (8) セメントの水和熱に起因する温度応力によるひび割れを防止又は制御するために、材料及び配合の適切な選定、打継目の位置、打込み時間の間隔の選定、型枠の材料や構造、コンクリートの冷却、養生方法の選定等の検討が必要である。 また、施工時には設計時に想定した条件を現地で確認し、条件が異なっている場合は、再度検討を行い、<u>構造物に有害となるひび割れの発生を防止する。</u> なお、温度応力に関する具体的な制御手法については「マスコンクリートのひび割れ制御指針 2008」（日本コンクリート工学会、平成 20 年 11 月）、「コンクリート標準示方書〔設計編〕」（土木学会、平成 20 年 3 月）を準用するとよい。	

改定案	現行	備考
17.10 鉄筋の加工及び配筋 (1) 鉄筋は、所定の強度、耐久性を確保するように、設計図で示された形状及び寸法に一致するとともに、材質を害さない方法で加工、配置されなければならない。 (2) 鉄筋の加工及び配筋は、1) から 9) の方法によることを原則とする。 1) 鉄筋は、コンクリート打込み中に動かないように、本体コンクリートに悪影響を及ぼさない材質及び寸法のスペーサを用いて堅固に組立てる。 2) 鉄筋は常温で加工し、曲げ加工は材質の変化を生じさせないように曲げ機械を用いて行う。 3) 鉄筋の組立てにあたっては、浮きさび等、コンクリートの付着を害するおそれのあるものを除く。 4) 設計図に示されていない鉄筋の継手は、原則として設けない。また、施工上の理由により、やむを得ず継手を設けなければならない場合には、5.2.7の規定による。 5) 重ね継手を用いる場合には、所要の長さを重ね合わせて、コンクリート打込み中に動かないように固定する。 6) ガス圧接継手は、圧接工の資格を有する技術者が行い、適切な方法で検査を行う。 7) 鉄筋の継手に重ね継手及びガス圧接継手以外の継手を用いる場合には、鉄筋の種類、直径、施工箇所等を考慮して適切な施工方法を選定する。 8) 継足しのために構造物から露出しておく鉄筋は、損傷、腐食等を受けなないように保護する。 9) 鉄筋は、コンクリート打込み前に、所定の位置に許容する施工精度の範囲内で堅固に組立て及び加工されていること、浮きさび等のコンクリートとの付着を害するおそれのあるものを確認する。 (1) 鉄筋コンクリート部材の強度及び耐久性は、鉄筋の品質、配置位置に大きな影響を受ける。鉄筋は、設計の前提条件である所定の特性や品質が確保された状態で、所定の位置に配置されている必要がある。 (2) 1) 鉄筋の形状、寸法、位置、間隔、かぶり等は、構造物の設計及び施工上特に重要な事項であるので、鉄筋は、表-解 17.10.1 に示す施工精度を満足するよう配置する必要がある。	20.7 鉄筋の加工及び配筋 (1) 鉄筋は、所定の強度、耐久性を確保するように、設計図で示された形状及び寸法に一致するとともに、材質を害さない方法で加工、配置しなければならない。 (2) 鉄筋の加工及び配筋は、1) から 8) の方法によることを標準とする。 1) 鉄筋は、コンクリート打込み中に動かないように、本体コンクリートと同等以上の品質を有するコンクリート製又はモルタル製スペーサを用いて堅固に組立てる。 2) 鉄筋は常温で加工し、曲げ加工は材質の変化が生じないように曲げ機械を用いて行う。 3) 鉄筋の組立てにあたっては、浮きさび等、コンクリートの付着を害するおそれのあるものを除く。 4) 設計図に示されていない鉄筋の継手は、原則として設けない。また、施工上の理由により、やむを得ず継手を設けなければならない場合においては、6.6.5の規定による。 5) 重ね継手を用いる場合においては、所定の長さを重ね合わせて、直径 0.8mm 以上の焼きなまし鉄線で緊結する。 6) ガス圧接継手は、圧接工の資格を有する技術者が行い、適切な方法で検査を行う。 7) 鉄筋の継手に重ね継手及びガス圧接継手以外の継手を用いる場合には、鉄筋の種類、直径、施工箇所等を考慮して適切な施工方法を選定する。 8) 継足しのために構造物から露出しておく鉄筋は、損傷や腐食等を受けなないように保護する。 (2) 1) 鉄筋の形状、寸法、位置、間隔、かぶり等は、構造物の設計及び施工上特に重要な事項であるので、コンクリートの打込みに先立って、施工精度の範囲内であることを確認しておく必要がある。鉄筋は、表-解 20.7.1 に規定する施工精度を満足するよう配置し、コンクリート打込み前に施工精度の確認を行う必要がある。なお、鉄筋の配置精度があらかじめ検査等により確認されない場合は、コンクリ	

改定案		現行		備 考
表-解 17.10.1 鉄筋の配置に関する施工精度		表-解 20.7.1 鉄筋の配置に関する施工精度		
項 目	施 工 精 度	項 目	施 工 精 度	
有効高さ	設計寸法の±3%又は±30mm のうち小さい方の値。 ただし、最小かぶりは確保する。 床版の場合、設計寸法の±10mm とし、所要のかぶりを確保する。	有効高さ	設計寸法の±3%又は±30mm のうち小さい方の値。 ただし、最小かぶりは確保する。 床版の場合、設計寸法の±10mm とし、所要のかぶりを確保する。	
鉄筋の組立てにあたっては、コンクリート打込み中に動かないように適切な強度を確保する必要がある。<u>鉄筋の交点を緊結する場合は、原則として局所的な加熱により材質を害するおそれのある点溶接は行わない。</u> スペーサは様々な材質のものが市販されているが、型枠に接するスペーサについては、これを用いることにより部材に悪影響を与えることなく、確実にかぶりを確保できるものを用いる必要がある。型枠に接するスペーサは本体コンクリートと同等以上の品質を有するものを使用する必要がある。スペーサの設置数は、配筋の状態によっても異なるが、原則として構造物の側面は2個/m²以上、構造物の底面では4個/m²以上とする必要がある。 また、鉄筋の配筋において、施工段階で必要となる形状保持や施工中の安全対策等を目的として、組立て鉄筋、段取り鉄筋等の鉄筋やアングル等を仮設物を配置することがある。これらは、やむを得ず橋本体に存置されることとなるため、これらの仮設物を配置する場合は、設計の前提が成立することを事前に確認する必要がある。 2) 一度曲げ加工した鉄筋を曲げ戻すと材質を害するおそれがあるため、原則として、そのような加工を行わない。 3) コンクリートと鉄筋の付着を害するものには浮きさび、泥、油、ペンキ等があるが、これらのものは、組立て時に除去することはもちろん、保管、加工中にこれらのものが付着しないようにする。 4) 鉄筋の継手部は、継手位置、継手方法によっては、部材の強度を減ずるおそれがある。施工上の理由により、やむを得ず継手を設けなければならない場合は、構造物の性質等をよく理解した上で、<u>5.2.7</u>の規定に従って継手を設ける必要がある。なお、地震時の大きな曲げモーメントによって塑性ヒンジが発生するおそれのある領域には、設計図に示されていない主鉄筋の継手を設けることはできない。 5) 従来実績では、重ね継手の固定方法として、直径0.8mm以上の焼きなまし鉄線で緊結する方法が一般的に用いられている。重ね継手部の緊結箇所は、2箇所以上とすることが望ましい。		鉄筋の組立てにあたっては、鉄筋の交点の要所を、直径0.8mm 以上の焼きなまし鉄線又は適切なクリップで緊結しコンクリート打込み中に動かないようにする必要がある。<u>鉄筋の交点を緊結する場合は、原則として点溶接を行ってはならない。やむを得ず点溶接を行う場合には、資格を有する溶接工が実施し、鉄筋の材質及び直径等を考慮して、有害な影響がないようにする必要がある。</u> スペーサは様々な材質のものが市販されているが、型枠に接するスペーサについては、これを用いることにより部材に悪影響を与えることなく、確実にかぶりを確保できるものを用いる必要がある。型枠に接するスペーサは本体コンクリートと同等以上の品質を有するコンクリート製又はモルタル製を使用することを原則としている。 スペーサの設置数は、配筋の状態によっても異なるが、原則として構造物の側面は2個/m²以上、構造物の底面では4個/m²以上とする必要がある。 2) 一度曲げ加工した鉄筋は曲げ戻して使用してはならない。 3) コンクリートと鉄筋の付着を害するものには浮きさび、泥、油、ペンキ等があるが、これらのものは、組立て時に除去することはもちろん、保管、加工中にこれらのものが付着しないようにする。 4) 施工上の理由により、やむを得ず継手を設けなければならない場合は、構造物の性質等をよく理解した上で、<u>6.6.5</u>の規定に従って継手を設ける必要がある。なお、地震時の大きな曲げモーメントによって塑性ヒンジが発生するおそれのある領域には、設計図に示されていない主鉄筋の継手を設けてはならない。 5) 重ね継手部の緊結箇所は、2箇所以上とすることが望ましい。		

改定案	現行	備考
6) ガス圧接継手は、施工が適切に行われないと継手部の強度が著しく低下し、極端な場合には強度が得られない場合がある。したがって、ガス圧接継手の施工にあたっては、十分な施工管理を行うとともに、設計図等の規定に従って、外観検査、超音波探傷試験による検査を行う必要がある。 7) コンクリート橋において、従来より広く用いられている重ね継手、ガス圧接継手以外の継手を用いる場合は、選定した継手により所要の継手性能が得られることが確認される必要がある。機械式継手等を用いる場合には、継手効率、品質管理方法等についてあらかじめ試験により確認する必要がある。 8) 将来の継足しのために、長期間鉄筋を露出させておく場合は、<u>油、ペンキ等の付着を防止するため、鉄筋の防せい処理やシート等による保護を行う必要がある</u>。なお、防せい処理により鉄筋とコンクリートとの付着力が低下し、<u>所要の付着力の確保が困難となる場合には、継足しに際して防せい処理を撤去する必要がある。</u> 9) 鉄筋の加工及び組立ては、<u>構造物の耐荷性能及び耐久性能に影響するが、コンクリート打設後に配筋状態を確認することは難しい</u>。また、コンクリート打設後に非破壊検査等により加工及び組立てが適当でないことが分かつても対処することが難しいため、<u>コンクリートの打込みに先立って、鉄筋の配筋状態を確認しておく必要がある。</u>	6) ガス圧接継手は、施工が適切に行われないと継手部の強度が著しく低下し、極端な場合には強度が得られない場合がある。したがって、ガス圧接継手の施工にあたっては、十分な施工管理を行うとともに、設計図等の規定に従って、外観検査、超音波探傷試験、<u>引張試験</u>による検査を行う必要がある。 7) 機械式継手等を用いる場合には、継手効率、品質管理方法等についてあらかじめ試験により確認する必要がある。 8) 将来の継足しのために、長期間鉄筋を露出させておく場合は、<u>セメントペーストを塗布するかあるいはビニールカバーで覆う等の処理を行い、鉄筋が損傷や腐食による悪影響を受けないように保護する必要がある。</u>	
17.11 PC 鋼材工及び緊張工 (1) PC 鋼材は、所要のプレストレスが得られるように、適切に加工、配置し、正確にまた安全に緊張されなければならない。 (2) PC 鋼材工及び緊張工は、1)から16)の方法によることを原則とする。 1) PC 鋼材及び緊張工は、材質を損なわないように加工し、組立てる。 2) プレテンション方式の場合の PC 鋼材並びにポストテンション方式の場合のシーース及び定着具は、所要の施工精度を満足するように配置し、コンクリートの打込み等によって動かないように堅固に保持する。 3) ポストテンション方式の場合には、PC 鋼材はもつれないようにダクトへ配置する。 4) プレテンション方式の場合の PC 鋼材並びにポストテンション方式の場合のシーース及び定着具は、コンクリート打込み前に、所定の位置に許容する施工精度の範囲内で堅固に組立て及び加工されていること、コンクリートとの付着を害するおそれのあるものを確認することを確認する。 5) プレストレッシング時のコンクリートの圧縮強度は、プレストレッシング直後にコンクリートに生じる最大圧縮応力度の 1.7 倍以上とする。ただし、プレテンション方式の場合には 30N/mm² 以上とする。なお、圧縮強度	20.8 PC 鋼材工及び緊張工 (1) PC 鋼材は、所定のプレストレスが得られるように、適切に加工、配置し、正確にまた安全に緊張しなければならない。 (2) PC 鋼材工及び緊張工は、1) から 15) の方法によることを標準とする。 1) PC 鋼材は、材質を損なわないように加工し、組立てる。 2) プレテンション方式の場合の PC 鋼材ならびにポストテンション方式の場合のシーース及び定着具は、所定の施工精度を満たすように配置し、コンクリートの打込み等によって動かないように堅固に保持する。 3) ポストテンション方式の場合においては、PC 鋼材は、もつれないようにダクトへ配置する。 4) プレストレッシング時のコンクリートの圧縮強度は、プレストレッシング直後にコンクリートに生じる最大圧縮応力度の 1.7 倍以上とする。ただし、プレテンション方式の場合においては 30N/mm² 以上とする。なお、	

改定案	現行	備考
の確認は、構造物と同様な養生条件におかれた供試体を用いて行う。 6) プレストレステンディング時の定着部付近のコンクリートは、定着により生じる支圧応力に耐える強度以上とする。 7) PC 鋼材は、緊張後に生じる損失を考慮して初期の引張力を定める。 8) PC 鋼材を、順次に緊張する場合には、各段階において、コンクリートに設計で想定しない応力を生じさせないようにする。 9) 型枠及び支保工は、プレストレステンディングにより、設計で想定しない変形、沈下等が生じさせないようにする。 10) 定着具及び部材端面は、プレストレステンディング後、破損又は腐食しないように保護する。 11) プレストレステンディング中の安全対策については、特に留意する。 12) プレストレステンディング装置のキャリブレーションは、装置を使用する前及び必要に応じて使用中に行う。 13) PC 鋼材のプレストレステンディングの管理に用いる摩擦係数及びPC 鋼材の見かけのヤング係数は、現場において試験緊張により求める。 14) プレストレステンディングの管理は、所要のプレストレス力を得られるように緊張する PC 鋼材全数について確認する。 15) プレストレステンディングの管理は、荷重計の示度及び PC 鋼材の伸び量により行なう。 16) PC 鋼材定着部、施工用金具撤去跡等の後埋めを行う場合には、水密性及び耐久性が確保されるときともに、橋の供用期間中に容易に落下等することが無いように適切に行う。	圧縮強度の確認は、構造物と同様な養生条件におかれた供試体を用いて行う。 5) プレストレステンディング時の定着部付近のコンクリートは、定着により生じる支圧応力に耐える強度以上とする。 6) PC 鋼材は、緊張後に生じる損失を考慮して初期の引張力を定める。 7) PC 鋼材を、順次に緊張する場合においては、各段階において、コンクリートに設計で想定しない応力が生じないようにする。 8) 型枠及び支保工は、プレストレステンディングにより、設計で想定しない変形、沈下等が生じないようにする。 9) 定着具及び部材端面は、プレストレステンディング後、破損又は腐食しないように保護する。 10) プレストレステンディング中の安全対策については、特に留意する。 11) プレストレステンディング装置のキャリブレーションは、装置を使用する前及び必要に応じて使用中に行う。 12) PC 鋼材のプレストレステンディングの管理に用いる摩擦係数及びPC 鋼材の見かけのヤング係数は、現場において試験緊張により求める。 13) プレストレステンディングの管理は、所定のプレストレス力を得られるように管理する。 14) プレストレステンディングの管理は、荷重計の示度及び PC 鋼材の伸び量により行なう。 15) PC 鋼材定着部、施工用金具撤去跡等の後埋め部は、膨張コンクリート又はセメント系無収縮モルタルを用いて行う。	
(1) プレストレストコンクリート部材に導入されるプレストレスは、設計上想定している耐荷性能及び耐久性が確保されるように所要の大きさ、位置に与えられる必要がある。また、緊張時において、引張力が与えられている PC 鋼材は、非常に大きなエネルギーを保有しているため、万一、PC 鋼材の破断等によりこのエネルギーが急激に解放されると PC 鋼材が勢いよく飛び出すおそれがある。そのため、緊張時には特に安全に留意する必要がある。 (2) 1) PC 鋼材の曲げ加工には、必ず機械を用いて冷間で円滑な曲線に加工する必要がある。また、極端に折曲がった PC 鋼材、急激な熱影響や高温度にさらされた PC 鋼材を用いることはできない。したがって、仮設材として使用する PC 鋼材においても、溶接等により急激な熱影響や高温度を与えてはならない。 2) PC 鋼材に所要の引張力を与えても、PC 鋼材が正確に配置されていないと、部材に所要	(2) 1) PC 鋼材の曲げ加工には、必ず機械を用いて冷間で円滑な曲線に加工する必要がある。また、極端に折曲がった PC 鋼材、急激な熱影響や高温度にさらされた PC 鋼材を用いてはならない。 2) PC 鋼材に所定の引張力を与えても、PC 鋼材が正確に配置されていないと、部材	

改定案

現行

備考

のプレストレスを与えることができなくなるので、PC鋼材は、正確に配置する必要がある。シーース又はPC鋼材の位置は、コンクリートの打込みや、締固め振動機による振動のため移動しやすいので、シーース又はPC鋼材が動かないように、堅固に保持する必要がある。PC鋼材の配置に関する施工精度は、表-解 17.11.1 の値を標準とする。

表-解 17.11.1 PC鋼材の配置に関する施工精度

項 目	施 工 精 度	
PC 鋼材中心と 部材縁との距離	主要な設計断面の 両側 1/10 の範囲 (1：支間)	設計寸法の±5%又は±5mm のうち小さい方の値。
	その他の範囲	設計寸法の±5%又は±30mm のうち小さい方の値。 ただし、最小かぶりは、確保する。

鋼製シーース又はPC鋼材を保持する間隔は、プレストレッシングの管理にあたって表-解 17.11.3 に示す摩擦係数を用いる場合には、表-解 17.11.2 に示す値を標準とする。鋼製シーースより剛性の低いポリエチレン製シーース等については、形状を保持するためには表-解 17.11.2 に示す値より密に配置する必要がある。ポリエチレン製シーースの保持間隔については、「PEシーースを用いたPC橋の設計施工指針(案)」（プレストレストコンクリート工学会，平成 27 年 8 月）を参考にするのがよい。なお、保持する間隔については、それぞれのPC工法で独自に定めてあるものもあるので、各PC工法の設計施工指針を参照するとよい。

表-解 17.11.2 鋼製シーース又はPC鋼材の保持間隔 (m)

PC 鋼材の種類	保持間隔
PC 鋼線	1.0～1.5
PC 鋼より線	1.0 以下
PC 鋼棒	1.5～2.0

3) ダクトに数本のPC鋼線あるいはPC鋼より線をもつれあつたまま収容するとプレストレッシング時の摩擦が増大するばかりでなく、PC鋼材に不均一な引張応力が生じ、破断するおそれがある。したがって、適当なスペーサを用いて、PC鋼材がシーース中でもつれないように配置する必要がある。

4) コンクリート打設後にPC鋼材、シーース、定着具の加工、組立て及び配置状態を確認す

に所定のプレストレスを与えることができなくなるので、PC鋼材は、正確に配置する必要がある。シーース又はPC鋼材の位置は、コンクリートの打込みや、締固め振動機による振動のため移動しやすいので、シーース又はPC鋼材が動かないように、堅固に保持する必要がある。PC鋼材の配置に関する施工精度は、表-解 20.8.1 の値を標準とする。

表-解 20.8.1 PC鋼材の配置に関する施工精度

項 目	施 工 精 度	
PC 鋼材中心と 部材縁との距離	主要な設計断面の 両側 1/10 の範囲 (1：支間)	設計寸法の±5%又は±5mm のうち小さい方の値。
	その他の範囲	設計寸法の±5%又は±30mm のうち小さい方の値。 ただし、最小かぶりは、確保する。

シーース又はPC鋼材を保持する間隔は、プレストレッシングの管理にあたって表-解 20.8.3 に示す摩擦係数を用いる場合には、表-解 20.8.2 に示す値を標準とする。なお、保持する間隔については、それぞれのPC工法で独自に定めてあるものもあるので、各PC工法の設計施工指針を参照するとよい。

表-解 20.8.2 シーース又はPC鋼材の保持間隔 (m)

PC 鋼材の種類	保持間隔
PC 鋼線	1.0～1.5
PC 鋼より線	1.0 以下
PC 鋼棒	1.5～2.0

また、PC鋼材を保持する際に、スターラップを用いる場合は 6.6.10 の解説に示すような注意が必要である。

3) ダクトに数本のPC鋼線あるいはPC鋼より線をもつれあつたまま収容するとプレストレッシング時の摩擦が増大するばかりでなく、PC鋼材に不均一な引張応力が生じ、破断するおそれがある。したがって、適当なスペーサを用いて、PC鋼材がシーース中でもつれないように配置する必要がある。

改定案	現行	備考
ることは難しいため、コンクリートの打込みに先立って、これらを確認しておく必要がある。 5) プレストレッシング時のコンクリートの圧縮強度は、プレストレッシング直後の最大圧縮応力度に対して、適度の安全度を有している必要がある。プレストレッシング直後のコンクリートに生じる最大圧縮応力度は、PC鋼材のリラクセーション、コンクリートのクリープ、乾燥収縮、死荷重等により減少するものであるから、この場合の安全度は、永続及び変動作用による影響が支配的な状況における安全度よりも小さくてもよい。しかしながらプレストレス力が大きすぎると、コンクリートのクリープが応力に比例する範囲を超えて大きくなるので、1.7より大きな安全率を有するように規定されている。 なお、プレテンション方式において、プレストレッシング時の圧縮強度を 30N/mm^2 以上としたのは、コンクリートに生じる最大圧縮応力度に対して安全度を有するだけでなく、PC鋼材とコンクリートの間に十分な付着強度が必要であることを考慮して定められたものである。 プレストレッシング時のコンクリートの圧縮強度の確認は、構造物の強度をできるだけ正確に推定するよう、構造物と同様な方法で養生を行った試験供試体で圧縮強度試験を行う必要がある。 ポリエチレン製シースをを用いる場合は、水和熱等によってコンクリートの温度が高い時期にPC鋼材を緊張すると、シースとPC鋼材の接触によるシース壁面のすり減り量が増加するため、シースの遮蔽性能が低下する可能性があることに留意する。このため、遮蔽性能に期待してポリエチレン製シースをを用いる場合には、緊張時の温度環境下において、所要のすり減り抵抗性を有することが確認されたポリエチレン製シースをを用いる必要がある。 6) PC鋼材の定着により生じる定着具付近の局所的な支圧応力や引張応力は、定着具の種類、定着具の間隔、かぶり等により異なる。したがって、定着具付近のコンクリート強度が各PC工法の設計施工指針等で規定されているコンクリート強度に達してから、PC鋼材を緊張する必要がある。コンクリートの材齢が早期のときにPC鋼材を緊張する場合は、定着具の間隔やかぶりについて検討する必要がある。必要に応じて試験等によりその安全性を確認する必要がある。 7) 先に緊張したPC鋼材は、その後緊張したPC鋼材の引張力によるコンクリートの弾性変形のために、引張力が減少する(1編 8.4 解説参照)。したがって、それぞれのPC鋼材に与える引張力を加減して、所要のプレストレス力を部材に与えるようにする必要がある。また、プレストレッシングにあたっては、摩擦損失を考慮してPC鋼材に与える引張力を定める必要がある(1編 8.4 解説参照)。摩擦損失の大きさについては、13)に規定される試験により摩擦損失の大きさを測定し、これにより、PC鋼材に与える引張力を定める必要がある。	4) プレストレッシング時のコンクリートの圧縮強度は、プレストレッシング直後の最大圧縮応力度に対して、適度の安全度を有している必要がある。プレストレッシング直後のコンクリートに生じる最大圧縮応力度は、PC鋼材のリラクセーション、コンクリートのクリープ、乾燥収縮、死荷重等により減少するものであるから、この場合の安全度は、設計荷重作用時の安全度よりも小さくてもよい。しかしながらプレストレス力が大きすぎると、コンクリートのクリープが応力に比例する範囲を超えて大きくなるので、1.7より大きな安全率を有するように規定している。 なお、プレテンション方式において、プレストレッシング時の圧縮強度を 30N/mm^2 以上としたのは、コンクリートに生じる最大圧縮応力度に対して安全度を有するだけでなく、PC鋼材とコンクリートの間に十分な付着強度が必要であることを考慮して定めたものである。 プレストレッシング時のコンクリートの圧縮強度の確認は、構造物の強度をできるだけ正確に推定するよう、構造物と同様な方法で養生を行った試験供試体で圧縮強度試験を行う必要がある。 5) PC鋼材の定着により生じる定着具付近の局所的な支圧応力や引張応力は、定着具の種類、定着具の間隔、かぶり等により異なる。したがって、定着具付近のコンクリート強度が各PC工法の設計施工指針等で規定されているコンクリート強度に達してから、PC鋼材を緊張する必要がある。コンクリートの材齢が早期のときにPC鋼材を緊張する場合は、定着具の間隔やかぶりについて検討する必要がある。必要に応じて試験等によりその安全性を確認する必要がある。 6) 先に緊張したPC鋼材は、その後緊張したPC鋼材の引張力によるコンクリートの弾性変形のために、引張力が減少する(共通編 2.2.4 解説参照)。したがって、それぞれのPC鋼材に与える引張力を加減して、所定のプレストレス力を部材に与えるようにする必要がある。また、プレストレッシングにあたっては、摩擦損失を考慮してPC鋼材に与える引張力を定める必要がある(共通編 2.2.4 解説参照)。摩擦損失の大きさについては、12)に規定する試験により摩擦損失の大きさを測定し、これにより、PC鋼材に与える引張力を定める必要がある。	

改定案	現行	備 考
さらに、定着の際のセットの影響（I編 8.4 解説参照）については、実際のセット量が設計時に考慮したセット量と著しく異なる場合には、プレストレッシングによるコンクリートの応力度を検討し、必要に応じて再緊張する必要がある。 なお、プレテンション方式の場合、PC 鋼材に与える引張力は固定装置のセット、蒸気養生による高温でのリラクセーションの影響等を考慮して、<u>所要の値</u>になるようにする必要がある。また、プレストレスを与えときは、緊張装置を徐々に緩め、各 PC 鋼材が一様に緩められるようにする必要がある。 8) 順次に各 PC 鋼材を緊張して定着し終わるまでは、一部の PC 鋼材だけが緊張される状態となり、それらの PC 鋼材の位置と引張力の大きさによって、部材にねじりモーメント、横方向の曲げモーメント、不静定構造物では不静定力等が生じ、その応力度によって応力度の制限値を超えるおそれがある。したがって、これらの影響を考慮して、各 PC 鋼材を緊張する時にコンクリートに有害な応力が生じないように、PC 鋼材を緊張する順序、方法並びにこの引張力の大きさを定める必要がある。 9) プレストレッシングにより部材に弾性変形が生じるが、この変形を型枠あるいは支保工で拘束すると、<u>所要のプレストレス力を部材に与えられなくなるとともに</u>、支保工がこの影響により崩壊するおそれがある。したがって、型枠の一部をプレストレッシングの前に取りはずして、プレストレッシング中の部材の変形に対する拘束を小さくするのが望ましい。 また、部材には、部材軸方向はもちろん上下方向にも変形が生じることがあり、その変形を支保工が拘束すると、部材が上下方向の力を受けることになるので、必要に応じて、プレストレッシング作業中、支保工の一部を降下させる等の処置を施すのがよい。 10) プレストレッシング後の定着具は、常に高い応力が作用している状態にあるので、外部からの衝撃により破損したり、雨水の侵入により腐食したりしないように、十分保護する必要がある。 11) PC 鋼材に与える引張力は非常に大きいので、定着具あるいはプレストレッシング装置が破壊したりすると付近に危害を及ぼすおそれがある。したがって、プレストレッシング装置の背後には、万が一に備えて防護工を設置し、緊張中にはジャッキの後方に人を<u>立りさせてはならない</u>。 12) プレストレッシング装置についている圧力計等の示度は、装置の内部摩擦及び PC 鋼材と定着具との間の摩擦等のために、必ずしも PC 鋼材に与えられている引張力を正確に示さないことがある。したがって、これらの摩擦損失について、事前あるいは必要に応じて施工中にキャリブレーションを行い、PC 鋼材に与えられている引張力を、荷重計等の示度から正確に確認できるようにしておく必要がある。	さらに、定着の際のセットの影響（共通編 2.2.4 解説参照）については、実際のセット量が設計時に考慮したセット量と著しく異なる場合には、プレストレッシングによるコンクリートの応力度を検討し、必要に応じて再緊張する必要がある。 なお、プレテンション方式の場合、PC 鋼材に与える引張力は固定装置のセット、蒸気養生による高温でのリラクセーションの影響等を考慮して、<u>所定の値</u>になるようにする必要がある。また、プレストレスを与えときは、緊張装置を徐々に緩め、各 PC 鋼材が一様に緩められるようにする必要がある。 7) 順次に各 PC 鋼材を緊張して定着し終わるまでは、一部の PC 鋼材だけが緊張される状態となり、それらの PC 鋼材の位置と引張力の大きさによって、部材にねじりモーメント、横方向の曲げモーメント、不静定構造物では不静定力等が生じ、その断面力による応力度によって許容応力度を超えるおそれがある。したがって、これらの影響を考慮して、各 PC 鋼材を緊張する時にコンクリートに有害な応力が生じないように、PC 鋼材を緊張する順序、方法ならびにこの引張力の大きさを定める必要がある。 8) プレストレッシングにより部材に弾性変形が生じるが、この変形を型枠あるいは支保工で拘束すると、<u>所定のプレストレス力を部材に与えられなくなるとともに</u>、支保工がこの影響により崩壊するおそれがある。したがって、型枠の一部をプレストレッシングの前に取りはずして、プレストレッシング中の部材の変形に対する拘束を小さくするのが望ましい。 また、部材には、部材軸方向はもちろん上下方向にも変形が生じることがあり、その変形を支保工が拘束すると、部材が上下方向の力を受けることになるので、必要に応じて、プレストレッシング作業中、支保工の一部を降下させる等の処置を施すのがよい。 9) プレストレッシング後の定着具は、常に高い応力が作用している状態にあるので、外部からの衝撃により破損したり、雨水の侵入により腐食したりしないように、十分保護する必要がある。 10) PC 鋼材に与える引張力は非常に大きいので、定着具あるいはプレストレッシング装置が破壊したりすると付近に危害を及ぼすおそれがある。したがって、プレストレッシング装置の背後には、万が一に備えて防護工を設置し、緊張中にはジャッキの後方に人を<u>立たせてはならない</u>。 11) プレストレッシング装置についている圧力計等の示度は、装置の内部摩擦及び PC 鋼材と定着具との間の摩擦等のために、必ずしも PC 鋼材に与えられている引張力を正確に示さないことがある。したがって、これらの摩擦損失について、事前あるいは必要に応じて施工中にキャリブレーションを行い、PC 鋼材に与えられている引張力を、荷重計等の示度から正確に確認できるようにしておく必要がある。	

改定案	現行	備考																																
13) プレストレッシングの管理に用いる PC 鋼材の摩擦係数は、現場において試験により定める必要がある。また、プレストレッシングの管理に用いる PC 鋼材の見かけのヤング係数は、プレストレッシング中に測定される PC 鋼材の伸び量あるいは拔出し量から、PC 鋼材の引張力を算出するために使用するものである。 プレストレッシング中の PC 鋼材の伸び量あるいは拔出し量から算出する見かけのヤング係数は、PC 鋼材の試験成績表から算出したヤング係数より小さい値となることが多い。見かけのヤング係数は、現場の条件、PC 鋼材の配置形状等により変動するので、施工にあたっては、各種の配置形状の異なる代表的なものから、原則として現場における試験緊張は、PC 鋼材の配置形状の異なる代 5 ケーブル以上行う必要がある。試験緊張を行うことが困難な場合で、鋼製シースを用いるときの摩擦係数及び見かけのヤング係数は、表-解 17.11.3 に示す値としてもよい。ただし、この場合には、プレストレッシングの管理において、仮定した値が正しいことを確認することとし、仮定値と実測値が異なる場合には、その値を用いて PC 鋼材の引張力を再度計算する必要がある。	プレストレッシング装置のキャリブレーションは、ダイナモメータを用いて引張力を直接測定できる方法で行うことが望ましい。ただし、やむを得ずダイナモメータを用いない場合は、双針式標準ゲージを用いてキャリブレーションを行ってもよい。 12) プレストレッシングの管理に用いる PC 鋼材の摩擦係数は、現場において試験により定める必要がある。また、プレストレッシングの管理に用いる PC 鋼材の見かけのヤング係数は、プレストレッシング中に測定される PC 鋼材の伸び量あるいは拔出し量から、PC 鋼材の引張力を算出するために使用するものである。 プレストレッシング中の PC 鋼材の伸び量あるいは拔出し量から算出する見かけのヤング係数は、PC 鋼材の試験成績表から算出したヤング係数より小さい値となることが多い。見かけのヤング係数は、現場の条件、PC 鋼材の配置形状等により変動するので、施工にあたっては、各種の配置形状の PC ケーブルについて試験緊張を行って確認する。現場における試験緊張は、PC 鋼材の配置形状の異なる代 表的なものから、原則として 5 ケーブル以上行う必要がある。試験緊張を行うことが困難な場合で、鋼製シースを用いるときの摩擦係数及び見かけのヤング係数を、表-解 20.8.3 に示す値としてもよい。ただし、この場合には、プレストレッシングの管理において、仮定した値が正しいことを確認することとし、仮定値と実測値が異なる場合には、その値を用いて PC 鋼材の引張力を再度計算する必要がある。																																	
表-解 17.11.3 摩擦係数及び PC 鋼材の見かけのヤング係数 <table><tr><th></th><th>μ</th><th>λ</th><th>E_p (kN/mm²)</th></tr><tr><td>PC 鋼線</td><td>0.30</td><td>0.004</td><td>195</td></tr><tr><td>PC 鋼より線</td><td>0.30</td><td>0.004</td><td>185</td></tr><tr><td>PC 鋼棒</td><td>0.30</td><td>0.003</td><td>200</td></tr></table> ここに、μ : 角変化 1 ラジアンあたりの摩擦係数 λ : PC 鋼材の長さ 1m あたりの摩擦係数 E_p : PC 鋼材の見かけのヤング係数 (kN/mm²)		μ	λ	E_p (kN/mm ²)	PC 鋼線	0.30	0.004	195	PC 鋼より線	0.30	0.004	185	PC 鋼棒	0.30	0.003	200	表-解 20.8.3 摩擦係数及び P C 鋼材の見かけのヤング係数 <table><tr><th></th><th>μ</th><th>λ</th><th>E_p (kN/mm²)</th></tr><tr><td>P C 鋼線</td><td>0.30</td><td>0.004</td><td>195</td></tr><tr><td>P C 鋼より線</td><td>0.30</td><td>0.004</td><td>185</td></tr><tr><td>P C 鋼棒</td><td>0.30</td><td>0.003</td><td>200</td></tr></table> ここに、μ : 角変化 1 ラジアンあたりの摩擦係数 λ : P C 鋼材の長さ 1m あたりの摩擦係数 E_p : P C 鋼材の見かけのヤング係数 (kN/mm²)		μ	λ	E_p (kN/mm ²)	P C 鋼線	0.30	0.004	195	P C 鋼より線	0.30	0.004	185	P C 鋼棒	0.30	0.003	200	
	μ	λ	E_p (kN/mm ²)																															
PC 鋼線	0.30	0.004	195																															
PC 鋼より線	0.30	0.004	185																															
PC 鋼棒	0.30	0.003	200																															
	μ	λ	E_p (kN/mm ²)																															
P C 鋼線	0.30	0.004	195																															
P C 鋼より線	0.30	0.004	185																															
P C 鋼棒	0.30	0.003	200																															
14) プレストレッシングは、プレストレストコンクリート橋の施工において特に大切な作業であり、設計計算書に示されるプレストレスト力を、正確に部材に与える必要がある。しかしながら、与えられるプレストレスト力は、PC 鋼材の見かけのヤング係数のばらつき、PC 鋼材とシースの摩擦係数のばらつき等により、目標値からはずれる傾向にある。	13) プレストレッシングは、プレストレストコンクリート橋の施工において特に大切な作業であり、設計計算書に示されるプレストレスト力を、正確に部材に与える必要がある。しかしながら、与えられるプレストレスト力は、P C 鋼材の見かけのヤング係数のばらつき、P C 鋼材とシースの摩擦係数のばらつき等により、目標値からはずれる傾向にある。																																	

改定案	現行	備考
に設置し、床版及び横桁のコンクリートを打込み、横締めを行って一体構造物とする方法と、いくつかのセグメントに分けて製作したプレキャスト部材を<u>連結</u>し、プレストレスを与えて一体化する、プレキャストセグメント工法といわれる方法がある。 プレキャスト部材の架設は <u>17.8</u> の規定による。	列に設置し、床版及び横桁のコンクリートを打込み、横締めを行って一体構造物とする方法と、いくつかのセグメントに分けて製作したプレキャスト部材を<u>接合</u>し、プレストレスを与えて一体化する、プレキャストセグメント工法といわれる方法がある。 プレキャスト部材の架設は <u>20.12</u> の規定による。	
17.12.2 部材の製作 (1) プレキャスト部材は、所要の施工精度を満足するように製作されなければならない。 (2) プレキャストセグメントを連結し一体化したプレストレストコンクリート部材とする場合には、プレキャストセグメントの形状寸法、継目部におけるシーース、接合キー等の位置と寸法は、セグメントの連結が行えるものでなければならない。 (3) プレキャスト部材は、製作にあたり製作に関わる資材、加工及び組立てについて記された施工要領書が作成されなくてはならない。 (4) プレキャスト部材は、加工及び組立て段階において所定の方法で施工されていることが確認されなくてはならない。	20.9.2 部材の製作 (1) プレキャスト部材は、所定の施工精度を満たすように製作しなければならない。 (2) プレキャストセグメント工法におけるプレキャストセグメントの形状寸法、継目部におけるシーース、接合キー等の位置と寸法は、セグメントの接合が正確に行えるものでなければならない。	
(1) <u>通常の場所打ち工法に比べてプレキャスト部材を用いた構造物は、施工精度が構造物に与える影響は大きくなる。</u>例えば、プレキャスト部材の接合面に不陸が生じると部材間の応力伝達が不完全になるおそれや、局所的な応力によるひび割れの要因となる。したがって、<u>プレキャスト部材は、設計の前提条件である所要の品質が確保される精度で製作される必要がある。</u> プレキャスト単純桁は、製作台上でプレストレスを与えることにより、上側にそる形となり、反力が支承部に移行して、桁は製作台の両端で支持された状態となる。したがって、製作台は、プレストレッシング時の弾性変形による桁の短縮等を拘束しない構造とするとともに、支承位置で有害な沈下及び変形を生じないように注意する必要がある。 また、製作台は、架設後のたわみを考慮して、縦横断勾配等に相応した構造物の形状及び寸法が正確に得られるように、上げ越し又は下げ越しする必要がある。 なお、プレキャストセグメントの場合の製作台は、型枠を保持する構造とするとともに、プレキャストセグメントの移動、型枠の設置、脱型、養生等が容易にできるような構造とすることが必要である。 プレキャスト部材の形状寸法は表 - 解 17.12.1 に示す施工精度を満足する必要がある。	(1) プレキャスト単純桁は、製作台上でプレストレスを与えることにより、上側にそる形となり、反力が支承部に移行して、桁は製作台の両端で支持された状態となる。 したがって、製作台は、プレストレッシング時の弾性変形による桁の短縮等を拘束しない構造とするとともに、支承位置で有害な沈下及び変形を生じないように注意する必要がある。 また、製作台は、架設後のたわみを考慮して、縦横断勾配等に相応した構造物の形状及び寸法が正確に得られるように、上げ越し又は下げ越しする必要がある。 なお、プレキャストセグメント工法の場合の製作台は、型枠を保持する構造とするとともに、プレキャストセグメントの移動、型枠の設置、脱型、養生等が容易にできるような構造とすることが必要である。 プレキャスト部材の形状寸法は表 - 解 20.9.1 に規定する施工精度を満足する必要がある。	

改定案			現行			備 考
表_解 17. 12. 1 部材寸法の施工精度			表_解 20. 9. 1 部材寸法の施工精度			
項 目	施 工 精 度		項 目	施 工 精 度		
垂直部材の長さ寸法	設計寸法の±1%又は±30mmのうち小さいほうの値。	プレキヤスト部材はひび割れ等の異常がないかを外観により確認する必要がある。 プレキヤスト部材の継目部におけるシース及び接合キー等の位置と寸法は設計どおりとする必要がある。 (2) プレキヤストセグメントを連結し一体化したプレストレストコンクリート部材とする場合において、 <u>プレキヤストセグメントの連結を正確に行わないと、継目部が構造物の弱点となる。</u> したがって、 <u>プレキヤストセグメントの製作にあたっては、部材の形状や寸法はもちろん、特に継目部の接合キーやPC鋼材定着部、シースの位置、形状等を正確に施工する必要がある。</u> (3) (4) <u>プレキヤスト部材についても、設計の前提条件である所要の品質が確保されるよう施工されていることを確認する必要があるが、<u>プレキヤスト製品として架設地以外で製作され、施工時に品質の確認が直接行えない部材として納入される場合もある。</u>その場合、<u>施工要領書において所要の品質及び性能が確保されるように製作の計画が行われ、各施工段階で計画どおりに施工されているか、その施工管理状況を確認する必要がある。</u></u>	垂直部材の長さ寸法	設計寸法の±1%又は±30mmのうち小さいほうの値。	プレキヤスト部材はひび割れ等の異常がないかを外観により確認する必要がある。 プレキヤスト部材の継目部におけるシース及び接合キー等の位置と寸法は設計どおりとする必要がある。 (2) <u>プレキヤストセグメント工法において、<u>プレキヤストセグメントの接合を正確に行わないと、継目部が構造物の弱点となる。</u>したがって、<u>プレキヤストセグメントの製作にあたっては、部材の形状や寸法はもちろん、特に継目部の接合キーやPC鋼材定着部、シースの位置、形状等を正確に施工する必要がある。</u></u>	
水平部材の長さ寸法	設計寸法の±1%又は±30mmのうち小さいほうの値。		水平部材の長さ寸法	設計寸法の±1%又は±30mmのうち小さいほうの値。		
柱及び桁の断面寸法	設計寸法の±2%又は±20mmのうち小さいほうの値。		柱及び桁の断面寸法	設計寸法の±2%又は±20mmのうち小さいほうの値。		
床 版 厚	+20～-10mm		床 版 厚	+20～-10mm		
プレキヤスト部材の運搬、架設等の方法により、部材に作用する応力が異なるので、あらかじめ部材に生じる応力状態を検討し、十分安全であることを確認する必要がある。			プレキヤスト部材の運搬、架設等の方法により、部材に作用する応力が異なるので、あらかじめ部材に生じる応力状態を検討し、十分安全であることを確認する必要がある。			
17. 12. 3 運搬・保管			20. 9. 3 運搬・保管			
プレキヤスト部材の運搬、保管にあたっては、部材に過大な応力を生じさせないように支持するとともに、衝撃及びねじりを与えないように行われなければならない。			プレキヤスト部材の運搬、保管にあたっては、部材に過大な応力が生じないように支持するとともに、衝撃及びねじりを与えないように行われなければならない。			
プレキヤスト部材の運搬、架設等の方法により、部材に作用する応力が異なるので、あらかじめ部材に生じる応力状態を検討し、十分安全であることを確認する必要がある。			プレキヤスト部材の運搬、架設等の方法により、部材に作用する応力が異なるので、あらかじめ部材に生じる応力状態を検討し、十分安全であることを確認する必要がある。			
特に、プレストレスを導入するコンクリート部材では、運搬及び架設中は、プレストレスと自重による曲げモーメントが合成された状態にあり、例えば単純桁の場合、部材の上縁応力度は零に近いのが普通である。したがって、ねじり等を与えると、上縁に生じる引張応力度によりひび割れが生じることもあり、場合によっては部材の破壊をもたらすので、運搬及び架設にあたっては、所定の位置で支持し、大きな傾斜、衝撃並びにねじりを与えないよう			特に、プレストレストコンクリート部材では、運搬及び架設中は、プレストレスと自重による曲げモーメントが合成された状態にあり、例えば単純桁の場合、部材の上縁応力度は零に近いのが普通である。したがって、ねじり等を与えると、上縁に生じる引張応力度によりひび割れが生じることもあり、場合によっては部材の破壊をもたらすので、運搬及び架設にあたっては、所定の位置で支持し、大きな傾斜、衝撃なら			

改定案	現行	備考
する必要がある。 プレキャスト部材を保管する場合は、設計で定められた支持点で支持する必要がある。保管場所については、あらかじめ地質調査等を行い、必要に応じて適当な基礎工事を行う必要がある。プレキャスト部材を積み重ねて保管する場合は、地盤の不等沈下、地震、風等の影響により、部材が傾いたり、転倒したりしないように処置しておく必要がある。 なお、<u>PC 鋼材が未挿入かつグラウトされていない</u>プレキャスト部材を長期間保管する場合には、あらかじめダクトの低いところに排水孔を設けたり、木栓あるいはゴム栓等を用いて、<u>ダクトに水が侵入しないようにしておく必要がある。</u>	びにねじりを与えないようする必要がある。 プレキャスト部材を保管する場合は、設計で定められた支持点で支持する必要がある。保管場所については、あらかじめ地質調査等を行い、必要に応じて適当な基礎工事を行う必要がある。プレキャスト部材を積み重ねて保管する場合は、地盤の不等沈下、地震、風等の影響により、部材が傾いたり、転倒したりしないように処置しておく必要がある。 なお、<u>グラウトされていない</u>プレキャスト部材を長期間保管する場合には、あらかじめダクトの低いところに排水孔を設けたり、木栓あるいはゴム栓等を用いて、<u>水が侵入しないようにしておく必要がある。</u>	
17.12.4 連結 (1) プレキャスト部材の連結は、使用する材料に最も適する施工方法を検討し、強度、耐久性、水密性等所要の品質が得られるように入念に行われなければならない。 (2) 支保工は、部材の死荷重、架設機械の重量、据付時の衝撃等の作業中の荷重、プレストレストレンシングによる部材の弾性変形等の変位による影響等に対して、十分な強度と安全性を有する構造でなければならない。	20.9.4 接合 (1) プレキャスト部材の接合は、使用する接合材料に最も適する施工方法を検討し、強度、耐久性、水密性等所要の品質が得られるように入念に行われなければならない。 (2) 支保工は、部材の死荷重、架設機械の重量、据付時の衝撃等の作業中の荷重、プレストレストレンシングによる部材の弾性変形等の変位による影響等に対して、十分な強度と安全性を有する構造としなければならない。	
(1) <u>プレキャスト部材は、設計の前提条件である所要の品質が確保されるよう連結される必要がある。</u>したがって、<u>接合面は、豆板等の不良なコンクリート部分を、部材と同程度以上の品質のモルタルで補修するとともに、シース末端のまくれ出し等の凸のきず、レイタンス、ごみ、はく離剤、油脂類等を確実に除去する必要がある。</u> <u>架設時に必要な一時的な強度を得るためにエポキシ樹脂系接着剤を接合材料として用いる場合、接着剤の品質がよくても、接合面の処理の方法が悪いと接合効果を十分に期待できないので、接合面は十分な乾燥状態とする必要がある。</u>また接合面にプライマー処理を行う場合、あらかじめ、その効果を試験により確認する必要がある。<u>エポキシ樹脂系接着剤は、硬化後の耐荷力及び耐久性に有害な影響を与えないように、硬化中に振動を与えない等、性能保証条件、使用前提条件の範囲内で使用する必要がある。</u>	(1) 接合面は、豆板等の不良なコンクリート部分を、部材と同程度以上の品質のモルタルで補修するとともに、シース末端のまくれ出し等の凸のきず、レイタンス、ごみ、はく離剤、油脂類等を確実に除去する必要がある。 エポキシ樹脂系接着剤を接合材料として用いる場合、接着剤の品質がよくても、接合面の処理の方法が悪いと接合効果を十分に期待できないので、接合面は十分に乾燥状態とする。また接合面にプライマー処理を行う場合、あらかじめ、その効果を試験により確認する必要がある。	
<u>エポキシ樹脂系接着剤は、強度、耐久性及び水密性が明らかで、これらのばらつきも考慮した上で所定の性能が確認された範囲で用いる必要がある。</u>エポキシ樹脂系接着剤は、<u>接合部の施工の条件に適合し、かつ次に示す条件を満足する必要がある。</u>	20.4.8 接着剤 (1) プレキャスト部材の接合に用いる接着剤は、所要の強度、耐久性及び水密性を有し、接合部の施工の条件に適合するものでなければならない。 (2) プレキャスト部材の接合に用いる接着剤の性能は、所定の品質管理項目により確認されたものでなければならない。 (1) プレキャスト部材の接合に用いる接着剤は、強度、耐久性及び水密性が部材と同等以上で、かつ、次に示す条件を満足する必要がある。	

改定案	現行	備 考
1) 施工可能な時間である可長時間(ポットライフ)は作業性を損なわない範囲であること。 2) 取扱いが容易であること。 3) 吸水率、収縮率が小さく、耐熱性、耐薬品性、耐候性が大きいこと。 4) 接合面にある程度の水分があっても、硬化、接着に支障がないこと。 5) <u>できるだけ耐久性にすぐれ、劣化後に吸水すること等により部材耐久性上の弱点に転じないものであること。</u> <u>プレキャスト部材の連結に用いる接着剤の性能は、所要の品質管理項目により確認されたものである必要がある。</u>室内で密封して保管し、原則として製造後6か月以上経過したものは使用してはならない。エポキシ樹脂系接着剤の塗布は、可長時間内に、上記に示す処理をされた接合面に一様に塗布する。なお、エポキシ樹脂系接着剤の作業性等は、温度に敏感であり大きく影響を受けるので、<u>あらかじめ、その特性をよく調べておく必要がある</u>り、また水分を含むと品質が劣化するので、雨天の時の作業は中止する必要がある。 なお、コンクリート、セメント系モルタル、セメント系ペーストを連結するための材料として用いる場合は、高さに比較して薄い目地に適したコンシステンシーと所要の品質の得られる配合を選定し、連結に際しては接合面を湿潤状態にし、シースの周辺や型枠のすみずみまで行きわたるように、振動機を用いて十分に締固めを行う必要がある。 <u>未硬化の接着剤の外観、粘度、可長時間、だれ最小厚さ、硬化した接着剤の比重、引張強さ、圧縮強さ、引張せん断接着強さ、接着強さ、硬さ、特殊な条件下で使用する場合は、高温時の引張強さ、水中硬化時の引張強さ、衝撃強さ、圧縮ヤング係数、熱膨張係数、硬化収縮率、吸水率等について、必要に応じて試験を行い性能を確認することが必要である。</u>設計で求める条件に応じて必要とされる性能に対する品質検査について個別に検討する必要がある。	1) 施工可能な時間である可長時間(ポットライフ)は作業性を損なわない範囲であること。 2) 取扱いが容易であること。 3) 吸水率、収縮率が小さく、耐熱性、耐薬品性、耐候性が大きいこと。 4) 接合面にある程度の水分があっても、硬化、接着に支障がないこと。 (20.9.4 接合(1)解説続き) <u>エポキシ樹脂系接着剤は 20.4.8 に示す品質のものをいい、室内で密封して保管し、原則として製造後6か月以上経過したものは使用してはならない。エポキシ樹脂系接着剤の塗布は、可長時間内に、上記に示す処理をされた接合面に一様に塗布する。なお、エポキシ樹脂系接着剤の作業性等は、温度に敏感に影響されるので、あらかじめ、その特性をよく調べておく必要がある</u>り、また水分を含むと品質が劣化するので、雨天の時の作業は中止する必要がある。 なお、コンクリート、セメント系モルタル、セメント系ペーストを接合材料として用いる場合は、高さに比較して薄い接合目地に適したコンシステンシーと所要の品質の得られる配合を選定し、接合に際しては接合面を湿潤状態にし、シースの周辺や型枠のすみずみまで行きわたるように、振動機を用いて十分に締固めを行う必要がある。 (20.4.8 接着剤 続き) <u>(2) 現在用いられている接着剤の一例としてエポキシ樹脂系接着剤の品質規格の標準を、表解 20.4.1 に示す。接着剤の品質管理にあたっては、表解 20.4.1 に示す品質項目のほか、硬化した接着剤の硬さ、特殊な条件下で使用する場合は、高温時の引張強さ、水中硬化時の引張強さ、衝撃強さ、圧縮ヤング係数、熱膨張係数、硬化収縮率、吸水率等について、必要に応じて試験を行い性能を確認することが肝要である。</u>	

品 質 項 目	外 観	単位	品質規格	試験温度	養生条件
未硬化の 接 着 剤	外 観	—	注 1)	春秋用 : 20±2℃ 夏用 : 30±2℃ 冬用 : 10±2℃	—
	粘 度	mPa・s	1×10 ⁴ ～ 1×10 ⁵		
	可長時間	h	2 以上		
	だれ最小厚さ	mm	0.3 以上		

改定案		現行					備考
	(2) 支保工の構造は，連結作業中の荷重，プレストレッシングによる部材の変形等を考慮して定める必要がある。支保工を用いる場合には，プレストレッシング中に想定していない箇所 で部材と支保工が接触すると，プレストレッシングによる変形を支保工が拘束する可能性がある。このように，たわみだけではプレストレッシング中の応力調整量の管理が難しい場合もあるため，たわみとともに支点の鉛直反力等のその他の計測方法を検討し併せて，応力調整過程を管理するのがよい。 なお，全てのプレキヤストセグメントを支保工上に並べ，プレストレスを導入して構造物を構築する場合は，特に端部のプレキヤストセグメントの移動量が大きくなるので，それに対して特別な配慮が必要である。	硬化した	比 重	—	1.1～1.7	20±2℃	20±2℃， 7 日間
			引張強さ	N/mm ²	12.5 以上		
			圧縮強さ	N/mm ²	50.0 以上		
			引張せん断 接着強さ	N/mm ²	12.5 以上		
			接着強さ	N/mm ²	6.0 以上		
接 着 剤		注：1) 有害と認められる異物の混入がなく，材料分離が生じていないこと。					
2) 可使時間は，練混ぜからゲル化開始までの時間の 70%の時間をいう。							
3) だれ最小厚さは，鉛直面に厚さ約 1mm 塗布された接着剤が，下方にだけ た後の最小厚さをいう。							
4) 接着強さは，せん断試験により求める。							
(20.9.4 接合解説続き) (2) 支保工の構造は，接合作業中の荷重，プレストレッシングによる部材の変形等を考慮して定める必要がある。							
なお，全てのプレキヤストセグメントを支保工上に並べ，プレストレスを導入して構造物を構築する場合は，特に端部のプレキヤストセグメントの移動量が大きくなるので，それに対して特別な配慮が必要である。							
17.13 グラウトの施工		20.10 グラウトの施工					
17.13.1 グラウト		20.10.1 グラウト					
(1) グラウトは，PC 鋼材の腐食及び付着に影響を及ぼさないよう，シース内にグラウトが充てんされる方法で施工しなければならない。 (2) グラウトの施工は，1)から 13)の方法によることを原則とする。 1) 材料は 17.6.6 に規定するノンブリーディング型のグラウト又は 17.6.7 に規定する現場でのグラウト作業がないプレグラウトされた PC 鋼材を使用す		(1) グラウトは，P C 鋼材の腐食や付着に影響を及ぼさないよう，シース内にグラウトが充てんされる方法で施工しなければならない。 (2) グラウトの施工は，1) から 13) の方法によることを標準とする。 1) 材料は 20.4.6 に規定するノンブリーディング型のグラウト又は 20.4.7 に規定する現場でのグラウト作業がないプレグラウト P C 鋼材を使用す					

改定案	現行	備考
用する。プレグラウトされたPC鋼材を使用する場合の施工は 17.13.2 の規定による。 2) グラウトの練混ぜにあたり、材料の投入順序及び練混ぜ時間はあらかじめ設定した方法に従う。 3) グラウトの練混ぜはグラウトミキサで行う。グラウトミキサは、グラウトを十分練り混ぜることができるものを使用する。 4) グラウトは、注入が終了するまで緩やかに攪拌できるアジテーター等により攪拌する。 5) グラウトの注入に用いるホースは、グラウトの注入に対して所要の材質、断面積のものを使用する。 6) グラウトを確実に充てんするため、ダクト形状、ダクト長さ、グラウトの種類に応じた、注入、排気、排出口を設ける。 7) グラウト注入前には、ダクトの気密性と導通性を確認する。 8) グラウト注入は、練混ぜ直後に、グラウトポンプを用いて徐々に行う。グラウトポンプは、空気が混入しないように注入できるものを使用する。 9) グラウトは、グラウトポンプに入れる前に、適切なふるいに通す。 10) グラウト注入は、グラウト注入作業が完全に施工されたことを確認するために、注入データが記録できる機能を備えた流量計を使用するとともに、排出口から一様な品質のグラウトが流出するまで中断しない。 11) 寒中における施工の場合には、ダクト周辺の温度を、注入前に+5℃以上にしておく。グラウト温度は、注入時には+10℃から+25℃とし、注入後少なくとも3日間+5℃以上に保つ。 12) 暑中における施工の場合は、注入時のグラウトの温度をなるべく低く抑え、グラウトの急激な硬化等を生じさせないようにする。 13) グラウト硬化後のグラウトホースは、適切にあと処理を行う。	る。プレグラウトPC鋼材を使用する場合の施工は 20.10.2 の規定による。 2) グラウトの練混ぜにあたり、材料の投入順序及び練混ぜ時間はあらかじめ設定した方法に従う。 3) グラウトの練混ぜはグラウトミキサで行う。グラウトミキサは、グラウトを十分練り混ぜることができるものを使用する。 4) グラウトは、注入が終了するまで緩やかに攪拌できるアジテーター等により攪拌する。 5) グラウトの注入に用いるホースは、グラウトの注入に対して所要の材質、断面積のものを使用する。 6) グラウトを確実に充てんするため、ダクト形状、ダクト長さ、グラウトの種類に応じた、注入、排気、排出口を設ける。 7) グラウト注入前には、ダクトの気密性と導通性を確認する。 8) グラウト注入は、練混ぜ直後に、グラウトポンプを用いて徐々に行う。グラウトポンプは、空気が混入しないように注入できるものを使用する。 9) グラウトは、グラウトポンプに入れる前に、適当なふるいに通す。 10) グラウト注入は、グラウト注入作業が完全に施工されたことを確認するために、注入データが記録できる機能を備えた流量計を使用するとともに、排出口から一様な品質のグラウトが流出するまで中断しない。 11) 寒中における施工の場合においては、ダクト周辺の温度を、注入前に5℃以上にしておく。グラウト温度は、注入時には 10～25℃とし、注入後少なくとも5日間は5℃以上に保つ。 12) 暑中における施工の場合においては、注入時のグラウトの温度をなるべく低く抑え、グラウトの急激な硬化等が生じないようにする。 13) グラウト硬化後のグラウトホースは、適切にあと処理を行う。	
(1) <u>グラウトは、プレストレスを導入するコンクリート橋の施工のうちでも耐久性に影響する最も重要な作業のひとつである。施工にあたっては、施工機械の点検、現場条件、材料の品質等に十分な注意を払う必要がある。</u> PC 鋼材は、外部からの空気、水あるいはその他の腐食性物質の侵入によって腐食が進行し、PC 鋼材の破断のおそれもあるので、ダクトをグラウトで充てんし、<u>腐食から防護される必要がある。また、グラウトと PC 鋼材との付着は、両者が一体となって変形し、設計で想定した耐荷性能を確保するために必要である。</u>プレストレスを与えた後、PC 鋼材の腐食を防ぐため、できるだけ早い時期にグラウトの注入作業を行う必要がある。プレストレスを導入するコンクリート橋の施工において、グラウトは特に重要な管理項目である。施	(1) <u>グラウト注入作業は、プレストレスコンクリート橋の施工のうちでも耐久性に影響する最も重要な作業のひとつであり、施工にあたっては、注入器具の点検、現場条件、材料の品質等に十分な注意を払う必要がある。</u> PC 鋼材は、外部からの空気、水あるいはその他の腐食性物質の侵入によって腐食が進行し、PC 鋼材の破断のおそれもあるので、ダクトをグラウトで充てんする必要があり、<u>プレストレスを与えた後、放置期間中の PC 鋼材の腐食を防ぐため、できるだけ早い時期にグラウトの注入作業を行う必要がある。定着具及び部材端部の切欠き部は、雨水の侵入等により腐食したり、破損しないように、無収縮性のコンクリートやモルタル等を充てんし、定着部がコンクリート内に埋込まれる構造とするの</u>	

改定案	現行	備考
工状況及び品質管理試験の結果等について、記録を作成しておく必要がある。 (2) グラウトの施工は本示方書のほか、「PCグラウトの設計施工指針—改訂版—」（プレストレストコンクリート工学会、平成24年12月）等を参考に行うとよい。 1) ノンブリーディング型のグラウト材料には、いくつかの粘性タイプがあるが、PC鋼材種別、シーズ径、ダクト配置形状、注入方向等を考慮した上で、充てん性の確保が確認されたものを用いる必要がある。 また、粘性の増加により注入抵抗が増加するので、注入方法、施工機械器具について十分な検討を行う必要がある。なお、充てん性の確保が確認されている過去の施工実績や既往の実験等の条件と施工対象のシーズの径、配置状況や使用材料等の条件が異なり、充てん性の確保が明白でない場合には、注入実験等により充てん性を確認する必要がある。 2) グラウトに使用するグラウト用混和剤やプレミックス材は、それぞれ構成する原材料等が異なるため、所要の品質を得るために投入順序や練混ぜ時間は基準試験等で確認された方法で行う必要がある。 3) グラウトミキサは、セメント粒子を分散させる強力なものが望ましく、試験練り等でその性能が確認されたものを使用するとよい。練混ぜ時間は使用する材料によっても異なるので、試験練り等により確認する必要がある。なお、練混ぜ時間が長いと、セメントの水和熱によってグラウトの温度が上昇する等の悪影響があるので、留意する必要がある。 4) グラウトは、注入作業を短時間中断するだけでも材料分離や流動性の低下を生じる場合があるので、練混ぜ注入作業の終わるまで、緩やかに攪拌を続ける必要がある。 5) グラウト注入用のホースは注入作業に大きな影響を与えるので、注入圧が高くなりすぎない適切な径を有し、ホースの配置作業やコンクリート打込み時の衝撃に対し折曲がりやつぶれ等により断面閉塞しない強度を有する必要がある。また、グラウト注入後の空気の流入などを防止するための気密性も有する必要がある。なお、寒冷時に施工する場合、便直し取扱いが困難となる場合があるため、低温時にも可とう性を有する必要がある。 6) グラウト注入は、注入口をダクト最下端に設け、低いところから高いところに向かって、徐々にグラウトが充てんされるように注入する必要がある。ダクトの全断面へのグラウト注入は、注入を完全に行うために、ダクトの低いところから高いところ	がよい。 プレストレストコンクリート橋の施工において、グラウトの施工は特に重要な管理項目である。施工状況及び品質管理試験の結果等について、記録を作成しておくのがよい。 (2) グラウトの施工は本示方書のほか、「コンクリート道路橋施工便覧」（日本道路協会、平成10年1月）等を参考に行うとよい。 1) ノンブリーディング型グラウトは、ブリーディング水が発生しないので、ブリーディング水の排出及びグラウト体積の減少補正を行う必要がなく、グラウト不足が発生しにくいグラウト材料である。ノンブリーディング型グラウトには、高粘性のグラウトと粘性を抑えたグラウトがあるが、シーズ傾斜部における充てん性を考慮して高粘性のグラウトを用いることを標準とする。 また、高粘性のグラウトを用いる場合は、粘性により注入抵抗が増加するので、注入方法、施工機械器具について十分な検討を行う必要がある。 なお、粘性を抑えたグラウトを用いる場合は、シーズの配置形状等を考慮し、注入実験等により充てん性を確認することが望ましい。 2) グラウトに使用するグラウト用混和剤やプレミックス材は、それぞれ構成する原材料などが異なるため、所定の品質を得るために投入順序や練混ぜ時間は基準試験等であらかじめ設定した方法で行う必要がある。 3) グラウトミキサは、セメント粒子を分散させる強力なものが望ましい。なお、練混ぜ時間が長いと、セメントの水和熱によってグラウトの温度が上昇する等の悪影響があるので、一般に3分程度で練り混ぜるのがよい。練混ぜ時間は使用する混和剤によっても異なるので、試験練り等により確認する必要がある。また、流動化剤や高性能減水剤を使用する場合には、グラウトの性能を十分に発揮するために、グラウトミキサは、回転数等について適切な機能のものを選定する必要がある。 4) グラウトは、注入作業を短時間中断するだけでも材料分離を生じる傾向があるので、練混ぜ注入作業の終わるまで、緩やかに攪拌を続ける必要がある。 5) グラウト注入用のホースは注入作業に大きな影響を与えるので、注入作業に適した断面種、耐圧性のものを使用するとともに、寒冷時に施工する場合には低温にしても可とう性のあるものを使用する必要がある。特に、粘性の高いグラウトを使用する場合には太径のホースを使用するのがよい。また、ホースの配置作業や、コンクリートの打設時には、折曲がりや、つぶれ等によりホースの断面が閉塞しないよう注意する必要がある。 10) 途中より グラウト注入は、注入を完全に行うために、ダクトの低いところから高いところ	

改定案	現行	備考
ラウトの充てんを確実にを行うために、ダクトの途中に頂部がある場合には、排気口を兼ねた流出口を設け、気泡を排出できるようにする。とよい。グラウトを長いダクトに注入する場合、途中に空隙が残りにくくなるので、注入するダクトに注入口と排気口を複数設けて、最下端より順次注入することが望ましい。また、シース接続具によりダクトに断面が急変する部分がある場合は、充てん状態が悪くなりやすいので、その部分に排気口を設けることが望ましい。 7) ダクトに異物がないこと及びダクトからの漏れがないことを確認するため、グラウト注入前に圧縮空気を注入し全ての排気口・排出口から空気が排出されるときにも漏れないことを確認する必要がある。また、グラウト注入までの間にダクトに水やゴミなどが入ると、グラウト充てんの妨げとなるため、異物の侵入を防止する必要がある。 8) グラウト注入開始時から計画注入流量を注入するとグラウトが完全に注入されず空隙を残したり、注入圧力が上昇しグラウトホースが破損したり、閉塞の原因になるため、注入圧力を確認しながら徐々に計画注入流量となるよう注入する必要がある。 9) グラウトにセメント塊やごみ等が混入していた場合、閉塞等の原因となることから、グラウトをグラウトミキサーからグラウトポンプに投入する際には、適切なふるいを通して、これらを除去する必要がある。練混ぜたグラウト中のセメント塊やゴミを取り除くためグラウトポンプに入れる前にふるいに通すこととした。なお、一般に1.2mm程度の網目のふるいが用いられている。 10) それぞれのダクトごとの注入量を管理するために、流量計を使用する。流量計は、PC鋼材番号、施工日時、注入量等が自動印字できる機能を用意したもののがよい。 流出口から注入口と同等の品質のグラウトが安定して流出することを確認した後、流出口を順次閉じる必要がある。全ての流出口を閉じた後、注入口からの逆流を防ぐために、注入圧より幾分大きな圧力を保つようにして注入作業を終え、注入口を閉じる。 11) 寒中にグラウトの施工を行うと、グラウトが凍結し、所要の強度が得られない場合や、凍結の結果グラウトが膨張し、ダクトに沿って周囲のコンクリートにひび割れが発生する場合があるので、気象条件に十分注意して施工する必要がある。 寒中のグラウト工については、条文の事項を考慮して、実施するか延期するかの判断を慎重に行う必要がある。グラウト本来の目的が達成できることが確かめられ、施工で	に向かって、徐々にグラウトが充てんされるように注入する必要がある。 ダクトの途中に頂部がある場合には、排気口を兼ねた流出口を設け、気泡を排出できるようにする必要がある。 6) グラウト注入作業においては、ダクトの全断面へのグラウトの充てんを確実にを行うために、排気口を設ける必要がある。グラウトを長いダクトに注入する場合は、途中に空隙が残りにくくなるので、注入するダクトに注入口と排気口を短い間隔で多数設けて、最下端より順次注入することが望ましい。また、カップラーシースのようなものが用いられて、ダクトに断面急変部分がある場合は、充てん状態が非常に悪くなりやすいので、その部分に排気口を設けることが望ましい。 7) ダクトに異物がないこと及びダクトからの漏れがないことを確認するため、グラウト注入前に圧縮空気を注入し全ての排気口・排出口から空気が排出されるときにも漏れがないことを確認する必要がある。 6) 途中より グラウト注入までの間にダクトに水やゴミなどが入ると、グラウト充てんの妨げとなるため、異物の侵入を防止する必要がある。 8) グラウトを急激に注入すると、グラウトが完全に注入されず空隙を残したり、注入圧力が上昇しグラウトホースが破損したり、閉塞の原因になるので、徐々に注入する必要がある。 9) グラウトポンプに入れる前に通すふるいは、一般に1.2 mm 程度の網目のものが用いられている。 10) それぞれのダクトごとの注入量を管理するために、流量計を使用する。流量計には、PC鋼材番号、施工日時、注入量等が自動印字できる機能があるもののがよい。 流出口から注入口と同等の品質のグラウトが安定して流出することを確認した後、流出口を順次閉じる必要がある。全ての流出口を閉じた後、注入口からの逆流を防ぐために、注入圧より幾分大きな圧力を保つようにして注入作業を終え、注入口を閉じることを望ましい。 11) 寒中にグラウトの施工を行うと、グラウトが凍結し、所定の強度が得られない場合や、凍結の結果グラウトが膨張し、ダクトに沿って周囲のコンクリートにひび割れが発生する場合があるので、気象条件に十分注意して施工する必要がある。 寒中のグラウト工については、条文の事項を考慮して、実施するか延期するかの判断を慎重に行う必要がある。グラウト本来の目的が達成できることが確かめられ、	

改定案	現行	備考
きる場合以外は、寒中のグラウト作業を延期するのがよい。<u>寒冷地において冬期間のグラウトの施工ができない場合は、PC 鋼材を腐食から守るための一時的な防錆対策を行う必要がある。</u> 一般に、グラウトの断面は小さいので、部材のコンクリートの温度が低ければ、グラウト温度は注入後直ちに部材のコンクリート温度まで低下し、グラウトの凝結、硬化の進行が遅れ、グラウトが凍結するおそれがある。このため、寒中における施工では、注入前にダクト周辺の温度を 5℃以上しておく必要がある。また、グラウトが凍結に対して十分な安定性を有するまで、注入後少なくとも 3 日間、5℃以上を保つ養生を続ける必要がある。ただし、特殊な材料を用いる場合はこの限りでない。 寒中における施工の場合は、凍結防止の観点から、水セメント比の小さいグラウトを用いるのがよい。 12) 暑中における施工の場合は、グラウトの温度上昇、グラウトの急激な硬化等が生じないようにする必要がある。 一般に、夏期には注入作業中のグラウトの温度上昇をできるだけ抑えるために、注入時のグラウトの温度を 35℃以下とするとともに、注入作業は早朝等の比較的低い時間で行うのがよい。セメントは、粉末度の高い早強ポルトランドセメントの使用は避け、<u>混和剤は遅延型減水剤を用いるのがよい。</u> 13) グラウトホース周囲のコンクリートは、施工により弱点となりやすいので、適切な処理及び防水処理を行う必要がある。また、定着部及び部材端部の切欠き部は、<u>雨水の浸入等による腐食から防護するため、無収縮性のコンクリートやモルタル等を充填し、定着部がコンクリート内に埋込まれる構造とするのがよい。</u> 17.13.2 プレグラウトされた PC 鋼材 (1) プレグラウトされた PC 鋼材の施工にあたっては、所要の性能を確保するように、運搬、保管、緊張作業が行われなければならない。 (2) プレグラウトされた PC 鋼材の施工は、1) から 7) の方法によることを原則とする。 1) プレグラウトされた PC 鋼材の運搬にあたっては、被覆材内の樹脂又はグラウトの漏れ及び被覆材の損傷を生じさせないようにする。 2) 緊張作業までの期間が使用期限を超えたプレグラウトされた PC 鋼材は、使用しない。	施工できる場合以外は、寒中のグラウト作業を延期するのがよい。 一般に、グラウトの断面は小さいので、部材のコンクリートの温度が低ければ、グラウト温度は注入後直ちに部材のコンクリート温度まで低下し、グラウトの凝結、硬化の進行が遅れ、グラウトが凍結するおそれがある。このため、寒中における施工では、注入前にダクト周辺の温度を 5℃以上しておく必要がある。<u>注入時のグラウト温度は、10～25℃とする。</u>また、グラウトが凍結に対して十分な安定性を有するまで、注入後少なくとも 5 日間、5℃以上を保つ養生を続ける必要がある。ただし、特殊な材料を用いる場合はこの限りでない。 寒中における施工の場合は、凍結防止の観点から、水セメント比の小さいグラウトを用いるのがよい。 12) 暑中における施工の場合は、グラウトの温度上昇、グラウトの急激な硬化等が生じないようにする必要がある。 一般に、夏期には注入作業中のグラウトの温度上昇をできるだけ抑えるために、注入時のグラウトの温度をなるべく低く (35℃以下) するとともに、注入作業は早朝等の比較的低い時間で行うのがよい。セメントは、粉末度の高い早強ポルトランドセメントの使用は避け、<u>混和剤は遅延型減水剤を用いることが望ましい。</u> 13) グラウトホース周囲のコンクリートは、施工により弱点となりやすいので、適切な処理及び防水処理を行う必要がある 20.10.2 プレグラウト PC 鋼材 (1) プレグラウト PC 鋼材の施工にあたっては、所定の性能を確保するように、運搬、保管、緊張作業を行わなければならない。 (2) プレグラウト PC 鋼材の施工は、1) から 7) の方法によることを標準とする。 1) プレグラウト PC 鋼材の運搬にあたっては、被覆材内の樹脂の漏れや、被覆材の損傷が生じないようにする。 2) 緊張作業までの期間が使用期限を超えたプレグラウト PC 鋼材は、原則として使用しない。	

改定案	現行	備考
3) プレググラウトされたPC鋼材を現場にて保管する場合には、樹脂又はグラウトの硬化、被覆材の損傷が生じさないようにする。 4) 樹脂又はグラウトの硬化状態は、温度の影響を大きく受けるので、運搬から緊張作業までの温度管理には十分注意を払う。 5) プレググラウトされたPC鋼材の配置及びコンクリートの打込み時においては、被覆材が損傷して樹脂又はグラウトが漏れることのないよう、十分に注意して施工する。 6) 樹脂又はグラウトの漏れ止めキャップの撤去及び被覆材の切除は、緊張を行う当日に行い、PC鋼材をきずつけないよう慎重に作業を行う。 7) プレググラウトされたPC鋼材の緊張は、樹脂又はグラウトの硬化により作業に支障を生じさないように、コンクリートが所定の強度に達した段階で、速やかに行う。	3) プレググラウトPC鋼材を現場にて保管する場合には、樹脂の硬化、被覆材の損傷が生じないようにする。 4) 樹脂の硬化状態は、温度の影響を大きく受けるので、運搬から緊張作業までの温度管理には十分注意を払う。 5) プレググラウトPC鋼材の配置及び部材コンクリートの打込み時においては、被覆材が損傷して樹脂漏れを起こすことのないよう、十分に注意して施工する。 6) 樹脂の漏れ止めキャップの撤去及び被覆材の切除は、緊張を行う当日に行い、PC鋼材をきずつけないよう慎重に作業を行う。 7) プレググラウトPC鋼材の緊張は、樹脂の硬化により作業に支障が生じないように、コンクリートが所定の強度に達した段階で、速やかに行う。	
ここでの規定は、17.6.7で規定されているプレググラウトされたPC鋼材を用いる場合の施工について規定されているものである。 (1) <u>プレググラウトされたPC鋼材は、設計の前提条件である所要の品質が確保されるよう施工される必要がある。</u> (2) 1) プレググラウトされたPC鋼材の運搬にあたっては、被覆材内の樹脂又はグラウトが漏れ出さないように、工場出荷時に、鋼材端部に漏れ止めキャップ等を取付ける。トラックからの荷おろし時や現場内での小運搬にあたっては、引きずったり、引っ掛けたりしないように注意するとともに、ナイロンスリング等を使用して、被覆材を損傷させないよう取扱う必要がある。2) <u>プレググラウトされたPC鋼材の樹脂又はグラウトは、温度履歴及び時間の経過とともに硬化する特性を有している。緊張時において、樹脂は、緊張作業に影響がない状態である必要がある。なお、樹脂又はグラウトの硬化期間に関しては、使用するコンクリートの種類や配合、部材寸法、施工地域によって大きく左右されるため、硬化期間中の対象構造物の維持管理にあたっては、注意深く点検を行う等し、設計で求められる要求性能と齟齬が無いことを確認するのが望ましい。</u> 3) プレググラウトされたPC鋼材を現場にて保管する場合には、樹脂又はグラウトの硬化に影響を与えないように、直射日光を避け、温度変化の小さい、風通しの良い場所に保管する必要がある。また、被覆材の損傷を防ぐために、枕木等を使用し、地面や橋面に直に置かないようにする。また、風雨を避けるために、シート等で覆う。 被覆材の損傷を避けるために、ガス、電気の区別なく溶接、切断作業をプレググラウトされたPC鋼材の付近で行わない。やむを得ず作業する場合には、<u>プレググラウトされたPC鋼材に対して十分な防護を行い注意しながら作業する。</u> 4) プレググラウトされたPC鋼材に用いられる樹脂又はグラウトには、硬化剤の添加量等に	(2) <u>プレググラウトPC鋼材の施工は本示方書のほか、「PCグラウト&プレググラウトPC鋼材施工マニュアル」(プレストレスト・コンクリート建設業協会、平成18年6月)を参考に行うとよい。</u> 1) プレググラウトPC鋼材の運搬にあたっては、被覆材内の樹脂が漏れ出さないように、工場出荷時に、鋼材端部に漏れ止めキャップ等を取付ける。トラックからの荷おろし時や現場内での小運搬にあたっては、引きずったり、引っ掛けたりしないように注意するとともに、ナイロンスリング等を使用して、被覆材を損傷しないようにする。 2) プレググラウトPC鋼材を現場にて保管する場合には、樹脂の硬化に影響を与えないように、直射日光を避け、温度変化の小さい、風通しの良い場所に保管する。また、被覆材の損傷を防ぐために、枕木等を使用し、地面や橋面に直に置かないようにする。また、風雨を避けるために、シート等で覆う。 被覆材の損傷を避けるために、ガス、電気の区別なく溶接、切断作業をプレググラウトPC鋼材の付近で行わない。やむを得ず作業する場合には、プレググラウトPC鋼材に対して十分な防護を行い注意しながら作業する。 4) プレググラウトPC鋼材に用いられる樹脂には、硬化剤の添加量等により種々のも	

改定案	現行	備 考
より種々のものがある。樹脂又はグラウトの硬化状態は、温度の影響を大きく受け、使用する樹脂やグラウトのタイプに応じて異なるため、保管温度の設定には十分注意が必要である。したがって、気候や現場条件等により、その保管温度を満足できないことが想定される場合には、使用期限を短縮する等緊張作業に支障のないように適切な処置を講じる必要がある。マスコンクリート等のコンクリート温度が高くなる部材にプレグラウトされた PC 鋼材を使用する場合には、部材の温度上昇に伴い樹脂又はグラウトが急激に硬化し、緊張できなくなる場合もあるので、事前にコンクリートの温度履歴を把握し、樹脂又はグラウトの種類・タイプを選定する必要がある。 5) プレグラウトされた PC 鋼材の配置にあたっては、変曲点及び最大間隔 1 m 程度に棚筋を設け、結束線により堅固に支持しておく。被覆材をきずつけないように、棚筋は丸鋼、結束線はビニール被覆線を用いるのがよい。コンクリート打込み時も被覆材を損傷させないよう注意して締固めを行う必要がある。支圧板は、樹脂漏れやシース内への雨水等の浸入を防ぐためコンクリート打込み前に設置しておく。 6) PC 鋼材余長部の切断にあたっては、樹脂が可燃性のためガス切断は避け、グラインダーカッター等の適切な用具により行う。定着具の保護及び樹脂やグラウトの漏れ出し防止のため、PC 鋼材余長部及び定着具をモルタル等により速やかに覆う。 樹脂又はグラウトの漏れ止めキャップの撤去及び被覆材の切除は、緊張を行う当日に作業する。被覆材の切除位置は、支圧板表面とし、PC 鋼材をきずつけないよう慎重に作業を行う。被覆材撤去後の PC 鋼材表面に付着している樹脂やグラウトは、定着部の防せいの目的から、定着具設置位置の樹脂やグラウトについては除去しなくてよい。ただし、ジャッキ装着位置の樹脂又はグラウトについては、緊張作業によりジャッキ内に付着すると、作業に支障が生じることがあるので除去しておくことが望ましい。 7) 緊張作業開始前に、ジャッキ内グリッパに硬化した樹脂やグラウトが付着している場合やジャッキウェッジに樹脂が付着している場合には、緊張中に PC 鋼材が滑る可能性があるため、ブラシ等で確実に除去するか、グリッパを新品に交換する。	のがある。樹脂の硬化状態は、温度の影響を大きく受け、使用する樹脂のタイプに応じて異なるため、保管温度の設定には十分注意が必要である。したがって、気候や現場条件等により、その保管温度を満足できないことが想定される場合には、使用期限を短縮する等緊張作業に支障のないように適切な処置を講じる必要がある。マスコンクリートブロックにプレグラウト PC 鋼材を使用した場合には、部材の温度上昇に伴い樹脂が急激に硬化し、鋼材を緊張できない場合もあるので、事前に樹脂の硬化試験等を行ない、硬化時間を確認しておくことが望ましい。 5) プレグラウト PC 鋼材の配置にあたっては、変曲点及び最大間隔 1 m 程度に棚筋を設け、結束線により堅固に支持しておく。被覆材をきずつけないように、棚筋は丸鋼を、結束線はビニール被覆線を用いるのがよい。支圧板は、コンクリート打設前に設置しておく。 6) PC 鋼材余長部の切断にあたっては、樹脂が可燃性のためガス切断は避け、グラインダーカッター等の適切な用具により行う。定着具の保護及び樹脂の漏れ出し防止のため、PC 鋼材余長部及び定着具をモルタル等により速やかに覆う。 コンクリート打設時には、パイプレータが被覆材に当たり損傷しないよう、注意して締固め作業を行う。 7) 樹脂の漏れ止めキャップの撤去及び被覆材の切除は、緊張を行う当日に作業する。被覆材の切除位置は、支圧板表面とし、PC 鋼材をきずつけないよう慎重に作業を行う。被覆材撤去後の PC 鋼材表面に付着している樹脂は、定着部の防せいの目的から、定着具設置位置の樹脂については除去しなくてよい。ただし、ジャッキ装着位置の樹脂については、緊張作業によりジャッキ内に付着すると、作業に支障が生じることがあるので除去しておくことが望ましい。 緊張作業開始前に、ジャッキ内グリッパに硬化した樹脂が付着している場合には、緊張中に PC 鋼材が滑る可能性があるため、ブラシ等で確実に除去するか、グリッパを新品に交換する。	
17.14 型枠及び支保工 17.14.1 一般 (1) 型枠及び支保工は、コンクリートの打込みから硬化にいたるまでの起り得る最も不利な組合せの荷重に対して、十分な強度と安全性を有するものでなければならない。	20.11 型枠及び支保工 20.11.1 一般 (1) 型枠及び支保工は、コンクリートの打込みから硬化にいたるまでの起り得る最も不利な組合せの荷重に対して、十分な強度と安全性を有するものでなければならない。	

改定案	現行	備考
(2) 型枠及び支保工は、完成した構造物が所要の性能を確保できるように、その形状及び位置が正確に保たなければならない。 (3) 型枠及び支保工は、コンクリートの耐久性及び表面の出来形を損なわなように配慮しなければならない。	(2) 型枠及び支保工は、完成した構造物が所定の性能を確保できるように、その形状及び位置を正確に保たなければならない。 (3) 型枠及び支保工は、コンクリートの耐久性及び表面の出来形を損なわなように配慮しなければならない。	
(1) 一般に、コンクリート構造物の施工では、コンクリートの打込みから硬化にいたるまでの時間が比較的短いので、型枠及び支保工に大きな安全率をとる必要はないが、仮設構造物であるからといって、むやみに経済性にとらわれて、その構造物に悪影響を与えたり、安全性を損なうことがないようには、その構造物に悪影響がある必要はない。支保工は鉛直方向の荷重に対しては、その支柱等が十分な強度を持ち、座屈に対して安全である必要がある。このため、必要に応じてつなぎ材、すじかい等を用いて、支柱を固定する。 また、水平方向の荷重に対しては、支保工上部のはり等の両端を、既設構造物やその他の支持物に固定するか、つなぎ材、すじかい等を用いて、抵抗させる必要がある。 (2) 支保工は、クリーブ及び乾燥収縮が終了した時点で所定の計画高となるように、必要に応じて適当な上げ越しを考慮する。上げ越し量の設定にあたっては、桁自重、橋面荷重、プレストレス等による変形や、コンクリートのクリーブ、乾燥収縮による変形、活荷重、プレストレス等による変形や、コンクリートのクリーブ、乾燥収縮による変形、支保工の変形、沈下等を考慮する必要がある。なお長大支間のコンクリート橋では、施工中の温度変化の影響による変形が大きくなるので、温度変化の影響についても考慮する必要がある。 (3) コンクリート表面の出来形は型枠及び支保工の施工に依存する。型枠のはらみや目違いによるコンクリートの不陸、型枠継目からのモルタル分の流出による骨材の露出、型枠はく離剤によるコンクリート表面の汚れ等が生じないように配慮する必要がある。これらは美観に影響するほか、骨材の露出や表面の汚れは耐久性にも影響を与える場合があるので、組立時には十分注意し、コンクリート打込み前に確認を行う。	(1) コンクリート表面の出来形は型枠及び支保工の施工に依存する。型枠のはらみや目違いによるコンクリートの不陸、型枠継目からのモルタル分の流出による骨材の露出、型枠はく離剤によるコンクリート表面の汚れ等が生じないように配慮する必要がある。これらは美観に影響するほか、骨材の露出や表面の汚れは耐久性にも影響を与える場合があるので、組立時には十分注意し、コンクリート打込み前に確認を行う。	
17. 14. 2 設計及び施工 (1) 型枠及び支保工の設計及び施工にあたっては、コンクリート打設に伴う型枠及び支保工のたわみの影響について予測し、設計の前提条件の確保並びに完成部材に悪影響を及ぼさないような措置が講じられなければならない。 (2) 型枠の設計にあたっては、鉛直方向荷重として、型枠、コンクリート、鉄筋、作業員、施工機械器具、仮設備等の重量、衝撃等を考慮する。また、水平方向荷重として、フレッシュコンクリートの側圧を考慮しなければならない。	20. 11. 2 設計及び施工 (1) コンクリート打設に伴う型枠及び支保工のたわみの影響について予測し、部材に悪影響を及ぼさないような措置を講じなければならない。 (2) 型枠の設計にあたっては、鉛直方向荷重として、型枠、コンクリート、鉄筋、作業員、施工機械器具、仮設備等の重量及び衝撃等を考慮する。また、水平方向荷重として、フレッシュコンクリートの側圧を考慮しなければならない。	

改定案	現行	備考
ない。 (3) 支保工の設計にあたっては、鉛直方向荷重として、型枠、コンクリート、鉄筋、支保工、作業員、施工機械器具、仮設備等の重量、衝撃、プレストレスの影響等を考慮する。また水平方向荷重として、施工中の衝撃、振動、傾斜の影響、プレストレスの影響の他に、必要に応じて風圧、流水圧、地震の影響等が考慮されなければならない。 (4) 型枠は、モルタルの漏れない構造としなければならない。 (5) 型枠内面には、はく離剤を塗布することを原則とする。 (6) 型枠を組立てる場合の部材のかどは、面取りを行うことを原則とする。 (7) 型枠の締付け材は、型枠を取りはずした後、コンクリート表面に残らないものが使用されなければならない。また、塩害の影響を受ける地域では、型枠、セパレータ及び型枠組立てに用いた補助鋼材は、かぶり内から除去されなければならない。 (8) 支保工は、プレストレッシング時のプレストレス力によるコンクリートの変形及び反力の移動を阻害しないものを使用されなければならない。 (9) 型枠及び支保工は、コンクリートに設計で想定しない応力等を与えないように取りはずされなければならない。 (10) 型枠及び支保工は、部材等が所定の出来形を満足するように施工されなければならない。 (11) 型枠及び支保工は、コンクリート打込み前に、部材等が所定の出来形を満足するような寸法で堅固に設置されていることを確認する。	ない。 (3) 支保工の設計にあたっては、鉛直方向荷重として、型枠、コンクリート、鉄筋、支保工、作業員、施工機械器具、仮設備等の重量及び衝撃、プレストレスの影響等を考慮する。また水平方向荷重として、施工中の衝撃、振動、傾斜の影響、プレストレスの影響のほかに、必要に応じて風圧、流水圧、地震の影響等を考慮しなければならない。 (4) 型枠は、モルタルの漏れない構造としなければならない。 (5) 型枠内面には、はく離剤を塗布しなければならない。 (6) 型枠を組立てる場合の部材のかどは、面取りを行うことを原則とする。 (7) 型枠の締付け材は、型枠を取りはずした後、コンクリート表面に残らないものを使用しなければならない。また、塩害の影響を受ける地域では、型枠、セパレータ及び型枠組立てに用いた補助鋼材は、かぶり内から除去されなければならない。 (8) 支保工は、プレストレッシング時のプレストレス力による変形及び反力の移動を阻害しないものを使用しなければならない。 (9) 型枠及び支保工は、コンクリートに設計で想定しない応力等を与えないように取りはずされなければならない。 (10) 型枠及び支保工は、所定の出来形を満すように施工しなければならない。	
(1) 型枠及び支保工は、完成部材を所定の位置、形状、寸法に保つとともに、作業員の安全を確保する上で重要である。したがって、型枠及び支保工は、その強度、変形を考慮して、設計の前提条件の達成並びに完成部材に悪影響を及ぼさないような措置が講じられる必要がある。 (2) 型枠は作用荷重に対して所定の位置及び形状が保たれる必要がある。コンクリートの打込みにおいては、打込み速度が大きい場合や凝結が遅延する冬の作業では、高い側圧が型枠に作用する可能性があるため注意が必要である。 (3) 支保工の倒壊事故は、水平方向荷重に起因するものが多いので、設計にあたっては十分慎重にその大きさを決める必要がある。 支保工の設置期間が比較的長期間の場合は、施工中に地震の影響を受ける可能性が大きくなるので、想定される地震に対して十分な強度と安全性を有するように設計する必要がある。 型枠及び支保工に用いられる材料の許容応力度は、「労働安全衛生規則」(厚生労働省令)	(3) 支保工の倒壊事故は、水平方向荷重に起因するものが多いので、設計にあたっては十分慎重にその大きさを決める必要がある。 支保工の設置期間が比較的長期間の場合は、施工中に地震の影響を受ける可能性が大きくなるので、想定される地震に対して十分な強度と安全性を有するように設計する必要がある。 型枠及び支保工に用いられる材料の許容応力度は、「労働安全衛生規則」(厚生労働省令)	

改定案	現行	備考
等に定められた値とする。 (4) 型枠の継目は、部材軸に直角又は平行とするのがよい。これは、型枠を正しい位置形状に造り、かつ型枠継目からモルタルが漏れることを防ぐ作業を容易にするためである。 (5) コンクリートが型枠に付着するのを防ぐため、また、型枠の取りはずしを容易にするため、型枠内面にははく離剤を塗布する必要がある。 (6) 型枠のすみに適当な面取り材を付けてコンクリート部材のかどを面取りすることは、型枠取りはずしの際や工事の完成後の衝撃等によってコンクリートのかどが破損するのを防ぐ、また、気象作用等の害を少なくするためにも有効である。 (7) 締付け材として用いたボルト、棒鋼等の端部が工事完成後コンクリート表面に出ていると、この部分から水分が侵入したり、さびてコンクリート表面に汚点ができたり、コンクリートにひび割れが生じたりするおそれがあるので、ボルト、棒鋼等の端部はコンクリート表面に残してはならない。 型枠セパレータのコーンには、埋設タイプと除去タイプとがある。塩害を受ける地域に建設されるコンクリート橋においては、コンクリート表面に露出しているコーンが進行するおそれがあるので埋設タイプは使用しないのがよい。除去タイプのコーンを用いる場合は、セパレータの端部がかぶりに残らないようにする。<u>空隙部については、その跡穴を硬練りモルタル又は膨張セメントを混入したモルタル等を用いて入念に充てんする必要がある。</u> 型枠セパレータのコーンには、埋設タイプと除去タイプとがある。塩害を受ける地域に建設されるコンクリート橋においては、コンクリート表面に露出しているコーンが進行するおそれがあるので埋設タイプは使用しないのがよい。除去タイプのコーンを用いる場合は、セパレータの端部がかぶりに残らないようにする。<u>空隙部については、その跡穴を硬練りモルタル又は膨張セメントを混入したモルタル等を用いて入念に充てんする必要がある。</u> (8) 17.11 解説参照。 (9) 型枠及び支保工は、コンクリートが相当硬化して型枠及び支保工が圧力を受けなくなるまで、これを取りはずさないことが原則である。特に、支保工は、コンクリート部材が安全にその自重及びその上載荷重を負担できる強度に達するまで、これを<u>取りはずしてはならない</u>。また、プレストレッシングによって自重及びその他の荷重を受ける状態になるプレストレストコンクリート部材は、少なくともそれらの荷重に耐えるだけのプレストレスを与えた後でなければ、型枠及び支保工を取りはずしてはならない。 (10) 型枠及び支保工は、表-解 17.14.1 に示す部材寸法の施工精度を確保できるよう<u>施工</u>される必要がある。	働省令等に定められた値とする。 (4) 型枠の継目は、部材軸に直角又は平行とするのがよい。これは、型枠を正しい位置形状に造り、かつ、型枠継目からモルタルの漏れることを防ぐ作業を容易にするためである。 (5) コンクリートが型枠に付着するのを防ぐため、また、型枠の取りはずしを容易にするため、型枠内面にははく離剤を塗布する必要がある。 (6) 型枠のすみに適当な面取り材を付けてコンクリート部材のかどを面取りすることは、型枠取りはずしの際や工事の完成後の衝撃等によってコンクリートのかどが破損するのを防ぐ、また、気象作用等の害を少なくするためにも有効である。 (7) 締付け材として用いたボルト、棒鋼等の端部が工事完成後コンクリート表面に出ていると、この部分から水分が侵入したり、さびてコンクリート表面に汚点ができたり、コンクリートにひび割れが生じたりするおそれがあるので、ボルト、棒鋼等の端部はコンクリート表面に残してはならないとされている。 型枠セパレータのコーンには、埋設タイプと除去タイプとがある。塩害を受ける地域に建設されるコンクリート橋においては、コンクリート表面に露出しているコーンから腐食が進行するおそれがあるので使用しないのがよい。また、除去タイプのコーンを用いる場合は、セパレータの端部がかぶりに残らないようにするとともに、<u>その跡穴を硬練りモルタル又は膨張セメントを混入したモルタル等を用いて入念に充てんする必要がある。</u> (8) 20.8 解説参照。 (9) 型枠及び支保工は、コンクリートが相当硬化して型枠及び支保工が圧力を受けなくなるまで、これを取りはずさないことが原則である。特に、支保工は、コンクリート部材が安全にその自重及びその上載荷重を負担できる強度に達するまで、これを<u>取りはずしてはならない</u>としている。また、プレストレッシングによって自重及びその他の荷重を受ける状態になるプレストレストコンクリート部材は、少なくともそれらの荷重に耐えるだけのプレストレスを与えた後でなければ、型枠及び支保工を取りはずしてはならない。 (10) 型枠及び支保工は、表-解 20.11.1 に示す部材寸法の施工精度を確保できるよう<u>施工</u>する。	

改定案

現行

備考

表-解 17. 14. 1 部材寸法の施工精度

項 目	施 工 精 度
垂直部材の長さ寸法	設計寸法の±1%又は±30mmのうち小さい方の値。
水平部材の長さ寸法	設計寸法の±1%又は±30mmのうち小さい方の値。
柱及び桁の断面寸法	設計寸法の±2%又は±20mmのうち小さい方の値。
床 版 厚	+20～-10mm

(11) コンクリート打込み時及び打込み後に型枠及び支保工の施工が適当でないことにより、
構造物の性能が満たされないことが分かっても対処することが難しいため、コンクリート
の打込みに先立って、型枠及び支保工の状態を確認しておく必要がある。

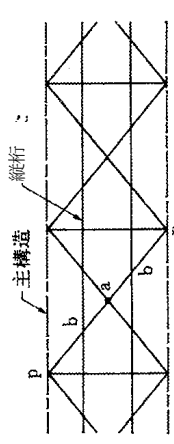
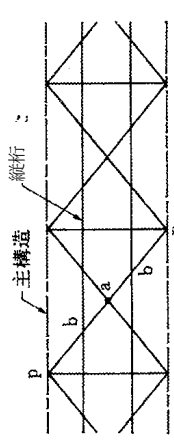
表-解 20. 11. 1 部材寸法の施工精度

項 目	施 工 精 度
垂直部材の長さ寸法	設計寸法の±1%又は±30mmのうち小さい方の値。
水平部材の長さ寸法	設計寸法の±1%又は±30mmのうち小さい方の値。
柱及び桁の断面寸法	設計寸法の±2%又は±20mmのうち小さい方の値。
床 版 厚	+20～-10mm

新旧対比表

Ⅱ 鋼橋・鋼部材編		現行	備考
改定案（10章）			
10.1 一般 10章 対傾構及び横構	8章 対傾構及び横構 8.1 一般		
(1) 5.1.1(2)の規定に従い、橋の立体的な機能を確保するために、対傾構及び横構を設けて、橋の断面形の保持、橋の剛性の確保、横荷重の支承部への円滑な伝達を図る場合には、次の(1)から(3)までの規定及び8.2の規定によらなければならない。なお、橋の支点部は、原則として対傾構、橋門構又は横桁を設けて床版又は上横構に作用する全横荷重を支承部に円滑に伝達できる構造とする。 (2) 死荷重による主桁又は主構のたわみが大い場合は、主桁又は主構の変形が対傾構及び横構に及ぼす影響を考慮することを標準とする。 (4) 対傾構及び横構について、その橋の主桁又は主構に適用される章に規定されている場合は、その規定による。 (5) 対傾構及び横構は、それぞれの構造形式に該当する章の規定を満たさなければならない。 (1) 橋の設計においては、橋が立体的な機能を満たすために、橋の断面形の保持、剛性の確保、横荷重の支承部への円滑な伝達を図れる構造とすることがある。本章は橋の立体的な機能を確保するために、対傾構及び横構を設ける場合について規定している。橋を主桁又は主構面に着目した平面構造物として解析する場合には、主桁又は主構間に対傾構、横構を設けるのが原則であり、幅員の狭い2主構のI形断面の鋼桁橋では、横構を省略した場合、全体横倒れ座屈の危険があり、十分注意することが必要である。 近年、構造の簡素化等を目的として、<u>対傾構、横構及び横桁の一部又は全部を省略した構造が検討される場合がある</u>。このような構造では横荷重に対して床版が抵抗することになるが、横方向部材を省略した場合の床版が備えるべき性能については規定されていない。そのため、<u>床版が、横方向部材を省略しない場合の床版と同等の耐荷性能と耐久性を有し、かつ橋の立体的な機能の確保に必要な性能をも有している必要がある</u>、このことについて十分な検討が必要となる。 なお、床版等を横構と共用させる場合や対傾構の強化によって横構を省略する場合など	橋の立体的な機能を確保するため、対傾構、横構を設けて橋の断面形の保持、橋の剛性の確保、横荷重の支承部への円滑な伝達を図る場合には、次の(1)から(3)までの規定及び8.2の規定によらなければならない。なお、橋の支点部は、原則として対傾構、橋門構又は横桁を設けて床版又は上横構に作用する全横荷重を支承部に円滑に伝達できる構造とする。 (1) 死荷重による主桁又は主構のたわみが大い場合は、主桁又は主構の変形が対傾構及び横構に及ぼす影響を考慮するのが望ましい。 (2) 対傾構及び横構について、その橋の主桁又は主構に適用される章に規定されている場合は、その規定による。 (3) 対傾構及び横構は、それぞれの構造形式に該当する章の規定を満たさなければならない。 橋の設計において、橋の立体的な機能を満たすために、橋の断面形の保持、剛性の確保、横荷重の支承部への円滑な伝達を図れる構造とすることがある。 特に橋を主桁又は主構面に着目した平面構造物として解析する場合には、主桁又は主構間に対傾構、横構を設けるのが原則であり、幅員の狭い2主構のI形断面の鋼桁橋では、横構を省略した場合全体横倒れ座屈の危険があり、十分注意することが必要である。 近年、構造の簡素化等を目的として横桁及び対傾構・横構の一部又は全部を省略した構造が検討される場合があるが、このような構造では横荷重に対して床版が抵抗することになるため、特に床版の安全性や耐久性に問題がないこと及び橋が立体的に機能できることについて十分な検討が必要である。 この条文は、対傾構や横構を設ける場合の原則について規定している。なお、床版等を横		

改定案（10章）	現行	備考
において、主構造の構造形式によってそれぞれ該当する規定が他の各章にある場合にはその規定も適用する必要がある。 (2) 床版又は上横構に作用する横荷重は支点上の対傾構（端対傾構）、橋門構又は横桁を経て支承部に伝わるので、橋の支点部には原則として対傾構、橋門構又は横桁を設けて、床版又は上横構に作用する全横荷重を死勝負の設計と整合したものととして支承部に伝えることができる構造とするように定めている。 (3) 死荷重による主構造のたわみが大い場合は、その変形により対傾構、横構に付加的な応力が作用したり、そのために横構や対傾構の部材が変形し部材の組立が困難になる場合があるので、これらを考慮して応力上及び施工上において余裕のある設計を行うのがよい。また、組立の順序等について十分検討することが望ましい。 (4)、(5) 対傾構や横構として所要の性能を有するためには、用いる部材の材料や構造形式、接合方法などについてこの編の他章に該当する規定がある場合にはその規定も適用する必要がある。	構と共用させる場合や対傾構の強化によって横構を省略する場合についてなど、主構造の構造形式によってそれぞれ該当する章の規定がある場合にはその規定も適用する必要がある。 死荷重による主構造のたわみが大い場合は、その変形により対傾構、横構に付加的な応力が作用したり、そのために横構や対傾構の部材が変形し部材の組立が困難になる場合があるので、これらを考慮して余裕のある設計を行い、また組立の順序等について十分検討することが望ましい。 さらに、対傾構や横構として用いる部材の構造形式に応じて本編の他章に該当する規定がある場合にはその規定も適用する必要がある。 なお、床版又は上横構に作用する横荷重は支点上の対傾構（端対傾構）、橋門構又は横桁を経て支承部に伝わるので、橋の支点部には原則として対傾構、橋門構又は横桁を設けて、床版又は上横構に作用する全横荷重を支承部に伝えることができる構造とするように定めている。	
10.2 対傾構及び横構の構造 (1) 山形鋼を対傾構又は横構に用いる場合には、最小寸法は原則として 75mm×75mm とする。 (2) 対傾構及び横構を二次部材として区分し、橋を主桁又は主構面に着目した平面構造物として扱う場合において、対傾構又は横構をトラス構造とする場合には、原則としてその細長比は 5.2.2 に規定する二次部材の規定を満足しななければならない。 (3) 複斜材形式の対傾構又は横構を使用する場合は、部材の交点を互いに連結することを原則とする。	8.2 対傾構及び横構の構造 (1) 対傾構及び横構に用いる山形鋼の最小寸法は原則として 75mm×75mm とする。 (2) 対傾構、横構に主要部材としての機能をもたせないで、橋を主桁又は主構面に着目した平面構造物として扱う場合に、対傾構又は横構をトラス構造とするときは、その細長比は 4.1.5 に規定する二次部材の規定を満たせばよい。 (3) 複斜材形式の対傾構又は横構を使用する場合は、部材の交点を互いに連結するのを原則とする。	
(1) 対傾構や横構に作用する応力は小さく、細長比によって設計が決まる場合が多いが、あまりに剛度の小さな部材を使用することは全体剛性の確保及びボルトの縁端距離の確保等の面から望ましくないので、山形鋼の最小寸法を定めている。 (2) 対傾構や横構を主要部材としての機能をもたせないで設計する場合の最大細長比は、5.2.2 に規定する二次部材の値を適用してよい。しかし、対傾構や横構を構造モデルに考慮して橋を立体的に解析して、対傾構や横構に主桁や主構間の荷重分配を受けもたせる等、これらに主要部材と同等の機能をもたせて設計する場合には、5.2.2 の主要部材の細長比の規定を適用する必要がある。	(1) 対傾構や横構に作用する応力は小さく、細長比によって設計が決まる場合が多いが、あまり剛度の小さな部材を使用することは全体剛性の面及びボルト径の統一等の面から望ましくないので、山形鋼の最小寸法を定めている。 (2) 対傾構や横構を主要部材としての機能をもたせないで設計する場合の最大細長比は、4.1.5 に規定する二次部材の値を適用してよい。しかし、橋を立体的に解析して、対傾構や横構に主桁や主構間の荷重分配を受けもたせる等、これらに主要部材と同等の機能をもたせて設計する場合には、4.1.5 の主要部材の細長比の規定を適用する必要がある。	

改定案（10章）	現行	備考
(3) 対傾構や横構の斜材をパネルごとに交差して組み、横荷重の作用方向によっていずれか片方の斜材が引張材として働くような構造系を考えて設計する場合がある。このような場合は、部材の交差点は連結する必要がある。二次部材でかつ引張力のみを考慮して設計した場合は、部材はかなり細くなるので、このようにして部材の横振れを防止し、構造物の剛性の確保する必要がある。 図-解 10.2.1 のような横構の場合は、横構面に垂直な面内では $\overline{pp}$、その他の面内では $\overline{pa}$ を部材長と考える。また、縦桁等から強固な吊材を設けて横構部材を支持する場合、横構面に垂直な面内では $\overline{bb}$ 又は $\overline{pb}$ を、その他の面内では $\overline{ab}$ 又は $\overline{pb}$ を有効座屈長とすることができる。 	(3) 対傾構や横構の斜材をパネルごとに交差して組み、横荷重の作用方向によっていずれか片方の斜材が引張材として働くような構造系を考えて設計する場合がある。このような場合は、部材の交差点は連結する必要がある。二次部材として、かつ引張力のみを考慮して設計した場合は、部材はかなり細くなるので、このようにして部材の横振れを防止し、構造物の剛性を確保する必要がある。 図-解 10.2.1 のような横構の場合は、横構面に垂直な面内では $\overline{pp}$、その他の面内では $\overline{pa}$ を部材長と考える。また、縦桁等から強固な吊材を設けて横構部材を支持する場合、横構面に垂直な面内では $\overline{bb}$ 又は $\overline{pb}$ を、その他の面内では $\overline{ab}$ 又は $\overline{pb}$ を有効座屈長とすることができる。 	図-解 10.2.1 横構における部材長のとり方
図-解 8.2.1 横構における部材長のとり方	図-解 8.2.1 横構における部材長のとり方	

新旧対比表

Ⅱ 鋼橋・鋼部材編			
改定案（11章）		現行	備考
11章 床版 11.1 一般 11.1.1 適用の範囲 この章は、鋼桁で支持された床版の設計に適用する。 この章では、鋼桁で支持された床版に特有な事項が規定されている。なお、主構又は床組で支持された、床版の設計にも適用できる。コンクリート橋の床版についても、共通する事項についてこの章によることができるが、この章に規定されていないコンクリート部材の設計に関する事項については、Ⅲ編の関連規定による。		9章 床版 9.1 一般 9.1.1 適用の範囲 この章は、鋼桁で支持された床版の設計に適用する。 この章では、鋼桁で支持された床版に特有な事項についての規定しており、コンクリート橋編に共通する事項等、本章に規定していない事項については、コンクリート橋編の関連規定による。	
11.1.2 設計の基本 (1) 床版の設計においては、直接支持する活荷重等の影響に対して耐荷性能を満足するようになさなければならない。 (2) 床版は、活荷重に対して疲労耐久性を損なう有害な変形が生じないようにしなければならない。 (3) 床版の設計にあたっては、施工に対する前提条件を適切に定めなければならない。 (4) 鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及びPC合成床版は11.2から11.7の規定、鋼床版は11.8から11.11の規定による場合には、(1)から(3)を満足するとみなしてよい。 (5) 床版は必要に応じて次の1)及び2)を満足しなければならない。 1) 床版に主桁間の荷重分配作用を考慮した設計を行う場合には、その影響を適切に評価し、その作用に対して安全なようにする。 2) 地震の影響や風荷重等の横荷重に対して床版が抵抗する設計を行う場合には、その影響を適切に評価し、それらに対して安全なようにする。		9.1.2 設計一般 (1) 床版の設計においては、直接支持する活荷重等の影響に対して安全なようにするほか、次の1)及び2)の規定を満たさなければならない。 1) 活荷重等に対して疲労耐久性を損なう有害な変形が生じないようにする。 2) 自動車の繰返通行に対して疲労耐久性が損なわれないようにする。 (3) 9.2の規定による鉄筋コンクリート床版、9.3の規定によるプレストレストコンクリート床版及び9.4の規定による鋼床版は、(1)を満たすものとみなす。 (2) 床版は、必要に応じて次の1)及び2)を満たさなければならない。 1) 床版に主桁間の荷重分配作用を考慮した設計を行う場合には、その影響を適切に評価し、その作用に対して安全なようにする。 2) 地震の影響や風荷重等の横荷重に対して床版が抵抗する設計を行う場合には、その影響を適切に評価し、それらに対して安全なようにする。	

改定案（11章）	現行	備考
(1) 床版では、直接支持する活荷重等の影響に対する耐荷性能の確保が基本的な性能であり、これを確実に満たす必要がある。<u>活荷重等の影響に対する床版の設計にあたっては、床版に最も不利な載荷状態を考慮する必要がある。このとき、桁端部の車道部分の床版は、連続性が断たれるので一般部の床版に比べて大きな曲げモーメントが発生するとともに、通常、伸縮装置付近の不陸によって衝撃の影響が特に大きくなるため、これについて考慮する必要がある。</u> (2) 鉄筋コンクリート床版の損傷でこれまで多くを占めてきたのが自動車の繰返し通行による疲労損傷である。近年では、凍結防止剤散布による上面鉄筋の腐食や、凍害による上層コンクリートの剥離、アルカリシリカ反応（ASR）によるコンクリートの剛性低下、さらにはそれらの複合現象が、床版の耐荷性能を低下させることも指摘されている。これらに對して設計時に十分な検討を行うことが必要である。これらの検討手法については、<u>III編6章を参照することができ。このことは、近年実績のある鋼コンクリート合成床版及びPC合成床版についても同様である。</u> なお、従来より、鉄筋コンクリート床版の疲労現象は、一般的な条件下では、はじめに格子状の曲げひび割れが床版下面に発生し、その後、ひび割れ密度の増加や貫通ひび割れの増加により、せん断強度が減少していき最終的には押抜きせん断破壊による床版コンクリートの抜け落ちが生じるといいう過程をたどると考えられてきた。 このとき床版のコンクリートに生じた貫通ひび割れに雨水が浸入すると疲労に対する耐久性が著しく損なわれるので^リ、<u>I編11.3の規定に従い防水層を設置する必要がある。</u> 以上のように、コンクリートを主体とする床版の破壊メカニズムは、複雑であり計算による直接的かつ定量的に疲労に対する耐久性を照査することは困難であり、現実的な疲労に対する耐久性の確認手法として図-解11.1.1に示すような輪荷重走行試験機を用いた階段状荷重漸増載荷による試験方法が国土交通省より提案されている²⁾。この方法によると、鉄筋コンクリート床版の破壊メカニズムを再現できること、鉄筋コンクリート床版に限らず、様々な形式の床版に対して自動車荷重を起因とする疲労に対する耐久性について相対的な比較が可能であることが明らかになっている。疲労に対する耐久性の確認手法として同様な試験を行う場合は、対象とする床版の破壊メカニズムが再現できること、疲労に対する耐久性がある程度明らかになっている鉄筋コンクリート床版との相対的な比較が可能であること等を確認して行うことが必要である。なお、この場合においても実施工の品質により耐久性が変わるので、品質確保のために必要な剛性など、設計結果を保証するた<u>め施工の前提条件や施工管理項目を別途検討しておく必要がある。</u>	(1) 床版が直接支持する活荷重等の影響に対する安全性は、床版の基本的な性能であり、これを満足するほか、特に大型の自動車の繰返通行に対して耐久性を損なわないようにする。 床版の活荷重等の影響に対する設計にあたっては、床版に最も不利な載荷状態を考慮する必要がある。また、桁端の車道部の床版は、連続性が断たれるので一般部の床版に比べて大きな曲げモーメントが発生するとともに、通常、伸縮装置付近の不陸によって衝撃の影響が特に大きくなることについても考慮する必要がある。 床版の有害な変形は、疲労耐久性に大きな影響を及ぼすコンクリート部材のひび割れ又は鋼部材の応力集中や二次応力の発生等の原因となるおそれがある。したがって疲労耐久性を損なうような有害な変形を生じないようにする必要がある。 鉄筋コンクリート床版の損傷でこれまで大半を占めてきたのが自動車の繰返通行による疲労損傷である。この現象は、はじめにひび割れが格子状に発生し、その後ひび割れが高密度化するに従って貫通ひび割れが増加し、せん断強度が著しく減少することで最終的には押し抜きせん断破壊による床版コンクリートの抜け落ちが生じるといいう経緯をたどる。 このとき、床版に生じた貫通ひび割れに雨水が浸入すると疲労耐久性が著しく損なわれるので^リ、<u>共通編5.3の規定に従い防水層を設置する必要がある。</u> 以上のように、コンクリートを主体とする床版の破壊メカニズムは、複雑であり設計計算による疲労耐久性の照査は困難であるが、現実的な疲労耐久性の確認手法として図-解9.1.1の例に示すような輪荷重走行試験機を用いた階段状荷重漸増載荷による試験方法が国土交通省で提案されている²⁾。この方法によると、鉄筋コンクリート床版の破壊メカニズムが再現できることが確認されており、また疲労耐久性がある程度明らかになっている床版との相対的な比較が可能である。疲労耐久性の確認手法として同様な試験を行う場合は、対象とする床版の破壊メカニズムが再現できること、疲労耐久性がある程度明らかになっている鉄筋コンクリート床版との相対的な比較が可能であること等を確認して行うことが必要である。	

改定案（11章）

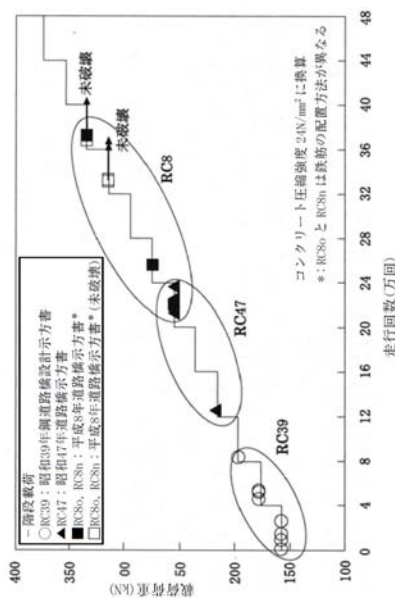


図-解 11.1.1 国土交通省が行った鉄筋コンクリート床版の輪荷重走行試験結果の例²⁾

そのうえで過度のたわみは、疲労に対する耐久性に大きな影響を及ぼすコンクリートのひび割れ又は鋼部材の応力集中や二次応力の発生等の原因となるおそれがある。さらに、活荷重の繰返し等の作用によってコンクリートの床版にひび割れが増加すると、床版の剛性低下に起因して、横桁や対傾槽・横槽取付部等における二次応力の発生状況や橋の振動特性にも影響を及ぼす可能性がある。このようなことから床版に過度の変形が生じないことも注意して設計する必要がある。なお、床版が損傷した場合には、一般には補修がかなりになるだけでなく供用性への影響が懸念される。したがって、交通規制が困難な条件では、特に耐久性に対して十分検討することが望ましい。

鋼床版については、前回の改定から疲労に対する耐久性確保の観点から、デッキプレート上の最小板厚の規定が追加されており、これも満足する必要がある。

(3) コンクリート系の床版では、設計で想定する床版の耐荷性能や耐久性に影響を及ぼすひび割れ等が施工時に生じないようにすることが極めて重要である。そのため良好な施工品質が保たれるために必要な事項を確認し、設計において反映することが重要である。

鋼床版では、設計で想定している溶接品質を確保するために、溶接不良や溶接ひずみの集中が生じにくい縦横リブ構造、部材配置等の施工性に影響を及ぼす事項について、前提条件として設定し設計に反映する必要がある。

(4) 鉄筋コンクリート床版は、昭和40年代に疲労による劣化が問題となったが、以後、道路橋示方書の規定は数度にわたって改定されてきており、疲労に対する耐久性が向上してきていることが輪荷重走行試験²⁾によって確認されている。一方、合理化や省力化の観点からプレストレストコンクリート床版を鋼桁と組み合わせる場合もある。プレストレストコンクリート床版の安全性や疲労に対する耐久性に関しては、実験等による検討が行われてきており、従来の鉄筋コンクリート床版と同等以上のものとしてできることが確認されてい

現行

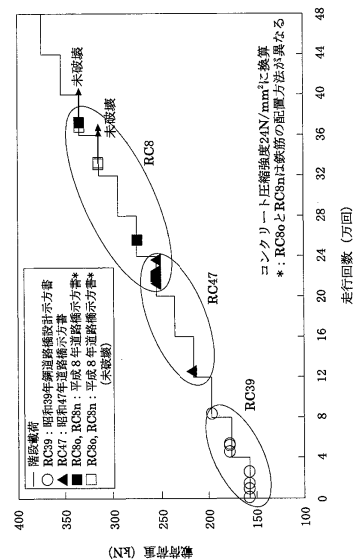


図-解9.1.1 国土交通省における鉄筋コンクリート床版の輪荷重走行試験結果の例²⁾

なお、床版が損傷した場合、一般には補修がかなりになるだけでなく交通への影響が懸念される。したがって、交通規制が困難な場合は、耐久性に対して十分検討するのが望ましい。

(3) 本編の規定に従って設計・施工された鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版及び鋼床版は(1)を満たすものとみなす。このとき鋼材の腐食に対しては本編の関連する規定を満たすことが前提である。なお、鋼床版については、今回の改定において疲労耐久性確保の観点から、デッキプレート上の最小板厚の規定が9.4.5(2)に新たに追加された。

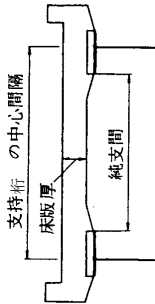
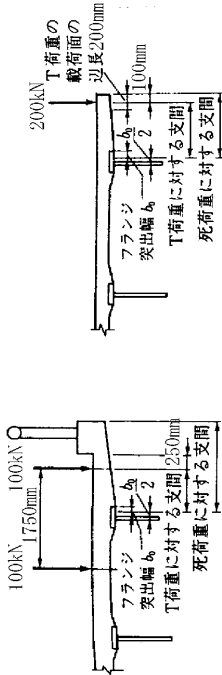
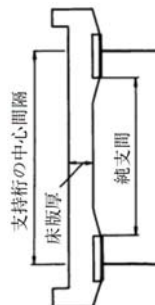
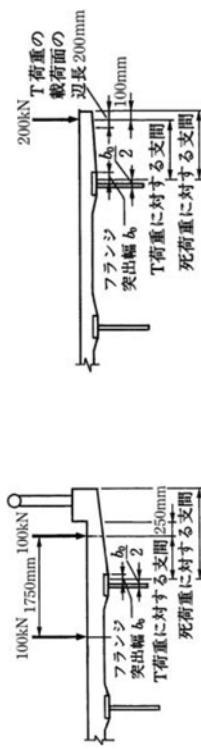
鉄筋コンクリート床版について、昭和40年代に疲労による劣化が問題となったが、以後、道路橋示方書の規定は数度にわたって改定されてきており、疲労耐久性が向上してきていることが近年の輪荷重走行試験²⁾によって確認されている。一方、合理化や省力化の観点からプレストレストコンクリート床版を鋼桁と組み合わせる例が増加している。これらのプレストレストコンクリート床版の安全性や疲労耐久性に関しては、実験等による検討が行われてきており、従来の鉄筋コンクリート床版と同等以上であることが確認されて

改定案（11章）	現行	備考
る。 また、鋼コンクリート合成床版は、これまで多種多様な形式が開発されており、鋼コンクリート合成床版ごとに性能検証のための解析³⁾及び確認実験等が行われている。一方で、設計方法や検証方法の統一化に対する検討も行われており、こうした知見の蓄積や合理化及び品質確保の観点から、これまでに一般的に使用されている底鋼板を有効断面とする鋼コンクリート合成床版を踏まえ、設計で照査すべき事項が規定された。鋼コンクリート合成床版の採用にあたっては、この章により要求性能を満たしていることを個別に確認する必要がある。 PC合成床版は、プレストレスを導入したプレキャストコンクリート板（PC板）を型枠兼支保工としてその上にコンクリートを打設し、合成構造として一体となって荷重に抵抗させる床版である。PC合成床版については、さまざまな試験や検討を基に、設計方法や疲労に対する耐久性評価に関する検討がなされてきた^{4),5)}。これまでの知見の蓄積を踏まえて品質確保の観点から、PC合成床版についても、最小限設計で照査すべき事項が規定された。 その他、この示方書に具体的な規定のない形式の床版であっても、(1)から(3)及び必要に応じて(5)の規定を満たすことが確認できれば用いることが可能であるが、多種多様なそれぞれの形式について所要の性能を満足するための統一的な設計法を示すことは困難であり、照査法も規定されていない。採用にあたっては、それぞれの構造特性を適切に評価して、(1)から(3)及び必要に応じて(5)の規定を満たすように設計する必要がある。 (5) 設計上の考え方によっては、満たすことが必要となる事項について、1)及び2)に規定している。なお、これらはあくまで床版として必要なものを挙げたものであり、床版の設計の考え方の違いが他の部材等の設計に及ぼす影響についてはここには規定されておらず、関連する章の規定も満たす必要がある。 1) 床版による主桁間の荷重分配作用を考慮する設計を行う場合には、立体有限要素解析等を用いてその影響を適切に評価する必要がある。このとき、床版のモデル化や解析結果の評価にあたっては、解析法の特性を踏まえた十分な検討が必要である。なお、このような構造形式では、床版の役割が大きいので特に耐久性並びに維持管理の確実性及び容易さに対して十分検討する必要がある。 2) 構造の簡素化等を目的として、横桁、対傾構又は横構の一部又は全部を省略すると、地震の影響及び風荷重等の横荷重に対して主として床版が抵抗することとなる。この場合合には、これら横荷重に対して床版の安全性を確保するとともに5.1に規定する橋全体の立体的な機能が確保できるように設計する必要がある。	いる。 鋼コンクリート合成床版やPC合成床版等の新しい形式の床版であっても(1)の規定を満たすことが確認出来れば用いることが可能であるが、多種多様なそれぞれの形式について設計法を示すことは困難であるため規定していない。採用にあたっては、それぞれの構造特性を適切に評価して(1)及び必要に応じて(2)の規定を満たすよう設計する必要がある。 近年施工実績のある代表的な床版形式について以下に示す。 1) 鋼コンクリート合成床版は、鋼板や型鋼等の鋼部材とコンクリートが一体となって荷重に抵抗するよう合成構造として設計される床版である。これらには、鋼板とコンクリートをずれ止めで結合したものや形鋼と型枠とを接合したものにコンクリートを充てんする形式等がある。設計にあたっての主な注意事項は次のとおりである。 i) 鋼部材とコンクリートを結合するずれ止めの溶接部や、鋼板、形鋼等の取付部又は開口部における鋼部材の疲労に対して配慮すること。 ii) 継手部が一般部と同等の耐荷力及び耐久性を有していること。 iii) 内部に水が浸入した場合にも滯水が生じないよう配慮すること。 2) PC合成床版は、プレストレスを導入したプレキャストコンクリート板（PC板）を型枠兼支保工としてその上にコンクリートを打設し、一体となって荷重に抵抗する合成構造として設計される床版である。設計にあたっての主な注意事項はつぎのとおりである。 i) PC合成床版に用いるPC板とコンクリートとの接合面に生じるせん断力に対して十分に抵抗できること。 ii) PC板が合成後に不連続となる場合には、その影響を適切に評価すること。 (2) 設計上の考え方によっては、満たす必要がある事項について1)及び2)に規定している。このほか床版の剛性は、横桁や対傾構・横構取付部等における二次応力の発生状況や橋の振動特性にも影響するため必要に応じて別途検討するのがよい。なお、これらはあくまで床版として必要なものを挙げたものであり、床版を主桁の一部として設計する場合の主桁としての設計等については関連する章の規定も満足する必要がある。 1) 床版による主桁間の荷重分配作用を考慮する設計を行う場合には、立体有限要素解析等を用いてその影響を適切に評価する必要がある。このとき、床版のモデル化や解析結果の評価にあたっては、解析法の特性を踏まえた十分な検討が必要である。なお、このような構造形式では、床版の役割が大きいので特に耐久性に対して十分検討するのが望ましい。 2) 構造の簡素化等を目的として横桁、対傾構又は横構の一部又は全部を省略すると、地震の影響及び風荷重等の横荷重に対して主として床版が抵抗することとなる。この場合合には、これら横荷重に対して床版の安全性を確保するとともに8章に規定する橋全体の立体的な機能が確保できるように設計する必要がある。	

改定案（11章）	現行	備考
11.2 コンクリート系床版における一般事項	9.2 鉄筋コンクリート床版	
11.2.1 一般 (1) この節は、2辺又は1辺で支持される床版で、その床版支間がなす短辺と長辺の辺長比が1:2以上の1方向版としてモデル化できる鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及びPC合成床版の設計に適用する。 (2) この節の規定は、20章の規定を満足することを前提として設計に適用することができる。 (3) この節に規定されていない事項については、Ⅲ編の規定に準じる。 (4) 床版を支持する主桁又はトラス橋等の縦桁は、大型の自動車の車輪の軌跡が床版に与える影響を考慮してその配置を定めなければならない。 (5) 鋼材とコンクリートのヤング係数比は、床版の構造と支持する桁との合成作用を考慮して適切に設定しなければならない。この節の規定に従う、鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版における鉄筋コンクリート構造の応力度の算出では、ヤング係数比を15としてよい。PC構造の応力度計算においては、抵抗断面（換算断面）や鉄筋拘束力をⅢ編 5.4に従って算出する。また、鋼コンクリート合成床版に用いるヤング係数比は、適切に設定する。	9.2.1 適用の範囲 (1) この節は、辺長比が1:2以上の鉄筋コンクリート床版の設計に適用する。 (2) この節に規定されていない事項については、コンクリート橋編の規定に準じる。 (1) この条文は、本節がいわゆる普通の鉄筋コンクリート床版の設計に適用されることを規定したものである。道路橋に用いられる鉄筋コンクリート床版には、人工軽量骨材コンクリートを用いた鉄筋コンクリート床版等各種の形式のものがあるが、これらを用いる場合は別途検討する必要がある。また、従来2方向版といわれていた辺長比（支間と辺長の比）が1:2未満の床版については、その実例が非常にまれであること等から適用の範囲を辺長比が1:2以上のいわゆる1方向版に限定している。 (2) この節では、鋼桁に支持された鉄筋コンクリート床版特有の事項についてのみ規定しており、鉄筋の定着等鉄筋コンクリートに共通する事項については規定していない。したがって、これらについては、コンクリート橋編の関連規定によることにしている。 また、本節の規定は床版支間が2辺支持の単純版及び連続版で4mまで、片持ち版で1.5mまでの鉄筋コンクリート床版を対象としており、この範囲外のものについては別途9.1の規定を満たすよう設計する必要がある。	
(1) この節は鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及びPC合成床版の設計に適用することを規定したものである。従来2方向版といわれていた辺長比（支間と辺長の比）が1:2未満の床版については、その実例が非常にまれであること等から適用の範囲を辺長比が1:2以上のいわゆる1方向版に限定している。 プレストレストコンクリート床版では、現場施工の省力化や品質向上を旨として、場所打ち床版に替えてプレキャスト床版が採用されることもある。プレストレスを導入したプレキャスト床版の設計は、この節を準用して行えるが、場所打ち床版と異なり継目部を有することから、適切な方法で相互の一体化を図り、継目部のない構造と同様に11.1に示す事項を満たす必要がある。 鋼コンクリート合成床版は、底鋼板や形鋼等の鋼部材とコンクリートが一体となって荷重に抵抗するよう合成構造として設計される床版である。これらは鋼板とコンクリートを予め止めで結合したものや、形鋼と型枠となる鋼板とを接合したものにコンクリートを充てんする形式がある。これらを適用する場合には、床版部材として用いられる場合に想定される各種の変形や応力状態に対して、部材単体での変形特性や橋梁構造に組み込まれた際の接合部での荷重伝達特性や他部材への影響等について予め検証し、11.1に規定される	9.2.2 一般 (1) 鉄筋コンクリート床版における鉄筋と鋼桁の合成作用を考慮して主桁作用を計算する場合を除いて15とする。 (2) この節の規定により鉄筋コンクリート床版を設計する場合は、床版のせん断力に対する照査を行わなくてよい。 (3) 主桁又はトラス橋等の縦桁の設計にあたっては、大型の自動車の車輪の軌跡が床版に与える影響を考慮してその配置を定めなければならない。 (2) 9.2.4の規定による床版の設計曲げモーメント及び9.2.5に規定する床版の最小全厚等この節に示す規定で床版を設計する場合は、せん断力に対しては安全であり、その照査を省略してもよいものとしている。 (3) 一般に車線が明確に示されている道路の場合、車輪の通る軌跡はおよそ500mm幅程度の範囲に集中している。 橋の床版においてはほぼ一定位置に加わる荷重による変形は、その部分の床版下面を早	

改定案（11章）	現行	備考
事項について満足する床版構造であることを確認しておく必要がある⁴⁾。設計にあたっての主な留意事項は次のとおりである。 i) 鋼部材とコンクリートを結合するずれ止めの溶接部や、鋼板、形鋼等の取付部及び開口部における鋼部材は疲労の影響を考慮すること。 ii) 継手部が一般部と同等の耐荷性能及び耐久性能を有していること。 iii) 内部に水が浸入した場合にも滞水が生じないようにすること。 iv) 点検時に床版内部での滞水を確認可能とするなどの、維持管理に配慮した構造であること。 この節に規定のない新しい形式の採用にあたっては、それぞれの構造特性を適切に評価して11.1に示す事項を満たすようにする必要がある。 PC 合成床版は、PC 板と場所打ちコンクリートとが一体となって荷重等に抵抗するよう設計される床版である。PC 合成床版の設計にあたっての主な留意事項は次のとおりである。 i) PC 板と場所打ちコンクリートの付着が十分に得られるように、PC 板の界面の形状に配慮する。 ii) PC 板間の不連続の影響が小さくなるよう、突合せ部の形状に配慮する。 iii) PC 板に PC 鋼材の定着不良によるひび割れが発生しないように、PC 鋼材の種類や配置に配慮する。 iv) PC 鋼材が腐食しないように配慮する。 この節の規定は、これまでの示方書で床版支間が 2 辺支持の単純版及び連続版で 4m まで、片持ち版で 1.5m までの鉄筋コンクリート床版、2 辺支持の単純版及び連続版で 6m まで、片持ち版で 3m までのプレストレストコンクリート床版を対象としていたものについて、施工の合理化や省力化の観点からのニーズも踏まえて、荷重状態などの調査を行い、必要な信頼性を検討した上で、床版支間を 2 辺支持の単純版及び連続版で 8m までの各形式の床版については適用できる。この範囲外のものについては別途 11.1 の規定を満たすように設計する必要がある。 (2) この節の規定では、床版に使用する材料及び施工は 20.12 に規定されている事項に従うことを前提としている。このため、人工軽量骨材コンクリートを用いた鉄筋コンクリート床版等、20.12 の規定にない事項により設計施工を実施する場合には、11.1 の規定に従い、別途検討する必要がある。 また、コンクリート打設時の水和熱による内部拘束、型枠や打継ぎ目部などの外部拘束により、硬化中のコンクリートにひび割れが生じたり、床版の疲労に対する耐久性を損なう有害な局部変形や応力集中が生じないように、施工時の前提として、鉄筋配置や施工時の型枠等の拘束、打設時の変形に留意しておく必要がある。この節では、床版の配筋や施工順序、ブロック長、施工時期、鋼コンクリート合成床版においては鋼板パネルのたわみ	期に疲労させ、ひび割れ発生の要因となり、更にこれが伝播して破損が進む過程をたどることが知られている。 これらの現象を考えると、主桁又は縦桁をできるだけ大型の自動車の車輪の軌跡の近くに配置することは極めて効果的と思われる。このことから、当初から床版を念頭において、主桁又は縦桁はできるだけ大型の自動車の車輪の軌跡の近くに配置することが望ましい。 9.3 プレストレストコンクリート床版 9.3.1 適用の範囲 (1) この節は、辺長比が1：2以上のプレストレストコンクリート床版の設計に適用する。 (2) この節に規定されていない事項については、コンクリート橋編の規定に準じる。 (1) 本節は、いわゆるプレストレストコンクリート床版の設計に適用するものである。 プレストレストコンクリート床版には、近年、現場施工の省力化や品質向上を目指して、場所打ち床版に替えてプレキャスト床版が採用される事例が増えてきた。プレストレスを導入したプレキャスト床版の設計は、本節を準用して行えるが、場所打ち床版と異なり継目部を有することから、適切な方法で相互の一体化を図り、継目部のない構造と同様に9.1.2に示す事項を満たすようにする必要がある。また、2方向版といわれる辺長比（支間と辺長の比）が1：2未満の床版は、その実例が非常にまれであること等から、本節の適用の範囲を辺長比が1：2以上のいわゆる1方向版に限定している。 (2) この節では、鋼桁に用いるプレストレストコンクリート床版に特有の事項について規定しており、プレストレストコンクリートに共通する事項等、本節に規定していない事項については、コンクリート橋編の関連規定による。 また、本節の規定は床版支間が2辺支持の単純版及び連続版で6mまで、片持ち版で3mまでのプレストレストコンクリート床版を対象としており、この範囲外のものについては別途9.1の規定を満たすよう設計する必要がある。 9.3.2 一般 この節の規定によってプレストレストコンクリート床版を設計する場合は、床版のせん断力に対する照査を行わなくてよい。 9.3.4の規定による床版の設計曲げモーメント及び9.3.5に規定する床版の最小全厚など、本節の規定に従って床版を設計する場合、せん断力に対する安全性の照査は省略してもよい	

改定案（11章）	現行	備考
等に対して、床版の出来形精度や品質に悪影響が生じないように、あらかじめ配慮しておくべき事項について設計で定めることを求めている。 鋼コンクリート合成床版の鋼板パネル及びPC合成床版のPC板に架設材としての機能を期待する場合、架設時に発生する力に抵抗できる鋼板パネル及びPC板と主桁との固定方法や、鋼板パネル及びPC板自体の架設時の安全性や完成時の品質への影響等をあらかじめ検討しておくことが挙げられる。 (3) この節では、鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及びPC合成床版特有の事項についてのみ規定しており、鉄筋の定着等のコンクリート部材に共通する事項については規定していない。これらについて、Ⅲ編に関連する規定がある場合にはそれによる必要がある。 (4) 一般に車線が明確に示されている道路の場合、車輪の通る軌跡はおおよそ500mm幅程度の範囲に集中している。 道路橋の床版においては、ほぼ一定位置に加わる荷重による変形は、その部分の床版下面を早期に疲労させ、ひび割れ発生の要因となり、更にこれが伝播して破損が進む過程をたどることが知られている。 これらの現象を考慮すると、コンクリート系床版の場合には、主桁又は縦桁をできるだけ大型の自動車の車輪の軌跡の近くに配置することは極めて効果的と考えられる。一方で、車輪により主桁や縦桁の腹板がはさまれるような構造条件では、床版に負曲げを生じること配慮が必要となる。このことから、当初から床版を念頭において、主桁又は縦桁をできるだけ大型の自動車の車輪の軌跡との関係を考慮して配置することがよい。 (5) 鋼材とコンクリートのヤング係数比は、床版の断面の構造や桁との合成挙動を考慮して設定する必要がある。この節の規定に従う鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版においては、Ⅲ編 4.2により、鉄筋とコンクリートのヤング係数比を15としてよいとされている。合成構造の床版では、その形式に応じて実験や解析的な検討なども踏まえ、適切に設定する必要がある。本節の規定に従う鋼コンクリート合成床版については、これまでの実績では、ヤング係数比を10程度とすることが多い。 なお主桁との合成挙動については、14.2.1の規定に従う必要がある。	9.2.3 床版の支間 11.2.2 床版の支間 (1) 単純版並びに連続版のT荷重及び死荷重による曲げモーメントを算出する場合の支間は、床版から支持桁への応力伝達と輪荷重の載荷位置を考慮して、かつ、桁のフランジ形状、床版と桁の連結構造並びに床版の材料及び構造に応じて、適切に設定する。 (2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。	ものとしている。 (1) 単純版及び連続版のT荷重及び死荷重に対する支間は、主鉄筋の方向に測った支持桁の中心間隔とする。ただし、単純版において、主鉄筋の方向に測った純支間に支間中央の床版の厚さを加えた長さが上記の支間より小さい場合は、これを支間とすることができる。

改定案（11章）	現行	備考
(3) 鋼桁で支持された鉄筋コンクリート床版及びPC合成床版における床版の支間は、1)及び2)のとおりとする。 1) 単純版及び連続版の支間は、主鉄筋の方向に測った支持桁の中心間隔とする。ただし、単純版において、主鉄筋の方向に測った純支間に支間中央の床版の厚さを加えた長さが上記の支間より小さい場合は、これを支間としてよい。	 図-9.2.1 単純版の支間 (2) 片持版のT荷重及び死荷重に対する支間は、支点となる桁のフランジの突出幅の1/2の点から主鉄筋の方向にそれぞれ図-9.2.2に示すように測った値とする。  図-9.2.2 片持版の支間	
(3) 鋼桁で支持された鉄筋コンクリート床版及びPC合成床版における床版の支間は、1)及び2)のとおりとする。 1) 単純版及び連続版の支間は、主鉄筋の方向に測った支持桁の中心間隔とする。ただし、単純版において、主鉄筋の方向に測った純支間に支間中央の床版の厚さを加えた長さが上記の支間より小さい場合は、これを支間としてよい。	 図-11.2.1 単純版の支間 (2) 片持版の支間は、支点となる桁のフランジの突出幅の1/2の点から主鉄筋の方向にそれぞれ図-11.2.2に示すように測った値とする。  図-11.2.2 片持版の支間	条文中の“主鉄筋の方向に測る”とは、例えば、斜橋の場合に図-解 9.2.1に示すように支間をとる意味である。
(3) 鋼桁で支持されたプレストレストコンクリート床版及び鋼コンクリート合成床版における床版の支間は、1)及び2)のとおりとする。 1) 単純版及び連続版の支間は、主鉄筋の方向に測った支持桁の中心間隔とする。 2) 片持版の支間は、支点となる桁の中心位置から主鉄筋の方向にそれぞれ図-11.2.2に示すように測った値とする。	(3) 条文中の“主鉄筋の方向に測る”とは、例えば、斜橋の場合に図-解 11.2.1に示すように支間をとる意味である。	条文中の“主鉄筋の方向に測る”とは、例えば、斜橋の場合に図-解 9.2.1に示すように支間をとる意味である。

改定案（11章）	現行	備考
また、橋軸直角方向におけるT荷重の載荷位置は、I編8.2に示しているように車道部分の端部より250mmまでであることから、主鉄筋が車両進行方向に直角な場合の片持版のT荷重に対する支間も図-11.2.2(a)のようにとっている。 図-解 11.2.1 斜橋の床版の支間 9.2.3 床版の設計曲げモーメント (1) B活荷重で設計する橋においては、I編8.2に規定するT荷重（衝撃の影響を含む）による床版の単位幅（1m）あたりのT荷重による設計曲げモーメントは、表-11.2.1に示す式で算出する。ただし、床版の支間が車両進行方向に直角の場合の単純版、連続版及び片持版の主鉄筋方向の設計曲げモーメントは、表-11.2.1により算出した曲げモーメントに、表-11.2.2又は表	また、橋軸直角方向におけるT荷重の載荷位置は、共通編2.2.2に示しているように車道部分の端部から250mmまでであることから、主鉄筋が車両進行方向に直角な場合の片持版のT荷重に対する支間も図-9.2.2(a)のようにとっている。 図-解 9.2.1 斜橋の床版の支間 9.3.3 床版の支間 (1) 単純版及び連続版のT荷重及び死荷重に対する支間は、主鉄筋の方向に測った支持桁の中心間隔とする。 (2) 片持版のT荷重及び死荷重に対する支間は、支点となる桁の中心位置から主鉄筋の方向にそれぞれ図-9.2.2に示すように測った値とする。 条文中の”主鉄筋方向に測る”とは、例えば斜橋の場合に図-解9.2.1に示すように支間をとる意味である。 また、橋軸直角方向におけるT荷重の載荷位置は、共通編2.2.2に示したように車道部分の端部から250mmまでであることから、主鉄筋が車両進行方向に直角な場合の片持版のT荷重に対する支間も図-9.2.2(a)のようにとっている。 なお、単純版の支間が4m及び片持版の支間が1.5m以下の場合には、9.2.3によることが出来る。 9.2.4 床版の設計曲げモーメント (1) B活荷重で設計する橋においては、T荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメントは、表-9.2.1に示す式で算出する。ただし、床版の支間が車両進行方向に直角の場合の単純版、連続版の主鉄筋方向の設計曲げモーメントは、表-9.2.1により算出した曲げモーメントに、表-9.2.2の割増し係数を乗じた値とする。	

改定案 (11章)

現行

備考

-11.2.3の割増係数を乗じた値とする。

(2) A活荷重で設計する橋においては、設計曲げモーメントは、表-11.2.1に示す式で算出した値を20%低減した値としてよい。

表-11.2.1 T荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメント（kN・m/m）

床版の区分	構造	車道進行方向に直角	床版支間の方向		車道進行方向に平行	
			主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント
単純版	RC (PC, 合成)	0<L≤4 (0<L≤8)	+ (0.12 L + 0.07) P	+ (0.10 L + 0.04) P	+ (0.22 L + 0.08) P	+ (0.06 L + 0.06) P
連続版	中間支間	0<L≤4 (0<L≤8)	+ (単純版の80%)	+ (単純版の80%)	+ (単純版の80%)	+ (単純版と同じ)
	端支間	0<L≤4 (0<L≤8)	+ (単純版の80%)	+ (単純版の90%)	+ (単純版の90%)	+ (単純版と同じ)
片持版	支間曲げモーメント	0<L≤4 (0<L≤8)	- (単純版の80%)	- (0.15 L + 0.125) P	- (0.70 L + 0.22) P	-
	支間曲げモーメント	0<L≤1.5 (0<L≤3.0)	- (単純版の80%)	- (0.70 L + 0.22) P	- (0.70 L + 0.22) P	-

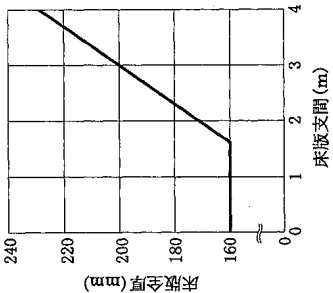
(2) A活荷重で設計する橋においては、設計曲げモーメントは、表-9.2.1に示す式で算出した値を20%低減した値としてよい。

表-9.2.1 T荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメント（kN・m/m）

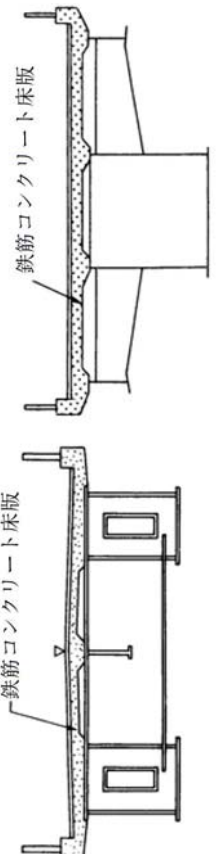
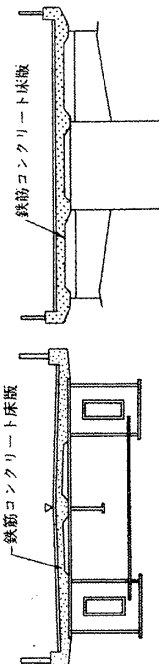
床版の区分	曲げモーメントの種類	床版支間の方向	車道進行方向に直角の場合		車道進行方向に平行の場合	
			主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント
単純版	支間曲げモーメント	0<L≤4	+ (0.12 L + 0.07) P	+ (0.10 L + 0.04) P	+ (0.22 L + 0.08) P	+ (0.06 L + 0.06) P
連続版	中間支間	0<L≤4	+ (単純版の80%)	+ (単純版の80%)	+ (単純版の80%)	+ (単純版と同じ)
	端支間	0<L≤4	+ (単純版の80%)	+ (単純版の90%)	+ (単純版の90%)	+ (単純版と同じ)
片持版	支間曲げモーメント	0<L≤1.5	- (単純版の80%)	- (単純版の80%)	- (0.70 L + 0.22) P	-
	支間曲げモーメント	0<L≤1.5	- (単純版の80%)	- (単純版の80%)	- (0.70 L + 0.22) P	-

改定案（11章）		現行	備考																																																										
ここに，RC：鉄筋コンクリート床版及びPC合成床版 PC：プレストレストコンクリート床版 合成：鋼コンクリート合成床版 注）コンクリート桁に支持された床版はⅢ編9.2.3の規定による L：11.2.2に規定するT荷重に対する床版の支間(m) P：I編8.2に規定するT荷重の片側荷重（100kN） 表-11.2.2 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の単純版及び連続版の支間方向曲げモーメントの割増係数 <table><tr><td>支間 L (m)</td><td>$L \leq 2.5$</td><td>$2.5 < L \leq 4.0$</td><td>$4.0 < L \leq 8.0$</td></tr><tr><td>割増係数</td><td>1.0</td><td>$1.0 + (L - 2.5) / 12$</td><td>$1.125 + (L - 4.0) / 26$</td></tr></table> ここに，L：11.2.2に規定するT荷重に対する床版の支間(m) 表-11.2.3 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の片持版の支間方向曲げモーメントの割増係数 <table><tr><td>支間 L (m)</td><td>$L \leq 1.5$</td><td>$1.5 < L \leq 3.0$</td></tr><tr><td>割増係数</td><td>1.0</td><td>$1.0 + (L - 1.5) / 25$</td></tr></table> ここに，L：11.2.2に規定するT荷重に対する床版の支間(m) (3) 等分布死荷重による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメントは，表-11.2.4に示す式で算出してよい。ただし，プレストレストコンクリート床版が鋼桁に支持される場合には，等分布死荷重による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメントは，支持桁の拘束条件を考慮して算出しなければならぬ。 表-11.2.4 等分布死荷重による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメント（kN・m/m） <table><tr><th>床版の区分</th><th>曲げモーメントの種類</th><th>主鉄筋方向の曲げモーメント</th><th>配力鉄筋方向の曲げモーメント</th></tr><tr><td>単純版</td><td>支間曲げモーメント</td><td>$+wL^2/8$</td><td></td></tr><tr><td>片持版</td><td>支点曲げモーメント</td><td>$-wL^2/2$</td><td></td></tr><tr><td rowspan="3">連続版</td><td rowspan="2">支間曲げモーメント</td><td>端支間 $+wL^2/10$</td><td rowspan="3">無視してよい</td></tr><tr><td>中間支間 $+wL^2/14$</td></tr><tr><td>支点曲げ</td><td>2支間の $-wL^2/8$</td></tr></table>		支間 L (m)	$L \leq 2.5$	$2.5 < L \leq 4.0$	$4.0 < L \leq 8.0$	割増係数	1.0	$1.0 + (L - 2.5) / 12$	$1.125 + (L - 4.0) / 26$	支間 L (m)	$L \leq 1.5$	$1.5 < L \leq 3.0$	割増係数	1.0	$1.0 + (L - 1.5) / 25$	床版の区分	曲げモーメントの種類	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント	単純版	支間曲げモーメント	$+wL^2/8$		片持版	支点曲げモーメント	$-wL^2/2$		連続版	支間曲げモーメント	端支間 $+wL^2/10$	無視してよい	中間支間 $+wL^2/14$	支点曲げ	2支間の $-wL^2/8$	ここに， L：9.2.3に規定するT荷重に対する床版の支間（m） P：共通編2.2.2に規定するT荷重の片側荷重（100kN） 表-9.2.2 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の単純版及び連続版の主鉄筋方向の曲げモーメントの割増係数 <table><tr><td>支間 L (m)</td><td>$L \leq 2.5$</td><td>$2.5 < L \leq 4.0$</td></tr><tr><td>割増係数</td><td>1.0</td><td>$1.0 + (L - 2.5) / 12$</td></tr></table> ここに， L：9.2.3に規定するT荷重に対する床版の支間（m） (3) 等分布死荷重による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメントは，表-9.2.3に示す式で算出してよい。 表-9.2.3 等分布死荷重による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメント（kN・m/m） <table><tr><th>床版の区分</th><th>曲げモーメントの種類</th><th>主鉄筋方向の曲げモーメント</th><th>配力鉄筋方向の曲げモーメント</th></tr><tr><td>単純版</td><td>支間曲げモーメント</td><td>$+wL^2/8$</td><td></td></tr><tr><td>片持版</td><td>支点曲げモーメント</td><td>$-wL^2/2$</td><td></td></tr><tr><td rowspan="3">連続版</td><td rowspan="2">支間曲げモーメント</td><td>端支間 $+wL^2/10$</td><td rowspan="3">無視してよい</td></tr><tr><td>中間支間 $+wL^2/14$</td></tr><tr><td>支点曲げ</td><td>2支間の場合 $-wL^2/8$</td></tr></table>	支間 L (m)	$L \leq 2.5$	$2.5 < L \leq 4.0$	割増係数	1.0	$1.0 + (L - 2.5) / 12$	床版の区分	曲げモーメントの種類	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント	単純版	支間曲げモーメント	$+wL^2/8$		片持版	支点曲げモーメント	$-wL^2/2$		連続版	支間曲げモーメント	端支間 $+wL^2/10$	無視してよい	中間支間 $+wL^2/14$	支点曲げ	2支間の場合 $-wL^2/8$	
支間 L (m)	$L \leq 2.5$	$2.5 < L \leq 4.0$	$4.0 < L \leq 8.0$																																																										
割増係数	1.0	$1.0 + (L - 2.5) / 12$	$1.125 + (L - 4.0) / 26$																																																										
支間 L (m)	$L \leq 1.5$	$1.5 < L \leq 3.0$																																																											
割増係数	1.0	$1.0 + (L - 1.5) / 25$																																																											
床版の区分	曲げモーメントの種類	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント																																																										
単純版	支間曲げモーメント	$+wL^2/8$																																																											
片持版	支点曲げモーメント	$-wL^2/2$																																																											
連続版	支間曲げモーメント	端支間 $+wL^2/10$	無視してよい																																																										
		中間支間 $+wL^2/14$																																																											
	支点曲げ	2支間の $-wL^2/8$																																																											
支間 L (m)	$L \leq 2.5$	$2.5 < L \leq 4.0$																																																											
割増係数	1.0	$1.0 + (L - 2.5) / 12$																																																											
床版の区分	曲げモーメントの種類	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント																																																										
単純版	支間曲げモーメント	$+wL^2/8$																																																											
片持版	支点曲げモーメント	$-wL^2/2$																																																											
連続版	支間曲げモーメント	端支間 $+wL^2/10$	無視してよい																																																										
		中間支間 $+wL^2/14$																																																											
	支点曲げ	2支間の場合 $-wL^2/8$																																																											

改定案（11章）				現行			備考
モーメント	場合			モーメント	3 支間以上の場合	$-wL^2/10$	
			$-wL^2/10$				
ここに、L：11.2.2 に規定する死荷重に対する床版の支間(m) w：等分布死荷重 (kN/m²) (4) 床版を支持する桁の剛性が著しく異なり、そのために生じる付加曲げモーメントの大きさが無視できない場合には、床版を支持する桁の剛性の相違を考慮して、設計曲げモーメントを算出しなければならない。付加曲げモーメントの算出にあたって、A 活荷重で設計する橋については、付加曲げモーメントの値を 20%低減してよい。 (5) 床版にプレストレスを導入する場合には、プレストレンジにより生じる不静定力を考慮することを原則とする。ただし、不静定曲げモーメントが小さくなるように PC 鋼材を配置する場合には、この不静定曲げモーメントを無視することができる。							
(1)、(2) この条文は、床版を支持する桁が大ききな不等沈下を起さない場合の等方性版の主鉄筋方向及び配力鉄筋方向の T 荷重及び衝撃による設計曲げモーメントを示したものである。 主鉄筋方向の曲げモーメント及び配力鉄筋方向の曲げモーメントとは、それぞれ主鉄筋及び配力鉄筋に直角な床版断面に作用する曲げモーメントを意味している。 床版は、自動車輪荷重を直接支持するため、その疲労耐久性は輪荷重の大きさと頻度、すなわち大型の自動車の走行台数の影響を大きく受ける。B 活荷重で設計する橋では、床版の支間が車両の進行方向に直角な場合の支間方向の曲げモーメントを算出するにあたって、床版支間の長さに応じて表-11.2.2 又は表-11.2.3 に示す割増係数を乗じている。 A 活荷重で設計する橋においては、一般に大型の自動車の交通量が少ないため、上記の割増係数を考慮する必要はない。また、同じ理由から、A 活荷重で設計する橋では、表-11.2.1 に示す曲げモーメントを 20%低減してよいこととしている。 これまでの床版の設計曲げモーメント式は、単純版や片持版を対象とし、等方性版のたわみに関する理論計算を基に定められていた。このとき、理論式を導いたときの仮定と実際の構造との違いや、床版を施工するときに生じる床版厚や配筋の誤差等を考慮して、理							
(1)、(2) この条文は、床版を支持する桁が大ききな不等沈下を起さない場合の鉄筋コンクリート床版の主鉄筋方向及び配力鉄筋方向の T 荷重及び衝撃による設計曲げモーメントを示したものである。 主鉄筋方向の曲げモーメント及び配力鉄筋方向の曲げモーメントとは、それぞれ主鉄筋及び配力鉄筋に直角な床版断面に作用する曲げモーメントを意味している。 床版は、自動車輪荷重を直接支えるものであるため、その耐久性は輪荷重の大きさと頻度、すなわち大型の自動車の走行台数の影響を大きく受ける。T 荷重は共通編 2.2.2 の解説に示されるように床版や床組の耐久性の向上を図ることを意図して規定されたものである。 B 活荷重で設計する橋では、床版の支間が車両の進行方向に直角な場合の支間方向の曲げモーメントを算出するにあたって、床版支間の長さに応じて表-9.2.2 に示す割増係数を乗じている。 A 活荷重で設計する橋においては、一般に大型の自動車の交通量が少ないため、上記の割増係数を考慮する必要はない。また、同じ理由から、A 活荷重で設計する橋では、表-9.2.1 に示す曲げモーメントを 20%低減してよいこととしている。 なお、表-9.2.1 に示す設計曲げモーメント式の算出根拠については、従来と同様であり、以下に示すとおりである。 1) 計算の対象とした版 相対する 2 辺で単純支持された等方性無限単純版及び相対する 2 辺のうち 1 辺が固定され							

改定案（11章）	現行	備考
論値に対して10～20%の安全を確保した式として規定されており、今回の改定でもこれを踏襲し規定されている。なお、連続版については単純版の計算結果を基にして近似的に値が定められている。 鋼コンクリート合成床版とプレストレストコンクリート床版については、実橋での床版の適用実績や検討実績を考慮し、床版支間が車両進行方向に直角な場合のモーメントの適用支間が6mから8mに拡大されている。鋼コンクリート合成床版における車両進行方向に平行な曲げモーメント式は、適用床版支間について検討されていないため、適用範囲外となる。	他の1辺が自由である等方性無限片持版を対象としている。 2) 考慮した活荷重 平成5年改定以前のT-20荷重を橋軸方向には1台、幅員方向には台数に制限なく載荷し、それぞれの後輪荷重及び前輪荷重の影響を全て考慮している。 また、衝撃としては、共通編2.2.3の規定をそのまま適用して、衝撃係数 $i = 20 / (50 + 1)$ を用いている。 3) 輪荷重の分布 輪荷重はアスファルト舗装表面上に長方形で等分布するものとし、安全側を考慮してそれが50mm厚のアスファルト舗装を通して、床版全厚の1/2の面まで45°の角度で分布すると仮定している。 4) 床版全厚と床版支間の関係 前項で述べたように、輪荷重の分布強度は床版全厚の関数となるので、床版全厚を、単純版では図-解 9.2.2のように、また、片持版では160mmと仮定して計算を行っている。 通常の設計では、床版全厚はこの仮定よりいくぶん大きくなることが多いので、この仮定は安全側であるといえる。  図-解 9.2.2 床版全厚と床版支間の関係 5) 計算法 単純版、片持版ともに輪荷重をフーリエ級数展開し、それぞれの版の境界条件を考慮して、等方性版のたわみに関する四次の釣合い偏微分方程式 (解 9.2.1) を三角級数を用いて解き、着目する点の曲げモーメントを求めている。 $\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p(x, y)}{D} \quad (\text{解 9.2.1})$ 6) 計算結果 計算値は、単純版においては、主鉄筋方向及び配力鉄筋方向の曲げモーメントをそれぞれ支間中央で算出し、片持版においては、主鉄筋方向の曲げモーメントは固定边上、	

改定案（11章）	現行	備考
(3) 通常、活荷重による曲げモーメントの方が死荷重による曲げモーメントより大きいこと、1 方向版においては死荷重による配力鉄筋方向の曲げモーメントは主鉄筋方向の曲げモーメントのポアソン比（鉄筋コンクリートでは 1/6 倍）しか生じないことから、配力鉄筋方向については死荷重による曲げモーメントを無視してよいものとしている。 表-11.2.4に規定する等分布死荷重による床版の単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメントは、単純版及び連続版の設計曲げモーメントに片持版の支間の変化による影響や支持桁等の拘束による影響を考慮していない。鉄筋コンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及びPC合成床版では、これにより床版を安全に設計することができるが、プレストレストコンクリート床版では、このほか付属物等による死荷重とプレストレス力の組合せによっては支間中央の上面に引張応力が発生することがあるので、単位幅(1m)あたりの死荷重による設計曲げモーメントは支持桁の拘束条件を考慮して算出する。支持桁の拘束条件を考慮して算出する方法には、例えば支持桁の拘束条件を適切にモデル化して算出する方法や桁に支持される床版を奥行き1m幅の連続ばりとしてモデル化し支持点の回転を拘束する場合と拘束しない場合の両方で算出し、いずれか大きい方の値を用いる方法がある。 (4) 床版が3本以上の桁で支持されている場合、各桁の間で不等沈下が生じて、橋の横断面内における各桁の間でのたわみの分布が直線的でなくなると、そのたわみ差のために床版に曲げモーメントが生じる。この項の(1)から(3)までに規定される床版の設計曲げモーメン	配力鉄筋方向の曲げモーメントは自由边上で、それぞれ算出してある。片持版の場合、<u>輪荷重の載荷位置は自由辺から500mm離れた位置としている（図-解 9.2.3参照）</u>。したがって、歩道のある片持版の場合は、設計曲げモーメントは表-9.2.1によらずによい。 図-解 9.2.3 片持版における輪荷重載荷位置 なお、設計曲げモーメント式は、理論式を導いたときの仮定と実際の構造との違いや、床版を施工するときに生じる床版厚や配筋の誤差等を考慮して、通常よく用いられる床版支間の範囲内で、理論値に対して10～20%の安全をみた式となっている。 以上述べてきたように、計算は単純版及び片持版のみについて行い、連続版については単純版の計算結果を基にして近似的に設計値を定めている。 (3) 通常活荷重による曲げモーメントの方が死荷重による曲げモーメントより大きいこと、1 方向版においては死荷重による配力鉄筋方向の曲げモーメントは主鉄筋方向の曲げモーメントのポアソン比（鉄筋コンクリートでは1/6倍）しか生じないことから、配力鉄筋方向については死荷重による曲げモーメントを無視してよいものとしている。 (4) 床版が3本以上の桁で支持されている場合、各桁の間で不等沈下が生じて、橋の横断面内における各桁の間でのたわみの分布が直線的でなくなると、そのたわみ差のために床版に曲げモーメントが生じる。この条文の(1)、(2)に与えられている床版の設計曲げモーメン	

改定案（11章）	現行	備考
メントは、床版を支持する桁の不等沈下という仮定のもとに求められたものである。床版を支持する桁の不等沈下は、支持桁の本数、支間、間隔、剛性等の要因が影響する。  (a)箱断面主桁間に縦桁を配置する場合 (b)箱断面主桁の外側にブラケットを設けて縦桁を配置する場合 図-解 11.2.2 床版に付加曲げモーメントが生じる形式の例 1桁が並列され、各桁の高さがほぼ等しい橋においては、13.8.2に示す荷重分配横桁を配置し、3.7.3に規定するたわみの制限値を満たしていれば、支持桁の不等沈下による影響は小さく、これを無視してよいが、図-解11.2.2のように、剛性の著しく異なる桁で床版が支持されている場合は、不等沈下の影響は無視できない大きさとなる。 箱断面主桁に縦桁を配置する場合の付加曲げモーメントの算定は、巻末に示す付録-1を参考にするのがよい。このとき、巻末の付録-1は平成5年改定以前のT-20荷重に基づき付加曲げモーメントの算定図表であるので、これらの算定図表を用いて付加曲げモーメントを求める場合には、A活荷重で設計する橋についてはこのまま用いてよいが、B活荷重で設計する橋については算定図表から求められる値を1.25倍した値を付加曲げモーメントの特性値とされている。 また、I形断面の鋼桁、トラスに縦桁を配置する場合の付加曲げモーメントについては文献(6)及び文献(7)を参考にしてもよい。 (5) プレストレストコンクリート床版では、PC鋼材の偏心量等によって大きな不静定力が生じることがあるので、不静定力による応力度の照査を行うことを原則としている。 ただし、不静定力が小さくなるようにPC鋼材を配置する場合には応力度の照査を省略してもよい。例えば、支間の小さい床版の場合には、PC鋼材の偏心量を小さくして、床版の図心近くにこれを配置して、軸方向力のみが作用するように設計するのがよい。プレストレス力の計算は、支持桁による床版の圧縮や回転等の弾性変形に対する拘束が無視できると判断される場合は、支持桁に支持されるはりとして行ってよいが、支持桁の鉛直補剛材や横桁等により床版の弾性変形が拘束される場合には、プレストレスによる不静定力により支持桁と床版の間に大きな曲げモーメントが発生したり、プレストレスによる圧縮応力が床版に導入されにくい場合があるのでこれを適切に評価して設計計算を行う必要がある。	トは、床版を支持する桁の不等沈下という仮定の基に求められたものである。床版を支持する桁の不等沈下は、支持桁の本数、支間、間隔、剛性等いろいろな要因が影響する。  図-解 9.2.4 床版に付加曲げモーメントが生じる形式の例 1桁が並列され、各桁の高さがほぼ等しい橋においては、11.6.2に示す荷重分配横桁を配置し、2.3に示すたわみの許容値を満たしていれば、支持桁の不等沈下による影響は小さく、これを無視してよいが、図-解9.2.4のように、剛性の著しく異なる桁で床版が支持されている場合は、不等沈下の影響は無視できない大きさとなる。 床版を支持する桁の不等沈下の影響が無視できる場合は、条文(1)から(3)までに規定される設計曲げモーメントを用いて床版の設計を行う。なお、このときの鉄筋の許容応力度は、9.2.7の解説に示されるように許容応力度$140\text{N}/\text{mm}^2$に対し、$20\text{N}/\text{mm}^2$程度余裕を持たせるのが望ましい。 床版を支持する桁の不等沈下の影響が無視できない場合の床版の設計は、次に示す。1)及び2)により断面計算を行い、それぞれ算出される鉄筋量のうち、多い方を用いて行うのがよい。 1) この条文(1)から(3)までに規定される設計曲げモーメントに対して断面計算を行う。この場合9.2.7の解説に示されるように、鉄筋の許容応力度は許容応力度$140\text{N}/\text{mm}^2$に対し、$20\text{N}/\text{mm}^2$程度余裕を持たせるのが望ましい。 2) この条文(1)から(3)まで規定される設計曲げモーメントに付加曲げモーメントを加え、その合計に対して断面計算を行う。この場合、鉄筋の許容応力度は、9.2.7の解説に示されるように$140\text{N}/\text{mm}^2$とする。付加曲げモーメントの算出にあたって、A活荷重で設計する橋については、付加曲げモーメントの値をこの条文(2)と同様に20%低減してよい。 以上の、床版断面計算手順をフローチャートに表すと、図-解9.2.5のようになる。なお、箱形断面主桁に縦桁を配置する場合の付加曲げモーメントの算定は、巻末に示す付録-1を参考にするのがよい。このとき、巻末の付録-1は平成5年改定以前のT-20荷重に基づき付加曲げモーメントの算定図表であるので、これらの算定図表を用いて付加曲げモーメントを求める場合には、A活荷重で設計する橋についてはこのまま用いてよいが、B活荷重で設計する橋については算定図表から求められる値を1.25倍した値を付加	

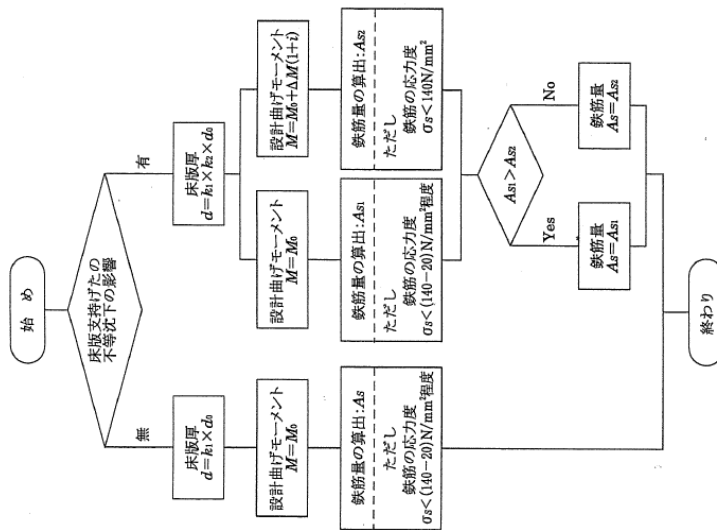
改定案（11章）

更に、プレストレスにより鋼桁により橋軸方向に不均一な横方向力が作用する等、鋼桁に対する影響にも注意が必要である。

現行

曲げモーメントとする。また、I形断面の鋼桁、トラスに縦桁を配置する場合の付加曲げモーメントについては文献(3)及び文献(4)を参考にしてもよい。ただし、これらの文献を参考とする場合、断面設計に用いる許容応力度は、9.2.7の解説に従い十分留意する。

備考



ここに、

d : 9.2.5 に規定される床版厚

M_0 : この条文(1)～(3)に規定される設計曲げモーメント

ΔM : 付加曲げモーメント(ただし、 ΔM を算出する場合の床版厚は、 $d_0 \times k_1$ を用いる)

図-解 9.2.5 床版断面計算フローチャート

(5) 歩行者自転車用柵に作用する荷重、車両用防護柵及び歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵に作用する衝突荷重による床版の設計曲げモーメントは、共通編5.1により算出する。ただし、車両用防護柵が歩行者自転車用柵を兼ねるものについては、これらの影響を同時に考慮しなくてよい。

9.3.4 床版の設計曲げモーメント

- (1) B活荷重で設計する橋においては、T荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメントは、表-9.3.1に示す式で算出する。ただし、床版の支間が車両進行方向に直角の場合の単純版、連続版及び片持版の主鉄筋方向の設計曲げモーメントは、表-9.3.1により算出した曲げモーメントに、表-9.3.2又は表-9.3.3の割増係数を乗じた値とする。
- (2) A活荷重で設計する橋においては、設計曲げモーメントは、表-9.3.1に示す式で算出した値を20%低減した値としてよい。

表-9.3.1 T荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメント（kN・m/m）

床版の区分	曲げモーメントの種類	床版の支間の方向		車両進行方向に直角の場合		車両進行方向に平行の場合	
		主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント
単純版	支間曲げモーメント	適用範囲 $0 < L \leq 6$	$+(0.12L + 0.07)P$	$+(0.10L + 0.04)P$	$+(0.22L + 0.08)P$	$+(0.06L + 0.06)P$	$+(0.06L + 0.06)P$
	中間支間曲げモーメント		$+(単純版の80\%)$	$+(単純版の80\%)$	$+(単純版の80\%)$	$+(単純版と同じ)$	$+(単純版と同じ)$
連続版	支間曲げモーメント	$0 < L \leq 4$ $4 < L \leq 6$	$-(単純版の80\%)$	—	—	$-(単純版の80\%)$	—
	中間支間曲げモーメント		$-(0.15L + 0.125)P$	—	—	—	—
片持版	支点曲げモーメント	$0 < L \leq 1.5$ $1.5 < L \leq 3.0$	$-(1.30L + 0.25)P$	—	—	$-(0.70L + 0.22)P$	—
	支点曲げモーメント		$-(0.6L - 0.22)P$	—	—	—	—
片持版	先端付近	$0 < L \leq 3.0$	—	$+(0.15L + 0.13)P$	—	$+(0.16L + 0.07)P$	—
	先端付近		—	—	—	—	—

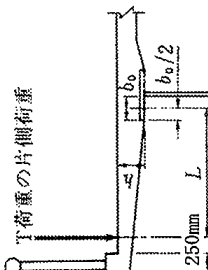
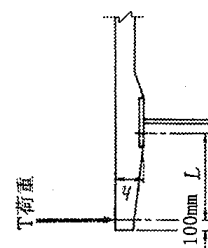
ここに、 L ：9.3.3に規定するT荷重に対する床版支間（m）
 P ：共通編 2.2.2に規定するT荷重の片側荷重（100kN）

表-9.3.2 床版の支間方向が車両進行方向に直角の場合の単純版及び連続版の主鉄筋方向の曲げモーメントの割増係数

支間 L (m)	$L \leq 2.5$	$2.5 < L \leq 4.0$	$4.0 < L \leq 6.0$

改定案（11章）	現行				備考						
	割増係数	1.0	$1.0 + (L - 2.5)/12$	$1.125 + (L - 4.0)/26$							
表-9.3.3 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の片持版の支間方向曲げモーメントの割増係数 <table><tr><td>支間L (m)</td><td>$L \leq 1.5$</td><td>$1.5 < L \leq 3.0$</td></tr><tr><td>割増係数</td><td>1.0</td><td>$1.0 + (L - 1.5)/25$</td></tr></table> (3) 等分布死荷重による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメントは、支持桁の拘束条件を考慮して算出しなければならない。 (4) 床版を支持する桁の剛性が著しく異なり、そのために生じる付加曲げモーメントの大きさが無視できない場合は、この付加曲げモーメントを考慮する。この場合は、床版を支持する桁の剛性の相違を考慮して、設計曲げモーメントを算出しなければならない。 (5) 歩行者自転車用柵に作用する荷重及び車両用防護柵又は歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵に作用する衝突荷重による床版の設計曲げモーメントは、共通編 5.1 の規定による。 (6) プレストレスリングにより生じる不静定力を考慮することを原則とする。ただし、不静定曲げモーメントが小さくなるようにPC鋼材を配置する場合は、この不静定曲げモーメントを無視することができる。						支間L (m)	$L \leq 1.5$	$1.5 < L \leq 3.0$	割増係数	1.0	$1.0 + (L - 1.5)/25$
支間L (m)	$L \leq 1.5$	$1.5 < L \leq 3.0$									
割増係数	1.0	$1.0 + (L - 1.5)/25$									
本節はプレストレストコンクリート床版の設計曲げモーメントについて示したものである。各条文の規定について支間長等の適用範囲外となる場合には別途9.1.2の規定を満たすよう設計する必要がある。 (1) 表-9.3.1には、T荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメントを示すが、連続版の支間が4mを超える場合の中間支点の支点曲げモーメント及び片持版の支間が1.5mを超える場合の支点曲げモーメントは、コンクリート橋における床版の設計曲げモーメントである。鋼橋とコンクリート橋では桁による支持条件が異なるため、これらの設計曲げモーメントが異なるが、少なくともコンクリート橋の設計曲げモーメントを用いれば、安全側の設計となるためこのように規定している。 支持条件の違いを考慮した詳細な検討を行う場合には別途曲げモーメントを算出してよいが、その場合でも表-9.3.1の床版支間が4m以下の中間支点の支点曲げモーメント及び支間が1.5m以下の支点曲げモーメントの式を用いて算出した設計曲げモーメントを下回ってはならない。 B活荷重で設計する橋では、床版の支間が車両の進行方向に直角な場合の支間方向の曲げモーメントを算出するにあたって、床版支間の長さに応じて表-9.3.2及び表-9.3.3に示す割増係数を乗じることとしている。											

改定案（11章）	現行	備考
	(2) 9.2.4解説(2)と同じ理由から、A活荷重で設計する橋では、表-9.3.1に示す曲げモーメントを20%低減してよいこととしている。 (3) 表-9.2.3に規定する鉄筋コンクリート床版の等分布荷重による床版の単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメントは、単純版及び連続版の設計曲げモーメントに片持版の支間の変化による影響や支持桁等の拘束による影響を考慮していない。鉄筋コンクリート床版では、これによることにより床版を安全に設計することが出来るが、プレストレストコンクリート床版では、このほか付属物等による死荷重とプレストレスト力の組合せによっては支間中央の上面に引張応力が発生することがあるので、単位幅(1m)あたりの死荷重による設計曲げモーメントを支持桁の拘束条件を考慮して算出する。支持桁の拘束条件を考慮して算出する方法には、例えば支持桁の拘束条件を適切にモデル化して算出する方法や桁に支持される床版を奥行き1m幅の連続はりとしてモデル化し支持点の回転を拘束する場合と拘束しない場合の両方で算出しいずれか大きい方の値を用いる方法がある。 なお、配力鉄筋方向については、9.2.4解説(3)と同じ理由から死荷重による曲げモーメントを無視してよい。 (4) 9.2.4解説(4)に示すように床版を支持する桁の不等沈下の影響が無視できない場合の床版の設計は、条文(1)から(3)までに規定される設計曲げモーメントに付加曲げモーメントの影響を考慮するものとしている。付加曲げモーメントの算出にあたって、A活荷重で設計する橋については、付加曲げモーメントの値をこの条文(2)と同様に20%低減してよい。 なお、支間4m以下のプレストレストコンクリート床版の付加曲げモーメントは、9.2.4(4)によってよいが解説のとおり留意する必要がある。 (5) 歩行者自転車用柵に作用する荷重、車両用防護柵及び歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵に作用する衝突荷重による床版の設計曲げモーメントは、共通編5.1により算出する。ただし、車両用防護柵が歩行者自転車用柵を兼ねるものについては、これらの影響を同時に考慮しなくよい。 (6) プレストレストコンクリート床版では、PC鋼材の偏心量等によって大きな不静定力が生じることがあるので、不静定力による応力度の照査を行うことを原則としている。 ただし、不静定力が小さくなるようにPC鋼材を配置する場合には応力度の照査を省略してもよい。例えば、支間の小さい床版の場合には、PC鋼材の偏心量を小さくして、床版の図心近くにこれを配置して、軸方向力のみが作用するように設計するのが望ましい。プレストレスト力の計算は、支持桁による床版の圧縮や回転等の弾性変形に対する拘束が無視できると判断される場合は、支持桁に支持されるはりとして行ってよいが、支持桁の鉛直補剛材や横桁等により床版の弾性変形が拘束される場合には、プレストレストによる不静定力により支持桁と床版の間に大きな曲げモーメントが発生したり、プレストレストによる圧縮応力が床版に導入されにくい場合があるのでこれらを適切に評価して設計計算を行う必要がある。	

改定案（11章）	現行	備考																
11.2.4 床版の最小全厚 (1) 床版の厚さは、設計耐久期間における耐荷性能が確保されるように決定する。 (2) (3)及び(4)に従い、かつ、11.5 (2)から11.5 (6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) 鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及びPC合成床版の車道部分の床版の最小全厚は160mmとする。 (4) 歩道部分の床版の最小全厚は140mmとする。 (1) 鉄筋コンクリート床版の最小全厚については、昭和31年の鋼道路橋設計示方書で初めて規定されるようになり、その後、昭和40年頃鉄筋コンクリート床版の損傷が問題となつたため、規定の最小床版厚を引き上げたほか、設計輪荷重、設計曲げモーメント、大型の自動車交通量に対する割増し、鉄筋の許容応力度、配力鉄筋等の規定の見直しを行っている。この項の規定はこれらの経緯や考慮すべき要因とその影響を考慮して規定されている。なお、この示方書では、部材毎に設計耐久期間を定めて、その期間、当該部材の耐荷性能を保持されるように設計することを求めている。 (3) 鉄筋コンクリート床版の損傷は、大型の自動車の影響、コンクリートの材料や施工の影響等が複合して生じ、簡易な試験や解析によって評価することは難しいのが実態である。そのため、安易に床版の最小全厚を小さくするような設計をしてはならない。プレストレストコンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及びPC合成床版についても同様である。 (4) 歩道部についても、床版の施工性を考えて最小全厚を定めている。	さらに、プレストレスにより鋼桁には橋軸方向に不均一な横方向力が作用する等、鋼桁に対する影響にも注意が必要である。 9.2.5 床版の最小全厚 (1) 車道部分の床版の最小全厚は、160mm又は表-9.2.4に示す値のうち大きい値とする。なお、片持版における最小全厚は、図-9.2.3に示す位置の値とする。 ただし、大型の自動車の交通量が多い場合、床版を支持する桁の剛性が著しく異なるため大きな曲げモーメントが付加される場合等については、表-9.2.4に示す床版の最小全厚より厚さを増加させて設計するのが望ましい。 表-9.2.4 車道部分の床版の最小全厚 (mm) <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">床版の区分</th><th colspan="2">床版の支間方向</th></tr> <tr> <th>車両進行方向に直角</th><th>車両進行方向に平行</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>単純版</td><td>40L+110</td><td>65L+130</td></tr> <tr> <td>連続版</td><td>30L+110</td><td>50L+130</td></tr> <tr> <td rowspan="2">片持版</td><td>$0 < L \leq 0.25$</td><td>280L+160</td></tr> <tr> <td>$L > 0.25$</td><td>80L+210</td></tr> </tbody> </table> ここに、 L：9.2.3に規定するT荷重に対する床版の支間 (m)  (a) 主鉄筋が車両進行方向に直角な場合  (b) 主鉄筋が車両進行方向に平行な場合 図-9.2.3 片持版の最小全厚h (2) 歩道部の床版の最小全厚は140mmとする。 (1) 破損した床版の状況をみると、コンクリートに生じたひび割れが破損に対して大きな役割を演じているように思われる。 鉄筋コンクリート床版の設計では、コンクリートは引張応力に対して抵抗し得ないもの	床版の区分	床版の支間方向		車両進行方向に直角	車両進行方向に平行	単純版	40L+110	65L+130	連続版	30L+110	50L+130	片持版	$0 < L \leq 0.25$	280L+160	$L > 0.25$	80L+210	
床版の区分	床版の支間方向																	
	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行																
単純版	40L+110	65L+130																
連続版	30L+110	50L+130																
片持版	$0 < L \leq 0.25$	280L+160																
	$L > 0.25$	80L+210																

改定案（11章）	現行	備考
	と考えているが、実際にはコンクリートはある程度までは曲げ引張応力に対して抵抗することができる。したがって、荷重によって床版のコンクリートに生じる曲げ引張応力度をある限界内におさえ、有害なひび割れの発生をできるだけ少なくするのが望ましい。このために9.2.7に規定するように鉄筋の許容応力度をある程度低くおさえるとともに、床版の最小全厚を規定することになっている。 ここで、表-9.2.4に示す車道部分の床版の最小全厚は、一般的な条件下にある橋の床版厚の最小値の基準である。したがって大型の自動車の交通量が多い道路の橋、床版を支持する桁の剛性が著しく異なるため大きな曲げモーメントが付加される橋等、特殊な条件下にある橋に対しては、その条件を考慮して床版厚を定めるのが床版の耐久性等の観点から合理的と考えられる。 そこで、このような場合については、表-9.2.4に示す床版の最小全厚より厚さを増加させて設計するのが望ましいとしている。設計曲げモーメントを増加した場合、その増分を鉄筋量を増加させるだけで対処すれば、床版は剛性不足となり耐久性に悪影響を及ぼすおそれもある。ここでは、設計曲げモーメントを増増すとともに、特殊な条件下の橋に対しては床版の最小全厚より厚さを増加させて設計するのが望ましいとしている。 床版の厚さを増加させる場合、床版厚は大型の自動車の交通量、支持構造物の特徴等を考慮した次式によるのがよい。 $d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0 \cdot \dots\dots\dots \text{（解 9.2.2）}$ ここに、 d：床版厚（mm）（第1位を四捨五入する。ただし、d_0を下回らないこと） d_0：表-9.2.4に規定する床版の最小全厚（mm）（小数第1位を四捨五入し、第1位まで求める。$d_0 \geq 160\text{mm}$） k_1：大型の自動車の交通量による係数で、その値を表-解 9.2.1に示す。 k_2：①床版を支持する桁の剛性が著しく異なるため生じる付加曲げモーメントの係数で $k_2 = 0.9\sqrt{M/M_0} \geq 1.00$ として与えられる。ここで M_0 は、9.2.4(1)～(3)に規定する設計曲げモーメント、M は M_0 に床版の支持桁の剛性の違い等の影響によって付加される曲げモーメント ΔM を加えた曲げモーメントである。 この場合、A活荷重で設計する橋については、付加曲げモーメントの値を9.2.4(2)と同様に20%低減してよい。 ② k_3 の算出は、床版支間部及び箱桁腹板上において行う。 ③ 箱桁腹板上においては、k_3 による床版の増厚分はハンチ高を考慮してよい。 ④ 付加曲げモーメントを算出する際の床版厚は、$d_u \times k_3$ を用いる。 ⑤ 箱形断面主桁の間に縦桁を配置する場合及び箱形断面主桁の外側にブラケットを設けて縦桁を配置する場合の付加曲げモーメントの例を巻末の付録-1に示してあるので参考にするのがよい。なお、巻末の付録-1は、平成5	

改定案（11章）	現行	備考																			
	年改定以前のT-20荷重に基づく付加曲げモーメントの算定図表であるので、これらの算定図表を用いて付加曲げモーメントを求める場合には、A活荷重で設計する橋についてはこのまま用いてよいが、B活荷重で設計する橋については、算定図表から求められる値を1.25倍した値を付加曲げモーメントとする。 表-解 9.2.1 係数 k_1 <table><tr><th>1方向あたりの大型車の計画交通量（台/日）</th><th>係数 k_1</th></tr><tr><td>500未満</td><td>1.10</td></tr><tr><td>500以上1,000未満</td><td>1.15</td></tr><tr><td>1,000以上2,000未満</td><td>1.20</td></tr><tr><td>2,000以上</td><td>1.25</td></tr></table> (2) 歩道部についても、床版の施工性を考えて最小全厚を定めている。 9.3.5 床版の最小全厚 (1) 車道部分の床版の最小全厚は、次の1)から3)までの規定による。なお、片持版の最小全厚は、図-9.2.3に示す位置の値とする。 1) 車道部分の床版の全厚は、いかなる部分も160mmを下回ってはならない。 2) 片持版の床版先端の厚さは、1)の規定によるほか、表-9.2.4の片持版の最小全厚の50%以上としなければならない。 3) 床版の1方向のみにプレストレスを導入する場合の車道部分の最小全厚は、1)及び2)の規定によるほか、表-9.3.4の値とする。 表-9.3.4 床版1方向のみにプレストレスを導入する場合の車道部分の最小全厚（mm） <table><tr><th> 床版の支間方向 プレストレスを 導入する方向 </th><th>車両進行方向に直角</th><th>車両進行方向に平行</th></tr><tr><td>床版の支間方向に平行</td><td>表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値の90%</td><td>表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値の65%</td></tr><tr><td>床版の支間方向に直角</td><td>表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値</td><td>表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値</td></tr></table>	1方向あたりの大型車の計画交通量（台/日）	係数 k_1	500未満	1.10	500以上1,000未満	1.15	1,000以上2,000未満	1.20	2,000以上	1.25	床版の支間方向 プレストレスを 導入する方向	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行	床版の支間方向に平行	表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値の90%	表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値の65%	床版の支間方向に直角	表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値	表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値	
1方向あたりの大型車の計画交通量（台/日）	係数 k_1																				
500未満	1.10																				
500以上1,000未満	1.15																				
1,000以上2,000未満	1.20																				
2,000以上	1.25																				
床版の支間方向 プレストレスを 導入する方向	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行																			
床版の支間方向に平行	表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値の90%	表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値の65%																			
床版の支間方向に直角	表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値	表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値																			

改定案（11章）	現行	備考
11.2.5 底鋼板及びPC板の最小板厚 (1) 鋼コンクリート合成床版の底鋼板の最小板厚は、5.2.1によるとともに、コンクリート重量による鋼板のたわみ、疲労損傷、溶接時の変形、製作時の取扱い及び施工性を考慮して決定する。 (2) PC合成床版におけるPC板の最小板厚は、コンクリート重量によるPC板のたわみ、PC鋼材の配置と緊張時の変形及び施工時を考慮して決定する。 (1) 鋼コンクリート合成床版の一部として合成作用を期待する底鋼板の最小板厚は、形鋼やずれ止めと一体となり、本条に規定される事項に対して機能すること、6章及び7章に従い腐食に対して配慮することを前提とすると、6mm以上とすることが標準である。 (2) PC合成床版の一部として合成作用を期待するPC板の最小板厚は、PC鋼材とコンクリートが一体となつて、本条に規定される事項に対して機能することを前提とすると、70mm以上とすることが標準である。また、架設時に単純梁の状態で場所打ち床版のコンクリート荷重や作業荷重が作用するが、PC鋼材の配置にあたっては偏心量を大きくして過大なそりが生じないように配慮する必要がある。 11.2.6 コンクリートの設計基準強度 床版のコンクリートの設計基準強度σ_{ck}は、14.3.2の規定による。 床版に用いるコンクリートの設計基準強度は14.3.2によることとされている。なお、鋼コ	(2) 歩道部分の床版の最小全厚は140mmとする。 (1)1) プレストレストコンクリート床版の車道部分の最小全厚は、施工性等を考慮し160mmとしている。 2) プレストレストコンクリート片持版の床版先端の厚さは、条文の規定によるとともに、各種PC鋼材の定着具の配置等も考慮して定めるのがよい。床版の2方向にプレストレスを導入する場合は、1)及び2)の規定を満たせばよい。一般には、PC鋼材の配置等を考慮して床版厚さを200mm程度以上とするのが望ましい。 支間方向のみにプレストレスを導入する場合、支間直角方向は鉄筋コンクリート構造であるが、支間直角方向の曲げモーメントは、支間方向の曲げモーメントより小さく、床版の支間の方向が車両進行方向に直角の場合は90%程度、車両進行方向に平行の場合は65%程度であるので、床版の最小全厚もこの割合で薄くしてよいこととしている。この場合も、1)に規定する車道部分の床版の最小全厚160mmを適用する。ただし、大型の自動車の交通量が多い橋等に対して床版の最小全厚を増加させなくてよい。 (2) 歩道部についても、床版の施工性を考えて最小全厚を定めている。 9.2.8 コンクリートの設計基準強度 床版のコンクリートの設計基準強度σ_{ck}は、12.2.1の規定による。	

改定案（11章）	現行	備考
コンクリート合成床版の設計基準強度は、過去の実績を踏まえたとともに、材料の経時変化に対する抵抗性に配慮して決める必要があり、下限値を 30N/mm^2 以上とすることが標準である。 また、コンクリートの乾燥収縮等の影響を緩和する目的で、膨張材を使用することが標準である。このとき、単位膨張材量は、コンクリートの初期の収縮を補償することを目的として $20\sim 30\text{kg/m}^3$ 程度となることが一般的である。PC 合成床版の PC 板の場合は設計基準強度を 50N/mm^2 以上、場所打ち床版の設計基準強度を 30 N/mm^2 以上とすることが標準である。	9.2.9 コンクリートの許容応力度 (1) 鋼桁との合成作用を考慮しない床版のコンクリートの許容曲げ圧縮応力度は、設計基準強度 σ_{sk} の $1/3$ とする。 (2) 鋼桁との合成作用を考慮する床版のコンクリートの許容応力度は、12.3.1の規定による。 (1) 鉄筋コンクリート部材に一般に用いられる強度よりも高強度のコンクリートを用いる場合にはコンクリート橋編による。 9.3.8 コンクリートの設計基準強度 床版のコンクリートの設計基準強度 σ_{sk} は、12.2.1の規定による。 9.3.9 コンクリートの許容応力度 (1) 鋼桁との合成作用を考慮しない床版のコンクリートの許容曲げ圧縮応力度は、コンクリート橋編の関連規定による。 (2) 鋼桁との合成作用を考慮する床版のコンクリートの許容応力度は、12.3.1の規定による。 9.2.6 鉄筋の種類及び配置 (1) 鉄筋には異形鉄筋を用いるものとし、その直径は13, 16, 19mmを原則とする。 (2) 鉄筋のかぶりは30mm以上とする。 (3) 鉄筋の中心間隔は100mm以上でかつ300mm以下とする。ただし、引張主鉄筋の中心間隔は床版の全厚を超えてはならない。 (4) 断面内の圧縮側には、引張側の鉄筋量の少なくとも1/2の鉄筋を配置するのを原則とする。 (5) 連続版で主鉄筋を曲げる場合は、図-9.2.4に示すように支点から $L/6$ の断面で曲げなければならない。ただし、床版の支間の中央部の引張鉄筋量の80%以上及び支点上の引張鉄筋量の50%以上は、それぞれ曲げずに連続させて配置しなければならない。ここに、Lは支持桁の中心間隔とする。	
11.2.7 鉄筋の種類及び配置 (1) 鉄筋には異形棒鋼を用いるものとし、その直径は 13, 16, 19mm を原則とする。ただし、プレストレストコンクリート床版及び鋼コンクリート合成床版においては直径 22, 25mm を用いてよい。 (2) 鉄筋のかぶりは 30mm 以上とする。 (3) 鉄筋の中心間隔は 100mm 以上でかつ 300mm 以下とする。ただし、引張主鉄筋の中心間隔は床版の全厚を超えてはならない。 (4) 鉄筋コンクリート床版及び PC 合成床版において断面内の圧縮側には、引張側の鉄筋量の少なくとも 1/2 の鉄筋を配置するのを原則とする。 (5) 鉄筋コンクリート床版において連続版で主鉄筋を曲げる場合には、図-11.2.3に示すように支点から $L/6$ の断面で曲げなければならない。ただし、床版の支間の中央部の引張鉄筋量の80%以上及び支点上の引張鉄筋量の50%以上は、それぞれ曲げずに連続させて配置しなければならない。ここに、Lは支持桁の中心間隔とする。		

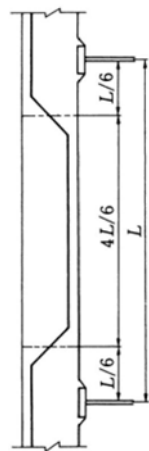


図-11.2.3 連続版の主鉄筋を曲げる位置

- (6) 床版の配力鉄筋は床版の支間方向にその量を変化させて配置してよい。この場合、11.2.3に規定する設計曲げモーメントに対して算出した配力鉄筋量に、表-11.2.5の係数を乗じた鉄筋量を配置する。

表-11.2.5 配力鉄筋量を算出する係数 L : (m)

床版の支間が車両進行方向に直角な場合		床版の支間が車両進行方向に平行な場合	
連続版及び単純版	歩道のない片持版	連続版及び単純版	片持版

- (7) プレストレストコンクリート床版のプレストレス導入方向には、直径13mm以上の異形棒鋼を配置し、その中心間隔は、300mm又は床版の全厚の小さい方の値以下でなければならない。

- (1) 鉄筋径については、太径の鉄筋を用いるとひび割れ幅が大きくなり好ましくないので、鉄筋の最大径について規定されている。また、あまり細い鉄筋を用いると施工中に曲がることもあるため、鉄筋の最小径が規定されている。なお、桁端部の床版においては配筋が困難な場合には直径22mmを無条件に用いてよい。

プレストレストコンクリート床版及び鋼コンクリート合成床版においては、設計の実態を考慮し、連続桁中間支点の床版作用と主桁作用の重ね合わせ応力度の低減やひび割れ制御のために鉄筋応力度の低減を目的として、直径25mmの鉄筋を用いてよいものとする。

- (2) 鉄筋が十分な付着強度を発揮するため、また、鉄筋が腐食するのを防ぐためには、鉄筋をコンクリートで十分に包み込むことが必要である。

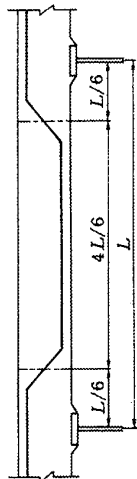


図-9.2.4 連続版の主鉄筋を曲げる位置

- (6) 床版の配力鉄筋は床版の支間方向にその量を変化させて配置してよい。この場合、9.2.4に規定する設計曲げモーメントにより算出した配力鉄筋量に表-9.2.5の係数を乗じた鉄筋量を配置すればよい。

表-9.2.5 床版の配力鉄筋量を算出する係数 L : (m)

床版の支間が車両進行方向に直角な場合		床版の支間が車両進行方向に平行な場合	
連続版及び単純版	歩道のない片持版	連続版及び単純版	片持版

- (1) 鉄筋径については、太径の鉄筋を用いると大きなひび割れが数少く発生し好ましくないので、用いてよい鉄筋の最大径を示している。また、あまり細い鉄筋は施工中に曲がりたりするので、用いてよい鉄筋の最小径を示している。ただし、桁端部の床版においては配筋が困難な場合には直径22mmを用いてよい。

- (2) 鉄筋が十分な付着強度を発揮するため、また、鉄筋がさびるのを防ぐためには、鉄筋をコンクリートで十分に包み込むことが必要である。

改定案（11章）		現行	備考
鉄筋のかぶりが薄すぎると、鉄筋に沿ってコンクリートにひび割れが生じる事例が多いこと及び施工誤差を考慮して、かぶりの最小値を与えている。 床版の重要性、交通量、維持管理の難易及び腐食に対する環境等を考慮して使用する鉄筋の防せい防食が図れるようにするのが望ましい。これらの方法には、鉄筋に発生する引張応力度を低減する方法、引張強度の高いコンクリートを用いる方法、鉄筋自体に防せい防食の措置を施す方法等が考えられるが、これら効果の定量的な把握が困難なので十分に検討して実施するのがよい。 なお、海岸線付近にあって波しぶきや潮風の影響を受ける床版のかぶりについては、Ⅲ編 6 章の規定により別途塩害に対する部材の設計を行う必要がある。また、近年、路面に散布する凍結防止剤由来の塩分の床版内への浸入に起因し、塩害が生じた事例が報告されている。このため、橋の使用環境における将来的な凍結防止剤の散布状況から、塩害の可能性を考慮してかぶりを設定することもある。 (3) 鉄筋の間隔があまり小さいと、コンクリートの施工品質が十分に管理されないおそれがあるので、鉄筋の最小間隔についての規定を設けている。 また、輪荷重が集中的に作用する床版の場合に、鉄筋間隔があまり大きくと押さきせん断等に対する強度が低下するので、鉄筋の最大間隔についての規定を設けている。 (4) 設計において考慮したものと逆向きの曲げモーメントが作用するという予期しない場合にも、鉄筋コンクリート床版及びPC 合成床版にある程度の抵抗を与える目的から、鉄筋は圧縮側にも引張側の 1/2 以上を配置するように規定している。 (5) この項は鉄筋コンクリート床版における連続版の主鉄筋の曲げ上げ位置及び曲げ上げしないで連続して配置すべき鉄筋量を規定したものである。曲げ上げ位置は、無限連続ばりの T 荷重による正及び負の最大曲げモーメント図において、正と負の曲げモーメントの絶対値が等しくなる位置としている。 曲げ上げ位置における正の曲げモーメントは、版計算によると支間中央の曲げモーメントの 80% 近い値であるので、支間中央部の引張主鉄筋量の 80% 以上の鉄筋量を曲げ上げ位置を超えて連続させて配置することとしている。また、曲げ上げ位置における負の曲げモーメントは、支点上の曲げモーメントの 15% 程度であるので、支点上の鉄筋量の 50% 以上を曲げ下げないで連続させて配置すればよいとしている。 なお、PC 合成床版の場所打ち床版部の床版支間方向は、PC 板先端部位置での負の曲げモーメントに対する鉄筋が必要になるため、正の曲げモーメントに抵抗する上側鉄筋は折り曲げずに直鉄筋としてよい。 (6) 配力鉄筋量をその支間内のモーメントの分布に従って変化させて配置すれば、鉄筋量を減少させることができる。配力鉄筋の設計に便利なようにこの規定を設けている。数値は表-11.2.1 の設計式を求めるときに基本とした最大曲げモーメントの値と $L/4$ 点における最大曲げモーメントの値とから最大曲げモーメント図を描いて定めている。		鉄筋のかぶりが薄すぎると、鉄筋に沿ってコンクリートにひび割れが生じる事例が多いということ及び施工誤差を考慮して、かぶりの最小限度を与えている。 なお、海岸線付近にあって波しぶきや潮風の影響を受ける床版のかぶりについては、コンクリート橋幅の関連する規定により別途塩害に対する影響を考慮する必要がある。 (3) 鉄筋の間隔があまり小さいと、コンクリートの施工が十分に行えない懸念があるので、鉄筋の最小間隔についての規定を設けている。 また、輪荷重が集中的に作用する床版の場合に、鉄筋間隔があまり大きいのは好ましくないで、鉄筋の最大間隔についての規定を設けている。 (4) 設計において考慮したものと逆向きの曲げモーメントが作用するという予期しない場合にも、鉄筋コンクリート床版にある程度の抵抗を与える目的から、鉄筋は圧縮側にも引張側の 1/2 以上を配置するように規定している。 (5) この項は連続版の主鉄筋の曲げ上げ位置及び曲げ上げしないで連続して配置すべき鉄筋量を規定したものである。曲げ上げ位置は、無限連続ばりの T 荷重による正及び負の最大曲げモーメント図において、正と負の曲げモーメントの絶対値が等しくなる位置としている。 曲げ上げ位置における正の曲げモーメントは、版計算によると支間中央の曲げモーメントの 80% 近い値であるので、支間中央部の引張主鉄筋量の 80% 以上の鉄筋量を曲げ上げ位置を超えて連続させて配置することとしている。また、曲げ上げ位置における負の曲げモーメントは、支点上の曲げモーメントの 15% 程度であるので、支点上の鉄筋量の 50% 以上を曲げ下げないで連続させて配置すればよいこととしている。 (6) 配力鉄筋量をその支間内のモーメントの分布に従って変化させて配置すれば、鉄筋量を減少させることができる。配力鉄筋の設計に便利なようにこの規定を設けている。数値は表-9.2.1 の設計式を求めるときに基本とした最大曲げモーメントの値と $1/4$ 点(L/4点)における最大曲げモーメントの値とから最大曲げモーメント図を描いて定めている。	

改定案（11章）	現行	備考
なお、これらの検討は単純版について行われたものであるが、連続版にもこれを適用する。 (7) 一方向にプレストレスを導入したプレストレストコンクリート床版はプレストレスを導入する方向以外に鉄筋コンクリート部材となることから、活荷重や乾燥収縮等の影響によるひび割れの発生が懸念される。したがって、これらの発生を防止するために条文に従って配筋する必要がある。	なお、これらの検討は単純版について行ったものであるが、連続版にもこれを適用する。	
11.2.8 PC鋼材の配置 (1) プレストレストコンクリート床版のPC鋼材は、床版に一樣にプレストレスが導入されるように配置しなければならない。 (2) 斜橋の支承部付近における床版の支間方向のPC鋼材は、支承線方向に配置する。	9.3.6 鉄筋の種類及び配置 (1) 鉄筋の種類及び配置については、9.2.6の規定による。ただし鉄筋については、直径22mmを用いることができる。 (2) プレストレストコンクリート床版のプレストレスする方向には、少なくとも直径13mm以上の異形鉄筋を配置し、その中心間隔は、300mm又は床版の全厚の小さい方の値以下でなければならない。 一方向にプレストレスを導入したプレストレストコンクリート床版はプレストレスを導入した方向以外に鉄筋コンクリート部材となることから活荷重や乾燥収縮等の影響によるひび割れの発生が懸念される。したがって、これらの発生を防止するために条文に従って配筋するほか、床版の重要性、交通量、維持管理の難易及び腐食に対する環境等を考慮して使用する鉄筋の防せい防食を図れるようにするのが望ましい。これらの方法には、鉄筋に発生する引張応力度を低減する方法、引張強度の高いコンクリートを用いる方法、鉄筋自体に防せい防食の措置を施す方法等が考えられるが、これら効果の定量的な把握が困難なので十分に検討して実施するのがよい。 なお、海岸線付近にあって波しぶきや潮風の影響を受ける床版の塩害対策についてはコンクリート橋編の規定による。 9.3.7 PC鋼材の配置 (1) プレストレストコンクリート床版におけるPC鋼材は、床版に一樣にプレストレスが導入されるように配置しなければならない。 (2) 斜橋の支承部付近における床版支間方向のPC鋼材は、支承線方向に配置する。	
(1) 床版に一樣にプレストレスが導入されないと、プレストレスによる二次的な曲げモーメント及びせん断力が生じ、複雑な応力状態となる。したがって、床版に一樣にプレストレスが導入されるようにPC鋼材の定着間隔等を定める必要がある。プレストレスはIII編に示すように、PC鋼材定着位置から分布して床版に導入されるので、PC鋼材定着具の大きさに、この分布幅を考慮して、設計断面でのプレストレスが過大又	(1) 床版に一樣にプレストレスが導入されないと、プレストレスにより二次的な曲げモーメント及びせん断力が生じ、複雑な応力状態となる。したがって、床版に一樣にプレストレスが導入されるようにPC鋼材の定着間隔等を定める必要がある。プレストレスはコンクリート橋編の解説に示すように、PC鋼材定着位置から分布して床版に導入されるので、PC鋼材の配置は、PC鋼材定着具の大きさに、この分布幅を考慮して、設計断面でのプレ	

改定案（11章）	現行	備考
は過小とならないように、かつ二次応力の発生及び施工性に注意して行う必要がある。 (2) 斜橋の支承部付近は、斜橋の影響を受けるので、支承線方向に PC 鋼材を配置することとしている。	ストレスが過大又は過小とならないように、かつ二次応力の発生及び施工性に注意して行う必要がある。 (2) コンクリート橋編の解説を参照。	
11.2.9 鋼コンクリート合成床版のずれ止め並びに補強材の形状及び配置		

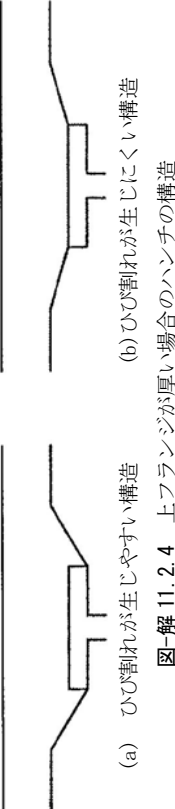
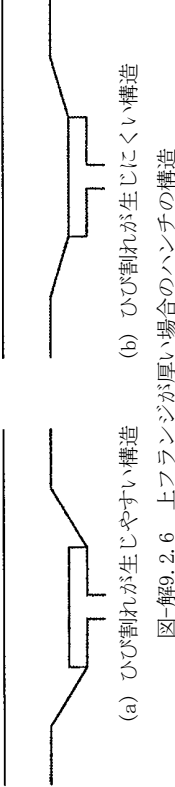
鋼コンクリート合成床版の底鋼板とコンクリートのずれ止め、補強材の形状及び配置は 1) から 3) を満足しなければならぬ。

- 1) ずれ止め及び補強材は、製作性及び施工性を考慮した形状とする。
- 2) ずれ止め及び補強材は、設計曲げモーメントの算出及び輪荷重による繰返し載荷に対する応力の算出において平面保持が成立しているとみなせるとともに、床版が等方性版とみなせるように配置する。
- 3) ずれ止め及び補強材は、コンクリートが確実に充てんできる構造となるように配置する。

- 1) 鋼コンクリート合成床版では、底鋼板とコンクリートにずれが生じないように、底鋼板とコンクリートとの界面に発生する水平力に抵抗できるずれ止めが配置される。また、コンクリート打設時に底鋼板が変形し、コンクリートに有害なひび割れが生じないように、必要に応じて補強材を設けることが標準となっている。これらのずれ止め及び補強材は溶接品質の確保などに配慮した形状であるとともに床版コンクリートが適切に打設できるなどの施工性にも十分配慮した形状であることが求められる。なお、補強材の高さや配置について、コンクリートかぶりや鉄筋との位置関係に留意し、補強材の端部等で応力集中に起因したコンクリート内部でのひび割れが生じないように構造を決定する必要がある。
- 2) コンクリートを充てんし、ずれ止めと補強材と底鋼板を一体化した状態で、曲げ作用時に断面の平面保持が成立しかつ等方性版とみなせるように、ずれ止めと補強材を配置した構造とする必要がある。これは、11.2.3 に規定されるように等方性版として設計することを前提としていることによる。
- 3) 鋼板パネルには底鋼板にずれ止めや補強材が密に配置されるため、ずれ止め及び補強材の構造や配置はコンクリートが確実に充てんできるものとなっている必要がある。このため、必要に応じてコンクリートの充てん試験等により、施工に先立ち確認することをも検討する必要がある。

改定案（11章）	現行	備考
11.2.10 底鋼板の継手 鋼コンクリート合成床版の底鋼板どうしの継手部は、一般の床版部と同等の耐荷性能及び耐久性能を有していなければならない。 鋼コンクリート合成床版で、底鋼板を鉄筋コンクリート断面と一体で挙動させ、底鋼板に構造的な剛性を期待する場合の鋼板パネルの継手には、主に鉄筋継手と高力ボルト継手の2種類が用いられている。床版作用としての配力鉄筋方向の曲げモーメントによる引張力は、鉄筋継手では鉄筋により、高力ボルト継手では底鋼板と添接板によりそれぞれ応力伝達する。底鋼板の継手は、床版一般部と同等の耐荷性能を有する必要がある。 11.2.11 PC合成床版のずれ止めの形状及び配置 PC合成床版のPC板と場所打ちコンクリートのずれ止めの形状及び配置は1)から3)を満足しなければならない。 1) ずれ止め及び補強材は、製作性及び施工性を考慮した形状とする。 2) ずれ止めは、設計曲げモーメントの算出及び輪荷重による繰返し載荷に対する応力の算出において平面保持が成立しているとみなせるとともに、床版が等方性版とみなせるように配置する。 3) 場所打ちコンクリートと接するPC板の上面に設けるずれ止めは、図-11.2.4に示すように床版の支間方向に所要のずれ止め効果が期待できる適当な凹凸を設けることを標準とする。 図-11.2.4 PC板に設ける凹凸 (1) PC合成床版のずれ止めは、PC板と場所打ちコンクリートにずれが生じないようにするとともに、PC板と場所打ちコンクリートとの界面に発生する水平力に抵抗できる構造とする必要がある。 (2) 場所打ちコンクリートを打設し、PC板と一体化した状態で、曲げ作用時に断面の平面保持が成立しかつ等方性版としてみなせる構造とする必要がある。これは、11.2.3に規定されるように等方性版として設計することを前提としていることによる。		

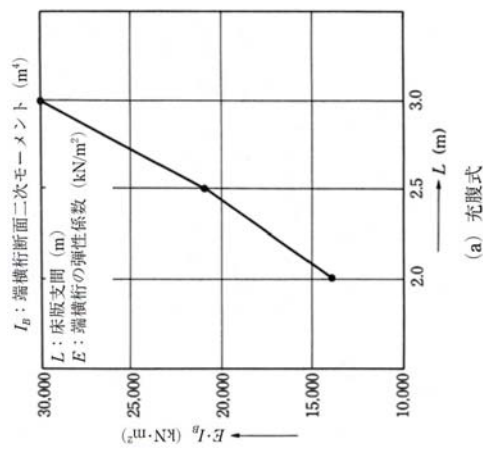
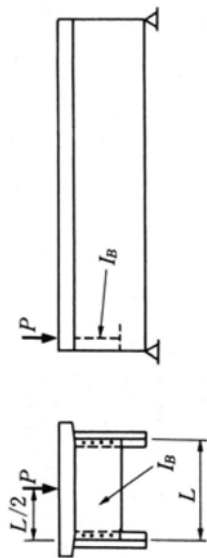
改定案（11章）	現行	備考
(3) PC板と場所打ちコンクリートを一体化させるために、既往の実験⁴⁾や実績を考慮してPC板の上面に凹凸を設けることが標準とされている。例えば、文献4)では、図-解11.2.3のようにPC鋼材方向に凹凸を設けて、その間隔は40mmから50mmとし、凹凸の段差は4mm程度としている。 図-解11.2.3 PC板上面の形状の例 11.2.12 床版のハンチ (1) 床版と支持桁との結合部は、応力が円滑に伝わる構造としなければならない。 (2) 床版には、支持桁上にハンチを設けるのを原則とする。 (3) (4)から(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (4) 床版のハンチの傾斜は、1:3より緩やかにすることを標準とする。なお、1:3よりきつい場合は、図-11.2.5に示すように1:3までの厚さを床版として有効な断面とみなす。 図-11.2.5 ハンチ部の床版の有効高さ (5) 図-11.2.5に示すハンチの高さが80mm以上の場合には、ハンチ下面に沿って桁直角方向に用心鉄筋を配置するのが望ましい。この場合、用心鉄筋は直径13mm以上とし、その間隔はハンチの位置において支持桁に直角方向に配置された床版の下側鉄筋間隔の2倍以下とする。 (2) 床版作用により主桁付近の床版のコンクリートに生じる引張応力を減少させてひび割れの発生を防ぐため、また、ずれ止め付近の局部応力を拡散させるために、ハンチを設けることを規定している。なお、鋼コンクリート合成床版においては、ハンチ部の鋼板は、	9.2.10 床版のハンチ (1) 床版には、支持桁上でハンチを設けるのを原則とする。 (2) 床版のハンチの傾斜は、1:3より緩やかにするのが望ましい。1:3よりきつい場合は、図-9.2.5に示すように1:3までの厚さを床版として有効な断面とみなす。 図-9.2.5 ハンチ部の床版の有効厚さ (3) 図-9.2.5に示すハンチの高さが80mm以上の場合には、ハンチ下面に沿って桁直角方向に用心鉄筋を配置するのが望ましい。この場合、用心鉄筋は直径13mm以上とし、その間隔はハンチの位置において桁に直角方向に配置された床版の下側鉄筋間隔の2倍以下とする。 床版作用によって主桁付近の床版のコンクリートに生じる引張応力を減少させてひび割れが発生するのを防ぎ、また、ずれ止め付近の局部応力を拡散させるために、ハンチについてこの条文の規定を設けている。	II-11-30

改定案（11章）	現行	備考
頭付きスタッド等の適切な方法でハンチ部のコンクリートと一体化するのが望ましい。 (4) 支持桁の上フランジが厚くなる場合のハンチは、図-解 11.2.4 (a) に比べて (b) に示す構造の方が、ひび割れが生じにくく、局部応力も緩和される。  図-解 11.2.4 上フランジが厚い場合のハンチの構造 (a) ひび割れが生じやすい構造 (b) ひび割れが生じにくい構造 (5) 用心鉄筋については、11.2.7(5)の規定のため、従来どおり床版の下側鉄筋間隔と同じ間隔で配置すると密になりすぎるので、床版の下側鉄筋間隔の2倍以下で配置する。ただし、用心鉄筋のコンクリートかぶりかぶりが薄くなることによる、用心鉄筋の腐食が生じないよう<u>うにすることがある。</u> 11.2.13 桁端部の床版 (1) 桁端部の車道部分の床版は、十分な剛度を有する端床桁、端ブラケット等で支持することを標準とする。 (2) 桁端部の中間支間の床版を端床桁等で支持しない場合は、桁端部から床版支間の1/2の間の床版については、T荷重（衝撃を含む）による設計曲げモーメントとして、11.2.3に規定する値の2倍を用いる。なお、一般には、桁端部以外の中間支間の床版の必要鉄筋量の2倍の鉄筋を配置すればよい。 (3) 桁端部の片持部の床版を端ブラケット等で支持しない場合は、桁端部から死荷重に対する床版支間長の間の床版については、T荷重（衝撃を含む）による設計曲げモーメントとして、11.2.3に規定する値の2倍を用いる。なお、一般には、桁端部以外の片持部の床版の必要鉄筋量の2倍の鉄筋を配置すればよい。 (4) 桁端部の車道部分の床版は、床版の厚さをハンチ高だけ増し、斜橋の床版においては、更に補強鉄筋を配置するのを原則とする。 (1) 桁端部の車道部分の床版は、そこで連続性が断たれるので一般部の床版に比べて大きな曲げモーメントが生じる。有限要素法による解析結果によれば、桁端部の床版の主鉄筋方向の曲げモーメントは一般部のそれに比べて2倍程度となっている。また、桁端部には通	支持桁上フランジが厚くなる場合のハンチは、図-解 9.2.6 (a) に比べて (b) に示す構造の方がひび割れが生じにくく、局部応力も緩和される。  図-解 9.2.6 上フランジが厚い場合のハンチの構造 (a) ひび割れが生じやすい構造 (b) ひび割れが生じにくい構造 なお、用心鉄筋については、9.2.6(5)の規定のため、従来どおり床版の下側鉄筋間隔と同じ間隔で配置すると密になりすぎるので、床版の下側鉄筋間隔の2倍以下で配置する。 9.3.10 床版のハンチ 床版のハンチについては9.2.10の規定による。 9.2.11 桁端部の床版 (1) 桁端部の車道部分の床版は、十分な剛度を有する端床桁、端ブラケット等で支持するのが望ましい。 (2) 桁端部の中間支間の床版を端床桁等で支持しない場合は、桁端部から床版支間の1/2の間の床版については、T荷重（衝撃を含む）による設計曲げモーメントとして、9.2.4に規定する値の2倍を用いる。なお、一般には、桁端部以外の中間支間の床版の必要鉄筋量の2倍の鉄筋を配置すればよい。 (3) 桁端部の片持部の床版を端ブラケット等で支持しない場合は、桁端部から死荷重に対する床版支間長の間の床版については、T荷重（衝撃を含む）による設計曲げモーメントとして、9.2.4に規定する値の2倍を用いる。なお、一般には、桁端部以外の片持部の床版の必要鉄筋量の2倍の鉄筋を配置すればよい。 (4) 桁端部の車道部分の床版は、床版厚さをハンチ高だけ増し、斜橋の床版においては、更に補強鉄筋を配置するのを原則とする。 (1) 桁端部の車道部分の床版は、そこで連続性が断たれるので一般部の床版に比べて大きな曲げモーメントが生じる。有限要素法による解析結果によれば、桁端部の床版の主鉄筋方向の曲げモーメントは一般部のそれに比べて2倍程度となっている。また、桁端部には通常	

改定案（11章）	現行	備考
常伸縮装置が設けられ、その付近の不陸によって自動車荷重による大きな衝撃が桁端部の床版に作用しやすい。以上のことから桁端部の車道部分の床版は他の部分の床版に比べて破損しやすいので、十分な剛度を有する端床桁、端ブラケットで支持するのがよい。 端床桁、端ブラケットの形式は数種類考えられるが、図-解 11.2.5(a)、(b)に示す形式を用いて桁端部の床版を支持し、一般部の床版と同等の曲げモーメントになるための端床桁、端ブラケットの剛度は、図-解 11.2.6(a)、(b)、(c)に示すとおりである。これ以上の剛度を有する端床桁、端ブラケットで桁端部の床版を支持する場合には、一般部の床版と同じ設計曲げモーメントを用いて桁端部の床版を設計してよい。 端床桁、端ブラケットの剛度が図-解 11.2.6に示す値を多少下回る場合でも、桁端部の床版が①床版厚が主桁のハンチ高だけ増厚されていること、②単位幅当りの鉄筋量が一般部の床版と同等以上に配置されていること、の2点を満たしていれば厳密な検討を行わずに、図-解 11.2.5(a)、(b)、(c)に示すとおりである。また、単位幅当りの鉄筋量は、一般部の床版の単位幅当りの鉄筋量と同じ又はそれ以上とするのが望ましい。 なお、桁端部の床版増厚部分の長さは、式（解 11.2.1）及び式（解 11.2.2）を参考に求めるのがよい。 鋼桁との合成効果を考慮しない設計をする場合の主桁の端部及び縦桁の端部 $L_E = \frac{1}{2} L \quad \text{又は} \quad L_E = \frac{1}{2} L' \quad \dots\dots\dots \text{(解 11.2.1)}$ 鋼桁との合成効果を考慮した設計をする場合の主桁の端部 $L_E = \frac{2}{3} L \quad \text{又は} \quad L_E = \frac{2}{3} L' \quad \dots\dots\dots \text{(解 11.2.2)}$	伸縮装置が設けられ、その付近の不陸によって自動車荷重による大きな衝撃が桁端部の床版に作用しやすい。以上のことから桁端部の車道部分の床版は他の部分の床版に比べて破損しやすいので、十分な剛度を有する端床桁、端ブラケットで支持するのが望ましい。 端床桁、端ブラケットの形式としては数種類考えられるが、図-解 9.2.7(a)、(b)に示す形式を用いて桁端部の床版を支持した場合には、一般部の床版と同等の曲げモーメントになるための端床桁、端ブラケットの剛度は、図-解 9.2.8(a)、(b)、(c)に示すとおりである。これ以上の剛度を有する端床桁、端ブラケットで桁端部の床版を支持する場合には、一般部の床版と同じ設計曲げモーメントを用いて桁端部の床版を設計してよい。 端床桁、端ブラケットの剛度が図-解 9.2.8に示す値を多少下回る場合でも、桁端部の床版が①床版厚が主桁のハンチ高だけ増厚されていること、②単位幅当りの鉄筋量が一般部の床版と同等以上に配置されていること、の2点を充足していれば厳密な検討を行わずに、図-解 9.2.7(a)、(b)、(c)に示すとおりである。また、単位幅当りの鉄筋量は、一般部の床版の単位幅当りの鉄筋量と同じ又はそれ以上とするのが望ましい。 なお、桁端部の床版増厚部分の長さは、式（解9.2.3）及び式（解9.2.4）を参考に求めるのがよい。 鋼桁との合成効果を考慮しない設計をする場合の主桁の端部及び縦桁の端部 $L_E = \frac{1}{2} L \quad \text{又は} \quad L_E = \frac{1}{2} L' \quad \dots\dots\dots \text{(解 9.2.3)}$ 鋼桁との合成効果を考慮した設計をする場合の主桁の端部	

改定案（11章）

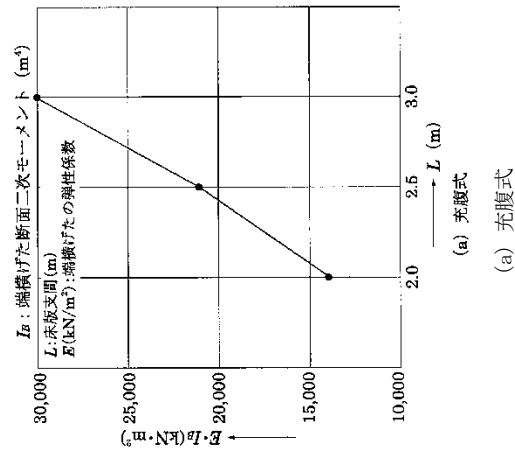
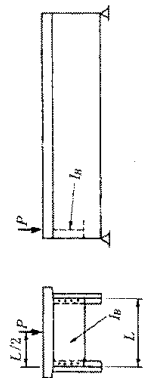
ここに、 L_E ：桁端部の床版増厚部分の長さ
 L ：橋軸直角方向の床版支間長
 L' ：支承線に平行な床版支間長



現行

$L_E = \frac{2}{3} L$ 又は、 $L_E = \frac{2}{3} L'$ (解 9.2.4)

ここに、
 L_E ：桁端部の床版増厚部分の長さ
 L ：橋軸直角方向の床版支間長
 L' ：支承線に平行な床版支間長



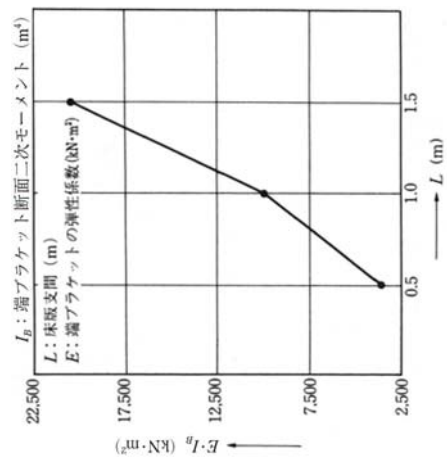
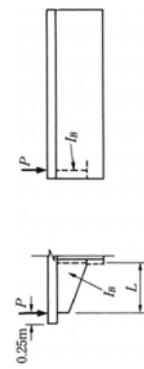
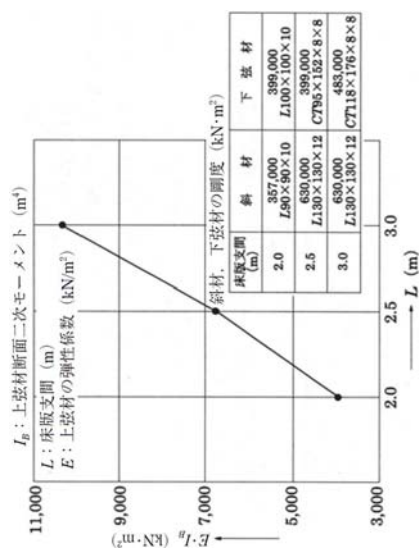
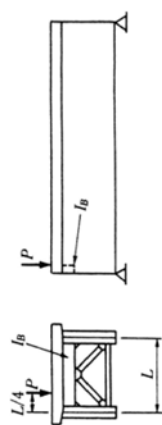


図-解11.2.6 桁端部における端床桁、端ブラケットの剛度

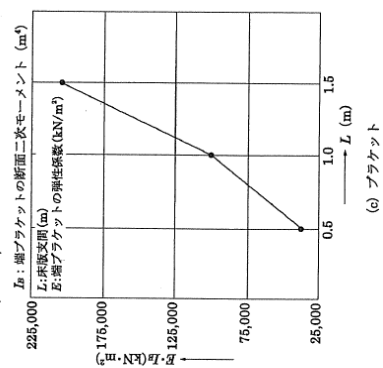
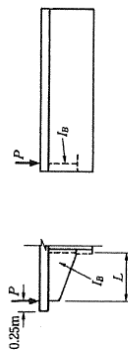
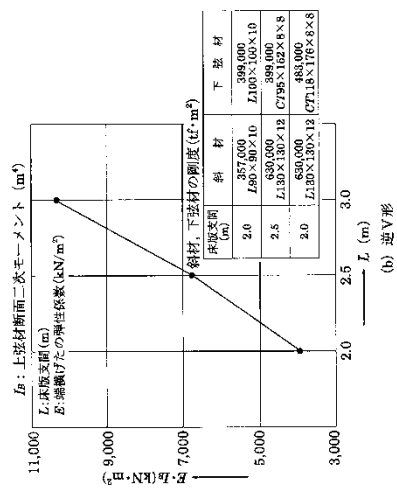
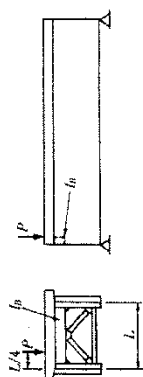


図-解 9.2.8 桁端部における端床桁、端ブラケットの剛度

改定案（11章）	現行	備考
11.3 コンクリート系床版の限界状態Ⅰ 11.3.1 曲げモーメントを受ける床版 (1) 曲げモーメントを受ける床版が、(2)から(4)による場合には、限界状態Ⅰを超えないとみなしてよい。 (2) 床版に生じる曲げモーメントが、(3)又は(4)による制限値を超えない。ただし、床版に生じる曲げモーメントの算出に用いるⅠ荷重及び死荷重による曲げモーメントは、11.2.3の規定により算出する設計曲げモーメントを用いる。 (3) 鉄筋コンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及びPC合成床版の鉄筋コンクリート断面に生じる曲げモーメントの制限値はⅢ編 5.5.1(3)の規定による。 (4) プレストレストコンクリート床版及びPC合成床版のPC板に生じる応力度の制限値はⅢ編 5.6.1(3)の規定による。 (2)(3)(4) 曲げモーメントを受けるコンクリート系床版では、鉄筋コンクリート断面で引張側鉄筋が降伏に至る状態や、プレストレストコンクリート断面で引張応力が生じた場合の全断面有効とみなせる限界の状態が、それぞれ限界状態Ⅰとして考えられる。 これらについて、この規定では、11.2.3における設計曲げモーメントを特性値とし、これにⅠ編の荷重組合せ係数及び荷重係数を乗じ、この曲げモーメントがⅢ編の 5.5.1(3)及び5.6.1(3)に基づき算出する制限値を超えないことを満足すれば、床版として限界状態Ⅰを超えないとみなしてよいとされている。 床版は版構造であり、輪荷重載荷に対しては2方向の荷重分配効果を有している。対して、Ⅲ編 5.5.1(3)及び5.6.1(3)は、コンクリート棒部材としての耐荷力評価に用いるものであり、1方向に荷重を分担する構造であることから、耐力算出に用いると、実際の耐力を低く見積もることになる。しかし、これによることで安全側の評価となることも考慮し、単位幅の梁として扱い、棒部材として制限値を算出してよいとされている。	9.3.11 桁端部の床版 桁端部の床版については9.2.11の規定による。	

改定案（11章）	現行	備考
11.3.2 せん断力を受ける床版 押抜きせん断力を受ける床版が、11.4.2の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。 押し抜きせん断力を受けるコンクリート系床版の限界状態1は、破壊する直前の応答が可逆性を有する限界の状態と考えられるが、その条件を式等で明確に求めることは困難である。この示方書では、11.4.2の限界状態3を超えないとみなせる条件が、限界状態1を超えないとみなせることについても考慮して定められており、これを満足することで、限界状態1を超えないとみなしてよいとされている。 11.3.3 せん断力を受けるずれ止め (1) せん断力を受ける底鋼板やPC板とコンクリートのずれ止めが、(2)から(5)を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。 (2) 底鋼板とコンクリートのずれ止めに用いる材料はI編9.1の規定による。 (3) 11.2.9を満足する。このとき、頭付きスタッドをずれ止めとして用いる場合には、14.5.1の規定による。PC板とコンクリートのずれ止めの構造細目は11.2.11の規定による。 (4) ずれ止めに生じる水平せん断力の算出においては、I編8.2に規定するT荷重（衝撃を含む）を用いる。 (5) ずれ止めに生じる水平せん断力は式(11.3.2)により算出する。この水平せん断力が、(6)によるずれ止めの水平せん断力の制限値を超えない。 $Q_d = \gamma_{pL} \cdot \gamma_{qL} \cdot Q_L \cdots \cdots \cdots (11.3.2)$ ここに、 Q_d : ずれ止めに生じる水平せん断力 Q_L : T荷重（衝撃を含む）による水平せん断力 γ_{pL} : 活荷重に乗じる荷重組合せ係数 (=1.00) γ_{qL} : 活荷重に乗じる荷重係数 (=1.25) (6) (2)に規定する頭付きスタッドの場合の水平せん断力の制限値は、14.6.4の規定により算出してよい。PC板とコンクリートのずれ止めでは、ずれ止めのコンクリートのせん断伝達機構を考慮してずれ止めの水平せん断力の制限値を適切に設定する。		

改定案（11章）	現行	備考
(1) 鋼コンクリート合成床版においては、底鋼板またはPC板とコンクリートが一体となつて挙動するように、コンクリートとの間に作用するせん断力に対して、ずれ止めが限界状態1を超えないように、十分な強度を有していなければならないことを規定したものである。 (2) (3) 底鋼板とコンクリートのずれ止めに使用する材料とその構成について規定されたもので、I編9.1に規定される使用材料を用いたずれ止めとし、構造細目は11.2.9の規定に従う必要がある。ずれ止めに頭付きスタッドを用いる場合には、14.4の構造詳細による。 I編9.1に規定されている頭付きスタッド以外の構造をずれ止めに用いる場合には、ずれ止めとしての力学的挙動と耐力を明らかにしたうえで、それを適用できる前提条件としての材料仕様と底鋼板への接合方法等の構造詳細を検討する必要がある。頭付きスタッド以外のずれ止めには、ずれ止め自体が変形しない十分剛なずれ止めとして、孔あき鋼板やT形鋼等を用いるものがある。PC板とコンクリートのずれ止めの構造細目は、作用するせん断力に対して、PC板とコンクリートの付着強度とPC板の上面に図-解11.2.3に示すような形状の凹凸を設けるなどの加工により抵抗させることが標準であり、11.2.11の規定による。 (4) ずれ止めの設計に用いる荷重は、I編8.2に規定されるT荷重に衝撃を考慮した荷重とされている。これは床版の設計荷重と合わせた規定であるが、11.3.1で考慮するように設計モーメント式が用意されていないため、ずれ止めに作用する水平せん断力を適切な数値解析方法により算出し、(4)の規定での照査に用いる必要がある。このとき、ずれ止めに最も不利な水平せん断力を与える載荷位置とする。 (5) (6) 式(11.3.2)は、ずれ止めに作用する設計水平せん断力を示している。それに対して、ずれ止めの制限値を求め、限界状態を超えないことを照査することになる。ずれ止めの制限値はその形式によりそれぞれ異なることから、統一的な算定式は示されていない。また、PC板とコンクリートとのずれ止めについても、11.2.11により上面に凹凸を設ける場合、凹部の幅と凸部の幅の各寸法、凹凸の段差と凹凸の間隔の比率などによってせん断伝達能力が異なることから、統一的な評価方法がなく制限値は示されていない。ただし、ずれ止めとして11.2.9及び14.5.1に従う頭付きスタッドを用いる場合には、周辺コンクリートと一体となって抵抗する。この挙動は合成桁における頭付きスタッドと同じであり、14.6.4に規定される制限値を用いてよい。 ずれ止めとして頭付きスタッドを用いない場合には、別途、実橋の床版コンクリート断面内での底鋼板とコンクリートのずれ止めとしての挙動を再現した実験を実施するなどにより、適切に設計耐力を設定する必要がある。この場合に、頭付きスタッドの設計耐力の設定と同様に下記について考慮する必要がある。 i) 実験では、床版内でずれ止めに生じる応力状態を再現した荷重条件と抵抗機構及		

改定案（11章）	現行	備考
び境界条件とすること。 ii) ずれ止めの構造寸法や、コンクリート材料の強度やヤング係数及び施工誤差を考慮した実験条件を設定すること。 iii) 耐力を評価する場合の実験結果の特性値は平均値とし、実験結果のばらつきを考慮し、実験結果の下限值または非超過確率 97.7%の値に基づき設計耐力を設定すること。 11.4 コンクリート系床版の限界状態 3 11.4.1 曲げモーメントを受ける床版 (1) 曲げモーメントを受ける床版が、(2)から(4)による場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 (2) 床版に生じる曲げモーメントが、(3)又は(4)による制限値を超えない。ただし、床版に生じる曲げモーメントの算出に用いる T 荷重及び死荷重による曲げモーメントは、11.2.3 の規定により算出する設計曲げモーメントを用いる。 (3) 鉄筋コンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及び PC 合成床版の鉄筋コンクリート断面に生じる曲げモーメントの制限値はⅢ編 5.7.1(3)及び(4)の規定による。 (4) プレストレストコンクリート床版及び PC 合成床版の PC 板に生じる曲げモーメントの制限値はⅢ編 5.8.1(3)及び(4)の規定による。 (2)(3)(4) 曲げモーメントを受けるコンクリート系床版では、圧縮側の床版コンクリートで圧壊が生じる状態が限界状態 3 として考えられる。 この規定では、11.2.3 における設計曲げモーメントを特性値とし、これにⅠ編の荷重組合せ係数及び荷重係数を乗じ、この曲げモーメントが、Ⅲ編の 5.7.1(3)(4)又は 5.8.1(3)(4)に基づき算出する制限値を超えないことを満足すれば、床版として限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされている。これは 11.3.1 の解説に示しているのと同様、床版の耐力について、コンクリート棒部材での耐力算出式により算出した制限値を用いてよいとされたものである。 11.4.2 せん断力を受ける床版 押抜きせん断力を受ける床版が、11.2.4 の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。		

改定案（11章）	現行	備考																
押抜きせん断力を受けるコンクリート系床版では、活荷重等による集中荷重の作用によりコンクリートに円すい状又は角すい状の斜めひび割れや局部的な変形が発生し、押し抜けるような破壊に至る状態が限界状態3と考えられる。 11.2の規定を満足して設計された床版は、コンクリートのみで押抜きせん断力を負担するとした状態で、Ⅲ編 5.7.2又は5.8.2の規定に従う押抜きせん断の限界状態3に対する制限値に対して、十分な耐力の余裕度を有していることが確認されていることを踏まえて、本規定が定められている。しかし、施工時に大きな集中荷重を受ける場合等では、押抜きせん断力に対して別途十分な検討を行う必要がある。																		
11.4.3 せん断力を受けるずれ止め せん断力を受ける底鋼板やPC板とコンクリートのずれ止めが、11.3.3による場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。 11.3.3の解説(3)に示すのと同様に、ずれ止めの設計に用いる荷重は、Ⅰ編 8.2に規定されるⅠ荷重に衝撃を考慮した荷重とされている。また、11.3.3の解説(4)、(5)に示すのと同様に、PC板とコンクリートのずれ止めの制限値は示されておらず、底鋼板とコンクリートのずれ止めに11.2.9及び14.4.1に従う頭付スタッドを用いる場合には、14.7.4により制限値としてよいとされている。	9.2.5 床版の最小全厚 (1) 車道部分の床版の最小全厚は、160mm又は表-9.2.4に示す値のうち大きい値とする。なお、片持版における最小全厚は、図-9.2.3に示す位置の値とする。 ただし、大型の自動車の交通量が多い場合、床版を支持する桁の剛性が著しく異なるため大きな曲げモーメントが付加される場合等については、表-9.2.4に示す床版の最小全厚より厚さを増加させて設計するのが望ましい。																	
11.5 コンクリート系床版の疲労に対する耐久性能 (1) 11.2の規定を満足する鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及びPC合成床版が、自動車の繰返し通行に伴う疲労に対して、設計耐久期間を100年とし、(2)から(11)を満足する場合には、所要の床版の耐久性能を満足するとみなしてよい。 (2) 鉄筋コンクリート床版及びPC合成床版の車道部並びに片持版における最小全厚は、11.2.4の規定を満足するとともに、表-11.5.1に示す値以上とする。なお、片持版における最小全厚は、図-11.5.1に示す位置の値とする。	表-9.2.4 車道部分の床版の最小全厚 (mm) <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">床版の区分</th><th colspan="2">床版の支間方向</th></tr> <tr> <th>車両進行方向に直角</th><th>車両進行方向に平行</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>単純版</td><td>40L+110</td><td>65L+130</td></tr> <tr> <td>連続版</td><td>30L+110</td><td>50L+130</td></tr> <tr> <td rowspan="2">片持版</td><td>0<L≤0.25</td><td>280L+160</td></tr> <tr> <td>L>0.25</td><td>80L+210</td></tr> </tbody> </table> ここに、	床版の区分	床版の支間方向		車両進行方向に直角	車両進行方向に平行	単純版	40L+110	65L+130	連続版	30L+110	50L+130	片持版	0<L≤0.25	280L+160	L>0.25	80L+210	
床版の区分	床版の支間方向																	
	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行																
単純版	40L+110	65L+130																
連続版	30L+110	50L+130																
片持版	0<L≤0.25	280L+160																
	L>0.25	80L+210																

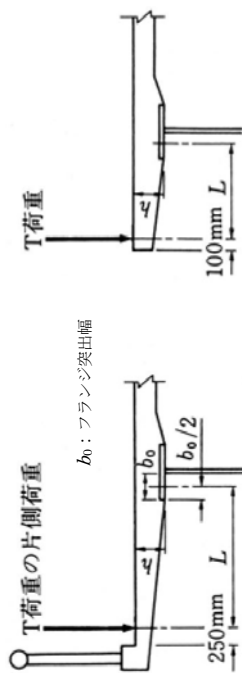
改定案 (11章)

現行

備考

ここに、 L : 11.2.2に規定するT荷重に対する床版の支間(m)

$L > 0.25$	80	$L \geq 10$



(a) 主鉄筋が車両進行方向に直角な場合 (b) 主鉄筋が車両進行方向に平行な場合

図-11.5.1 片持版の最小全厚 h

(3) 鉄筋コンクリート床版及びPC合成床版の床版厚は、式(11.5.1)により大型の自動車の交通量及び支持構造物の特性等を適切に考慮して算出しなければならぬ。

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0 \cdot \dots \dots \dots (11.5.1)$$

ここに、

d : 床版厚 (mm) (小数第1位を四捨五入する。ただし、 d_0 を下回らないこと)

d_0 : 表-11.5.1に規定する床版の最小全厚 (mm) (小数第1位を四捨五入し、第1位まで求める。) ただし、160mmを下回ってはならない。

k_1 : 大型の自動車の交通量による係数で、表-11.5.2による。

k_2 : 床版を支持する桁の剛性が著しく異なるため生じる付加

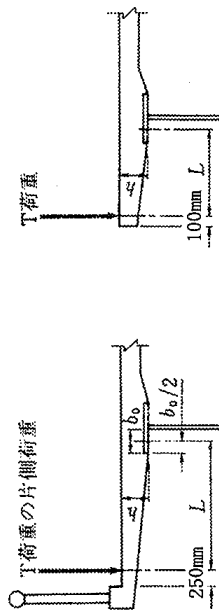
曲げモーメントの係数で、 $k_2 = 0.9 \sqrt{M/M_0} \geq 1.00$ として

与えられる。なお、A活荷重で設計する橋については、付加曲げモーメントの値を11.2.3と同様に20%低減してよい。

M_0 : 11.2.3(1)から(3)に規定する設計曲げモーメント

M : M_0 に床版の支持桁の剛性の違い等の影響によって付加される曲げモーメント ΔM を加えた曲げモーメント

L : 9.2.3に規定するT荷重に対する床版の支間 (m)



(a) 主鉄筋が車両進行方向に直角な場合 (b) 主鉄筋が車両進行方向に平行な場合

図-9.2.3 片持版の最小全厚 h

(2) 歩道部の床版の最小全厚は140mmとする。

(1) 破損した床版の状況をみると、コンクリートに生じたひび割れが破損に対して大きな役割を演じているように思われる。

鉄筋コンクリート床版の設計では、コンクリートは引張応力に対して抵抗し得ないものと考えているが、実際にはコンクリートはある程度までは曲げ引張応力に対して抵抗することができるとして、荷重によって床版のコンクリートに生じる曲げ引張応力度がある限界内におさえて、有害なひび割れの発生をできるだけ少なくするのが望ましい。このために9.2.7に規定するように鉄筋の許容応力度をある程度低くおさえるとともに、床版の最小全厚を規定することになっている。

ここで、表-9.2.4に示す車道部分の床版の最小全厚は、一般的な条件下にある橋の床版厚の最小値の基準である。したがって大型の自動車の交通量が多い道路の橋、床版を支持する桁の剛性が著しく異なるため大きな曲げモーメントが付加される橋等、特殊な条件下にある橋に対しては、その条件を考慮して床版厚を定めるのが床版の耐久性等の観点から合理的と考えられる。

そこで、このような場合については、表-9.2.4に示す床版の最小全厚より厚さを増加させて設計するのが望ましいとしている。設計曲げモーメントを増加した場合、その増分を鉄筋量を増加させるだけで対処すれば、床版は剛性不足となり耐久性に悪影響を及ぼすおそれもある。ここでは、設計曲げモーメントを増加するとともに、特殊な条件下の橋に対しては床版の最小全厚より厚さを増加させて設計するのが望ましいとしている。

床版の厚さを増加させる場合、床版厚は大型の自動車の交通量、支持構造物の特徴等を考慮した次式によるのがよい。

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0 \cdot \dots \dots \dots (解 9.2.2)$$

ここに、

d : 床版厚 (mm) (第1位を四捨五入する。ただし、 d_0 を下回らないこと)

d_0 : 表-9.2.4に規定する床版の最小全厚 (mm) (小数第1位を四捨五入し、第1位ま

改定案（11章）		現行	備考																	
表-11.5.2 係数 k_1 <table><tr><td>1方向あたりの大型車の計画交通量（台/日）</td><td>係数 k_1</td></tr><tr><td>500未満</td><td>1.10</td></tr><tr><td>500以上1,000未満</td><td>1.15</td></tr><tr><td>1,000以上2,000未満</td><td>1.20</td></tr><tr><td>2,000以上</td><td>1.25</td></tr></table> (4) プレストレストコンクリート床版の車道部の床版厚は、160mmを下回ってはならない。片持版の床版先端の厚さは、表-11.5.1の最小全厚の50%以上としてよい。ただし、160mmを下回ってはならない。 (5) 1方向のみにプレストレスを導入する場合の床版の車道部の最小全厚は、(4)及び表-11.5.3を満足する。 表-11.5.3 床版1方向のみにプレストレスを導入する場合の床版の車道部分の最小全厚（mm） <table><tr><th>床版の支間方向 プレストレスを 導入する方向</th><th>車両進行方向に直角</th><th>車両進行方向に平行</th></tr><tr><td>床版の支間方向に平行</td><td>表-11.5.1の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値の90%</td><td>表-11.5.1の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値の65%</td></tr><tr><td>床版の支間方向に直角</td><td>表-11.5.1の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値</td><td>表-11.5.1の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値</td></tr></table> (6) 鋼コンクリート合成床版の車道部及び片持版における最小全厚は、式(11.5.2)に示す値以上、かつ11.2.4に規定する値以上とする。 $d=25L+110\cdots\cd$		1方向あたりの大型車の計画交通量（台/日）	係数 k_1	500未満	1.10	500以上1,000未満	1.15	1,000以上2,000未満	1.20	2,000以上	1.25	床版の支間方向 プレストレスを 導入する方向	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行	床版の支間方向に平行	表-11.5.1の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値の90%	表-11.5.1の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値の65%	床版の支間方向に直角	表-11.5.1の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値	表-11.5.1の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値
1方向あたりの大型車の計画交通量（台/日）	係数 k_1																			
500未満	1.10																			
500以上1,000未満	1.15																			
1,000以上2,000未満	1.20																			
2,000以上	1.25																			
床版の支間方向 プレストレスを 導入する方向	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行																		
床版の支間方向に平行	表-11.5.1の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値の90%	表-11.5.1の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値の65%																		
床版の支間方向に直角	表-11.5.1の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値	表-11.5.1の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値																		

改定案（11章）		現行	備考																																						
d : 底鋼板を含む床版の最小全厚 (mm) (小数第1位を四捨五入し、第1位まで求める。) L : 11.2.2に規定する T 荷重に対する床版の支間 (m) (7) 式(11.5.3)による疲労に対する床版の設計曲げモーメントに対して、(8)による各制限値を超えない。 $M_d = M_{TL} + M_{DL} \cdots \cdots \cdots (11.5.3)$ ここに、 M_d : 疲労に対する床版の設計曲げモーメント M_{TL} : T 荷重による設計曲げモーメントで、11.2.3の規定により算出する。 M_{DL} : 死荷重による設計曲げモーメントで、11.2.3の規定により算出する。 (8) (7)により設計を行う場合の、床版各部に生じる応力度に関する応力度の制限値は以下の1)から5)による。 1) 鉄筋の応力度の制限値は、表-11.5.4及び表-11.5.5による。 <table><caption>表-11.5.4 鉄筋の引張応力度の制限値</caption><tr><th>荷重の組合せ</th><th>鉄筋の種類</th><th>応力度の制限値 (N/mm²)</th></tr><tr><td rowspan="2">$M_{TL} + M_{DL}$</td><td>主鉄筋 SD345</td><td>120</td></tr><tr><td>配力鉄筋 SD345</td><td>120</td></tr></table> <table><caption>表-11.5.5 鉄筋の圧縮応力度の制限値</caption><tr><th>荷重の組合せ</th><th colspan="2">鉄筋の種類</th><th>応力度の制限値 (N/mm²)</th></tr><tr><td rowspan="2">$M_{TL} + M_{DL}$</td><td>主鉄筋 SD345</td><td rowspan="2">200</td><td rowspan="2"></td></tr><tr><td>配力鉄筋 SD345</td></tr></table> 2) 鋼桁との合成作用を考慮しない鉄筋コンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及び PC 合成床版に対するコンクリートの曲げ圧縮応力度の制限値は表-11.5.6による。		荷重の組合せ	鉄筋の種類	応力度の制限値 (N/mm ²)	$M_{TL} + M_{DL}$	主鉄筋 SD345	120	配力鉄筋 SD345	120	荷重の組合せ	鉄筋の種類		応力度の制限値 (N/mm ²)	$M_{TL} + M_{DL}$	主鉄筋 SD345	200		配力鉄筋 SD345	表-9.3.4 床版1方向のみにプレストレスを導入する場合の車道部分の最小全厚 (mm) <table><tr><th>床版の支間方向 プレストレスを 導入する方向</th><th>車両進行方向に直角</th><th>車両進行方向に平行</th></tr><tr><td>床版の支間方向に平行</td><td>表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値の90%</td><td>表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値の65%</td></tr><tr><td>床版の支間方向に直角</td><td>表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値</td><td>表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値</td></tr></table> (2) 歩道部の床版の最小全厚は140mmとする。 (1)1) プレストレストコンクリート床版の車道部分の最小全厚は、施工性等を考慮し160mmとしている。 2) プレストレストコンクリート片持版の床版先端の厚さは、条文の規定によるとともに、各種PC鋼材の定着具の配置等も考慮して定めるのがよい。床版の2方向にプレストレスを導入する場合は、1)及び2)の規定を満たせばよい。一般には、PC鋼材の配置等を考慮して床版厚さを200mm程度以上とするのが望ましい。 支間方向のみにプレストレスを導入する場合、支間直角方向は鉄筋コンクリート構造であるが、支間直角方向の曲げモーメントは、支間方向の曲げモーメントより小さく、床版の支間の方向が車両進行方向に直角の場合は90%程度、車両進行方向に平行の場合は65%程度であるので、床版の最小全厚もこの割合で薄くしてよいこととしている。この場合も、1)に規定する車道部分の床版の最小全厚160mmを適用する。ただし、大型の自動車の交通量が多い橋等に対して床版の最小全厚を増加させなくてよい。 9.2.7 鉄筋の許容応力度 <table><tr><td colspan="2">鉄筋の種類</td><td>SD345</td></tr><tr><td colspan="3">応力度の種類</td></tr><tr><td colspan="2">許容引張応力度</td><td>140</td></tr><tr><td colspan="2">許容圧縮応力度</td><td>200</td></tr></table>	床版の支間方向 プレストレスを 導入する方向	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行	床版の支間方向に平行	表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値の90%	表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値の65%	床版の支間方向に直角	表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値	表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値	鉄筋の種類		SD345	応力度の種類			許容引張応力度		140	許容圧縮応力度		200	
荷重の組合せ	鉄筋の種類	応力度の制限値 (N/mm ²)																																							
$M_{TL} + M_{DL}$	主鉄筋 SD345	120																																							
	配力鉄筋 SD345	120																																							
荷重の組合せ	鉄筋の種類		応力度の制限値 (N/mm ²)																																						
$M_{TL} + M_{DL}$	主鉄筋 SD345	200																																							
	配力鉄筋 SD345																																								
床版の支間方向 プレストレスを 導入する方向	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行																																							
床版の支間方向に平行	表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値の90%	表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値の65%																																							
床版の支間方向に直角	表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値	表-9.2.4の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値																																							
鉄筋の種類		SD345																																							
応力度の種類																																									
許容引張応力度		140																																							
許容圧縮応力度		200																																							

改定案（11章）		現行	備考												
表-11.5.6 コンクリートの曲げ圧縮応力度の制限値 (鋼桁との合成作用を考慮しない場合) <table><tr><td>コンクリート設計基準強度 (N/mm²)</td><td>24</td><td>27</td><td>30</td></tr><tr><td>応力度の種類</td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm²)</td><td>8.0</td><td>9.0</td><td>10.0</td></tr></table>		コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)	24	27	30	応力度の種類				曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm ²)	8.0	9.0	10.0	床版の破損はコンクリートに生じるひび割れがその原因となっているので、有害なひび割れの発生を防ぐ意図からこの規定を設けている。 最近鉄筋の材質の向上にともなって鉄筋の許容応力度を大きくとってきているが、これによって、コンクリートにはひび割れが発生しやすくなっている。特に床版では、活荷重による応力変動幅が大きく、しかもおびただしい頻度の繰返載荷を受け、他の鉄筋コンクリート部材に比べて非常に過酷な荷重状態にさらされ、有害なひび割れ発生危険が増大している。 本編においては、床版の厚さをある程度以上に制限しているが、このようにすると薄い床版に比べて鉄筋比が小さくなる。有害なひび割れの発生は鉄筋比によっても影響を受けるので、鉄筋の許容応力度をあまり大きくすると、鉄筋比が小さくなって有害なひび割れが発生しやすくなる。したがって、鉄筋の許容応力度を大きくしたままにしておくこと、9.2.5に従い床版厚をある値以上にして有害なひび割れの発生を防ぐことを意図したにも関わらず、その目的が達せられない。 鉄筋の許容応力度をどの程度におさえれば、床版の破損の原因となるようなひび割れの発生を防げるかということについてはまだよくわかっていない。しかしながら、今後この点が解明されるまでの間は、鉄筋の許容引張応力度を低めにおさえおくのが安全であるという考えからこのような規定としている。 なお、床版支持桁の不等沈下の影響を無視できる場合及び床版支持桁の不等沈下の影響が無視できない場合において9.2.4(1)から(3)までに規定される設計曲げモーメントを用いて断面設計を行う場合は、鉄筋の応力度は許容応力度140N/mm²に対し20N/mm²程度余裕を持たせるのが望ましい。 また、9.2.4(1)から(3)までに規定される設計曲げモーメントと9.2.4(4)に規定される付加曲げモーメントの合計に対して断面設計を行う場合で、巻末の付録-1により付加曲げモーメントを算出する場合は、許容応力度を低減させる必要はない。ただし文献3)及び文献4)に示される算定図表を用いて付加曲げモーメントを算出する場合は、これらの算定図表が許容応力度の1.25倍の値を用いることを前提に作成されていることから、許容応力度は、140N/mm²を1.25倍した値とする必要がある。 また、この条文に示した許容応力度は、車道部分の床版に用いる鉄筋に対して適用するほか、車道部分以外の床版についても適用する。これは、車道部分とそれ以外の区分を、単に位置だけでなく、設計の対象とする荷重との組合せで考える必要があり、煩雑になるのを避けたことによる。 従来規定されていた SD295 に関しては、最近の使用実績が少ないことから今回の改定で条文から削除している。	
コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)	24	27	30												
応力度の種類															
曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm ²)	8.0	9.0	10.0												
表-11.5.7 コンクリートの曲げ圧縮応力度の制限値 (鋼桁との合成作用を考慮する場合) <table><tr><td>コンクリート設計基準強度 (N/mm²)</td><td>27</td><td>30</td></tr><tr><td>応力度の種類</td><td></td><td></td></tr><tr><td>曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm²)</td><td>7.7</td><td>8.6</td></tr></table>		コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)	27	30	応力度の種類			曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm ²)	7.7	8.6					
コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)	27	30													
応力度の種類															
曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm ²)	7.7	8.6													
4) 鋼コンクリート合成床版の底鋼板の引張応力度の制限値は表-11.5.8 による。 表-11.5.8 底鋼板の引張応力度の制限値 <table><tr><td>鋼材の種類</td><td>応力度の制限値 (N/mm²)</td></tr><tr><td>SS400, SM400</td><td>140</td></tr><tr><td>SM490</td><td>185</td></tr></table>		鋼材の種類	応力度の制限値 (N/mm ²)	SS400, SM400	140	SM490	185								
鋼材の種類	応力度の制限値 (N/mm ²)														
SS400, SM400	140														
SM490	185														
5) プレストレストコンクリート床版及びPC合成床版のPC板は、Ⅲ編9.5.2の関連規定による。 (9) 床版の継手部は、一般部と同等の性能を有していなければならない。 (10) 鋼コンクリート合成床版の鋼材継手部の疲労の照査は、8章の規定による。 (11) 移動荷重による応力変動の影響がある場合のコンクリートのずれ止めは、床版の設計耐久期間において、疲労に対して耐久性を有しなければならない。															

改定案（11章）	現行	備考				
ない。ここで、11.2.9に従い頭付きスタッドを用いる場合は、式(11.5.4)による水平せん断力により頭付きスタッドに生じるせん断応力度が、表-11.5.9に示す応力度の制限値を超えない。 $Q_d=Q_L$ (11.5.4) ここに、Q_d : ずれ止めに生じる水平せん断力 Q_L : T 荷重（衝撃を含む）による水平せん断力 表-11.5.9 ずれ止めの水平せん断力の応力度の制限値 (N/mm²) <table><tr><th> ずれ止めの種類 応力度の種類 </th><th>頭付きスタッド</th></tr><tr><td>せん断応力度</td><td>50</td></tr></table> (2) (3) 損傷した鉄筋コンクリート床版の状況をみると、コンクリートに生じたひび割れが損傷に対して大きな影響を及ぼしていると考えられる。鉄筋コンクリート床版の設計では、コンクリートの引張応力に対する抵抗を耐荷力の評価において無視しているが、実際にはコンクリートはある程度までは曲げ引張応力に対して抵抗することができる。したがって、荷重によって床版のコンクリートに生じる曲げ引張応力度をある限界内に抑えて、有害なひび割れの発生をできるだけ少なくするのが望ましい。このため、床版の最小全厚を規定したうえで、さらに(8)に規定するように、鉄筋の応力度制限値をある程度低く抑えることにしている。 ここで、表-11.5.1に示す車道部分の床版の最小全厚は、一般的な条件下にある橋の床版厚の最小値の基準である。したがって、大型の自動車の交通量が多い道路の橋、床版を支持する桁の剛性が著しく異なるため大きな曲げモーメントが付加される橋等、特殊な条件下にある橋に対しては、その条件を考慮して床版厚を定めるのが床版の耐久性等の観点から合理的と考えられる。 そこで、このような場合については、表-11.5.1に示す床版の最小全厚より厚さを増加させて設計するのが望ましい。設計曲げモーメントを増加した場合、その増分に対し鉄筋量を増加させるだけで対処すれば、床版は剛性不足となり耐久性に悪影響を及ぼすおそれもある。ここでは、設計曲げモーメントを増加するとともに、特殊な条件下の橋に対しては床版の最小全厚より厚さを増加させて設計することとしている。 床版の厚さを増加させる場合、床版厚は大型の自動車の交通量、支持構造物の特徴等を考慮した式(11.5.1)による。 ここに、式(11.5.1)のk_dは以下により算出する。	ずれ止めの種類 応力度の種類	頭付きスタッド	せん断応力度	50		
ずれ止めの種類 応力度の種類	頭付きスタッド					
せん断応力度	50					

改定案（11章）	現行	備考
k_2:①床版を支持する桁の剛性が著しく異なるため生じる付加曲げモーメントの係数 で $k_2 = 0.9\sqrt{M/M_0} \geq 1.00$ として与えられる。ここで M_0 は、11.2.3に規定する 曲げモーメントの設計応答値、M は M_0 に床版の支持桁の剛性の違い等の影響によって付加される曲げモーメント M を加えた曲げモーメントの設計応答値である。 ② k_2 の算出は、床版支間部及び箱桁腹板上において行う。 ③ 箱桁腹板上においては、k_2 による床版の増厚分はハンチ高を考慮してよい。 ④ 付加曲げモーメントを算出する際の床版厚は、$d_0 \times k_f$ を用いる。 (4) プレストレストコンクリート床版の車道部分の最小全厚は、施工性等を考慮して 160mm としている。 プレストレストコンクリート片持版の床版先端の厚さは、条文の規定によるとともに、各種PC鋼材の定着具の配置等も考慮して定めるのがよい。床版の2方向にプレストレスを導入する場合は、(5)及び11.2.4(3)の規定を満たせばよい。一般には、PC鋼材の配置等を考慮して床版厚さを200mm程度以上とするのが望ましい。 なお、本規定は縦桁を設けない構造を対象としており、縦桁を用いる場合には、付加曲げの影響について考慮する必要がある。 (5) 支間方向のみにプレストレスを導入する場合、支間直角方向は鉄筋コンクリート構造であるが、支間直角方向の曲げモーメントは、支間方向の曲げモーメントより小さく、床版の支間の方向が車両進行方向に直角の場合は90%程度、車両進行方向に平行の場合は65%程度であるので、床版の最小全厚もこの割合で薄くしてよいこととしている。この場合も、11.2.4(3)に規定する車道部分の床版の最小全厚 160mm を適用するものとしている。ただし、大型の自動車の交通量が多い橋等に対して床版の最小全厚を増加させなくともよい。 (6) 活荷重による床版のねじれやたわみを制御し、コンクリートに有害なひび割れが発生させず、鋼コンクリート合成床版に必要な剛性が確保されるものとして設定されたものである。なお、本規定は縦桁を設けない構造を対象としており、縦桁を用いる場合には、付加曲げの影響について考慮する必要がある。 ただし、大型の自動車の交通量が多い橋等に対して床版の最小全厚を増加させなくともよい。これは、本規定に従う床版断面について、鋼板と合成された状態での、曲げ剛性、全断面有効とした場合の引張側コンクリートの応力変動等が、本規定(2)及び(3)によるRC床版と同等以上となることが確認されていることによる。 (7) 本規定は、コンクリート系床版の車両走行による疲労破壊に対して、これまでの示方書では床版の曲げ設計で規定されてきた事項を踏襲し規定されたものである。これまでの示方書では床版の疲労に対する耐久性を確保する目的で、床版厚さを増加させ、曲げ設計では鉄筋の降伏強度から大きく安全余裕をとった許容応力度を用いて断面の設計をしてき		

改定案（11章）	現行	備考
た。耐力力の照査では、主にⅢ編でのコンクリート部材の耐力力算出による方法を用いる。<u>曲げに対する照査は、主に耐久性の照査と位置づけられている。なお、本規定での設計曲げモーメントとしては、死活荷重によるものとし、これまでの示方書における曲げに対する照査と同等のものである。</u> (8) この規定は、式(11.5.3)による設計曲げモーメントに対する制限値の算出に用いる床版各部の応力度の制限値について規定されたものであり、着目する部位毎に、式(解 11.5.1)で照査すればよい。 $\sigma_{TL} + \sigma_{DL} \leq \sigma_{sd} \dots\dots\dots (解 11.5.1)$ ここに、σ_{TL} : T 荷重による設計曲げ応力 σ_{DL} : 死荷重による設計曲げ応力 σ_{sd} : 応力度の制限値 引張側鉄筋の応力度の制限値については、過大なひび割れの発生を防ぐ意図からこの規定を設けている。 表-11.5.4 に示す鉄筋の応力度制限値は、床版を支持する桁の不等沈下の影響を考慮していない曲げモーメントに対する応力度制限値となっている。これまでの実績も踏まえて、付加曲げモーメントが 20N/mm^2 以下である場合にこの応力度制限値を用いることができることとされている。付加曲げモーメントが 20N/mm^2 を超える場合においては、個別に制限値等を設定し照査を行う必要がある。 床版は、活荷重による応力変動幅が比較的大きく、高頻度の繰返し荷重を受けるため、床版の厚さがある程度以上に制限されている。このようにすると薄い床版に比べて鉄筋比が小さくなる。有害なひび割れの発生は鉄筋比によっても影響を受けるので、鉄筋の引張応力度の制限値をあまり高くすると、鉄筋比が小さくなって有害なひび割れが発生しやすくなる。したがって、鉄筋の引張応力度の制限値を大きくしたままにしておくとし、式(11.5.1)に従い床版厚がある値以上にして有害なひび割れの発生を防ぐことを意図したにも関わらず、その目的が達せられない。 鉄筋の応力度制限値をどの程度に抑えておけば、床版の損傷の原因となるようなひび割れへの進展を防げるかということについては十分に明らかにはなっていない。しかし、鉄筋の引張応力度の制限値を低めに抑えておくのが安全であるという考えからこのような規定とされている。 また、この条文に示した応力度制限値は、車道部分の床版に用いる鉄筋に対して適用するほか、車道部分以外の床版についても適用する。これは、車道部分とそれ以外の区分を、単に位置だけでなく、設計の対象とする荷重との組合せで考える必要があり、煩雑になるのを避けたことによる。 なお、プレストレストコンクリート床版や PC 合成床版の PC 板については、床版がひび割れにより損傷するのを防ぐためにプレストレスの方向の引張応力度を制限する必要がある。		

改定案（11章）	現行	備考
ある。この場合の規定は、Ⅲ編の関連規定に従う必要がある。Ⅲ編 9.5.2 ではプレストレストコンクリート床版においても、活荷重による応力変動や繰返しが多いことから、曲げ引張応力度の制限値は、繰り返し作用下では引張を生じさせないように定められている。 (9) プレキャスト床版を用いる場合、Ⅲ編 16 章に規定される接合部の設計に関する要求性能を満足する必要がある。なお、継手部の強度や剛性は、等方性版の仮定が成立する範囲にとどまることが必要となる。また、輸送や架設等の制約で継手部を設けることになるが、そこが雨水の浸入等で耐久性の弱点にならないような構造にする必要がある。 (10) 鋼コンクリート合成床版の底鋼板とその補強材の溶接部や底鋼板とずれ止めの溶接部、補強材を構成する板材の溶接部等での疲労の照査は、この編 8 章の規定によることが原則とされている。なお、8 章に規定されていない溶接継手を採用する場合には、実際の鋼板パネルと同様の施工手順及び施工管理を再現して製作した試験体を用いて疲労試験を実施するなどにより、採用する溶接継手の疲労強度を確認する必要がある。 (11) 鋼コンクリート合成床版における底鋼板とコンクリートのずれ止めについては、頭付きスタッドを用いる場合と孔あき鋼板等の十分剛なずれ止めを用いる場合がある。表 11.5.9 は、移動荷重による応力変動で回転せん断力が発生する頭付きスタッドを用いた場合のずれ止めの応力度制限値を示している。孔あき鋼板等の十分剛なずれ止めを用いる場合は、頭付きスタッドを用いた場合と同等の性能が確保できることを個別に検証する必要がある。 PC 合成床版における PC 板とコンクリートのずれ止めとして、図-解 11.2.3 に示すような形状のもので、水平せん断力による応力変動に対して高い疲労強度を有していることを実験的に確認した事例がある⁹⁾ものの、表面形状や形式・材料特性により疲労強度が異なることから、用いるずれ止め形状それぞれで疲労強度を確認する必要がある。		

11.6 コンクリート系床版の内部鋼材の腐食に対する耐久性

- (1) 鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版及び PC 合成床版における内部鋼材の腐食に対して、設計耐久期間を 100 年とし、(2) 及び(3)を満足する場合には、所要の部材の耐久性が確保されるとみなしてよい。
- (2) 式 (11.6.1) による内部鋼材の腐食に対する床版の設計曲げモーメントに対して、(3)による制限値を超えない。

$$M_d = M_{pl} \dots\dots\dots (11.6.1)$$

ここに、 M_d : 内部鋼材の腐食に対する床版の設計曲げモーメント

M_{pl} : 死荷重による設計曲げモーメントで、11.2.3 の規定により

改定案（11章）	現行	備考							
算出する。 (3) (1)により設計を行う場合の、床版各部に発生する応力度に関する応力度制限値は以下の1)及び2)による。 1) 鉄筋の応力度制限値については表-11.6.1による。 <table border="1" data-bbox="411 1328 531 2101"> <caption>表-11.6.1 鉄筋の引張応力度の制限値</caption> <tr> <th data-bbox="411 1861 491 2101">荷重の組合せ</th><th data-bbox="411 1608 491 1861">鉄筋の種類</th><th data-bbox="411 1328 491 1608">応力度の制限値 (N/mm²)</th></tr> <tr> <td data-bbox="491 1861 531 2101" rowspan="2">M_{DL}</td><td data-bbox="491 1608 531 1861">主鉄筋 SD345</td><td data-bbox="491 1328 531 1608" rowspan="2">100</td></tr> <tr> <td data-bbox="531 1608 571 1861">配力鉄筋 SD345</td></tr> </table> 2) プレストレストコンクリート床版及びPC合成床版のPC板については、Ⅲ編の関連規定による。 (1) 舗装のひび割れや橋面排水装置の損傷から生じる水の影響により、コンクリートや鋼材の材料劣化が促進されるため、腐食が促進されない環境を確保するためには、床版防水を確保に行う必要がある。 鋼材の腐食により床版の耐久性能が損なわれないように照査を行う必要がある。11.2に従う床版は、必要なかぶりや鉄筋配置がなされており、それらを満足したうえで、かぶりコンクリート部でのひび割れを制御する目的で鉄筋応力度を制限することにより、設計耐久期間100年に対して床版の内部鋼材の腐食に対する耐久性が確保されたいとみなしてよいとされたものである。なお、海岸線付近にあつて渡しぶきや潮風の影響を受ける床版のかぶりについては、Ⅲ編6章の規定により別途塩害に対する部材の設計を行う必要がある。また、近年、路面に散布する凍結防止剤由来の塩分の床版内への浸入に起因し、塩害が生じた事例が報告されている。このため、橋の架橋環境における凍結防止剤の散布状況から、塩害の可能性を考慮してかぶりを通常の場合よりも増すことは、万一床版上面まで塩分を含む路面水が到達した場合には有効と考えられるが、床版防水工を行ったうえでさらにかぶり厚としてその影響を反映させるだけの知見はないため慎重に検討する必要がある。 (2)(3) この規定は、式(11.6.1)の設計曲げモーメントに対する応力度の制限値について規定されたものであり、着目する部位毎に、式(解11.6.1)で照査すればよい。 $\sigma_{DL} \leq \sigma_{sd} \dots\dots\dots (解 11.6.1)$ ここに、σ_{DL}：死荷重による設計曲げ応力 σ_{sd}：鉄筋の引張応力度の制限値 鉄筋応力度の制限値はⅢ編 6.2.2の規定に準拠し定められており、プレストレストコンクリート床版やPC合成床版のPC板については、Ⅲ編の関連規定に従う必要がある。	荷重の組合せ	鉄筋の種類	応力度の制限値 (N/mm ²)	M_{DL}	主鉄筋 SD345	100	配力鉄筋 SD345		
荷重の組合せ	鉄筋の種類	応力度の制限値 (N/mm ²)							
M_{DL}	主鉄筋 SD345	100							
	配力鉄筋 SD345								

改定案（11章）	現行	備考
11.7 コンクリート系床版の施工の前提条件 (1) 床版は、コンクリート打設時に生じるたわみにより、硬化中のコンクリートのひび割れ、床版の疲労に対する耐久性を損なう有害な局部変形及び応力集中が生じないようにしなければならない。 (2) プレキャスト部材を用いる場合には、運搬時及び設置時に作用する荷重に対して、局部変形や応力集中が生じないようにしなければならない。 (3) 鋼コンクリート合成床版の施工時の前提条件として、1) 及び 2) を満足しなければならない。 1) コンクリートの打設時の安全性や必要なコンクリート版厚を確保できるように合成前死荷重に対して鋼板パネルの剛性を適切に設定しなければならない。 2) 底鋼板とコンクリートの合成前の死荷重に対しては、鋼板が抵抗するものとして算出した応力度がⅢ編 5 章に規定する制限値を超えない。 (4) PC 合成床版の施工時の前提条件として、(5) を満足しなければならない。 (5) PC 板と場所打ちコンクリートの合成前の死荷重に対して、PC 板が抵抗するものとして算出した応力度がⅢ編 5 章の規定による制限値を超えない。 (1) コンクリートの温度応力、打継ぎ目部の拘束などによるひび割れに対して、施工方法、施工手順などを考慮したうえで、20 章並びにⅢ編 5 章及び 17 章の規定に従い、それらの有害なひび割れ等が生じないように設計段階において配慮する必要がある。なお、施工時において設計で想定した施工方法や施工手順から変更する場合には、改めて施工時の安全性について照査する必要がある。 (2)(3) 鋼コンクリート合成床版は、底鋼板がコンクリートの型枠支保工の機能を兼ねることとで合理化を図ったものであり、十分な強度や剛性を持たせなければならない。 1) コンクリートの打込み時に鋼板パネルのたわみが増加すると作業の安全性に影響が生じる。また、鋼板パネルが変形すると設計で必要とするコンクリート版厚さが確保できない可能性がある。このために、合成前死荷重に対する鋼板パネルのたわみを制限する目的で、必要な剛性や変形の許容値を適切に設定する必要がある。合成前死荷重のたわみが $L/500$ を超える場合には、所定の安全性の確保を検証するとともに、製作キャンバーを付けるなどの出来形への配慮を行なう必要がある。 $\delta_d \leq \delta_{dk}$ (解11.7.1) ここに、δ_d : 合成前死荷重によるたわみ量 (m) δ_{dk} : 合成前死荷重に対するたわみ量制限値 (m) で $L/500$ とする。 L : 床版支間 (m)		

改定案（11章）	現行	備考
床版下面と床版コンクリートを一体化させる鋼板を型枠としても用いる構造では、コンクリート打設時に、鋼板の型枠としての強度不足などによってコンクリートにひび割れが生じたり、鋼板の剛性不足により変形が生じたりする損傷もみられる。コンクリートの合成就期待できない段階（架設からコンクリート打設）に発生するたわみや変形に対して、鋼板に十分な強度及び剛性を確保するとともに、上げ越しを設けるなどの留意が必要である。 (5) PC 合成床版は、PC 板が場所打ちコンクリートの型枠支保工の機能を兼用することで合理化を図ったものであり、コンクリート重量や作業荷重等に対して十分な強度を持たせる必要がある。 11.8 鋼床版における一般事項 11.8.1 一般 (1) この節は、デッキプレート縦リブ及び横リブで補剛し、舗装を施した鋼床版の設計に適用する。 (2) 鋼床版が主桁の一部として作用する場合は、1) 及び 2) を満足しなければならない。 1) 鋼床版は次の二つの作用に対してそれぞれ安全であることを照査する。 i) 主桁の一部としての作用 ii) 床版及び床組としての作用 2) 鋼床版の設計にあたって、1) に示した二つの作用を同時に考慮した場合に対して安全であることを照査する。この場合、それぞれの作用に対して、鋼床版が最も不利になる載荷状態について設計応答値を算出し、その合計に対して照査を行う。 ただし、i) 及び ii) に示した二つの作用を同時に考慮した照査を行う場合にあっては、5 章及び 9 章に規定する設計強度を 40% 割増した制限値を用いてよい。	9.4 鋼床版 9.4.1 適用の範囲 この節は、デッキプレート縦リブ及び横リブで補剛し、舗装を施した鋼床版の設計に適用する。 この節の適用範囲を明らかにしたものである。従来からあるバックルプレート、グレーチング等も鋼床版の一種と考えられるが、これらはこの節の対象とはしない。 9.4.2 設計一般 (1) 鋼床版が主桁の一部として作用する場合は、次のとおり設計を行わなければならない。 1) 鋼床版は次の二つの作用に対してそれぞれ安全であることを照査しなければならない。 i) 主桁の一部としての作用 ii) 床版及び床組としての作用 2) 鋼床版の設計にあたっては、1) に示した二つの作用を同時に考慮した場合に対して安全であることを照査しなければならない。この場合、それぞれの作用に対して、鋼床版が最も不利になる載荷状態について応力を算出し、その合計に対して表-9.4.1 に示す許容応力度により照査する。 また、溶接部又は高力ボルトによる部材の連結部についても、3.2.3 に規定する許容応力度及び許容力を 40% 割増した許容応力度及び許容力により照査する。	

(3) 床版及び床組としての鋼床版の設計は、1)から4)までの規定により行う。

1) 活荷重は、I 編 8.2 に示される L 荷重及び T 荷重とし、荷重係数 γ_{dl} (=1.25) 及び荷重組合せ係数 γ_{dl} (=1.0) を考慮する。

2) 衝撃係数 i は次のとおりとする。

i) 縦リブ: $i=0.4$

ii) 横リブ: $i=20/(50+L)$

ここに、 L : 横リブの支間 (m)

3) B 活荷重で設計する橋においては、横リブの設計に用いる断面力は、1) 及び2) で算出した断面力に、式 (11.8.1) により算出した割増係数を乗じた値とする。

$$\begin{aligned} k &= k_0 \\ k &= k_0 - (k_0 - 1) \times (L - 4) / 6 & (L \leq 4) \\ k &= 1.0 & (4 < L \leq 10) \\ & & (L > 10) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (11.8.1)$$

ただし、

$$\begin{aligned} k_0 &= 1.0 & (B \leq 2) \\ k_0 &= 1.0 + 0.2 \times (B - 2) & (2 < B \leq 3) \\ k_0 &= 1.2 & (B > 3) \end{aligned}$$

ここに、 L : 横リブの支間 (m)

B : 横リブ間隔 (縦リブの支間) (m)

4) A 活荷重で設計する橋においては、設計に用いる断面力は、1) 及び2) で算出した断面力を 20% 低減した値としてよい。

表-9.4.1 主桁作用と床版及び床組作用を同時に考慮した場合の許容応力度 (N/mm²)

鋼材の 板厚 (mm)	鋼種	SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40以下		195	260	295	355
40を超え75以下				275	345
75を超え100以下		175	245	265	335

(2) 床版及び床組としての鋼床版の設計は、次の1)から4)までの規定により行う。

1) 活荷重は、共通編2.2.2の規定による。

2) 衝撃係数 i は次のとおりとする。

i) 縦リブ: $i=0.4$

ii) 横リブ: $i=20/(50+L)$

ここに、 L : 横リブの支間 (m)

3) B 活荷重で設計する橋においては、横リブの設計に用いる断面力は、1) 及び2) で算出した断面力に、式 (9.4.1) により算出した割増係数を乗じた値とする。

$$\begin{aligned} k &= k_0 & (L \leq 4) \\ k &= k_0 - (k_0 - 1) \times (L - 4) / 6 & (4 < L \leq 10) \\ k &= 1.0 & (L > 10) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (9.4.1)$$

ただし、

$$\begin{aligned} k_0 &= 1.0 & (B \leq 2) \\ k_0 &= 1.0 + 0.2 \times (B - 2) & (2 < B \leq 3) \\ k_0 &= 1.2 & (B > 3) \end{aligned}$$

ここに、

L : 横リブの支間 (m), B : 横リブ間隔 (縦リブの支間) (m)

4) A 活荷重で設計する橋においては、設計に用いる断面力は、1) 及び2) で算出した断面力を 20% 低減した値としてよい。

改定案（11章）	現行	備考
(4) 鋼床版のデッキプレート上に載荷する輪荷重については、<u>舗装による荷重分布を考慮しない。</u>	(3) 鋼床版の設計にあたっては、大型の自動車の通行に対する疲労の影響に<u>ついて、十分な配慮を行わなければならない。</u>	
(1) この節の適用範囲を明らかにしたものである。従来からあるバックルプレート、グレーチング等も鋼床版の一種と考えられるが、これらはこの節の対象とはしない。 (2) 鋼床版とは縦リブ、横リブでデッキプレートを補剛したものであり、鋼床版は縦桁、横桁等の床組構造又は主桁で支持される。この場合、横リブを同時に床組の横桁として兼用させたり、デッキプレートと縦リブとを主桁のフランジとして用いて主桁応力の一部を受け持たせるのが有利である。そこで、この項は、鋼床版を床版及び床組構造としての作用と主桁構造の一部としての作用とをそれぞれ独立に考えて設計することを想定して定めたものである。 1) 主桁の一部としての作用に対しては、鋼床版は、縦リブで補剛された主桁のフランジとして設計すればよい。この場合の活荷重は、<u>1 編 8.2</u>に示すし荷重であって、衝撃係数は主桁に対する値と同じとする。場合によっては、この作用がない構造形式もあるが、その場合は(2)によって床版及び床組としてのみ設計を行えばよい。 床版及び床組としての作用に対しては、解説(3)で述べるように鋼床版を版格子構造又は直交異方性版と考えると設計すればよい。この場合、デッキプレートは輪荷重を直接支持する版としての作用もある。しかしながら、一般にデッキプレートにわずかな塑性変形が生じると、デッキプレートは版としてよりも膜としての働きをすると考えられる。したがって、デッキプレートの耐荷力は版理論に基づいて計算されたものよりはるかに大きいのが普通であり、<u>11.8.3</u>に規定された最小厚以上のデッキプレートに対しては直接荷重を支える版としての応力度を照査する必要はない。 2) i) 及びii) の各作用に対して最も不利となる載荷状態は必ずしも一致せず、また、し荷重とT荷重は荷重の性質も異なる。したがって、<u>設計応答値の合計に対して照査する場合、最も不利な載荷状態を考えるとすれば荷重の定義から考えなくてはならない。</u>この場合、最も不利な載荷状態を鋼床版の各部ごとに探さなければならない。このような煩雑さを省く意味で、i) とii) の作用のそれぞれ最も不利な場合の単なる合計について照査すればよいこととしている。 なお、鋼床版の連結部の設計においても、<u>従来同様、制限値を40%割増した値により照査すればよいこととしている。</u> (3) 床版及び床組としての作用に対しては、<u>有限帯板理論等によって設計を行う。</u>鋼床版を版格子構造又は直交異方性版と考えると設計を行う場合には、<u>リブ間隔、リブの使用本数、ねじり剛性等を考慮する必要がある。</u> 鋼床版の横リブの設計にあたって、B活荷重で設計される橋で、横リブ間隔が大きい場	(1) 鋼床版とは縦リブ、横リブでデッキプレートを補剛したものであり、鋼床版は縦桁、横桁等の床組構造又は主桁で支持される。この場合、横リブを同時に床組の横桁として兼用させたり、デッキプレートと縦リブとを主桁のフランジとして用いて主桁応力の一部を受け持たせるのが有利である。そこで、この項は、鋼床版を床版及び床組構造としての作用と主桁構造の一部としての作用とをそれぞれ独立に考えて設計することを想定して定めたものである。 1) 主桁の一部としての作用に対しては、鋼床版は、縦リブで補剛された主桁のフランジとして設計すればよい。この場合の活荷重は、<u>共通編 2.2.2</u>に示すし荷重であって、衝撃係数は主桁に対する値と同じとする。場合によっては、この作用がない構造形式もあるが、その場合は(2)によって床版及び床組としてのみ設計を行えばよい。 床版及び床組としての作用に対しては、解説(2)で述べるように鋼床版を版格子構造又は直交異方性版と考えると設計すればよい。この場合、デッキプレートは輪荷重を直接支持する版としての作用もある。しかしながら、一般にデッキプレートにわずかな塑性変形が生じると、デッキプレートは版としてよりも膜としての働きをすると考えられる。したがって、デッキプレートの耐荷力は版理論に基づいて計算されたものよりはるかに大きいのが普通であり、<u>9.4.5</u>に規定された最小厚以上のデッキプレートに対しては直接荷重を支える版としての応力度を照査する必要はない。 2) i) 及びii) の各作用に対して最も不利となる載荷状態は必ずしも一致せず、また、し荷重とT荷重は荷重の性質も異なる。したがって、<u>応力の合計を照査する場合、最も不利な載荷状態を考えるとすれば荷重の定義から考えなくてはならず、また、最も不利な載荷状態を鋼床版の各部ごとに探さなければならない。</u>このような煩雑さを省く意味で、i) とii) の作用のそれぞれ最も不利な場合の単なる合計について照査すればよいこととしている。 なお、鋼床版の連結部の設計においても、<u>3.2.3に規定する溶接部及び接合用鋼材の許容力、許容応力度を表-9.4.1の値と同程度に割増した値により照査すればよいこととしている。</u> (2) 床版及び床組としての作用に対しては、鋼床版を版格子構造又は直交異方性版と考えると設計を行う。<u>ただし、これらの理論の適用にあたっては、リブ間隔、リブの使用本数、ねじり剛性等を考慮する必要がある。</u> 鋼床版の横リブの設計にあたって、B活荷重で設計される橋で、横リブ間隔が大きい場	

改定案（11章）	現行	備考
合には、横リブの断面力の割増係数を設けることとしている。この割増係数によって、横リブ間隔が大きい場合、横リブの断面力は増加することになり、設計上の対処としては、横リブの材料強度を高める、断面を増やす、又は横リブをできるだけ密に配置する等の方法が考えられる。この場合、デッキプレートに局部的な変形が舗装のひび割れや鋼床版の耐久性に及ぼす影響を勘案すると、横リブをできるだけ密に配置し、版の剛性を高める方法を採用するのがよい。 A 活荷重で設計される橋については、<u>11.2.3</u>と同様の趣旨から、<u>式(11.8.1)</u>により算出した割増係数を考慮する必要はなく、また、T 荷重（衝撃を含む）による断面力を 20%低減してよいこととしている。 鋼床版では、一般にこれを構成する横リブと縦リブの支間が小さいので、T 荷重に対する衝撃係数は <u>I 編 8.3</u>に従って計算すると 0.4 に近い値になる。このため縦リブの衝撃係数としては 0.4 を用いることとし、横リブについては <u>支間の大きい場合があるので、I 編 8.3</u>に従って計算した衝撃係数を用いるようにしている。 縦リブ、横リブを設計する場合の注意事項を列挙すると次のとおりである。 a) 縦リブを設計する場合の着目点としては、<u>図-解 11.8.1</u>に示す A、B を考えるとよい。B は横リブの支間中央付近にある縦リブの支間中央である。この点では横リブの弾性変形を考えると、縦リブを版格子構造又は直交異方性版構造として計算を行い、正の曲げモーメントについて照査する。A は横リブの支点上の縦リブに関するものである。この点では横リブの弾性変形が小さいから、横リブを剛支点とみなし、縦リブを連続ばりとして計算を行い、負の曲げモーメントについて照査する。	合には、横リブの断面力の割増係数を設けることとしている。この割増係数によって、横リブ間隔が大きい場合、横リブの断面力は増加することになり、設計上の対処としては、横リブの材料強度を高める、断面を増やす、又は横リブをできるだけ密に配置する等の方法が考えられる。この場合、デッキプレートに局部的な変形が舗装のひび割れや鋼床版の耐久性に及ぼす影響を勘案すると、横リブをできるだけ密に配置し、版の剛性を高める方法を採用することが望ましい。 A 活荷重で設計される橋については、<u>9.2.4</u>と同様の趣旨から、<u>上記の割増係数を考慮する必要はなく</u>、また、T 荷重（衝撃を含む）による断面力を 20%低減してよいこととしている。 鋼床版では、一般にこれを構成する横リブと縦リブの支間が小さいので、T 荷重に対する衝撃係数は <u>共通編 2.2.3</u>に従って計算すると 0.4 に近い値になる。このため縦リブの衝撃係数としては 0.4 を用いることとし、横リブについては <u>共通編 2.2.3</u>に従って計算した衝撃係数を用いるようにしている。 縦リブ、横リブを設計する場合の注意事項を列挙すると次のとおりである。 a) 縦リブを設計する場合の着目点としては、<u>図-解 9.4.1</u>に示す A、B を考えるとよい。B は横リブの支間中央付近にある縦リブの支間中央である。この点では横リブの弾性変形を考えると、縦リブを版格子構造又は直交異方性版構造として計算を行い、正の曲げモーメントについて照査する。A は横リブの支点上の縦リブに関するものである。この点では横リブの弾性変形が小さいから、横リブを剛支点とみなし、縦リブを連続ばりとして計算を行い、負の曲げモーメントについて照査する。	

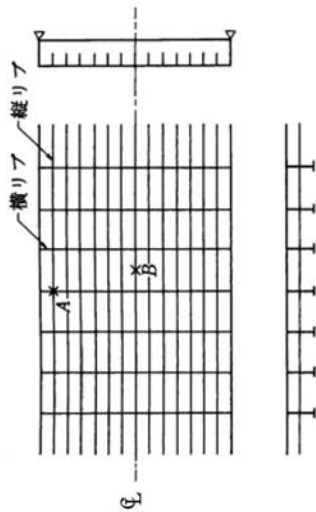


図-解 11.8.1 縦リブを設計する際の着目点

b) 横リブを設計する場合は、横リブが支持桁で単純支持されているものとして、版格子構造又は直交異方性版の理論で計算してよい。この場合の着目点は横リブの支間中央であって、正の曲げモーメントについて照査する。横リブが連続し、支点での拘束が考えら

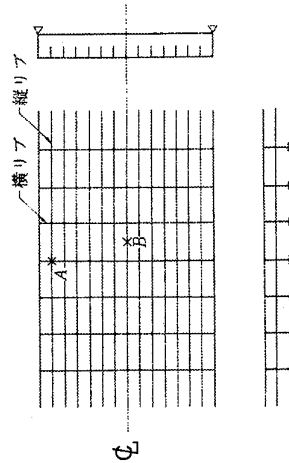
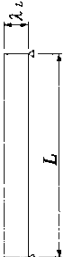
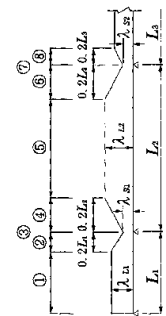
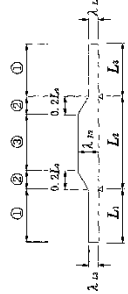


図-解 9.4.1 縦リブを設計する際の着目点

b) 横リブを設計する場合は、横リブが支持桁で単純支持されているものとして、版格子構造又は直交異方性版の理論で計算してよい。この場合の着目点は横リブの支間中央であって、正の曲げモーメントについて照査する。横リブが連続し、支点での拘束が考えら

改定案（11章）				現行	備考												
れる場合は、拘束条件を考慮のうえで、例えば、単純支持として計算した正の曲げモーメントの±80%をもって支間及び支点の曲げモーメントとしてもよい。 c) 鋼床版の縦方向の連続性が絶たれる橋端の横リブは、それ自体でT荷重に耐えるような設計とするのが望ましい。 d) 通常の横リブの間に特に曲げ剛度の大きい横リブを挿入する場合は、この横リブに応力が集中するから、特に留意する必要がある。このような場合は、例えば、単独でT荷重に耐えうるような設計にするのがよい。 (4) 鋼床版では、一般にデッキプレート上に厚さ 60～80mm のアスファルト舗装が施工される。このような舗装を行った場合、冬季においてはアスファルトが硬化するため、舗装が荷重分布に対して相対に有効であるが、夏季においては、アスファルトの軟化のためあまり荷重分布に役立たないことが知られている。したがって、鋼床版上のアスファルト舗装による活荷重の分布作用は考えないことにしている。				れる場合は、拘束条件を考慮のうえで、例えば、単純支持として計算した正の曲げモーメントの±80%をもって支間及び支点の曲げモーメントとしてもよい。 c) 鋼床版の縦方向の連続性が絶たれる橋端の横リブは、それ自体でT荷重に耐えるような設計とするのが望ましい。 d) 通常の横リブの間に特に曲げ剛度の大きい横リブを挿入する場合は、この横リブに応力が集中するから、特に留意する必要がある。このような場合は、例えば、単独でT荷重に耐えうるような設計にするのがよい。 (3) 鋼床版は、直接輪荷重を受けることから、設計にあたっては、大型の自動車の繰返通行に対する疲労の影響に対して十分な配慮を行う必要がある。鋼床版の疲労設計指針」（日本道路協会）上で、構造細目については、9.4.7によるほか「鋼道路橋の疲労設計指針」（日本道路協会）を参考とするのがよい。また、施工については18章の関連する規定による。													
11.8.2 床版又は床組作用に対するデッキプレートの有効幅 縦リブのフランジ又は横リブのフランジとしてのデッキプレートの片側有効幅は、式(11.8.2)により算出し、その適用方法は表-11.8.1による。				9.4.3 舗装による荷重分布 鋼床版のデッキプレート上に載荷する輪荷重については、舗装による荷重分布を考慮しない。 鋼床版では、一般にデッキプレート上に厚さ60～80mmのアスファルト舗装が施工される。このような舗装を行った場合、冬季においてはアスファルトが硬化するため、舗装が荷重分布に対して相対に有効であるが、夏季においては、アスファルトの軟化のためあまり荷重分布に役立たないことが知られている。したがって、鋼床版上のアスファルト舗装による活荷重の分布作用は考えないことにしている。													
11.8.2 床版又は床組作用に対するデッキプレートの有効幅 縦リブのフランジ又は横リブのフランジとしてのデッキプレートの片側有効幅は、式(11.8.2)により算出し、その適用方法は表-11.8.1による。				9.4.4 床版又は床組作用に対するデッキプレートの有効幅 縦リブのフランジ又は横リブのフランジとしてのデッキプレートの片側有効幅は、式 (9.4.2) により算出し、その適用方法は表-9.4.2による。													
表-11.8.1 床版又は床組作用に対するデッキプレートの有効幅 <table><tr><th rowspan="2">部材</th><th rowspan="2">区間 (個所)</th><th colspan="2">片側有効幅</th><th rowspan="2">摘 要</th></tr><tr><th>記号</th><th>等価支間長<i>l</i></th></tr><tr><td>縦リブ</td><td></td><td>λ_L</td><td>0.6<i>L</i></td><td></td></tr></table>				部材	区間 (個所)	片側有効幅		摘 要	記号	等価支間長 <i>l</i>	縦リブ		λ_L	0.6 <i>L</i>		表-9.4.2 床版又は床組作用に対するデッキプレートの有効幅	
部材	区間 (個所)	片側有効幅				摘 要											
		記号	等価支間長 <i>l</i>														
縦リブ		λ_L	0.6 <i>L</i>														

改定案 (11章)

横 リ ブ	単 純 支 持	①	λ_L	L	
	連 続 支 持	①	λ_{L1}	$0.8L_1$	
		⑤	λ_{L2}	$0.6L_2$	
		③	λ_{S1}	$0.2(L_1+L_2)$	
		⑦	λ_{S2}	$0.2(L_2+L_3)$	
② ④ ⑥ ⑧	両側の有効幅を用い て直線変化させる。				
張 出 し 部		①	λ_{L3}	$2L_3$	
		③	λ_{L2}	L_2	
		②	両側の有効幅を用い て直線変化させる。		

$$\lambda = b$$

$$\lambda = \left\{ 1.06 - 3.2 \left(\frac{b}{l} \right) + 4.5 \left(\frac{b}{l} \right)^2 \right\} b \quad \left(0.02 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \quad \dots \dots \dots (11.8.2)$$

$$\lambda = 0.15l$$

$$\left(\frac{b}{l} \leq 0.02 \right)$$

$$\left(0.30 \leq \frac{b}{l} \right)$$

ここに、 λ : デッキプレート の 片側有効幅 (mm)
 $2b$: 縦リブ又は横リブの間隔 (mm)
 なお、閉断面縦リブでは図-11.8.1 に示すとおりとする。
 l : 等価支間長 (mm)

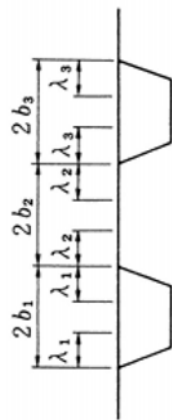
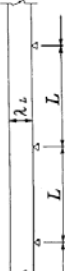
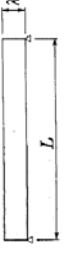
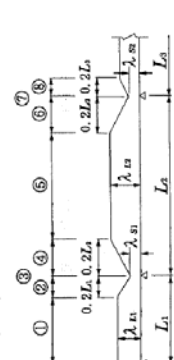


図-11.8.1 閉断面縦リブの間隔

現行

部 材	区 間 (箇所)	片 側 有 効 幅		摘 要
		記号	等価支間長 l	
縦 リ ブ		λ_z	$0.6L$	
	①	λ_z	L	
横 リ ブ	①	λ_{L1}	$0.8L_1$	
	⑤	λ_{L2}	$0.6L_2$	
	③	λ_{S1}	$0.2(L_1+L_2)$	
	⑦	λ_{S2}	$0.2(L_2+L_3)$	
	②④⑥⑧	両側の有効幅を用いて直線変化させる。		
	張 出 し 部	①	λ_{L3}	
③	λ_{L2}	L_2		
②	両側の有効幅を用いて直線変化させる。			

$\lambda = b$

$\lambda = \left\{ 1.06 - 3.2 \left(\frac{b}{l} \right) + 4.5 \left(\frac{b}{l} \right)^2 \right\} b$

$\lambda = 0.15l$

$\left. \begin{aligned} &\left(\frac{b}{l} \leq 0.02 \right) \\ &\left(0.02 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \\ &\left(0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots (9.4.2)$

ここに

λ : デッキプレート の 片側有効幅 (mm)

$2b$: 縦リブ又は横リブの間隔 (mm)

なお、閉断面縦リブでは図-9.4.1 に示すとおりとする。

l : 等価支間長 (mm)

$$\lambda = b$$

$$\lambda = \left\{ 1.06 - 3.2 \left(\frac{b}{l} \right) + 4.5 \left(\frac{b}{l} \right)^2 \right\} b \quad \left(0.02 < \frac{b}{l} < 0.30 \right)$$

$$\lambda = 0.15l$$

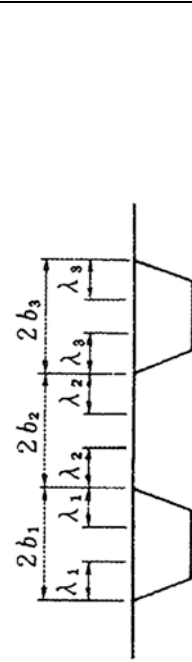
$$\left(\frac{b}{l} \leq 0.02 \right)$$

$$\left(0.30 \leq \frac{b}{l} \right)$$

$$\dots \dots \dots (9.4.2)$$

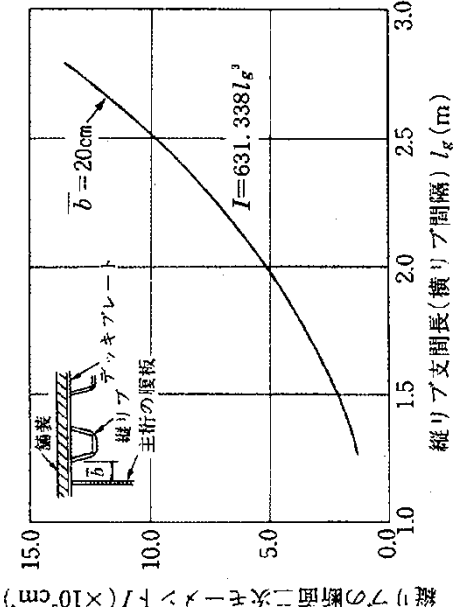
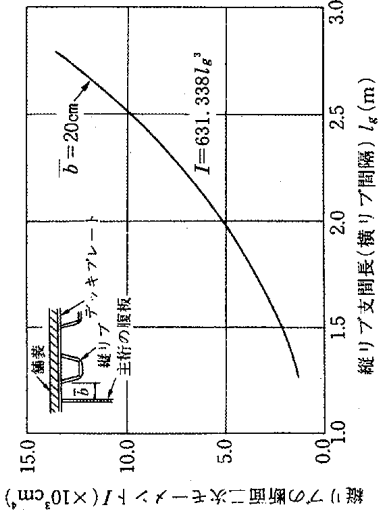
ここに
 λ : デッキプレート の 片側有効幅 (mm)
 $2b$: 縦リブ又は横リブの間隔 (mm)
 なお、閉断面縦リブでは図-9.4.1 に示すとおりとする。
 l : 等価支間長 (mm)

備考

改定案（11章）	現行	備考																		
デッキプレートは、縦リブ又は横リブのフランジとしてその一部が有効に作用する。有効幅 λ は荷重条件、リブ間隔と支間長の比、支持条件、リブ断面構成、リブのフランジとしてのデッキプレートの境界条件等によって異なるが、最初の3つの要素の影響が支配的である。 この条件では、13.3.4と同様、等価支間長の概念を導入して支持条件を表現し、集中荷重を対象として、曲げ応力が極大となる支間中央と支点上での有効幅を、リブ間隔と支間長の比の関数として表した式によって与え、支間方向の有効幅の変化を直線で近似させている。	 図-9.4.1 閉断面縦リブの間隔 デッキプレートは、縦リブ又は横リブのフランジとしてその一部が有効に作用する。有効幅 λ は荷重条件、リブ間隔と支間長の比、支持条件、リブ断面構成、リブのフランジとしてのデッキプレートの境界条件等によって異なるが、最初の3つの要素の影響が支配的である。 この条件では、11.3.5と同様、等価支間長の概念を導入して支持条件を表現し、集中荷重を対象として、曲げ応力が極大となる支間中央と支点上での有効幅を、リブ間隔と支間長の比の関数として表した式によって与え、支間方向の有効幅の変化を直線で近似させている。																			
11.8.3 デッキプレートの最小板厚 (1) デッキプレートの板厚 t(mm)は、式 (11.8.3) より算出される値以上としなければならない。 <table> <tr> <td>車道部分</td> <td>: $t=0.037 \times b$, (B活荷重)</td> <td rowspan="4">} ... (11.8.3)</td> </tr> <tr> <td></td> <td>: $t=0.035 \times b$, (A活荷重)</td> </tr> <tr> <td>主桁の一部として作用する</td> <td>ただし, $t \geq 12\text{mm}$</td> </tr> <tr> <td>歩道部分</td> <td>: $t=0.025 \times b$, ただし, $t \geq 10\text{mm}$</td> </tr> </table> ここに, b: 縦リブ間隔 (mm) (2) 閉断面縦リブを使用する場合には、8.5.1の規定を満足する。	車道部分	: $t=0.037 \times b$, (B活荷重)	} ... (11.8.3)		: $t=0.035 \times b$, (A活荷重)	主桁の一部として作用する	ただし, $t \geq 12\text{mm}$	歩道部分	: $t=0.025 \times b$, ただし, $t \geq 10\text{mm}$	9.4.5 デッキプレートの最小版厚 (1) デッキプレートの板厚 t (mm) は、式 (9.4.3) により算出される値以上としなければならない。 <table> <tr> <td>車道部分</td> <td>: $t=0.037 \times b$, (B活荷重)</td> <td rowspan="4">} ... (9.4.3)</td> </tr> <tr> <td></td> <td>: $t=0.035 \times b$, (A活荷重)</td> </tr> <tr> <td>主桁の一部として作用する</td> <td>ただし, $t \geq 12\text{mm}$</td> </tr> <tr> <td>歩道部分</td> <td>: $t=0.025 \times b$, ただし, $t \geq 10\text{mm}$</td> </tr> </table> ここに, b: 縦リブ間隔 (mm) (2) 閉断面縦リブを使用する場合、大型自動車の輪荷重が常時載荷される位置直下においては、(1)によらずデッキプレートの板厚は16mm以上とすることを標準とする。	車道部分	: $t=0.037 \times b$, (B活荷重)	} ... (9.4.3)		: $t=0.035 \times b$, (A活荷重)	主桁の一部として作用する	ただし, $t \geq 12\text{mm}$	歩道部分	: $t=0.025 \times b$, ただし, $t \geq 10\text{mm}$	
車道部分	: $t=0.037 \times b$, (B活荷重)	} ... (11.8.3)																		
	: $t=0.035 \times b$, (A活荷重)																			
主桁の一部として作用する	ただし, $t \geq 12\text{mm}$																			
歩道部分	: $t=0.025 \times b$, ただし, $t \geq 10\text{mm}$																			
車道部分	: $t=0.037 \times b$, (B活荷重)	} ... (9.4.3)																		
	: $t=0.035 \times b$, (A活荷重)																			
主桁の一部として作用する	ただし, $t \geq 12\text{mm}$																			
歩道部分	: $t=0.025 \times b$, ただし, $t \geq 10\text{mm}$																			
(1) デッキプレートの厚さは少なくとも強度、剛性、施工性等を考慮して決定されるべきものである。一方、これまでの経験によると、デッキプレートの剛性が不足していると舗装に悪影響を及ぼすので、デッキプレートの輪荷重によるたわみを縦リブ間隔の 1/300 以下	(1) デッキプレートの厚さは少なくとも強度、剛性、施工性等を考慮して決定されるべきものである。一方、これまでの経験によると、デッキプレートの剛性が不足していると舗装に悪影響を及ぼすので、デッキプレートの輪荷重によるたわみを縦リブ間隔の1/300以下に制限す																			

改定案（11章）	現行	備考
に制限するのがよいと考えられる。この条文の式はこの考え方によって、$t=0.037 \times b$ はB活荷重に衝撃を含んだ輪荷重に対して、$t=0.035 \times b$ はA活荷重に衝撃を含んだ輪荷重に対してそれぞれ決定されたものである。 歩道部分の鋼床版のデッキプレートが主桁作用の一部を受け持つ場合、デッキプレートの板厚は舗装に対し車道部分のデッキプレートの場合のように大きな影響を及ぼすことはないが、デッキプレートが部分的には桁のフランジとして相当の圧縮応力を受ける場合が多いこと、及び同じ板厚に対しても縦リブ間隔が大きいかほど溶接ひずみが大きくなることを考慮し、更にDIN等を参考にして歩道部分のデッキプレートの厚さを$t=0.025 \times b$ と規定されてきている。 また、縦リブが全て溶接によってデッキプレートに取り付けられることを考えると、薄いデッキプレートの場合には溶接ひずみが大きく、強度上からもまた舗装上からも好ましくない。溶接ひずみの大きさは、溶接法、溶接量、縦リブの形式・間隔、デッキプレートの厚さ等によって異なるが、デッキプレートの厚さがかなり支配的であるので、これについて最小値を車道部分、歩道部分に対して、それぞれ12mm、10mmと規定している。 (2) 閉断面縦リブ（Uリブ）の鋼床版で大型の自動車の輪荷重が常時載荷される位置直下のデッキプレートの板厚は、8.5.1の規定に従い16mm以上とする必要がある。この場合の縦リブ間隔は、デッキプレートの板厚を12mmと仮定して式(11.8.3)より算出した値を前提としており、これを満足する必要がある。また、バルブプレート、平板リブ等の開断面リブを使用する場合には、車道部分のデッキプレートの板厚は式(11.8.3)による。 なお、主桁の一部として作用しない歩道部分のデッキプレートでは、活荷重によるたわみの鋼材の最小板厚の規定により8mmとしてよい。	るのがよいと考えられる。この条文の式はこの考え方によって、$t=0.037 \times b$ はB活荷重に衝撃を含んだ輪荷重に対して、$t=0.035 \times b$ はA活荷重に衝撃を含んだ輪荷重に対してそれぞれ決定されたものである。 歩道部分の鋼床版のデッキプレートが主桁作用の一部を受け持つ場合、デッキプレートの板厚は舗装に対し車道部分のデッキプレートの場合のように大きな影響を及ぼすことはないが、デッキプレートが部分的には桁のフランジとして相当の圧縮応力を受ける場合が多いこと、及び同じ板厚に対しても縦リブ間隔が大きいかほど溶接ひずみが大きくなることを考慮し、更にDIN等を参考にして歩道部分のデッキプレートの厚さを$t=0.025 \times b$ と規定している。 また、縦リブがすべて溶接によってデッキプレートに取り付けられることを考えると、薄いデッキプレートの場合には溶接ひずみが大きく、強度上からもまた舗装上からも好ましくない。溶接ひずみの大きさは、溶接法、溶接量、縦リブの形式・間隔、デッキプレートの厚さ等によって異なるが、デッキプレートの厚さがかなり支配的であるので、これについて最小値を車道部分、歩道部分に対して、それぞれ12mm、10mmと規定している。 なお、主桁の一部として作用しない歩道部分のデッキプレートでは、活荷重によるたわみの鋼材の最小板厚の規定により8mmとしてよい。 (2) 近年、既設橋の鋼床版において、大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下に、閉断面縦リブ（Uリブ）とデッキプレートの溶接部からデッキプレート内を貫通した疲労亀裂による損傷事例が報告されている。これまでの調査研究において、この亀裂の大半が最小板厚12mmのデッキプレートにおいて報告されていること、デッキプレートの板厚を増加させることにより疲労耐久性の向上が図れることが確認されている⁸⁾。亀裂の発生要因や進展挙動に関しては、必ずしも明確ではない点があるが、これらの状況を踏まえ、閉断面縦リブを使用した鋼床版の疲労耐久性を向上させるための対策として、「鋼道路橋の疲労設計指針」（日本道路協会）⁹⁾の構造詳細を参考にして設計するとともに、大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下のデッキプレートの板厚は16mm以上とすることを標準としたものである。なお、この場合の縦リブ間隔は、デッキプレートの板厚を12mmと仮定して式(9.4.3)から算出した値を前提としており、これを満足する必要がある。また、バルブプレート、平板リブ等の開断面リブを使用する場合には、車道部分のデッキプレートの板厚は式(9.4.3)による。	
11.8.4 縦リブの最小板厚 縦リブの最小板厚は8mmとする。ただし、腐食環境が良好又は腐食に対して十分な配慮を行う場合は、閉断面縦リブの最小板厚を6mmとしてもよい。	9.4.6 縦リブの最小板厚 縦リブの最小板厚は8mmとする。ただし、腐食環境が良好又は腐食に対して十分な配慮を行う場合は、閉断面縦リブの最小板厚を6mmとしてもよい。	

改定案（11章）	現行	備考
縦リブに用いる鋼材の最小板厚は5.2.1の規定により8mmとすることが原則である。しかし、板厚8mmの閉断面縦リブを用いた鋼床版では、一般に縦リブの応力度にかなりの余裕があり、閉断面縦リブの性能を十分に活用できない場合がある。そこで、腐食による板厚減少のおそれの少ない腐食環境の良好な場所又は、縦リブの防せい防食や日常の点検維持管理体制に十分な配慮がなされる場合に限り、閉断面縦リブの最小板厚を6mmまで認めることにしている。	縦リブに用いる鋼材の最小板厚は4.1.4の規定により8mmとしている。しかし、板厚8mmの閉断面縦リブを用いた鋼床版では、一般に縦リブの応力度にかなりの余裕があり、閉断面縦リブの性能を十分に活用できない場合がある。そこで、腐食による板厚減少のおそれの少ない腐食環境の良好な場所又は、縦リブの防せい防食や日常の点検維持管理体制に十分な配慮がなされる場合に限り、閉断面縦リブの最小板厚を6mmまで認めることにしている。	
11.8.5 構造細目 (1) 鋼床版は溶接によるひずみが少ない構造としなければならない。 (2) 縦リブと横リブの連結部は、縦リブからのせん断力を確実に横リブに伝えることがでできる構造にしなければならない。特別な場合を除き、縦リブは横リブの腹板を通して連続させることを標準とする。 (3) 車道部に主桁又は縦桁が配置される場合には、腹板上の舗装のひび割れの抑制に配慮する。 (4) 縦リブの継手は、高力ボルト継手を標準とする。 (5) デッキプレートを高力ボルトで連結する場合には、連結板やボルト等の突出物が舗装に及ぼす影響について考慮しなければならない。 (6) 疲労に対する耐久性確保を目的とした構造細目は、8章の規定に従わなければならない。	9.4.7 構造細目 (1) 鋼床版は溶接によるひずみが少ない構造としなければならない。 (2) 縦リブと横リブの連結部は、縦リブからのせん断力を確実に横リブに伝えることがでできる構造にしなければならない。特別な場合を除き、縦リブは横リブの腹板を通して連続させるのが望ましい。 (3) 車道部に主桁又は縦桁が配置される場合には、腹板上の舗装のひび割れの抑制に配慮する。 (4) 縦リブの継手は、高力ボルト継手を標準とする。 (5) デッキプレートを高力ボルトで連結する場合には、連結板やボルト等の突出物が舗装に及ぼす影響について考慮しなければならない。	
(1) 縦リブ、横リブの交点及びデッキプレートには、多くの溶接が集中するため、溶接ひずみが大きくなりやすいので、設計と施工には十分注意する必要がある。 (2) 縦リブが横リブの腹板によってその連続性が断たれるような構造をとると、強度上、特に疲労強度上の問題があるのでこの規定を設けている。 また、横リブを貫通させて縦リブをとす場合、縦リブから横リブへのせん断力の伝達を確実にするためにも横リブと縦リブの交点は溶接で接合することが必要である。 (3) 車道部分の鋼床版については、舗装に悪影響を及ぼさないように、<u>11.8.3</u>に輪荷重によるたわみ制限値としてデッキプレートの最小板厚を規定している。このほか、<u>車道部分</u>に主桁や縦桁が配置される場合には、腹板直上の橋軸方向の舗装のひび割れの抑制に配慮する必要がある。この舗装のひび割れを抑制するためには、まず輪荷重の常時走行位置が腹板直上と一致しないよう設計時に配慮するのが望ましい。または主桁等と縦リブとの間隔、縦リブの支間及び剛性について、腹板上の舗装の変形が大きくなりにように設計するのがよい。この場合の鋼床版の構造設計の目安としては、<u>文献8</u>)を参考に、活荷重によって生じる腹板上のデッキプレートの曲率半径を20m以上（舗装の剛性を、ヤング係数2	(1) 縦リブ、横リブの交点及びデッキプレートには、多くの溶接が集中するため、溶接ひずみが大きくなりやすいので、設計と施工には十分注意する必要がある。 (2) 縦リブが横リブの腹板によってその連続性が断たれるような構造をとると、強度上特に疲労強度上の問題があるのでこの規定を設けている。 また、横リブを貫通させて縦リブをとす場合、縦リブから横リブへのせん断力の伝達を確実にするためにも横リブと縦リブの交点は溶接で接合することが必要である。 (3) 車道部の鋼床版については、舗装に悪影響を及ぼさないように、<u>9.4.5</u>に輪荷重によるたわみ制限値としてデッキプレートの最小板厚を規定している。このほか、<u>車道部</u>に主桁や縦桁が配置される場合には、腹板直上の橋軸方向の舗装のひび割れの抑制に配慮する必要がある。この舗装のひび割れを抑制するためには、まず輪荷重の常時走行位置が腹板直上と一致しないよう設計時に配慮するのが望ましい。あるいは主桁等と縦リブとの間隔、縦リブの支間及び剛性について、腹板上の舗装の変形が大きくなりにように設計するのがよい。この場合の鋼床版の構造設計の目安としては<u>文献6</u>)を参考に、活荷重によって生じる腹板上のデッキプレートの曲率半径を20m以上（舗装の剛性を、ヤング係数2×10⁹N/mm²	

改定案（11章）	現行	備考
×10³N/mm²とし、舗装と鋼床版との合成効果を考慮）とするのが望ましい。 なお、一般的な鋼床版における縦リブの寸法、間隔及び横リブ間隔の設定にあたっては文献9)、10)が参考となる。図-解 11.8.2は、輪荷重に対するデッキプレート⁹⁾の曲率半径を20m以上とし、かつ縦リブ間のたわみ量を0.4mm以下とした場合の縦リブの剛性と横リブ間隔の関係を簡便的に表現したものである¹⁰⁾。これらの方策以外でも、舗装のひび割れ抑制に対して舗装や構造面での配慮がなされている場合にはこの限りではない。  図-解 11.8.2 縦リブの剛性と縦リブ支間長（横リブ間隔）の関係¹⁰⁾ (4) 平板リブ及びバルブプレートリブの現場接合には、一般に高力ボルト継手が用いられてきた。また、閉断面縦リブの現場接合には、過去には高力ボルト継手と溶接継手が用いられてきたが、真当て金付きの突き合わせ溶接継手の疲労強度が低いこと（表-解 8.3.1）が明らかにされており、高力ボルト継手を標準とする。 (5) デッキプレート上面に連結板やボルト等の突出物があると舗装の施工や耐久性に悪影響を及ぼす場合があるのでこれらについて注意が必要である^{9),10)}。なお、橋面舗装の設計にあたっては「舗装の構造に関する技術基準」（都市・地域整備局長、道路局長通達）による。また、吊金具や治具の切除後等の突出物の処理については、20章の関連する規定による。 (6) 荷重載荷によって生じる鋼床版各部の応力性状は複雑であり、疲労に対する耐久性確保のために必要な構造細目に対する配慮について、本章とは別に8章に規定されており、これらも満足する必要がある。	とし、舗装と鋼床版との合成効果を考慮）とするのが望ましい。 なお、一般的な鋼床版における縦リブの寸法、間隔及び横リブ間隔の設定にあたっては文献5),7)が参考となる。図-解9.4.2は、輪荷重に対するデッキプレート⁷⁾の曲率半径を20m以上とし、かつ縦リブ間のたわみ量を0.4mm以下とした場合の縦リブの剛性と横リブ間隔の関係を簡便的に表現したものである⁷⁾。これらの方策以外でも、舗装のひび割れ抑制に対して舗装や構造面での配慮がなされている場合にはこの限りではない。  図-解 9.4.2 縦リブの剛性と縦リブ支間長（横リブ間隔）の関係⁷⁾ (4) 平板リブ及びバルブプレートリブの現場接合には、一般に高力ボルト継手が用いられてきた。また、閉断面縦リブの現場接合には、これまで高力ボルト継手と溶接継手が用いられてきたが、真当て金付きの突き合わせ溶接継手の疲労強度が低いこと（表-解6.3.1）から、高力ボルト継手を標準とすることとしている。鋼床版の継手構造に関する詳細については、「鋼道路橋の疲労設計指針（日本道路協会）」⁹⁾を参考にするのがよい。 (5) デッキプレート上面に連結板やボルト等の突出物があると舗装の施工や耐久性に悪影響を及ぼす場合があるのでこれらについて注意が必要である^{9),10)}。なお、橋面舗装の設計にあたっては「舗装の構造に関する技術基準」（都市・地域整備局長、道路局長通達）による。また、吊金具や治具の切除後等の突出物の処理については、18章の関連する規定による。	

改定案（11章）	現行	備考
11.9 鋼床版の限界状態 1 11.8 による鋼床版が、5.3, 9.3, 9.6, 及び 13.5 の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 11.8.1 に示すように、鋼床版は、主桁の一部としての作用と床版及び床組としての作用のそれぞれに対して安全であるように設計を行う必要がある。限界状態 1 についてもそれぞれの作用に対して所定の限界状態が満足されるように設計する。 主桁の一部としての鋼床版の限界状態 1 に対する照査は、13.5 の規定による。 鋼床版の床版及び床組としての作用に対する限界状態 1 は、部材の使用上有害な変位、変形又は振動が生じない状態と考えられる。具体的には、車両の走行や歩行者等の通行を阻害するような、舗装の著しい劣化や剥離、流動、亀裂などが生じないことが考えられる。これらに対しては、11.8.3 において、デッキプレートの最小板厚を規定し、デッキプレートの輪荷重によるたわみを縦リブ間隔の 1/300 に抑制することで舗装の劣化による限界状態 1 を満足できるものとしている。一方、鋼床版は横リブと縦リブに支持された版格子構造または直交異方性版構造であり、死荷重及び活荷重に対する鋼床版の縦リブ及び横リブのたわみ、デッキプレート上縁及び縦リブ下縁の応力度の照査、横リブに対しては、床組作用による設計断面力に対する応力度の照査を行う。そこで、鋼床版を構成する部材のうち、11.8 による縦リブ、横リブで補剛されたデッキプレートの限界状態 1 として接合部に対する照査を行うこととした。縦リブと横リブの部材に対する限界状態 1 の照査は、5.3 の規定による。デッキプレートと縦リブの溶接部といった接合部に対する限界状態 1 に対する照査は、9.3 の規定による。縦リブや横リブの現場継手部のような高力ボルト継手に対しては 9.6 の規定による。 11.10 鋼床版の限界状態 3 11.8 による鋼床版が、5.4, 9.4, 9.9 及び 13.6 の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 鋼床版は、主桁の一部としての作用と床版及び床組としての作用の両方に対する限界状態 3 に対しても照査することが必要である。 主桁の一部としての鋼床版の限界状態 3 に対する照査は、13.6 の規定による。 一般に、5.4, 9.4 及び 9.9 並びに 13.6 の規定を満足する場合には、鋼床版はデッキプレートとの膜作用により十分な耐力を有しており、鋼床版全体が崩壊するような限界状態 3 には至らないと考えよう。 鋼床版を構成する部材に部分的な破断や座屈が生じる状態は、限界状態 3 と考えることができる。そのため、例えば部材の床組としての限界状態 3 は、縦リブや横リブの局部的な座屈が生じる場合と考えることができる。鋼床版の限界状態 3 に対する照査は、これらの鋼床		

改定案（11章）	現行	備考
版を構成する各部材ごとに行えばよく、縦リブと横リブの部材に対する限界状態3の照査は、5.4の規定による。鋼床版の接合部に対する限界状態3の照査は、溶接接合に対して9.4の規定、高力ボルト継手に対して9.9の規定による。なお、11.8に従う鋼床版においては、デッキプレートは膜作用により十分な耐力を有することから、デッキプレートの限界状態3が縦リブや横リブの座屈や破断に先行することはないと考えてよい。ただし、主桁・主構間隔が大きい鋼床版や斜張橋のケーブル定着部付近の鋼床版のような、2方向面内圧縮応力を受ける補剛板では、輪荷重の作用により鋼床版パネルの終局強度が低下する可能性がある¹¹⁾。したがって、2方向面内力と輪荷重を同時に受ける補剛板として限界状態3に対する照査を行うか、橋軸直角方向に大きな面内力が作用しないように、ケーブル定着部等から導入される橋軸直角方向の作用力を横桁やダイヤフラムへ速やかに伝達させるような構造を採用する必要がある。なお、一般に2方向面内圧縮応力のそれぞれの荷重載荷状態は異なるため、照査にあたっては荷重の載荷状態を適切に反映する必要がある。 鋼床版の縦リブは、横リブにスリットを設けて連続させることが望ましいとされているが、この場合は縦リブと横リブの交差部において横リブの断面欠損が生じ、スリット自由縁における応力集中により局部座屈が生じる可能性がある。そのため、11.8.5に定める構造細目によらない場合は、横リブに作用する設計断面力に対するスリット自由縁の応力に対して、局部座屈に対する安全性を確認する必要がある。		
11.11 鋼床版の疲労に対する耐久性		
鋼床版は、自動車の繰返し通行に伴う疲労に対して、設計耐久期間を100年とする場合、11.8から11.10及び8章の規定を満足することで、部材の耐久性が確保されたとみなしてよい。		
鋼床版は、自動車の通行に伴う繰返し荷重に対して床版としてのみならず、主桁の一部としての機能及び床組としての機能が損なわれないことが必要である。 本節の11.8から11.10及びこの編の8章に従って設計された鋼床版は、自動車の繰返し通行による疲労損傷に対して100年程度の耐久性は確保されているとみなせることが、これまでの研究検討と実績から確認されている。		
11.12 橋梁防護柵に作用する衝突荷重に対する照査		
(1) 橋の床版部分は車両用防護柵への車両の衝突により生じる曲げモーメントに対して、床版部材が安全でなければならない。 (2) (3)から(6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) 作用の組合せ及び荷重係数等は、式(11.12.1)による。		

改定案（11章）	現行	備考
1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U+GD+SD+CO) (11.12.1) (4) (3)に規定する作用のうち衝突荷重については、Ⅰ編 11.1の規定に従い定める。T 荷重及び死荷重による曲げモーメントは、11.2.3の規定により算出する設計曲げモーメントを考慮する。 (5) コンクリート系床版は、(3)及び(4)により算出する設計曲げモーメントが、1)及び2)を満足する。 1) 鉄筋コンクリート構造に対して、Ⅲ編 9.6(6)1)の規定に従い算出する抵抗曲げモーメントを超えない。 2) プレストレスを導入する構造に対して、設計曲げモーメントが降伏曲げ耐力の0.9倍を超えない。ただし、部材断面の降伏曲げ耐力は、原則として引張縁側に緊張したPC鋼材が降伏ひずみに達するときの抵抗曲げモーメントとし、Ⅲ編 5.8.1(4)1)から5)に基づき算出する。ただし、引張縁側にPC鋼材が配置されない場合には、最外縁の引張側の鉄筋が降伏強度に達するときの抵抗曲げモーメントを降伏曲げ耐力とする。 (6) 鋼床版は、(3)及び(4)により算出する設計曲げモーメントが、5章及び9章の規定に従い定める部材等の特性値を超えないように設計する。		

橋梁用防護柵に作用する衝突荷重に伴って橋の床版に生じる作用は、防護柵が損傷することにより規定以上にはならないと考えることができる。そして、この荷重については確率的に扱うことが困難である。これらの状況を踏まえて、設計曲げモーメントは、荷重の実態と従来の実績も考慮し、部材耐力がこれまでの示方書による設計と同程度の安全余裕を有するように定められている。

防護柵からの荷重が作用した床版は、部材応答が可逆性を有する範囲に留まればよく、発生する曲げモーメントが降伏曲げ耐力を超えないことが求められる。Ⅲ編 9.6(6)1)は、鉄筋コンクリート構造において、部材応答が可逆性を有する範囲に留まるとみなしてよいとされる条件である。また、プレストレスを導入する構造において、全断面が有効となる耐荷機構を想定する場合でも、事象が短期的であることを考慮し、部材応答が可逆性を有する範囲に留まることのみが求められ、Ⅲ編 5.8.1(4)1)から5)に基づき降伏曲げ耐力を算出してよいとされている。ただし、降伏曲げ耐力の特性値については、終局曲げ耐力の特性値を算出する方法に準じて行い、部材最外縁の引張側のPC鋼材又は鉄筋の降伏によって定めてよいとされている。

改定案（11章）	現行	備考
参 考 文 献 1) 松井繁之：移動荷重を受ける道路橋RC床版の疲労強度と水の影響について、コンクリート工学年次論文報告集，9-2，1987 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋床版の疲労耐久性に関する試験，国土技術政策総合研究所資料第28号，2002.3 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋の技術評価手法に関する研究-新技術評価のガイドライン（案）-，国土技術政策総合研究所資料第609号，2010.9 4) 建設省土木研究所，社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会：コンクリート橋の設計・施工の省力化に関する共同研究報告書（Ⅱ）-PC合成けた橋（PC合成床版タイプ）に関する研究一，共同研究報告書第215号，1998.12. 5) 松本進：プレキャストPC素材で補強したコンクリート合成構造の力学的特性に関する基礎研究，土木学会論文報告集，第246号，pp. 117-130，1976. 6) 建設省土木研究所：床版支持たの不等沈下によって生ずる床版の曲げモーメント計算図表その1，土木研究所資料第771号，1972.9 7) 建設省土木研究所：床版支持たの不等沈下によって生ずる床版の曲げモーメント計算図表その3，土木研究所資料第1338号，1978.2 8) 本州四国連絡橋公団：橋面舗装基準（案），1983.4 9) （社）日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.3 10) 多田宏行編著：橋面舗装の設計と施工，1996.3 11) 福本和弘，尾崎大輔，北田俊行：輪荷重と2方向面内圧縮力とを受ける鋼床版の終局強度相関曲線，構造工學論文集，Vol.51A，pp.229-237，2005.	参 考 文 献 1) 松井繁之：移動荷重を受ける道路橋RC床版の疲労強度と水の影響について，コンクリート工学年次論文報告集，9-2，1987 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋床版の疲労耐久性に関する試験，国土技術政策総合研究所資料第28号，2002.3 3) 建設省土木研究所：床版支持たの不等沈下によって生ずる床版の曲げモーメント計算図表その1，土木研究所資料第771号，1972.9 4) 建設省土木研究所：床版支持たの不等沈下によって生ずる床版の曲げモーメント計算図表その3，土木研究所資料第1338号，1978.2 6) 本州四国連絡橋公団：橋面舗装基準（案），1983.4 5) （社）日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.3 7) 多田宏行編著：橋面舗装の設計と施工，1996.3 8) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所，（社）日本橋梁建設協会：共同研究報告書「損傷状況を考慮した鋼床版の構造形式見直しに関する研究」，国土技術政策総合研究所資料第608号，2010.9	

新旧対比表

Ⅱ 鋼橋・鋼部材編			
改定案（12章）		現行	備考
12.1 一般		10章 床組	
12.1 一般		10.1 一般	
(1) 床組の設計にあたっては、床版を経て作用する荷重を適切に考慮するとともに、主桁又は主構に力を円滑に伝達できるようにしなければならない。 (2) 12.2 から 12.6 までの規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。		(1) 床組の設計においては、床版を経て作用する荷重を適切に考慮するとともに、主桁又は主構に力を円滑に伝達できるようにしなければならない。 (2) 10.2 から 10.6 までの規定による場合には、(1)を満たすものとみなす。	
12.2 床組の支間		10.2 床組の支間	
(1) 縦桁の支間は、図-12.2.1 に示すように縦桁の方向に測った床桁の中心間隔とする。 (2) 床桁の支間は、図-12.2.2 に示すように床桁の方向に測った主桁取付腹板の中心間隔とする。		(1) 縦桁の支間は、縦桁の方向に測った床桁の中心間隔とする（図-10.2.1 参照）。 (2) 床桁の支間は床桁の方向に測った主桁取付腹板の中心間隔とする（図-10.2.2 参照）。	

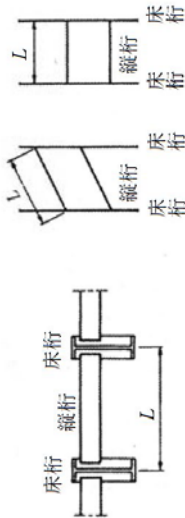


図-12.2.1 縦桁の支間

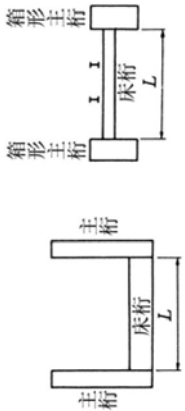


図-12.2.2 床桁の支間

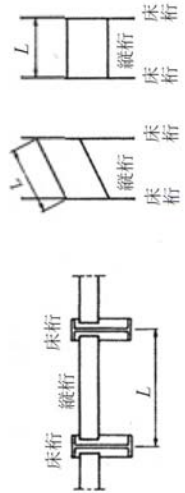


図-10.2.1 縦桁の支間

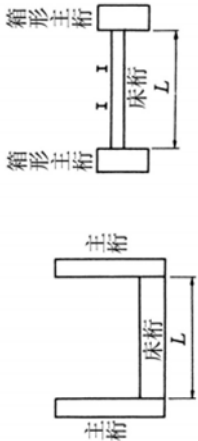


図-10.2.2 床桁の支間

改定案（12章）	現行	備考												
この項は、<u>縦桁及び床桁の設計に際しての支間のとり方を規定したものである</u>。斜橋などの場合を考慮して、「<u>縦桁（又は床桁）の方向に測った</u>」と表現している。床桁の場合は、床桁を取付ける主桁の腹板中心間隔を支間としている。 なお、荷重分配を計算する場合の横桁又は支点上で主桁からの反力を下部構造に伝えるために設けられた横桁については、この規定の対象としない。	本条文は、<u>縦桁及び床桁の設計に際しての支間のとり方を規定したものである</u>。斜橋などの場合を考慮して「<u>縦桁（又は床桁）の方向に測った</u>」と表現している。 床桁の場合は、床桁を取付ける主桁の腹板中心間隔を支間としている。 なお、荷重分配を計算する場合の横桁又は支点上で主桁からの反力を下部構造に伝えるために設けられた横桁については、この規定の対象としない。													
12.3 縦桁の断面力の算出 (1) 連続コンクリート床版を経て活荷重が作用する縦桁の曲げモーメント及びせん断力は、床版を単純桁と仮定して算出してよい。 (2) 支間及び曲げ剛性がほぼ同一の連続縦桁の活荷重による最大曲げモーメントは、表-12.3.1に示す値を用いてよい。 <table><caption>表-12.3.1 連続縦桁の曲げモーメント (N・m)</caption><tr><td>端支間</td><td>0.9 M_0</td></tr><tr><td>中間支間</td><td>0.8 M_0</td></tr><tr><td>中間支点</td><td>-0.7 M_0</td></tr></table> ここに、M_0：単純桁としての支間中央の曲げモーメント (N・m) (3) 連続縦桁のせん断力は単純桁と仮定して算出する。	端支間	0.9 M_0	中間支間	0.8 M_0	中間支点	-0.7 M_0	10.3 縦桁の断面力の算出 (1) 連続コンクリート床版を経て活荷重が作用する縦桁の曲げモーメント及びせん断力は床版を単純桁と仮定して算出してよい。 (2) 支間及び曲げ剛性がほぼ同一の連続縦桁の活荷重による最大曲げモーメントは、表-10.3.1に示す値を用いてよい。 <table><caption>表-10.3.1 連続縦桁の曲げモーメント (N・m)</caption><tr><td>端支間</td><td>0.9M_0</td></tr><tr><td>中間支間</td><td>0.8M_0</td></tr><tr><td>中間支点</td><td>-0.7M_0</td></tr></table> ここに、M_0：単純桁としての支間中央の曲げモーメント (N・m) (3) 連続縦桁のせん断力は単純桁と仮定して算出する。	端支間	0.9 M_0	中間支間	0.8 M_0	中間支点	-0.7 M_0	
端支間	0.9 M_0													
中間支間	0.8 M_0													
中間支点	-0.7 M_0													
端支間	0.9 M_0													
中間支間	0.8 M_0													
中間支点	-0.7 M_0													
連続コンクリート床版を経て活荷重が作用する場合、縦桁に作用する曲げモーメント及びせん断力は、床版による分配作用により、床版を単純桁として算出した曲げモーメント及びせん断力に比べて若干低減すると考えることができる。 しかし、床版による分配作用は、横方向にT荷重が並んだときは期待できないこと、また、縦桁の不等沈下による床版の応力度が問題になる場合があること等を考え、ここでは床版の分配作用による低減は考慮しないこととしている。 この条文は、縦桁を床桁等で支持された連続桁構造とした場合の曲げモーメント及びせん断力の計算を簡略化するために規定したものである。 表-12.3.1に示す値は、単純桁としての支間中央の曲げモーメント M_0 に対する連続縦桁の曲げモーメントの比を算出した結果を踏まえて規定している。 条文に示されているとおり、支間及び曲げ剛性がほぼ同一の連続縦桁の曲げモーメントは、単純支持として求めた最大曲げモーメントに係数を乗じて求めて差し支えないが、縦桁の曲げ剛性が著しく変化する場合、及び縦桁を支持する床桁の曲げ剛性が小さい場合は、それら	連続コンクリート床版を経て活荷重が作用する場合、縦桁に作用する曲げモーメント及びせん断力は、床版による分配作用により、床版を単純桁として算出した曲げモーメント及びせん断力に比べて若干低減すると考えることができる。 しかし、床版による分配作用は、横方向にT荷重が並んだときは期待できないこと、また、縦桁の不等沈下による床版の応力度が問題になる場合があること等を考え、ここでは床版の分配作用による低減は考慮しないこととしている。 この条文は、縦桁を床桁等で支持された連続桁構造とした場合の曲げモーメント及びせん断力の計算を簡略化するために規定したものである。 表-10.3.1に示す値は、単純桁としての支間中央の曲げモーメント M_0 に対する連続縦桁の曲げモーメントの比を算出した結果を踏まえて規定している。 条文に示されているとおり、支間及び曲げ剛性がほぼ同一の連続縦桁の曲げモーメントは、単純支持として求めた最大曲げモーメントに係数を乗じて求めて差し支えないが、縦桁の曲げ剛性が著しく変化する場合、及び縦桁を支持する床桁の曲げ剛性が小さい場合は、それら													

改定案（12章）	現行	備考
の影響を考慮して計算する必要がある。	の影響を考慮して計算する必要がある。	
12.4 連続コンクリート床版を有する床桁 縦桁がなく、連続コンクリート床版が曲げ剛性がほぼ同一の床桁で直接支持される場合、床桁の曲げモーメント及びせん断力の算出に用いる荷重は、床版を単純桁と仮定して算出した床桁上の反力とする。 縦桁がなく、連続コンクリート床版が床桁で直接支持される場合、荷重は床版によって分配されるので、特に床桁間隔の小さい場合は床版を単純桁と仮定して算出した場合より実際の床桁上の反力は小さくなる。しかし、床桁の場合はこのようなケースは稀であり、煩雑になるのを避けて、床桁間隔のいかんにかかわらず曲げモーメント、せん断力とも床版を単純桁と仮定して求めた床桁上の反力によって計算することとしている。	10.4 連続コンクリート床版をもつ床桁 縦桁がなく、連続コンクリート床版が曲げ剛性がほぼ同一の床桁で直接支持される場合、床桁の曲げモーメント及びせん断力の算出に用いる荷重は、床版を単純桁と仮定して算出した床桁上の反力とする。 縦桁がなく、連続コンクリート床版が床桁で直接支持される場合、荷重は床版によって分配されるので、特に床桁間隔の小さい場合は床版を単純桁と仮定して算出した場合より実際の床桁上の反力は小さくなる。しかし、床桁の場合はこのようなケースは稀であり、煩雑になるのを避けて、床桁間隔のいかんにかかわらず曲げモーメント、せん断力とも床版を単純桁と仮定して求めた床桁上の反力によって計算することとしている。	
12.5 床組の連結 (1) 縦桁又は床桁の連結部における曲げモーメント及びせん断力を受ける部分では、合成応力度に対して 5.3.9 及び 5.4.9、多軸応力を受ける場合のフランジでは、合成応力度に対して 5.3.10 及び 5.4.10 の規定を満足しなければならない。 (2) ブラケットの取付部は、曲げモーメントによる応力が縦桁、床桁、ダイアフラム等に円滑に伝わるような構造とする。 (3) 縦桁を床桁のフランジ上に取付ける場合は、縦桁の横方向の安定を保持できるような構造とする。 (2) ブラケットの取付部には当然曲げモーメント、せん断力が作用する。したがって、ブラケットのフランジ、腹板に作用する曲げ応力が円滑に伝達されるよう、例えば、箱桁に取付けるブラケットに対してはダイアフラムを、I 桁に取付けるブラケットの場合は反対側に同じ高さの桁を配置する等、その構造に注意する必要がある。 なお、連続桁として設計された縦桁の床桁への連結部は、連続桁としての曲げモーメントとせん断力に抵抗できる構造とする必要がある。曲げモーメント及びせん断力を 12.3 によって求めた場合、連結部の設計にはその値を用いてよい。縦桁を単純桁として設計しても、実際にせん断力のみを伝達するような連結構造とすることが難しく、縦桁のような曲げ部材を溶接又は高力ボルト等で連結してピンとみなすのは不合理なので、原則として縦桁の連結は連続桁として設計するのがよい。 また、このことは一般に主桁と床桁との連結についても同様であり、床桁の断面を単純	10.5 床組の連結 (1) 縦桁又は床桁の連結部における曲げモーメントとせん断力を受ける部分の合成応力度の照査及び多軸応力を受ける場合のフランジの合成応力度の照査は、それぞれ 11.2.5 及び 11.2.6 の規定による。 (2) ブラケットの取付部は、曲げモーメントによる応力が縦桁、床桁、ダイアフラム等に円滑に伝わるような構造とする。 (3) 縦桁を床桁のフランジ上に取付ける場合は、縦桁の横方向の安定を保持できるような構造とする。 (2) ブラケットの取付部には当然曲げモーメント、せん断力が作用する。したがって、ブラケットのフランジ、腹板に作用する曲げ応力が円滑に伝達されるよう、例えば、箱桁に取付けるブラケットに対してはダイアフラムを、I 桁に取付けるブラケットの場合は反対側に同じ高さの桁を配置する等、その構造に注意する必要がある。 なお、連続桁として設計された縦桁の床桁への連結部は、連続桁としての曲げモーメントとせん断力に抵抗できる構造とする必要がある。曲げモーメント及びせん断力を 10.3 によって求めた場合、連結部の設計にはその値を用いてよい。縦桁を単純桁として設計しても、実際にせん断力のみを伝達するような連結構造とすることが難しく、縦桁のような曲げ部材を溶接又は高力ボルト等で連結してピンとみなすのは不合理なので、原則として縦桁の連結は連続桁として設計するのがよい。 また、このことは一般に主桁と床桁との連結についても同様であり、床桁の断面を単純	

改定案（12章）	現行	備考
桁として設計することはよいが、床桁端の連結部には端モーメントが生じ、これが相手の腹板に作用することを考慮する必要がある。 12.6 対傾構 縦桁間には必要に応じて対傾構を設け、その設計にあたっては13章の規定に準じる。 縦桁は鋼桁の一種であって、縦桁の設計は13章の各規定による。特に対傾構については注意を喚起する意味でこの節を設けている。	桁として設計することはよいが、床桁端の連結部には端モーメントが生じ、これが相手の腹板に作用することを考慮する必要がある。 10.6 対傾構 縦桁間には必要に応じて対傾構を設け、その設計にあたっては11章の規定に準じる。 縦桁は鋼桁の一種であって、縦桁の設計は11章の各規定による。特に対傾構については注意を喚起する意味でこの条文を設けている。	

新旧対比表

Ⅱ 鋼橋・鋼部材編			
改定案（13章）		現行	備考
13章 鋼桁		11章 鋼桁	
13.1 適用の範囲	この章は、主として曲げモーメント及びせん断力を受ける充腹のI形断面、π形断面及び箱形断面の鋼桁を主桁とする上部構造の設計に適用する。 なお、鋼桁を主桁以外の目的で用いる場合にも、この章を準用することができ る。 鋼桁には充腹形式の全ての桁構造が含まれるが、各形式の特異性を考慮して細かい規定を設けることは困難なので、基本的な形式では、<u>基本的な形式であるI形断面、π形断面及び箱形断面の桁について規定してある。</u>なお、同種の構造の鋼桁を縦桁や床桁等の主桁以外に用いる場合も、<u>この章の規定を準用できる。</u>さらに、この章の規定を準用できる。更に、この章で対象とする鋼桁を主桁とする上部構造にはコンクリート系床版を組み合わせる場合が多いが、鋼床版を有する上部構造などにも適用可能である。 一方、適用の範囲にない他の特殊な形式については、この章の規定を準用するか、又はその特殊性が著しい場合を個別に判断する必要がある。 鋼桁は、直橋、斜橋、曲線橋等いろいろな形式で用いられるが、この章では構造物の断面力の算定法、すなわち構造物の解析上の仮定及び解析法には触れないこととし、断面力が算定された後の部材断面の決定法、細部設計等に関連したことについて規定している。	11.1 適用の範囲 この章は主として曲げモーメントとせん断力を受ける充腹のI形断面、π形断面及び箱形断面の鋼桁を主桁とする上部構造の設計に適用する。 なお、鋼桁を主桁以外の目的で用いる場合にも、この章を準用することができ る。 この章の規定の適用範囲を一般的に述べたものである。鋼桁には充腹形式の全ての桁構造が含まれるが、各形式の特異性を考慮して細かい規定を設けることは困難なので、基本的な形式では、<u>基本的な形式であるI形断面、π形断面及び箱形断面の桁について規定してある。</u>なお、同種の構造の鋼桁を縦桁や床桁等の主桁以外に用いる場合も、本章の規定を準用できる。さらに、この章で対象とする鋼桁を主桁とする上部構造にはコンクリート床版を組合わせる場合が多いが、鋼床版を有する上部構造などにも適用可能である。 一方、適用の範囲にない他の特殊な形式については、設計者の技術的判断によりこの章の規定を準用するか、又はその特殊性が著しい場合はそれに対する処置を講じる必要がある。 鋼桁は直橋、斜橋、曲線橋等いろいろな形で利用されるが、この章では構造物の断面力の算定法、すなわち構造物の解析上の仮定及び解析法には触れないこととし、断面力が算定された後の部材断面の決定法、細部設計等に関連したことについて規定している。	
13.2 一般		11.2 設計一般	
13.2.1 設計の基本	鋼桁は、断面内の曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメントによる各応力度及びその組合せに対して安全でなければならない。各断面力から求める応力度は13.2.2から13.2.4の規定により求めてよい。 鋼桁は、荷重の作用により生じる各応力度とその組合せに対して安全であることを確認する必要がある。3.3に規定される作用の組合せによって生じる各応力度が制限値以下であっても、合成応力度が制限値を超える場合がある。また、横桁との取付部等で二方向の応力が	11.2.1 一般	(1) 鋼桁の設計にあたっては、断面内の曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメントによる各応力度及びその組合せに対して安全となるようにしなければならない。

改定案（13章）	現行	備考
生じることがある場合には、二軸応力状態に対する安全性の照査が必要となる場合がある。各断面力からの応力度の算出法について 13.2.2 から 13.2.4 までに規定により求めてよい。	のそれぞれが許容応力度以下であっても、合成応力度が許容応力度を超える場合がある。また、横桁との接合点等で二方向の応力が加わることがある場合には、二軸応力状態に対する安全性の照査が必要となる場合がある。 そこで、作用する断面力からの応力度の算出法について 11.2.2 から 11.2.4 までに規定し、合成応力度や二軸応力状態に対する安全性の照査法を 11.2.5 及び 11.2.6 に規定したものである。	
13.2.2 曲げモーメントによる垂直応力度 曲げモーメントによる垂直応力度は、式 (13.2.1) で算出する。ただし、引張フランジにボルトの孔がある場合には、式 (13.2.1) による引張フランジ応力度に (引張フランジ総断面積／引張フランジ純断面積) を乗じる。 $\sigma_b = \frac{M}{I} \cdot y \quad \dots\dots\dots (13.2.1)$ ここに、 σ_b : 曲げモーメントによる垂直応力度 (N/mm²) M : 曲げモーメント (N・mm) I : 総断面の中立軸まわりの断面二次モーメント (mm⁴) y : 中立軸から着目点までの距離 (mm)	11.2.2 曲げモーメントによる垂直応力度 曲げモーメントによる垂直応力度は、式 (11.2.1) で算出する。ただし、引張フランジにボルトの孔がある場合には、式 (11.2.1) による引張フランジ応力度に (引張フランジ総断面積／引張フランジ純断面積) を乗じる。 $\sigma_b = \frac{M}{I} y \quad \dots\dots\dots (11.2.1)$ ここに、 σ_b : 曲げモーメントによる垂直応力度 (N/mm²) M : 曲げモーメント (N・mm) I : 総断面の中立軸のまわりの断面二次モーメント (mm⁴) y : 中立軸から着目点までの距離 (mm)	
曲げモーメントによる垂直応力度の算出を示したものである。断面二次モーメント、中立軸 (断面弾性主軸) の位置等は、ボルト等の孔を考慮しない総断面について計算するものとし、主として曲げによる引張応力度を受ける引張側フランジにボルト等の孔がある場合は、引張フランジの孔による欠損を考慮する。 支間長に比べてフランジの幅が広い鋼桁では、いわゆる「せん断遅れ」の影響を考慮しなければならぬことがある。この場合にはフランジの有効幅に対応する有効断面を総断面として考える必要がある。 開断面台形桁等では、上フランジに断面全体としての鉛直曲げによる曲げ応力度のほかに、フランジの水平方向への曲げによる応力度が重なる場合があり、式 (13.2.1) は適用できないので注意する必要がある。また、I 形断面曲線桁等では、鉛直方向の曲げによる応力度の半徑方向の成分が水平曲げを引き起こすことに注意する必要がある。	一般に鋼桁では曲げモーメントにより断面が決定されることが多いが、その場合の垂直応力度の算出を示したものである。断面二次モーメント、中立軸 (断面弾性主軸) の位置等は、ボルト等の孔があることを考慮しない総断面について計算するものとし、主として曲げによる引張応力度を受ける引張側フランジにボルト等の孔がある場合は、式 (11.2.1) によって計算された引張フランジ応力度に (引張フランジ総断面積／引張フランジ純断面積) を乗じ、引張フランジの孔による欠損を考慮する。 支間長に比べてフランジの幅が広い鋼桁では、いわゆる「せん断遅れ」の影響を考慮しなければならぬことがある。この場合にはフランジの有効幅に対応する有効断面を総断面として考える必要がある。 開断面台形桁等では、上フランジに断面全体としての鉛直曲げによる曲げ応力度のほかに、フランジの水平方向への曲げによる応力度が重なる場合があり、式 (11.2.1) は適用できないので注意する必要がある。また、I 形断面曲線桁等では、鉛直方向の曲げによる応力度の半徑方向の成分が水平曲げを引き起こすことに注意する必要がある。	

改定案（13章）	現行	備考
13.2.3 曲げモーメントに伴うせん断応力度	11.2.3 腹板の曲げに伴うせん断応力度	
曲げモーメントに伴うせん断応力度は，式(13.2.2)で算出してもよい。 $\tau_b = \frac{S}{A_w} \dots\dots\dots (13.2.2)$ ここに， τ_b : せん断力及び曲げモーメントに伴うせん断応力度 (N/mm²) S : せん断力及び曲げモーメントに伴うせん断力 (N) A_w : せん断力及び曲げモーメントに伴うせん断力を受ける腹板の断面積 (mm²)	腹板の曲げに伴うせん断応力度は，式 (11.2.2) で算出してもよい。 $\tau_b = \frac{S}{A_w} \dots\dots\dots (11.2.2)$ ここに， τ_b : 曲げに伴うせん断応力度 (N/mm²) S : 曲げに伴うせん断力 (N) A_w : 腹板の総断面積 (mm²)	
曲げモーメントに伴うせん断応力度の断面内での分布は，鋼桁のような薄肉断面のほりでは，せん断力が各板の中央の中央線に沿った方向に流れると考えた，いわゆるせん断流理論によるのが厳密な値を与えることが知られている。 比較的板厚の厚い充実度の高い断面では，初等はりの理論によって，曲げモーメントに伴うせん断応力度の分布は式 (解 13.2.1) を用いることができる。 $\tau = \frac{SQ}{It} \dots\dots\dots (解 13.2.1)$ ここに， τ : 曲げモーメントに伴うせん断応力度 (N/mm²) S : 曲げモーメントに伴うせん断力 (N) Q : 断面内の着目点を通り中立軸に平行な線より外側にある総断面の一次モーメント (mm³) I : 総断面の中立軸まわりの断面二次モーメント (mm⁴) t : 着目点の中立軸に平行な方向の板厚 (mm) しかし，一般の鋼桁では，曲げモーメントに伴うせん断力の大部分が腹板で受け持たれ，しかもこれは腹板内にほぼ均一に分布すると考えても上述の理論との誤差は少ないので式 (13.2.2) の簡易式で算出してもよいとしている。以上，3つの計算法によるせん断応力度の流れの方向，分布の相違の概略を図-解 13.2.1に示した。	曲げに伴うせん断応力度の断面内での分布は，鋼桁のような薄肉断面のほりでは，せん断力が各板の中央の中央線に沿った方向に流れると考えた，いわゆるせん断流理論によるのが厳密な値を与えることが知られている。 比較的板厚の厚い充実度の高い断面では，初等はりの理論によって，曲げに伴うせん断応力度の分布は次式を用いることができる。 $\tau = \frac{SQ}{It} \dots\dots\dots (解 11.2.1)$ ここに， τ : 曲げに伴うせん断応力度 (N/mm²) S : 曲げに伴うせん断力 (N) Q : 断面内の着目点を通り中立軸に平行な線より外側にある総断面の中立軸まわりの断面一次モーメント (mm³) I : 総断面の中立軸まわりの断面二次モーメント (mm⁴) t : 着目点の中立軸に平行な方向の板厚 (mm) しかし，一般の鋼桁では，曲げに伴うせん断力の大部分が腹板で受け持たれ，しかもこれは腹板内にほぼ均一に分布すると考えても上述の理論との誤差は少ないので (11.2.2) の簡易式で算出してもよいとしている。 以上3つの計算法によるせん断応力度の流れの方向，分布の相違の概略を図-解 11.2.1に示した。	

改定案（13章）			現行			備考
計算式	せん断応力度の分布図	備考	計算式	せん断応力度の分布図	備考	
$\tau = \frac{S}{A_w}$			$\tau = \frac{S}{A_w}$			
$\tau = \frac{SQ}{It}$		$\tau_{\max} = \frac{3S(BH^2 - bh^2)}{2(BH^3 - bh^3)(B - b)}$ ただし、 $b = b_1 + b_2$	$\tau = \frac{SQ}{It}$		$\tau_{\max} = \frac{3S(BH^2 - bh^2)}{2(BH^3 - bh^3)(B - b)}$ ただし、 $b = b_1 + b_2$	
せん断流理論 $\tau = \frac{S}{I} \cdot t \int y ds$		I形断面図 $\tau_1 = \frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4}$, $\tau_2 = \frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{2} \cdot \frac{t_r}{t_w}$ $\tau_{\max} = \frac{S}{I} \left(\frac{h^2}{8} + \frac{bh}{2} \cdot \frac{t_r}{t_w} \right)$ 箱形断面 $\tau_1 = \frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4}$, $\tau_2 = \frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4} \cdot \frac{t_r}{t_w}$ $\tau_{\max} = \frac{S}{I} \left(\frac{h^2}{8} + \frac{bh}{4} \cdot \frac{t_r}{t_w} \right)$	せん断流理論 $\tau = \frac{S}{I} \cdot t \int y ds$		I形断面図 $\tau_1 = \frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4}$, $\tau_2 = \frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{2} \cdot \frac{t_r}{t_w}$ $\tau_{\max} = \frac{S}{I} \left(\frac{h^2}{8} + \frac{bh}{2} \cdot \frac{t_r}{t_w} \right)$ 箱形断面 $\tau_1 = \frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4}$, $\tau_2 = \frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4} \cdot \frac{t_r}{t_w}$ $\tau_{\max} = \frac{S}{I} \left(\frac{h^2}{8} + \frac{bh}{4} \cdot \frac{t_r}{t_w} \right)$	
図解 13.2.1 せん断応力度の計算式			図解 11.2.1 せん断応力度の計算式			
腹板のせん断応力度については式(13.2.2)によってよいが、フランジについては応力状態が腹板と異なるので、フランジの局部応力度の検算を行うような場合のフランジのせん断応力度の算出には、図解13.2.1に示すせん断流理論によって求める必要がある。			腹板のせん断応力度については式(11.2.2)によってよいが、フランジについては非常に状況が異なるので、フランジの局部応力度の検算を行うような場合のフランジのせん断応力度の算出には、せん断流理論によって求める必要がある。			
13.2.4 ねじりモーメントによる応力度			11.2.4 ねじりモーメントによる応力度			
ねじりモーメントを考慮する場合には、純ねじりによるせん断応力度とそれねじりによるせん断応力度との合計及びそれねじりによる垂直応力度を考慮する。 ただし、I形断面の鋼桁を用いた格子構造では、一般に桁の純ねじり及びそれねじりによる応力度を無視することができる。			ねじりモーメントを考慮する場合は、純ねじりによるせん断応力度とそれねじりによるせん断応力度との合計及びそれねじりによる垂直応力度を考慮する。 ただし、I形断面主桁を用いた格子構造では、一般に桁の純ねじり及びそれねじりによる応力度を無視することができる。			

改定案（13章）		現行	備考
また、箱形断面の鋼桁を用いる場合には、格子構造，単一主桁構造いずれの場合でも，一般にそりねじりによる応力度を無視することができる。 中心角又は曲率が大きい曲線橋，斜角の小さい斜橋及び大きい偏心荷重が作用する直橋等，構造物の性質上ねじりの影響を無視できない場合には，ねじりの影響に配慮する必要がある。 鋼桁のような薄肉断面のはりでは，ねじりモーメントは純ねじりモーメントとそりねじりモーメントの和として受け持たれる。純ねじりモーメントは断面内にせん断応力度のみを生じさせ，そりねじりモーメントは桁軸方向のそりねじりによる垂直応力度と，それに釣合うそりねじりによるせん断応力度を生じさせる。 厳密には一つの部材断面内では必ず両者が共存するが，一般に充実度の大きい断面や箱桁のように薄肉でも閉じた断面では純ねじりモーメントの方が大きく，I形断面のように開いた薄肉断面ではそりねじりモーメントの方が大きく，それらによる応力度もそれぞれ大きい。 I形断面の鋼桁を用いた格子構造では，桁自体のねじり抵抗が小さいため，ねじりモーメントによって生じるせん断応力度及びそりねじりによる垂直応力度は無視しうる程小さい。したがって，桁自体のねじり抵抗を無視して解析してよい。 また箱形断面の鋼桁を用いた格子構造では，曲げモーメントによる垂直応力度を算出する載荷ケースとそりねじり応力度を算出する載荷ケースが大幅に異なることや，格子構造の箱桁は一般に張出しが小さく，そりねじり応力度自体が大きくないことから，一般には，そりねじりの影響を無視し，純ねじりによる影響のみを考慮することであり。 さらに，箱形断面を用いた単一鋼桁構造の場合では，一般に断面寸法が大きく，支間も比較的大きい。このような場合にもそりねじりによる応力度は小さいためこれを無視してもよいことになっている。 ただし，張出しの大きい合成床版や鋼床版をもつ場合，又は箱形断面が特に扁平で幅が広い場合には別途検討が必要である。		また、箱形断面主桁を用いる場合には、格子構造，単一主桁構造いずれの場合でも，一般にそりねじりによる応力度を無視することができる。 中心角又は曲率が大きい曲線橋，斜角の小さい斜橋及び大きい偏心荷重が作用する直橋等，構造物の性質上ねじりの影響を無視できない場合には，ねじりの影響に配慮する必要がある。 鋼桁のような薄肉断面のはりでは，ねじりモーメントは純ねじりモーメントとそりねじりモーメントの和として受け持たれる。純ねじりモーメントは断面内にせん断応力度のみを生じさせ，そりねじりモーメントは桁軸方向のそりねじりによる垂直応力度と，それに釣合うそりねじりによるせん断応力度を生じさせる。 厳密には一つの部材断面内では必ず両者が共存するが，一般に充実度の大きい断面や箱桁のように薄肉でも閉じた断面では純ねじりモーメントの方が大きく，I形断面のように開いた薄肉断面ではそりねじりモーメントの方が大きく，それらによる応力度もそれぞれ大きい。 I形断面主桁を用いた格子構造では，桁自体のねじり抵抗が小さいため，ねじりモーメントによって生じるせん断応力度及びそりねじりによる垂直応力度は無視しうる程小さい。したがって，桁自体のねじり抵抗を無視して解析してよい。 また箱形断面主桁を用いた格子構造では，曲げモーメントによる垂直応力度を算出する載荷ケースとそりねじり応力度を算出する載荷ケースが大幅に異なることや，格子構造の箱桁は一般に張出しが小さく，そりねじり応力度自体が大きくないことから，一般には，そりねじりの影響を無視し，純ねじりによる影響のみを考慮することであり。 さらに，箱形断面を用いた単一主桁構造の場合では，一般に断面寸法が大きく，支間も比較的大きい。このような場合にもそりねじりによる応力度は小さいためこれを無視してもよいことになっている。 ただし，張出しの大きい合成床版や鋼床版をもつ場合，又は箱形断面が特に扁平で幅が広い場合には別途検討が必要である。	
13.3 フランジ 13.3.1 一般 (1) フランジの設計においては，部材断面内の応力の分布を適切に考慮しなければならない。また，溶接ひずみの影響並びに製作，輸送及び架設時の応力についても考慮しなければならない。 (2) 13.3.2 から 13.3.4 までの規定による場合には，(1)を満足するとみなすよい。		11.3 フランジ 11.3.1 一般 (1) フランジの設計においては，部材断面内の応力の分布を適切に考慮しなければならない。また，溶接ひずみの影響並びに製作，輸送及び架設時の応力についても考慮し安全性を確保しなければならない。 (2) 11.3.2 から 11.3.5 までの規定による場合においては，(1)を満たすものとみなす。	
13.3.2 引張フランジの自由突出部の板厚			11.3.2 引張フランジの自由突出部の板厚

改定案（13章）		現行	備考
引張フランジ自由突出部の板厚は、鋼種にかかわらず自由突出幅の1/16以上とする。 引張フランジ自由突出部の板厚は、溶接ひずみによる悪影響や運搬中等の不慮の外力に備え、また、フランジ内の応力分布を均等なものとするため<u>条文</u>のように規定されている。なお、圧縮フランジ自由突出部は、軸方向圧縮力を受ける板として5.3.2、5.3.4及び5.4.2、5.4.4により設計すればよい。		引張フランジ自由突出部の板厚は、鋼種にかかわらず自由突出幅の1/16以上とする。 引張フランジ自由突出部の板厚は、溶接ひずみによる悪影響や運搬中等の不慮の外力に備え、また、フランジ内の応力分布を均等なものとするため<u>上記</u>のように定めている。なお、圧縮フランジ自由突出部は、圧縮応力を受ける板として3.2.1及び4.2.3により設計すればよい。	
13.3.3 箱桁の引張フランジ 箱桁の引張フランジの板厚は腹板の中心間隔の1/80以上とする。ただし、十分に剛な補剛材がある場合には腹板中心間隔のかわりに補剛材中心間隔を用いてよい。 箱桁の引張フランジの板厚は不慮の外力に備えて腹板中心間隔の1/80以上としている。なお、箱桁の圧縮フランジは、軸方向圧縮力を受ける補剛板として5.3.3、5.3.4、及び5.4.3、5.4.4により設計すればよい。		11.3.3 箱桁の引張フランジ 箱桁の引張フランジの板厚は腹板の中心間隔の1/80以上とする。ただし、十分に剛な補剛材がある場合には腹板中心間隔のかわりに補剛材中心間隔を用いてよい。 箱桁の引張フランジの板厚は不慮の外力に備えて腹板中心間隔の1/80以上としている。なお、箱桁の圧縮フランジは、圧縮応力を受ける板として3.2.1、4.2.2及び4.2.4により設計すればよい。	
13.3.4 フランジの有効幅 応力度と変形を計算するためのフランジの片側有効幅λは、式(13.3.1)及び式(13.3.2)により算出し、その適用方法は表-13.3.1による。 $\lambda = b \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{b}{l} \leq 0.05 \right) \\ \left\{ 1.1 - 2 \left(\frac{b}{l} \right) \right\} b \quad \left(0.05 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \dots\dots\dots (13.3.1) \\ 0.15l \quad \left(0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{array} \right.$ $\lambda = b \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{b}{l} \leq 0.02 \right) \\ \left\{ 1.06 - 3.2 \left(\frac{b}{l} \right) + 4.5 \left(\frac{b}{l} \right)^2 \right\} b \quad \left(0.02 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \dots\dots\dots (13.3.2) \\ 0.15l \quad \left(0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{array} \right.$ ここに、λ : フランジの片側有効幅 (mm) (図-13.3.1) b : 腹板の間隔の1/2又は片持部のフランジの突出幅 (mm) (図		11.3.5 フランジの有効幅 応力度と変形を計算するためのフランジの片側有効幅λは、式(11.3.1)及び式(11.3.2)により算出し、その適用方法は表-11.3.1による。 $\lambda = b \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{b}{l} \leq 0.05 \right) \\ \left\{ 1.1 - 2 \left(\frac{b}{l} \right) \right\} b \quad \left(0.05 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \dots\dots\dots (11.3.1) \\ 0.15l \quad \left(0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{array} \right.$ $\lambda = b \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{b}{l} \leq 0.02 \right) \\ \left\{ 1.06 - 3.2 \left(\frac{b}{l} \right) + 4.5 \left(\frac{b}{l} \right)^2 \right\} b \quad \left(0.02 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \dots\dots\dots (11.3.2) \\ 0.15l \quad \left(0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{array} \right.$ ここに、 λ: フランジの片側有効幅 (mm) (図-11.3.3)	

改定案 (13章)

現行

備考

-13.3.1)
 l : 等価支間長 (mm) (表-13.3.1)

図-13.3.1 フランジの有効幅

表-13.3.1 フランジの片側有効幅

区間 (箇所)	片側有効幅		摘要
	記号	等価 支間長 l	
単純 桁	λL	L	
連続 桁	① λL_1	$0.8L_1$	
	⑤ λL_2	$0.6L_2$	
	③ λS_1	$0.2(L_1+L_2)$	
	⑦ λS_2	$0.2(L_2+L_3)$	
	②④⑥⑧	両端の有効幅を用いて、 直線変化させる。	
ゲ ル バ ー 桁	① λL_1	L_1	
	④ λL_3	$0.8L_3$	
	② λS_2	$2L_2$	
	③	両端の有効幅を用いて、 直線変化させる。	

この条文は鋼床版桁、合成桁等の鋼桁が主桁作用を受ける場合のフランジの有効幅について規定したものである。

有効幅の定義に用いた力学モデルは、図-解 13.3.1 に示すものである。すなわち、支間 L の単純桁(A)に、片側幅 b のフランジ(B)が結合しているものと考える。この際、桁の方向に

b : 腹板の間隔の1/2又は片持部のフランジの突出幅 (mm)
 (図-11.3.3)
 l : 等価支間長 (mm) (表-11.3.1)

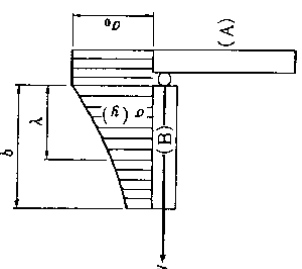
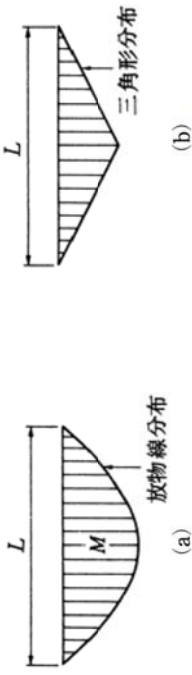
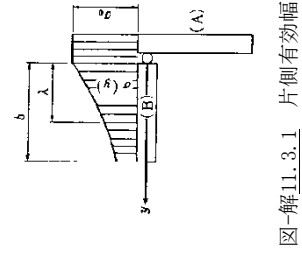
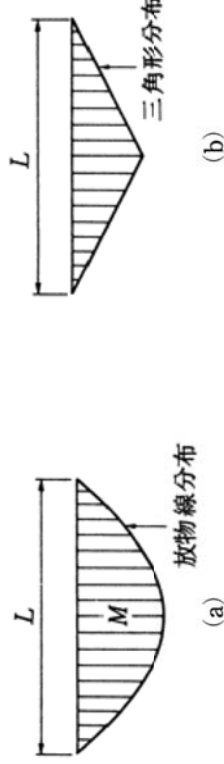
図-11.3.3 フランジの有効幅

表-11.3.1 フランジの片側有効幅

区間 (箇所)	片側有効幅		摘要
	記号	等価 支間長 l	
単純 桁	λL	L	
連続 桁	① λL_1	$0.8L_1$	
	⑤ λL_2	$0.6L_2$	
	③ λS_1	$0.2(L_1+L_2)$	
	⑦ λS_2	$0.2(L_2+L_3)$	
	②④⑥⑧	両端の有効幅を用いて、 直線変化させる。	
ゲ ル バ ー 桁	① λL_1	L_1	
	④ λL_3	$0.8L_3$	
	② λS_2	$2L_2$	
	③	両端の有効幅を用いて、 直線変化させる。	

この条文は鋼床版桁、合成桁等の鋼桁が主桁作用を受ける場合のフランジの有効幅について規定したものである。

有効幅の定義に用いた力学モデルは、図-解 11.3.1 に示すものである。すなわち、支間 L の単純桁(A)に、片側幅 b のフランジ(B)が結合しているものと考える。この際、桁の方向に生じ

改定案 (13章)	現行	備考
生じるフランジ応力の桁と直角方向 (y 方向) の分布を $\sigma(y)$ とすれば、片側有効幅 λ は式(解 13.3.1)によって計算される。 $\lambda = \frac{\int_0^b \sigma(y) dy}{\sigma_0} \dots\dots\dots (解 13.3.1)$  図-解 13.3.1 片側有効幅 λ $\sigma(y)$ の分布は b/L の値及び桁と結合する床版の縁辺における桁のひずみ分布 (曲げモーメントの分布) の形状に支配される。 図-解 13.3.2(a) 及び (b) に示す二つの曲げモーメントの分布に対して得られた支間中央の λ/b の理論値をそれぞれ図-解 13.3.3 の破線 (1) 及び (2) に示す。  図-解 13.3.2 曲げモーメント分布	るフランジ応力の桁と直角方向 (y 方向) の分布を $\sigma(y)$ とすれば、片側有効幅 λ は次式によって計算される $\lambda = \frac{\int_0^b \sigma(y) dy}{\sigma_0} \dots\dots\dots (解 11.3.1)$  図-解 11.3.1 片側有効幅 λ $\sigma(y)$ の分布は b/L の値及び桁と結合する床版の縁辺における桁のひずみ分布 (曲げモーメントの分布) の形状に支配される。 図-解 11.3.2(a) 及び (b) に示す二つの曲げモーメントの分布に対して得られた支間中央の λ/b の理論値をそれぞれ図-解 11.3.3 の破線 (1) 及び (2) に示す。  図-解 11.3.2 曲げモーメントの分布	

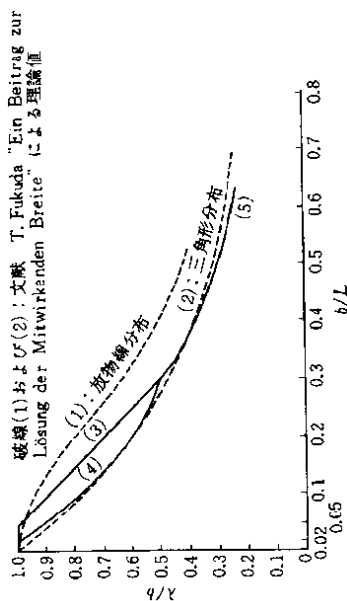


図-解 13.3.3 λ/b の理論値

実線(3)から(5)は、理論値を基に桁に生じる曲げモーメントの分布を考慮して作った曲線である。 $b/L > 0.30$ の範囲に対して曲線(5)のみで与えたのは、この領域では桁に生じる曲げモーメントは集中荷重が支配的 (曲げモーメントの分布形が三角形分布) である場合が多いと考えたからである。

また、有効幅の計算上の仮定、実用上の便等を考えると、理論値による曲線(2)において $b/L \leq 0.02$ の範囲は、 $\lambda/b \approx 1.0$ と考えて差し支えない。この趣旨に沿って曲線(2)を修正して、曲線(4)として与えている。

単純桁の場合は、 b/L の増加に伴って曲げモーメントの分布が放物線形から三角形に移行するとみなすのが安全と考え、 λ/b の値を曲線(3)及び(5)で求めるものとしている。

なお、厳密には支間中央と支点付近とでは有効幅は異なるが、ここでは支間中央で得られた λ/b をそのまま全長にわたって用いることにし、条文のように定めている。

連続桁の場合は、図-解 13.3.4 に示すように支間中央部と支点部では明らかに曲げモーメントの分布が異なる。したがって、支間中央部は前述の単純桁に準じ、 λ/b の値を曲線(3)及び(5)で、支点上では支点上付近の曲げモーメントを三角分布とみなして、 λ/b の値を曲線(4)及び(5)で求めるものとしている。この場合の等価支間長 l は曲げモーメントが 0 になる点の間の距離とし、表 13.3.1 のように定めている。また、この支点上と支間中央部との有効幅の差異は、 $0.2L$ の間で直線的に変化させてすり付けられている。

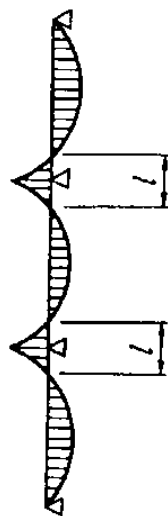


図-解 13.3.4 支点上の等価支間長

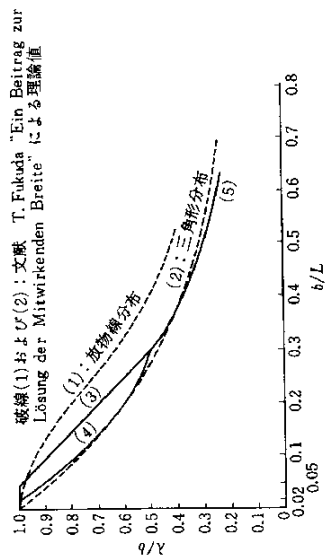


図-解11.3.3 λ/b の理論値

実線(3)から(5)は、理論値を基に桁に生じる曲げモーメントの分布を考慮して作った曲線である。 $b/L > 0.30$ の範囲に対して曲線(5)のみで与えたのは、この領域では桁に生じる曲げモーメントは集中荷重が支配的 (曲げモーメントの分布形が三角形分布) である場合が多いと考えたからである。

また、有効幅の計算上の仮定、実用上の便等を考えると、理論値による曲線(2)において $b/L \leq 0.02$ の範囲は、 $\lambda/b \approx 1.0$ と考えて差し支えない。この趣旨に沿って曲線(2)を修正して、曲線(4)として与えている。

単純桁の場合は、 b/L の増加に伴って曲げモーメントの分布が放物線形から三角形に移行するとみなすのが安全と考え、 λ/b の値を曲線(3)及び(5)で求めるものとしている。

なお、厳密には支間中央と支点付近とでは有効幅は異なるが、ここでは支間中央で得られた λ/b をそのまま全長にわたって用いることにし、条文のように定めている。

連続桁の場合は、図-解11.3.4に示すように支間中央部と支点部では明らかに曲げモーメントの分布が異なる。したがって、支間中央部は前述の単純桁に準じ、 λ/b の値を曲線(3)及び(5)で、支点上では支点上付近の曲げモーメントを三角分布とみなして、 λ/b の値を曲線(4)及び(5)で求めるものとしている。この場合の等価支間長 l は曲げモーメントが 0 になる点の間の距離とし、表 11.3.1 のように定めている。また、この支点上と支間中央部との有効幅の差異は、 $0.2L$ の間で直線的に変化させてすり付けられている。

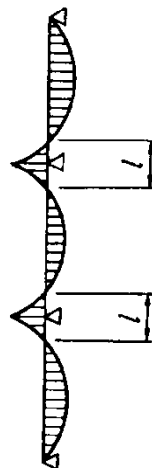
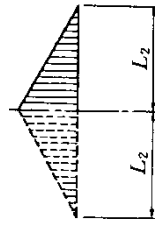
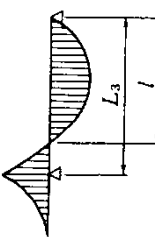
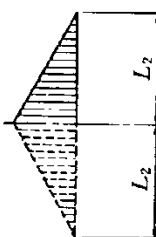
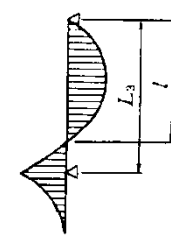


図-解11.3.4 支点上の等価支間長

改定案（13章）	現行	備考
ゲルバー桁の場合も、前述の単純桁及び連続桁の考え方に準じて表-13.3.1のように定めている。 片持ち部の曲げモーメントは直線分布と考え、図-解13.3.5のように対称性を考慮し、等価支間長lとして$2L_2$をとれば、曲げモーメントは三角形分布となる。したがって、λ/bの値は曲線(4)及び(5)を用いることにしている。   図-解13.3.5 片持ち部の等価支間長 図-解13.3.6 ゲルバー桁部の等価支間長	ゲルバー桁の場合も、前述の単純桁及び連続桁の考え方に準じて表-11.3.1のように定めている。等価支間長は図-解11.3.6に示すとおりとしている。 片持ち部の曲げモーメントは直線分布と考え、図-解11.3.5のように対称性を考慮し、等価支間長lとして$2L_2$をとれば、曲げモーメントは三角形分布となる。したがって、λ/bの値は曲線(4)及び(5)を用いることにしている。   図-解11.3.5 片持ち部の等価支間長 図-解11.3.6 ゲルバー桁の等価支間長	
13.4 腹板 13.4.1 一般 (1) 腹板の設計においては、溶接ひずみの影響並びに製作、輸送及び架設時の応力についても考慮して、座屈に対する安全性を確保しなければならない。 (2) 13.4.2から13.4.7までの規定による場合には、(1)を満足するとみなすよい。	11.4 腹板 11.4.1 一般 (1) 腹板の設計においては、溶接ひずみの影響並びに製作、輸送及び架設時の応力についても考慮して、座屈に対する安全性を確保しなければならない。 (2) 11.4.2から11.4.7までの規定による場合には、(1)を満たすものとみなす。	
(1) 13.4.2から13.4.7までの規定に従って、鋼桁の腹板に垂直補剛材と水平補剛材を適切に配置することで、(1)の要求性能を満たすことができるが、腹板の板厚、垂直補剛材、水平補剛材に関する13.4.2から13.4.7のそれぞれの規定は互いに密接な関係があるため、これらの規定を一つでも変更する場合には、関連するその他の規定に対する影響についても十分な検討を行う必要がある。	(1) 11.4.2から11.4.7までの規定に従って、鋼桁の腹板に垂直補剛材と水平補剛材を適切に配置することで条文(1)の要求性能を満たすことができるが、腹板の板厚、垂直補剛材、水平補剛材に関する11.4.2から11.4.7のそれぞれの規定は互いに密接な関係があるため、これらの規定を一つでも変更する場合には、関連するその他の規定に対する影響についても十分な検討を行う必要がある。	
13.4.2 腹板の板厚 鋼桁の腹板厚は表-13.4.1に示す値以上とする。 鋼桁に生じる計算応力度が曲げ圧縮応力度の制限値に比べて小さい場合は、曲げ圧縮応力度の制限値の上限値を曲げ圧縮応力度で除した値の平方根を、表-13.4.1の値の分母に乗じることができる。ただし、1.2を超える値を乗じてはならない。	11.4.2 腹板の板厚 鋼桁の腹板厚は表-11.4.1に示す値以上とする。 計算応力度が許容応力度に比べて小さい場合は、表-11.4.1の分母に許容曲げ圧縮応力度の上限値を計算曲げ圧縮応力度で除した値の平方根を乗じることができる。ただし、1.2を超える値を乗じてはならない。	

改定案 (13章)

現行

備考

表-13.4.1 鋼桁の最小腹板厚 (mm)

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SBHS400 SBHS400W	SM570 SMA570W	SBHS500 SBHS500W
水平補剛材のないとき	$\frac{b}{152}$	$\frac{b}{131}$	$\frac{b}{124}$	$\frac{b}{117}$	$\frac{b}{110}$	$\frac{b}{107}$
水平補剛材を1段用いるとき	$\frac{b}{256}$	$\frac{b}{221}$	$\frac{b}{208}$	$\frac{b}{196}$	$\frac{b}{185}$	$\frac{b}{180}$
水平補剛材を2段用いるとき	$\frac{b}{311}$	$\frac{b}{311}$	$\frac{b}{293}$	$\frac{b}{276}$	$\frac{b}{260}$	$\frac{b}{253}$

ここに、 b ：上下両フランジの純間隔 (mm)

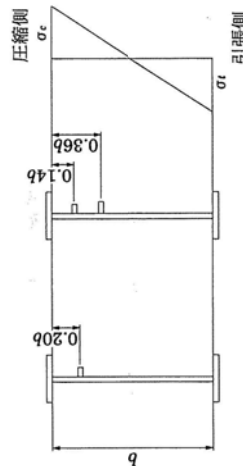


図-13.4.1 上下両フランジの純間隔

ここでは水平補剛材が2段まで使用される鋼桁の腹板厚の最小値を定めている。なお、この腹板厚は13.4.3で規定されている垂直補剛材の間隔に関する規定を満たすことを前提としており、鋼桁に曲げモーメント及びせん断力が同時に作用する場合を考慮してある。

鋼桁の腹板は純せん断を受ける場合、座屈後もかなり大きな耐荷力を有するため、従来より各国ともこの安全率は軸方向圧縮力を受ける部材の座屈安全率よりも低くとられてきた。そして許容応力度設計法によるこれまでの道路橋示方書では、腹板の後座屈強度を考慮して腹板の計算上の座屈応力度に対する安全率を低減していた。今回の改定においても、この考え方が踏襲されているが、座屈安全率の数値そのものは部分係数化に伴い、見直されている。以下にその考え方を示す。

(1) 座屈安全率 γ_B

鋼桁の腹板の座屈安全率は、

- 1) 純圧縮を受ける場合 $\frac{1.36}{1.12}$
- 2) 純曲げを受ける場合 $\frac{1.12}{1.12}$

表-11.4.1 鋼桁の最小腹板厚 (mm)

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
水平補剛材のないとき	$\frac{b}{152}$	$\frac{b}{130}$	$\frac{b}{123}$	$\frac{b}{110}$
水平補剛材を1段用いるとき	$\frac{b}{256}$	$\frac{b}{220}$	$\frac{b}{209}$	$\frac{b}{188}$
水平補剛材を2段用いるとき	$\frac{b}{310}$	$\frac{b}{310}$	$\frac{b}{294}$	$\frac{b}{262}$

ここに、

b ：上下両フランジの純間隔 (mm)

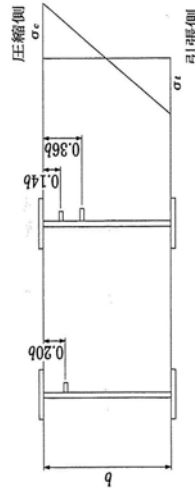


図-11.4.1 上下両フランジの純間隔

ここでは水平補剛材が2段まで使用される鋼桁の腹板厚の最小値を定めている。なお、この腹板厚は11.4.3で規定する垂直補剛材の間隔に関する規定を満たすことを前提としており、鋼桁に曲げモーメント及びせん断力が同時に作用する場合を考慮してある。

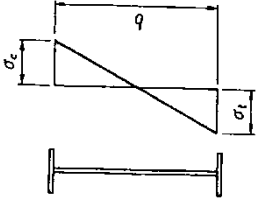
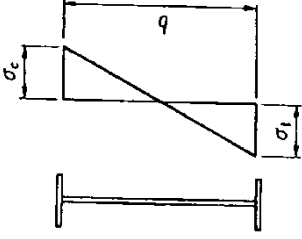
鋼桁の腹板は純せん断を受ける場合、座屈後もかなり大きな耐荷力を有するため、各国ともこの安全率は軸方向圧縮力を受ける部材の座屈安全率よりも低くとっている。本編でも、腹板の後座屈強度を考慮して腹板の計算上の座屈応力度に対する安全率を低減している。以下にその考え方を示す。

(1) 座屈安全率 γ_B

鋼桁の腹板の座屈安全率は、

- 1) 純圧縮を受ける場合 $\frac{1.70}{1.40}$
- 2) 純曲げを受ける場合 $\frac{1.40}{1.40}$

改定案（13章）	現行	備考
3) 純せん断を受ける場合 1.00 とし、圧縮力、曲げモーメント、せん断力がそれぞれ組み合わされて作用する場合には、式(解13.4.1)で与えられるものとしている。 $\nu_B = 1.00 + 0.8(0.30 + 0.15\phi)e^{-1.3\eta} \geq 1.00 \quad \dots\dots\dots \text{(解13.4.1)}$ ここに、ϕは腹板の上下縁の応力比であり、ηは腹板に加わるせん断応力度と、大きい方の縁圧縮応力度との比である。 また、座屈安全率は水平補剛材のある場合は、フランジや水平、垂直補剛材で囲まれる腹板の区画ごとに照査して、上の安全率ν_Bが確保されていればよいものとしている。 図-解 13.4.1 腹板に作用する垂直応力度とせん断応力度 (2) 基本式 曲げモーメント及びせん断力を受ける板の座屈照査式は、式(解13.4.2)で与えることができる。 $\frac{1+\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_c}{\tau_{cr}}\right)^2} = R^2 / \nu_B \quad \dots\dots\dots \text{(解13.4.2)}$ ここに、Rはいわゆる座屈パラメータであり、降伏状態に近い応力度で板の座屈を防ぐに必要な板の幅厚比と、弾性座屈理論から求まる幅厚比との比である。 溶接による残留応力が腹板の座屈に及ぼす影響は比較的小さいと考えられるが、水平補剛材を用いる腹板の圧縮フランジに隣接した区画だけは特にこれを考慮して、圧縮フランジ及びその近傍の腹板の安全に慎重を期し、この幅では、Rとϕとの関係を式(解13.4.3)のように定めている。 $R = 0.90 - 0.10\phi \quad \dots\dots\dots \text{(解13.4.3)}$	3) 純せん断を受ける場合 1.25 とし、圧縮、曲げ、せん断がそれぞれ組合わされて作用する場合には、次の一般式で与えられるものとしている。 $\nu_B = 1.25 + (0.30 + \phi)e^{-1.3\eta} \geq 1.25 \quad \dots\dots\dots \text{(解11.4.1)}$ ここに、ϕは腹板の上下縁の応力比であり、ηは腹板に加わるせん断応力度と、大きい方の縁圧縮応力度との比である。 また、座屈安全率は水平補剛材のある場合は、フランジや水平、垂直補剛材で囲まれる腹板の区画ごとに照査して、上の所要安全率ν_Bが確保されておればよいものとしている。 図-解11.4.1 腹板に作用する垂直応力度とせん断応力度 (2) 基本式 曲げモーメントとせん断力を受ける板の座屈照査式は、次式で与えることができる。 $\frac{1+\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_c}{\tau_{cr}}\right)^2} = R^2 / \nu_B \quad \dots\dots\dots \text{(解11.4.2)}$ ここに、Rはいわゆる座屈パラメータであり、降伏状態に近い応力度で板の座屈を防ぐに必要な板の幅厚比と、弾性座屈理論から求まる幅厚比との比である。 溶接による残留応力が腹板の座屈に及ぼす影響は比較的小さいと考えられるが、水平補剛材をもった腹板の圧縮フランジに隣接した区画だけは特にこれを考慮して、圧縮フランジ及びその近傍の腹板の安全に慎重を期し、本幅では、Rとϕとの関係を次式のように定めている。 $R = 0.90 - 0.10\phi \quad \dots\dots\dots \text{(解11.4.3)}$	

改定案 (13章)	現行	備考
また、σ_{cr}、τ_{cr}はそれぞれ式(解13.4.4)で与えられる。 $\sigma_{cr} = k_{\sigma} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$ $\tau_{cr} = k_{\tau} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$ ここに、k_{σ}：垂直応力度に対する座屈係数 k_{τ}：せん断応力度に対する座屈係数 μ：ポアソン比 したがって、式(解13.4.2)をt/bについて解くと式(解13.4.5)を得る。 $\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \frac{\nu_B \sigma_c}{(425R)^2} \left\{ \frac{1+\phi}{4k_{\sigma}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4k_{\sigma}}\right)^2 + \left(\frac{\eta}{k_{\tau}}\right)^2} \right\} \dots\dots\dots \text{(解13.4.5)}$ 水平補剛材を用いる場合も区画ごとと同様に計算される。この結果をまとめると以下のようになる。 1) 水平補剛材を用いない場合 $\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \frac{\nu_B \sigma_c}{(425R)^2} \left\{ \frac{1+\phi}{4k_{\sigma}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4k_{\sigma}}\right)^2 + \left(\frac{\eta}{k_{\tau}}\right)^2} \right\} \dots\dots\dots \text{(解13.4.6)}$  図-解 13.4.2 鋼桁の応力分布 (水平補剛材を用いない場合)	また、σ_{cr}、τ_{cr}はそれぞれ次式で与えられる。 $\sigma_{cr} = k_{\sigma} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$ $\tau_{cr} = k_{\tau} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$ ここに、k_{σ}：垂直応力度に対する座屈係数³⁾ k_{τ}：せん断応力度に対する座屈係数³⁾ μ：ポアソン比 したがって、(解11.4.2)をt/bについて解くと次式を得る。 $\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \frac{\nu_B \sigma_c}{(425R)^2} \left\{ \frac{1+\phi}{4k_{\sigma}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4k_{\sigma}}\right)^2 + \left(\frac{\eta}{k_{\tau}}\right)^2} \right\} \dots\dots\dots \text{(解11.4.5)}$ 水平補剛材のある場合も各区画ごとと同様に計算される。この結果をまとめると以下のようになる。 1) 水平補剛材を用いない場合 $\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \frac{\nu_B \sigma_c}{(425R)^2} \left\{ \frac{1+\phi}{4k_{\sigma}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4k_{\sigma}}\right)^2 + \left(\frac{\eta}{k_{\tau}}\right)^2} \right\} \dots\dots\dots \text{(解11.4.6)}$  図-解 11.4.2 鋼桁の応力分布 (水平補剛材を用いない場合)	

改定案 (13章)

現行

備考

2) 水平補剛材を1段用いる場合

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \left(\frac{b_1}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B1}\sigma_c}{(425R_1)^2} \left\{ \frac{1+\phi_1}{4k_{\sigma 1}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi_1}{4k_{\sigma 1}}\right)^2 + \left(\frac{\eta_1}{k_{\tau 1}}\right)^2} \right\}$$

で、かつ

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \left(1 - \frac{b_1}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B2}\sigma_{c1}}{(425R_2)^2} \left\{ \frac{1+\phi_2}{4k_{\sigma 2}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi_2}{4k_{\sigma 2}}\right)^2 + \left(\frac{\eta_2}{k_{\tau 2}}\right)^2} \right\}$$

..... (解13.4.7)

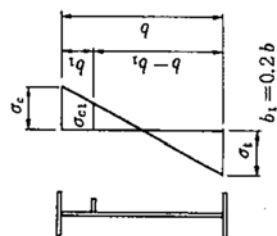


図-解 13.4.3 鋼桁の応力分布 (水平補剛材を1段用いる場合)

3) 水平補剛材を2段用いる場合

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \left(\frac{b_1}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B1}\sigma_c}{(425R_1)^2} \left\{ \frac{1+\phi_1}{4k_{\sigma 1}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi_1}{4k_{\sigma 1}}\right)^2 + \left(\frac{\eta_1}{k_{\tau 1}}\right)^2} \right\}$$

で、かつ

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \left(\frac{b_2-b_1}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B2}\sigma_{c1}}{(425R_2)^2} \left\{ \frac{1+\phi_2}{4k_{\sigma 2}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi_2}{4k_{\sigma 2}}\right)^2 + \left(\frac{\eta_2}{k_{\tau 2}}\right)^2} \right\}$$

で、かつ

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \left(1 - \frac{b_2}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B3}\sigma_{c2}}{(425R_3)^2} \left\{ \frac{1+\phi_3}{4k_{\sigma 3}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi_3}{4k_{\sigma 3}}\right)^2 + \left(\frac{\eta_3}{k_{\tau 3}}\right)^2} \right\}$$

..... (解 13.4.8)

2) 水平補剛材を1段用いる場合

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \left(\frac{b_1}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B1}\sigma_c}{(425R_1)^2} \left\{ \frac{1+\phi_1}{4k_{\sigma 1}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi_1}{4k_{\sigma 1}}\right)^2 + \left(\frac{\eta_1}{k_{\tau 1}}\right)^2} \right\}$$

で、かつ

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \left(1 - \frac{b_1}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B2}\sigma_{c1}}{(425R_2)^2} \left\{ \frac{1+\phi_2}{4k_{\sigma 2}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi_2}{4k_{\sigma 2}}\right)^2 + \left(\frac{\eta_2}{k_{\tau 2}}\right)^2} \right\}$$

..... (解11.4.7)

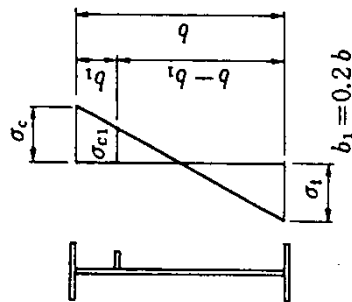


図-解11.4.3 鋼桁の応力分布 (水平補剛材を1段用いる場合)

3) 水平補剛材を2段用いる場合

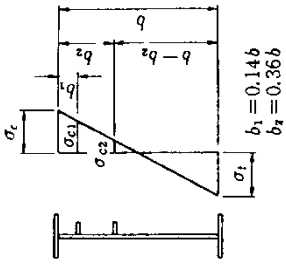
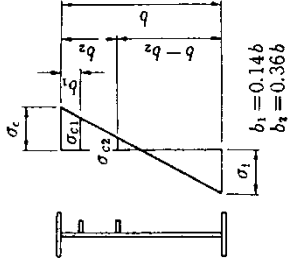
$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \left(\frac{b_1}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B1}\sigma_c}{(425R_1)^2} \left\{ \frac{1+\phi_1}{4k_{\sigma 1}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi_1}{4k_{\sigma 1}}\right)^2 + \left(\frac{\eta_1}{k_{\tau 1}}\right)^2} \right\}$$

で、かつ

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \left(\frac{b_2-b_1}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B2}\sigma_{c1}}{(425R_2)^2} \left\{ \frac{1+\phi_2}{4k_{\sigma 2}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi_2}{4k_{\sigma 2}}\right)^2 + \left(\frac{\eta_2}{k_{\tau 2}}\right)^2} \right\}$$

..... (解11.4.8)

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \left(1 - \frac{b_2}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B3}\sigma_{c2}}{(425R_3)^2} \left\{ \frac{1+\phi_3}{4k_{\sigma 3}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi_3}{4k_{\sigma 3}}\right)^2 + \left(\frac{\eta_3}{k_{\tau 3}}\right)^2} \right\}$$

改定案（13章）	現行	備考
図-解 13.4.4 鋼桁の応力度分布（水平補剛材を2段用いる場合）  表-13.4.1は、これらの式を純曲げ状態並びに曲げモーメント及びせん断力が同時に作用する状態について計算した結果をまとめたものである。これまでの示方書では、これらの値は、式(解13.4.5)から式(解13.4.8)中の応力度σ_cの値として、許容応力度を基準として算出していたため、断面力の大きさによらず定められていた。したがって、この項に示す座屈安全率が見直されても、最小板厚の考え方に変更はないが、今回の改定で制限値が見直されたため、表中の分母の値が見直されている。ただし、部材に生じる応力度を用いてこれらの式を適用する場合には、荷重組合せ係数及び荷重係数の影響が含まれているため、この示方書に規定されている座屈安全率の値を用いる必要がある。また、今回の改定ではSBHS400、SBHS400W、SBHS500及びSBHS500Wが規定されたため、それにあわせて表-13.4.1に追加されている。 なお、水平補剛材の位置は繰返し計算によって最適位置を求めており、これについては13.4.6に規定している。 一方、溶接施工の面からは、10mm以下の腹板厚に対して2段以上の水平補剛材を設けるのは好ましくない。また、調質鋼ではひずみ取りが困難であるので、薄い腹板に補剛材を溶接することは、避けるのが望ましい。表-13.4.1に示すSM400級鋼材で水平補剛材を2段用いるときの最小腹板厚が、SM490の場合のそれと同一値となっているのは、上記の趣旨に沿って溶接ひずみの発生を少なくするためと、部材の組立運搬及び架設時の安全性を考慮して最低値をb/311に抑えたためである。 また、40mmを超える板厚については、座屈照査の基本的考え方より作用応力度が下がることによって安全側の設定となること、実際の腹板高での適用がないと考えられることから、制限値を一定としている。	図-解11.4.4 鋼桁の応力度分布（水平補剛材を2段用いる場合）  表-11.4.1は、これらの式を純曲げ状態及び曲げモーメントとせん断力が同時に作用する状態について計算した結果をまとめたものである。なお、水平補剛材の位置は繰返し計算によって最適位置を求めており、これについては11.4.6に規定している。 一方溶接施工の面からは、10mm以下の腹板厚に対して2段以上の水平補剛材を設けるのは好ましくない。また、調質鋼ではひずみ取りが困難であるので、薄い腹板に補剛材を溶接することは、避けるのが望ましい。表-11.4.1でSM400級鋼材で水平補剛材を2段用いるときの最小腹板厚が、SM490の場合のそれと同一値となっているのは、上記の主旨に沿って溶接ひずみの発生を少なくするためと、部材の組立運搬及び架設時の安全性を考慮して最低値をb/310におさえたためである。 また、40mmを超える板厚については、座屈照査の基本的考え方より作用応力度が下がることによって安全側の設定となること、実際の腹板高での適用がないと考えられることから、制限値を一定としている。	緑部は必要な？ （最小板厚には、LとRは関係ないのでは）

13.4.3 垂直補剛材の配置及びその間隔

- (1) 上下両フランジの純間隔が表-13.4.2の値を超える場合は、腹板には垂直補剛材を設けなければならない。
計算せん断応力度がせん断応力度の制限値に比べて小さい場合は、表-13.4.2の値にせん断応力度の制限値を計算せん断応力度で除した値の平方根を乗じることができる。ただし、1.2を超える値を乗じてはならない。

表-13.4.2 垂直補剛材を省略しうるフランジ純間隔の最大値 (mm)

鋼種	SS400	SM490	SM490Y	SBHS400	SM570	SBHS500
	SM400	SM490	SM520 SMA490W	SBHS400W	SMA570W	SBHS500W
上下両フランジ純間隔	70t	60t	57t	54t	51t	49t

ここに、t：腹板の板厚 (mm)

- (2) 垂直補剛材の間隔は、式(13.4.1)から式(13.4.6)を満足しなければならない。ただし、 $a/b \leq 1.5$ とする。
1) 水平補剛材を用いない場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{431}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{97 + 72(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 1\right) \cdots \cdots (13.4.1)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{431}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{72 + 97(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 1\right) \cdots \cdots (13.4.2)$$

- 2) 水平補剛材を1段用いる場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{1121}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{151 + 72(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 0.80\right) \cdots \cdots (13.4.3)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{1121}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{113 + 97(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 0.80\right) \cdots \cdots (13.4.4)$$

- 3) 水平補剛材を2段用いる場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{3741}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{235 + 72(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 0.64\right) \cdots \cdots (13.4.5)$$

11.4.3 垂直補剛材の配置及びその間隔

- (1) 上下両フランジの純間隔が表-11.4.2の値を超える場合は、腹板には垂直補剛材を設けなければならない。

計算せん断応力度が許容せん断応力度に比べて小さい場合は、表-11.4.2の値に許容せん断応力度を計算せん断応力度で除した値の平方根を乗じることができる。ただし、1.2を超える値を乗じてはならない。

表-11.4.2 垂直補剛材を省略しうるフランジ純間隔の最大値 (mm)

鋼種	SS400	SM490	SM490Y	SM570 SMA570W
	SM400	SM490	SM520 SMA490W	
上下両フランジ純間隔	70t	60t	57t	50t

ここに、

t：腹板の板厚 (mm)

- (2) 垂直補剛材の間隔は、次式を満たさなければならない。ただし、 $a/b \leq 1.5$ とする。

- 1) 水平補剛材を用いない場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{345}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{77 + 58(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 1\right) \cdots \cdots (11.4.1)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{345}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{58 + 77(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 1\right) \cdots \cdots (11.4.2)$$

- 2) 水平補剛材を1段用いる場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{900}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{120 + 58(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 0.80\right) \cdots \cdots (11.4.3)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{900}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{90 + 77(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 0.80\right) \cdots \cdots (11.4.4)$$

- 3) 水平補剛材を2段用いる場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{3,000}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{187 + 58(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 0.64\right) \cdots \cdots (11.4.5)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{3,000}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{140 + 77(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 0.64\right) \cdots \cdots (11.4.6)$$

ここに、

a：垂直補剛材間隔 (mm)

b：腹板の板幅 (mm)

何の制限値？

改定案（13章）		現行	備考
$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{3741}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{176 + 97(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 0.64\right) \cdots \cdots (13.4.6)$ ここに、a：垂直補剛材間隔（mm） b：腹板の板幅（mm） t：腹板の板厚（mm） σ：腹板に生じる縁圧縮応力度（N/mm²） τ：腹板に生じるせん断応力度（N/mm²）		t：腹板の厚さ（mm） σ：腹板の縁圧縮応力度（N/mm²） τ：腹板のせん断応力度（N/mm²）	
垂直応力σとせん断応力τとが同時に作用する場合の座屈の照査式は式(解13.4.9)で表わされる。 $\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \leq \left(\frac{1}{\nu_B}\right)^2 \cdots \cdots \cdots (解13.4.9)$ ここで、σ_{cr}及びτ_{cr}は4辺単純支持の板に曲げ応力及びせん断応力がそれぞれ単独に作用した場合の座屈応力度で、式(解13.4.10)のように表わされる。 $\sigma_{cr} = k_{\sigma} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \cdots \cdots \cdots (解13.4.10)$ $\tau_{cr} = k_{\tau} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \cdots \cdots \cdots (解13.4.10)$ また、k_{σ}、k_{τ}は座屈係数であり、この場合は式(解13.4.11)のようになる。 $k_{\sigma} = 23.9$ $k_{\tau} = 5.34 + \frac{4.00}{(a/b)^2}; (a/b > 1) \cdots \cdots \cdots (解13.4.11)$ $k_{\tau} = 4.00 + \frac{5.34}{(a/b)^2}; (a/b \leq 1)$ 式(解13.4.9)に式(解13.4.10)を代入すると、 $\nu_B^2 \left(\frac{b}{t}\right)^4 \left\{ \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 E} \right\}^2 \left\{ \left(\frac{\sigma}{k_{\sigma}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{k_{\tau}}\right)^2 \right\} \leq 1$ となり、これより式(解13.4.12)が得られる。 $\nu_B^2 \left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left\{ \left(\frac{\sigma}{18k_{\sigma}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{18k_{\tau}}\right)^2 \right\} \leq 1 \cdots \cdots \cdots (解13.4.12)$ ここで、a：垂直補剛材間隔（mm）		垂直応力σとせん断応力τとが同時に作用する場合の座屈の照査式は次式で表わされる。 $\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \leq \left(\frac{1}{\nu_B}\right)^2 \cdots \cdots \cdots (解11.4.9)$ ここで、σ_{cr}及びτ_{cr}は4辺単純支持の板に曲げ応力及びせん断応力がそれぞれ単独に作用した場合の座屈応力度で、次式のように表わされる。 $\sigma_{cr} = k_{\sigma} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \cdots \cdots \cdots (解11.4.10)$ $\tau_{cr} = k_{\tau} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \cdots \cdots \cdots (解11.4.10)$ また、k_{σ}、k_{τ}は座屈係数であり、この場合は次のようになる。 $k_{\sigma} = 23.9$ $k_{\tau} = 5.34 + \frac{4.00}{(a/b)^2}; (a/b > 1) \cdots \cdots \cdots (解11.4.11)$ $k_{\tau} = 4.00 + \frac{5.34}{(a/b)^2}; (a/b \leq 1)$ 式(解11.4.9)に式(解11.4.10)を代入すると、 $\nu_B^2 \left(\frac{b}{t}\right)^4 \left\{ \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 E} \right\}^2 \left\{ \left(\frac{\sigma}{k_{\sigma}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{k_{\tau}}\right)^2 \right\} \leq 1 \cdots \cdots \cdots (解11.4.12)$ となり、これより式(解11.4.12)が得られる。	

改定案（13章）	現行	備考
b : 腹板の板幅 (mm) t : 腹板の板厚 (mm) E : ヤング係数 (N/mm²) μ : ポアソン比 v_B : 座屈安全率で式 (解 13.4.10) による 垂直補剛材はせん断座屈に対して配置されるため、<u>13.4.2</u> の解説の純せん断を受ける場合の座屈安全率 $v_B = 1.00$ を使用する。なお、部分係数化に伴い、式中の係数は変更されている 1) 水平補剛材を用いない場合 この場合の関係式は、式 (解 13.4.11) の k_o と k_t とを式 (解 13.4.12) に代入し $v_B = 1.00$ とすることによって得られたものである。 2) 水平補剛材を 1 段用いる場合 水平補剛材が圧縮フランジから測って 0.20<i>b</i> 付近にある場合は、<u>図-解 13.4.5</u> の斜線部分について、(1) の水平補剛材を用いない場合と同様の数式上の取扱いをしようえで、$\sigma_1 = 0.60\sigma$ とすることによって求めたものである。 3) 水平補剛材を 2 段用いる場合 <u>図-解 13.4.6</u> の斜線部分について (1) と同様の数式上の取扱いをし、更に $\sigma_2 = 0.28\sigma$ とすることによって求めたものである。	$v_B^2 \left(\frac{b}{100t} \right)^4 \left\{ \left(\frac{\sigma}{18k_o} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{18k_t} \right)^2 \right\} \leq 1$ (解 11.4.12) 垂直補剛材はせん断座屈に対して配置されるため、<u>前述の 11.4.2</u> の解説の純せん断を受ける場合の座屈安全率 $v_B = 1.25$ を使用する。 (1) 水平補剛材を用いない場合 この場合の関係式は、式 (解 11.4.11) の k_o と k_t とを式 (解 11.4.12) に代入し $v_B = 1.25$ とすることによって得られたものである。 (2) 水平補剛材を 1 段用いる場合 水平補剛材が圧縮フランジから測って 0.20<i>b</i> 付近にある場合は、<u>図-解 11.4.5</u> の斜線部分について、(1) の水平補剛材を用いない場合と同様の数式上の取扱いをしようえで、$\sigma_1 = 0.60\sigma$ とすることによって求めたものである。 3) 水平補剛材を 2 段用いる場合 <u>図-解 11.4.6</u> の斜線部分について (1) と同様の数式上の取扱いをし、更に $\sigma_2 = 0.28\sigma$ とすることによって求めたものである。	記号の説明を加える

図-解 13.4.6 水平補剛材を 2 段用いる場合

図-解 11.4.6 水平補剛材を 2 段用いる場合

改定案（13章）	現行	備考
表13.4.2は、前述の式(解13.4.5)において、$\sigma=0.45\sigma_a$と$\tau=\tau_a$が共存する場合を考え、$R=1.0$とし、更に垂直補剛材がないことから$\alpha=a/b=\infty$とおいた場合の式(解13.4.11)から得られる$k=5.34$、$k_a=23.9$を代入して計算した各鋼種別のb/tの値に、幾分安全を見込み数値を整えたものである。 なお、40mmを超える板厚については、座屈照査の基本的考え方より作用応力度が下がることによって安全側の設定となること、適用する場合がないと考えられることから垂直補剛材間隔の制限値は一定としている。	表11.4.2は、前記の基本式(解11.4.5) $\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \frac{\nu_b \sigma_c}{(425R)^2} \left(\frac{1+\phi}{4k_a} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4k_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_a}{k_c}\right)^2} \right)$ において、$\sigma=0.45\sigma_a$と$\tau=\tau_a$が共存する場合を考え、$R=1.0$とし、更に垂直補剛材がないことから$\alpha=a/b=\infty$とおいた場合の式(解11.4.11)から得られる$k_c=5.34$、$k_a=23.9$を代入して計算した各鋼種別のb/tの値に、幾分安全を見込み数値を整えたものである。 なお、40mmを超える板厚については、座屈照査の基本的考え方より作用応力度が下がることによって安全側の設定となること、適用する場合がないと考えられることから制限値を一定としている。	
13.4.4 垂直補剛材の剛度、鋼種及び板厚 (1) 5.4.3(5)により算出した垂直補剛材1個の断面二次モーメントI_vは、式(13.4.7)を満たさなければならない。 $I_v \geq \frac{bt^3}{11} \gamma_{v,req} \dots\dots\dots (13.4.7)$ ここに、 I_v : 垂直補剛材1個の断面二次モーメント (mm⁴) t : 腹板の板厚 (mm) b : 腹板の板幅 (mm) $\gamma_{v,req}$: 垂直補剛材の必要剛比 $\gamma_{v,req} = 8.0 \left(\frac{b}{a} \right)^2$ a : 垂直補剛材の間隔 (mm) (2) 垂直補剛材の幅は、腹板高の1/30に50mmを加えた値以上とする。 (3) 垂直補剛材は、腹板の鋼種にかかわらずSM400級の鋼種を用いてよい。 (4) 垂直補剛材の板厚は、その幅の1/13以上とする。	(1) 4.2.5(5)により算出した垂直補剛材1個の断面二次モーメントI_vは、式(11.4.7)を満たさなければならない。 $I_v \geq \frac{bt^3}{11} \gamma_{v,req} \dots\dots\dots (11.4.7)$ ここに、 t : 腹板の板厚 (mm) b : 腹板の板幅 (mm) $\gamma_{v,req}$: 垂直補剛材の必要剛比、$\gamma_{v,req} = 8.0 \left(\frac{b}{a} \right)^2$ a : 垂直補剛材の間隔 (mm) (2) 垂直補剛材の幅は、腹板高の1/30に50mmを加えた値以上とする。 (3) 垂直補剛材は、腹板の鋼種にかかわらずSM400級の鋼種を用いてよい。 (4) 垂直補剛材の板厚は、その幅の1/13以上とする。	
垂直補剛材の剛度は、13.4.2及び13.4.3により設計された鋼桁の腹板が、フランジが降伏するまで耐荷力を保ち得るように定めている。この場合、垂直補剛材は腹板のせん断座屈後の張力場からの圧縮力を受ける。したがって、厳密にはこの圧縮力に対して応力度の照査を	垂直補剛材の剛度は、11.4.2及び11.4.3により設計された鋼桁の腹板が、フランジが降伏するまで耐荷力を保ち得るように定めている。この場合、垂直補剛材は腹板のせん断座屈後の張力場からの圧縮力を受ける。したがって、厳密にはこの圧縮力に対して応力度の照査を	

改定案（13章）

現行

備考

を行う必要があるが、ここでは従来の経験から応力度の照査を省略し、鋼種としてはSM400級を用い、また圧縮材としてSM400級で要求される板厚及び剛性を確保すればよいものとしている。

式(13.4.7)に用いる垂直補剛材間隔 a は、13.4.3に規定される照査式を満たす最大の値をとればよい。しかしながら、この最大値を求めるのは煩雑であり、一般には垂直補剛材の間隔を照査した値を用いてよい。この場合、対傾構、横構、連結板の配置等によって、補剛材間隔が部分的に照査に用いた値より小さくなる場合でも、あらためて補剛材剛度を大きくする必要はない。

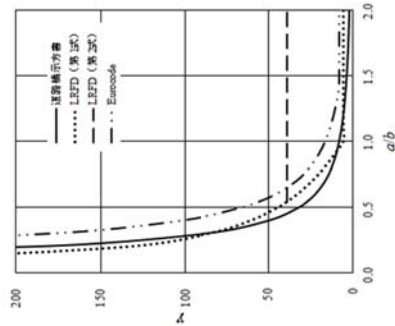


図-解 13.4.7 垂直補剛材の剛度

垂直補剛材の幅は、これをあまり小さくすると計算で考慮していない作用による二次応力等に対して断面が不足することも考えられるので桁高の1/30に50mmを加えたものより大きくとることになっている。

13.4.5 垂直補剛材の取付け方

- (1) 支点部の垂直補剛材とフランジは溶接する。
- (2) 支点部以外の垂直補剛材の取付け方は、以下のとおりとする。
 - 1) 垂直補剛材と圧縮フランジは溶接する。
 - 2) 鋼桁の主桁の支点並びに床桁、縦桁及び対傾構等の取付部等のような荷重集中点の垂直補剛材と引張フランジは原則として溶接せず密着させる。
 - 3) 荷重集中点以外の垂直補剛材と引張フランジは適当な間隔をあけて取

行う必要があるが、ここでは従来の経験から応力度の照査を省略し、鋼種としてはSM400級を用い、また圧縮材としてSM400級で要求される板厚及び剛性を確保すればよいものとしている。なお、垂直補剛材の剛度について諸外国の規定と比較すると、図-解11.4.7のとおりである^{3), 4)}。

式(11.4.7)に用いる垂直補剛材間隔 a は、11.4.3に規定する照査式を満足する最大の値をとればよい。しかしながら、この最大値を求めるのは煩雑であり、一般には垂直補剛材の間隔を照査した値を用いてよい。この場合、対傾構、横構、連結板の配置等によって、補剛材間隔が部分的に照査に用いた値より小さくなる場合でも、あらためて補剛材剛度を大きくする必要はない。

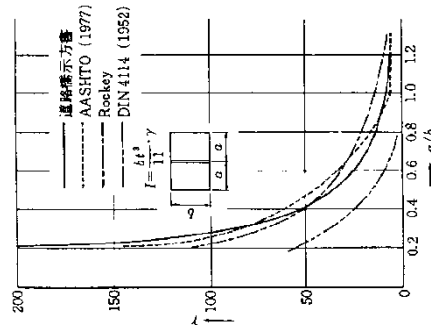


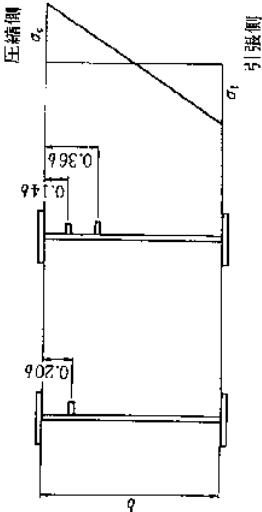
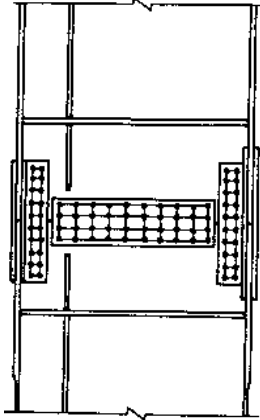
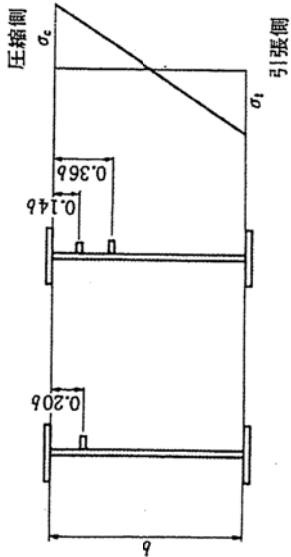
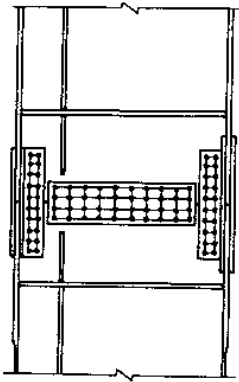
図-解11.4.7 垂直補剛材の剛度

垂直補剛材の幅は、これをあまり小さくすると計算で考慮していない作用による二次応力等に対して断面が不足することも考えられるので桁高の1/30に50mmを加えたものより大きくとることになっている。

11.4.5 垂直補剛材の取付け方

- (1) 支点部の垂直補剛材はフランジに溶接する。
- (2) 支点部以外の垂直補剛材の取付け方は、次による。
 - 1) 垂直補剛材と圧縮フランジは溶接する。
 - 2) 荷重集中点の垂直補剛材と引張フランジは原則として溶接せず密着させる。
 - 3) 荷重集中点以外の垂直補剛材と引張フランジは適当な間隔をあけて取

改定案（13章）	現行	備考
ける。 4) 床版に接する引張フランジと垂直補剛材とは 2) 及び 3) にかかわらず溶接する。	付ける。 4) 床版に接する引張フランジと垂直補剛材とは2) 及び3) の規定にかかわらず溶接する。	
(1) 支点部の垂直補剛材は、力を円滑に腹板に伝達させる必要があることからフランジに溶接することとしている。ここで支点部の垂直補剛材とは支点上の垂直補剛材のほか、縦桁を横桁上フランジで支持する場合に支持部分の縦桁や横桁に設ける垂直補剛材等を指すものである。 (2) 垂直補剛材と圧縮フランジを溶接するのは、圧縮フランジの不整や変形を防止し、桁全体の耐力の低下を招かないようにするためである。 横桁、対傾構等の取付部のような荷重集中点の垂直補剛材は、疲労への配慮から原則としてフランジには溶接せず密着させるものとしている。ただし、曲線桁や折れ桁を有する橋等では、構造上、桁の面外方向に生じる水平力を垂直補剛材を介して横組部材に円滑に伝達させる必要があるため垂直補剛材と引張フランジは溶接する。 荷重集中点以外の垂直補剛材は、引張フランジに密着させなくとも特に支障がないと考えられるため、防せい防食上の配慮から図-解 13.4.8 に示すように引張フランジと適当な間隔をあけて取付けるものとしている。垂直補剛材と下フランジの間隔は耐力に影響が生じない範囲で、製作性や疲労上の配慮から設定する必要がある、具体的な設定方法は「鋼道路橋設計便覧」（日本道路協会）を参考にすることができる。	(1) 支点部の垂直補剛材は、力を円滑に腹板に伝達させる必要があることからフランジに溶接する。ここで支点部の垂直補剛材とは支点上の垂直補剛材のほか、縦桁を横桁上フランジで支持する場合に支持部分の縦桁や横桁に設ける垂直補剛材等を指すものである。 (2) 垂直補剛材と圧縮フランジを溶接するのは、圧縮フランジの不整や変形を防止し、桁全体の耐力の低下を招かないようにするためである。 横桁、対傾構等の取付部のような荷重集中点の垂直補剛材は、疲労への配慮から原則としてフランジには溶接せず密着させるものとしている。ただし、曲線桁や折れ桁を有する橋等では、構造上、桁の面外方向に生じる水平力を垂直補剛材を介して横組部材に円滑に伝達させる必要があるため、垂直補剛材と引張フランジは溶接する。 荷重集中点以外の垂直補剛材は、引張フランジに密着させなくとも特に支障がないと考えられるため、防せい防食上の配慮から図-解 11.4.8 に示すように引張フランジと適当な間隔をあけて取付けるものとしている。	
図-解 13.4.8 垂直補剛材と下フランジとの取合いの例 コンクリート系床版に接する引張フランジでは、床版の主桁作用により応力状態が緩和され、フランジの疲労の問題が生じにくいことから、上記にかかわらず床版や腹板の面外変形を拘束するために垂直補剛材は引張フランジに溶接する。 なお、疲労に関する事項は 6 章及び 8 章の規定による。	図-解 11.4.8 垂直補剛材と下フランジとの取合いの例 コンクリート床版や鋼床版に接する引張フランジでは、床版の主桁作用により応力状態が緩和されフランジの疲労の問題が生じにくいことから、上記にかかわらず床版や腹板の面外変形を拘束するために垂直補剛材は引張フランジに溶接する。なお、疲労に関する事項は 6 章による。	

改定案（13章）	現行	備考
13.4.6 水平補剛材の位置	11.4.6 水平補剛材の位置	
水平補剛材の取付位置は、図-13.4.2に示すとおり、それを1段用いる場合は0.20b付近、2段用いる場合は0.14bと0.36b付近とするのを原則とする。  図-13.4.2 水平補剛材の位置 13.4.2の解説に示すとおり、表-13.4.1は、ここで示した位置に水平補剛材を配置した場合に適用できるものである。したがって、もし条文に規定した以外の位置に水平補剛材を配置する場合は、13.4.2の解説(2)に示した基本式、式(解13.4.5)に従って安全であることを照査する必要がある。 水平補剛材と垂直補剛材は腹板の同じ側に設ける必要はないが、同じ側に設ける場合は、水平補剛材は垂直補剛材間になるべく幅広く設けるのがよい。しかし、垂直補剛材を通して連続又は垂直補剛材と密着させなくてもよい。また、腹板の現場連結部では水平補剛材は省略してよい(図-解13.4.9)。  図-解 13.4.9 水平補剛材の省略 13.4.7 水平補剛材の剛度、鋼種及び板厚 (1) 5.4.3(5)により算出した水平補剛材1個の断面二次モーメント I_h は式(13.4.8)を満足しなければならない。	水平補剛材の取付位置は、それを1段用いる場合は0.20b付近、2段用いる場合は0.14bと0.36b付近とするのを原則とする。  図-11.4.2 水平補剛材の位置 11.4.2の解説で触れたとおり、表-11.4.1は、ここで示した位置に水平補剛材を配置した場合に適用できるものである。したがって、もし条文に規定した以外の位置に水平補剛材を配置する場合は、11.4.2(2)の解説中に示した基本式、式(解11.4.5)に従って安全であることを照査する必要がある。 水平補剛材と垂直補剛材は腹板の同じ側に設ける必要はないが、同じ側に設ける場合は、水平補剛材は垂直補剛材間になるべく幅広く設けるのがよい。しかし、垂直補剛材を通して連続又は垂直補剛材と密着させなくてもよい。また、腹板の現場連結部では水平補剛材は省略してよい(図-解11.4.9)。  図-解11.4.9 水平補剛材の省略 11.4.7 水平補剛材の剛度、鋼種及び板厚 (1) 4.2.5(5)により算出した水平補剛材1個の断面二次モーメント I_h は、式(11.4.8)を満足しなければならない。	

改定案（13章）	現行	備考
ここに、 $I_h \geq \frac{bt^3}{11} \gamma_{h.req}$ (13.4.8) I_h : 水平補剛材 1 個の断面二次モーメント (mm⁴) t : 腹板の板厚 (mm) b : 腹板の板幅 (mm) $\gamma_{h.req}$: 水平補剛材の必要剛比, $\gamma_{h.req} = 30 \left(\frac{a}{b} \right)$ a : 垂直補剛材の間隔 (mm) (2) 水平補剛材にはその取付位置に生じる腹板の最大応力が生じるものとして、その鋼種及び板厚を決定する。	ここに、 $I_h \geq \frac{bt^3}{11} \gamma_{h.req}$ (11.4.8) t : 腹板の板厚 (mm) b : 腹板の板幅 (mm) $\gamma_{h.req}$: 水平補剛材の必要剛比, $\gamma_{h.req} = 30 \left(\frac{a}{b} \right)$ a : 垂直補剛材の間隔 (mm) (2) 水平補剛材にはその取付位置に生じる腹板の最大応力が生じるものとして、その鋼種及び板厚を決定する。	
(1) 水平補剛材の剛度は、鋼桁の腹板がフランジの降伏まで耐荷力を保ち得るように定めている。水平補剛材の必要剛比 $\gamma_{h.req}$ を求める場合、垂直補剛材の間隔 a については、13.4.4 の規定にかかわらず、実間隔をとってよい。 (2) 水平補剛材は、取付位置の腹板に作用する曲げ圧縮応力度と等しい圧縮応力度が生じるものとして設計する必要がある。ただし、水平補剛材の断面を、桁の有効断面積に算入してはならない。	(1) 水平補剛材の剛度は、鋼桁の腹板がフランジの降伏まで耐荷力を保ち得るように定めている。水平補剛材の必要剛比 $\gamma_{h.req}$ を求める場合、垂直補剛材の間隔 a については、11.4.4 の規定にかかわらず、実間隔をとってよい。図-解11.4.10にこの条文の規定と他の設計基準との比較を示す。 (2) 水平補剛材は、取付位置の腹板に作用する曲げ圧縮応力度と等しい圧縮応力度が生じるものとして設計する必要がある。ただし、水平補剛材の断面を、桁の有効断面積に算入してはならない。	図-解11.4.10 水平補剛材の剛度

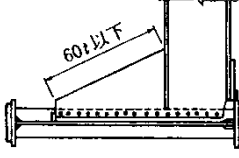
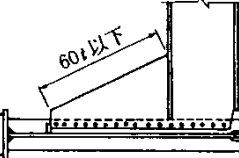
図-解 13.4.10 水平補剛材の剛度

備 考	現 行	改 定 案（13 章）
		13.5 鋼桁の限界状態 1 (1) 鋼桁は、(2)を満足する場合には、鋼桁としての限界状態 1 を超えないとみなしてよい。 (2) 鋼桁を構成する各部材等が、限界状態 1 を超えないとみなせる。 (1)(2) 鋼桁は、荷重の増加に対して、フランジや腹板の降伏や座屈、鋼桁の横倒れ座屈等により、可逆性を失ったのちに、桁の著しい変形が生じたり、最大強度に達する。そのため、鋼桁が可逆性を有する限界状態 1、荷重を支持する能力が大きく低下するよ<u>うな変形又は鋼桁の最大強度点を限界状態 3 ととらえることができる。このとき、鋼桁の限界状態 1 と限界状態 3 の関係は、鋼桁の部材断面寸法や固定点間距離などにより異なることから、個々の作用に対して、どのような事象が鋼桁の限界状態に対応するかは一概には決まらない。そこで、これまでの示方書では、鋼桁の各部が限界状態 1 及び 3 を満足するとみなせることにより、鋼桁としても限界状態 1 及び 3 を満足するとの考え方で規定されてきた。</u> <u>この示方書でも同様に、鋼桁の各部位、各部材が、5 章及び 9 章の関連規定に従って、限界状態 1 を超えず、かつこの章の規定を満足することにより、鋼桁の限界状態 1 を超えないとみなしてよいとされている。</u> 13.6 鋼桁の限界状態 3 (1) 鋼桁の設計は、(2)を満足する場合には、鋼桁としての限界状態 3 を超えないとみなしてよい。 (2) 鋼桁を構成する各部材等が、限界状態 3 を超えないとみなせる。 <u>13.5 同様に、鋼桁の各部位、各部材のいずれもが、限界状態 3 を超えないとみなせる場合には、鋼桁としての限界状態 3 を超えないとみなしてよいこととしている。</u> 13.7 荷重集中点の構造 13.7.1 一般 (1) 鋼桁の主桁の支点並びに床桁、縦桁及び対傾構等の取付部等のような荷重集中点では、集中荷重に対する安全性が確保できなければなら<u>ない。</u> (2) 13.7.2 及び 13.7.3 の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
	11.5 荷重集中点の構造 11.5.1 一般 (1) 鋼桁の主桁の支点並びに床桁、縦桁及び対傾構等の取付部等のような荷重集中点では、集中荷重に対する安全性が確保できなければなら<u>ない。</u> (2) 11.5.2 及び 11.5.3 の規定による場合には、(1)を満たすものとみなす。	

改定案（13章）	現行	備考
13.7.2 荷重集中点の補剛材 (1) 鋼桁の主桁の支点並びに床桁、縦桁及び対傾構等の取付部等のような荷重集中点には垂直補剛材を設ける。 このとき、垂直補剛材の設計にあたっては、13.4.5(1)及び13.4.5(2)の規定を満足しなければならない。 (2) 荷重集中点の垂直補剛材は、1)及び2)により軸方向圧縮力を受ける柱として設計する。 1) 柱としての有効断面積は、補剛材断面及び腹板のうち補剛材取付部から両側にそれぞれ腹板厚の12倍までとする。ただし、全有効断面積は補剛材の断面積の1.7倍を超えてはならない。 2) 設計軸方向圧縮応力度の制限値の算出に用いる断面二次半径は腹板の中心線について求めるものとし、有効座屈長は桁高の1/2とする。 図-13.7.1 荷重集中点の腹板の有効幅 荷重集中点の補剛材は全反力を受ける柱として設計する必要がある。その場合の軸方向圧縮応力度の制限値は5.4.4に規定する値を用いるが、応力の分布は荷重集中点で最大となる三角形と仮定し、有効座屈長は垂直補剛材が上下フランジに溶接されている場合、桁高の1/2をとることとしている。具体的には、「鋼道路橋設計便覧」（日本道路協会）を参考にするとよい。 溶接桁の場合は腹板も下フランジに密着しているの、柱としての断面積の計算には腹板の一部も有効に働くと考えてよいことにしている。腹板の有効幅は材質等によって変動するが設計の簡略化のため全ての材質に対して板厚の24倍と規定している。 柱としての全有効断面積のうち、腹板の断面積の占める割合を補剛材断面積の70%以下としているのは、支承に最も近い箇所では腹板の前記有効幅がまだ働いておらず、ほとんど補剛材の断面積によって反力に耐えなければならないことを考慮したためである。なお、補剛材下端に特に大きなスカーラップを設ける場合には、支圧応力度が5.3.12に規定する支圧応力度の制限値を超えないことを照査する必要がある。	11.5.2 荷重集中点の補剛材 (1) 鋼桁の主桁の支点並びに床桁、縦桁及び対傾構等の取付部等のような荷重集中点には垂直補剛材を設ける。 このとき、垂直補剛材の設計にあたっては、11.4.5(1)及び11.4.5(2)の規定を満足しなければならない。 (2) 荷重集中点の垂直補剛材は、次により軸方向圧縮力を受ける柱として設計する。 1) 柱としての有効断面積は、補剛材断面及び腹板のうち補剛材取付部から両側にそれぞれ腹板厚の12倍までとする。ただし、全有効断面積は補剛材の断面積の1.7倍を超えてはならない。 2) 許容応力度の算出に用いる断面二次半径は腹板の中心線について求めるものとし、有効座屈長は桁高の1/2とする。 図-11.5.1 荷重集中点の腹板の有効幅 荷重集中点の補剛材は全反力を受ける柱として設計する。その場合の軸方向の許容圧縮応力度は3.2.1に規定する値を用いるが、応力の分布は荷重集中点で最大となる三角形と仮定し、有効座屈長は桁高の1/2をとることとしている。 溶接桁の場合は腹板も下フランジに密着しているの、柱としての断面積の計算には腹板の一部も有効に働くと考えてよいことにしている。腹板の有効幅は材質等によって変動するが設計の簡略化のため全ての材質に対して板厚の24倍と規定している。 柱としての全有効断面積のうち、腹板の断面積の占める割合を補剛材断面積の70%以下としているのは、支承に最も近い箇所では腹板の前記有効幅がまだ働いておらず、ほとんど補剛材の断面積によって反力に耐えなければならないことを考慮したためである。なお、補剛材下端に特に大きなスカーラップを設ける場合には、支圧応力度を3.2.1に規定する許容応力度に対して照査する必要がある。	

改定案（13章）	現行	備考
13.7.3 設計細目	11.5.3 設計細目	
(1) 垂直補剛材と腹板の接合は、垂直補剛材が全集中荷重を受けるものとして設計する。 (2) 支点上の垂直補剛材は両側に対称に設け、フランジの両縁に達するまで延ばすのを原則とする。	(1) 垂直補剛材と腹板の連結は、垂直補剛材が全集中荷重を受けるものとして設計する。 (2) 支点上の垂直補剛材は両側に対称に設け、フランジの両縁に達するまで延ばすのを原則とする。	
垂直補剛材と腹板との接合を設計する場合、支点上等のようにフランジを通して集中荷重が作用する場合には、腹板と垂直補剛材との応力の分担が必ずしも明確ではないので、安全側をとって全集中荷重を垂直補剛材が受け持つと仮定するように規定している。また、横桁等が直接取付く垂直補剛材等のように集中荷重が直接垂直補剛材に作用する場合には、この集中荷重に対して接合の設計を行う必要がある。 支点上の主桁に設ける垂直補剛材や横桁上フランジの上で、縦桁を支持する場合のように集中荷重が直接フランジに作用する構造において、支持位置に取付けた垂直補剛材は断面形状を対称とし偏心の影響を避けることが好ましいと考えられるので、少なくとも支点上では必ず腹板の両側に垂直補剛材を設け、その垂直補剛材はフランジの縁に達するまで延ばすことを原則としている。 なお、連続桁の固定支承で、特にピン支承のように支承高が高い場合には、地震時において固定支承直上に曲げモーメントが作用し、それに伴い腹板に圧縮力が生じることがある。このため、固定支承直上の部分については、座屈等の損傷が生じないように腹板を補剛材等で補強するのが望ましい。支承部直上等の構造細目についてはこの編の規定によるほか、Ⅴ編の規定による。	垂直補剛材と腹板との連結を設計する場合、支点上等のようにフランジを通して集中荷重が作用する場合には、腹板と垂直補剛材との応力の分担が必ずしも明確ではないので、安全側をとって全集中荷重を垂直補剛材が受け持つと仮定するように規定している。また、横桁等が直接取付く垂直補剛材等のように集中荷重が直接垂直補剛材に作用する場合には、この集中荷重によって連結の設計を行うことは当然である。 支点上の主桁に設ける垂直補剛材や横桁上フランジの上で、縦桁を支持する場合のように集中荷重が直接フランジに作用する構造において、支持位置に取付けた垂直補剛材は断面形状を対称とし偏心の影響を避けることが好ましいと考えられるので、少なくとも支点上では必ず腹板の両側に垂直補剛材を設けるように規定している。また、垂直補剛材はできるだけフランジの縁に達するまで延ばし、力を円滑に腹板に伝えることを原則としている。 なお、連続桁の固定支承で、特にピン支承のように支承高の高い場合には、地震時において固定支承直上に曲げモーメントが作用し、それに伴い腹板に圧縮力が生じることがある。このため、固定支承直上の部分については、座屈等の損傷が生じないように腹板を補剛材等で補強するのが望ましい。また、支承部直上等の構造細目については本編の規定によるほか、耐震設計編の規定による。	
13.8 対傾構及び横構	11.6 対傾構及び横構	
13.8.1 一般	11.6.1 一般	
(1) 鋼桁を主桁とする橋の上部構造は、5.1.1 に規定する橋の立体的な機能が確保できる構造としなければならない。 (2) 10 章並びに 13.8.2 及び 13.8.3 の規定による場合には、(1) を満足するとみなしてよい。	(1) 鋼桁を主桁とする橋の設計にあたっては、橋全体の立体的な機能が確保できる構造としなければならない。 (2) 8 章並びに 11.6.2 及び 11.6.3 の規定による場合には、(1) を満たすものとみなす。	
鋼桁を主桁として上部構造を設計する場合に、立体的な機能を確保するための原則について規定したものである。 これまでの示方書では、鋼桁の設計にあたって、対傾構及び横構を用いる構造を標準的な場合として規定されてきた。対傾構及び横構は、橋に要求される立体的機能を確保するため用いられていたものである。そのため、プレストレストコンクリート床版や鋼コンクリー	鋼桁を主桁として橋の上部構造を設計する場合に、立体的な機能を確保するための原則について規定したものである。 近年、プレストレストコンクリート床版を有する少数主桁橋において、横構を省略したり、	

備 考	現 行	改 定 案（13章）
	対傾構を簡略化した構造が設計される場合があるが、これらは、<u>構造物全体として横構や対傾構の機能を補完することで鋼桁橋が必要とする横荷重への抵抗や、構造物全体の剛性の確保等の要求を満たしているものである。橋として必要な性能が確保されていればこのような構造も可能であると考えられるが、横構の省略や対傾構の簡略化が床版等の他の部材に及ぼす影響や完成時、架設時における構造全体系の安定性、地震時の荷重の確実な伝達、また曲線橋においてはねじれに対する安全性などについても十分検討を行い、橋に要求される性能が確保できることを検証する必要がある。</u>	ト合成床版を有する少数主桁橋などにおいて、横構を省略したり、対傾構を簡略化した構造が設計される場合には、<u>構造物全体として横構や対傾構の機能を補完することで鋼桁橋が必要とする横荷重への抵抗や、構造物全体の剛性の確保等の要求を満たすよう、構造物全体の安全性や耐久性が横方向部材を省略していない場合と同等の信頼性が得られることを確認する必要がある。</u> また、このような形式の適用にあたっては、<u>横構の省略や対傾構の簡略化が床版等の他の部材に及ぼす影響や完成時、架設時における構造全体系の安定性、地震時の荷重の確実な伝達、曲線橋においてはねじれに対する安全性などについても十分検討を行い、橋の立体的機能を確保する必要がある。横荷重としては、風荷重や地震の影響など、断面方向に対して3章に規定する作用の組合せについて適切に考慮する必要がある。</u> 横構を省略したり、対傾構を簡略化した鋼桁を主桁とする橋の上部構造を設計する場合、<u>橋の立体的な機能を満足するために、橋の断面形の保持、剛性の確保、横荷重を支点部へ円滑に伝達できる構造であることを、個別に検証する必要がある。</u> 1) 橋の断面形の保持 <u>対傾構及び横構を有する1形断面の鋼桁橋は、対傾構及び横構により主桁の水平方向変形が拘束されているため、橋の断面形は保持されるものとみなして、主桁と対傾構を梁要素とした平面骨組み解析によって設計されている。対傾構、横構及び横桁の一部又は全部を簡略化したり省略した構造では、鉛直荷重に対する支間のたわみによって主桁が面外方向に変位するため、断面形状が維持される構造に比べてねじり剛性が低下する傾向にあることから、偏載荷重に対して大きなねじり変形が生じないことを確認する必要がある。</u> 2) 剛性の確保 <u>上横構を省略し、その代替機能を床版に期待する場合、床版がない桁のみの状態ではねじり剛性が極めて小さい構造系となる。したがって、架設時や床版打設時などの施工時には、完成形と異なる抵抗断面となり変形しやすく座屈耐力が低下するため、桁の形状保持と横倒れ座屈に対する安全確保が必要となる。</u> <u>ここで、水平剛性の確保は床版の水平剛性に期待することができているが、床版と桁の定着を確実に行うとともに床版には主桁と同等の耐久性を確保することが前提条件となる。</u> <u>また、剛性の低下は耐風安定性の低下につながることもある。そのため、横構が省略された2主桁桁で支間長が比較的長い場合のように耐風安定性の低下が考えられる場合には、耐風安定性を照査する必要がある。</u> 3) 横荷重の支点部への円滑な伝達 <u>支承形式の橋では上部構造に作用する横荷重は支承部を介して下部構造へと伝達されるため、支間部など支点と離れた部位に作用する横荷重は対傾構や横構、床版を介し</u>

改定案（13章）	現行	備考
て支点部に作用することとなる。このため対傾構や横構を省略する場合には、対傾構や横構が担っていた荷重伝達分を床版が担うことになり、その影響を床版の設計時に適切に考慮する必要がある。 対傾構と横構のいずれかのみ省略される場合には、配置された対傾構や横構が床版と協働又は分担して横荷重を支点部まで伝達することとなる。このような場合には荷重伝達経路を把握した上でそれぞれの部材を適切に設計するとともに、橋全体として所要の立体的機能が満足されることを検証する。 なお、床版が抵抗する分の荷重を確実に伝達できるように止めを配置する必要がある。	11.6.2 対傾構 (1) 鋼桁橋の支点では、各主桁間に端対傾構を設ける。 (2) I形断面及びπ形断面の鋼桁橋では、6m以内で、かつ、フランジ幅の30倍を超えない間隔で中間対傾構を設ける。箱形断面の鋼桁橋でもこれに準じるのがよい。 (3) 床版を3本以上の桁で支持し、かつ、桁の支間が10mを超える場合は、それらの桁の間には剛な荷重分配横桁を設ける。荷重分配横桁の間隔は20mを超えてはならない。 (4) 荷重分配作用をさせる対傾構は主要部材として設計する。 (5) 下路式の鋼桁橋では、床桁取付部はニーブレース板等により床桁と主桁の垂直補剛材を連結し、横方向の変形に対して補剛する。この場合ニーブレース板、補剛材等の各部の構造は、支間中最大の圧縮フランジ軸力の1%の横力に対して安全であるように設計する。この軸力は圧縮フランジ面内で各床桁取付点にフランジに直角に作用させる。耐力を期待しない場合でも、ニーブレース板の自由辺の長さは板厚の60倍を超えてはならない。 この場合の圧縮フランジの許容応力度の計算に用いる固定点間距離は、ニーブレースの中心間隔を用いる。 	
13.8.2 対傾構 (1) 鋼桁橋の支点では、各主桁間に端対傾構を設ける。 (2) I形断面及びπ形断面の鋼桁橋では、6m以内で、かつフランジ幅の30倍を超えない間隔で中間対傾構を設ける。箱形断面の鋼桁橋でもこれに準じるのがよい。 (3) 床版を3本以上の桁で支持し、かつ桁の支間が10mを超える場合は、それらの桁の間には剛な荷重分配横桁を設ける。荷重分配横桁の間隔は20mを超えてはならない。 (4) 荷重分配作用をさせる対傾構は主要部材として設計する。 (5) 下路式の鋼桁橋では、床桁取付部はニーブレース板等により床桁と主桁の垂直補剛材を連結し、横方向の変形に対して補剛する。この場合ニーブレース板、補剛材等の各部の構造は、支間中最大の圧縮フランジ軸力の1%の横力に対して安全であるように設計する。この軸力は圧縮フランジ面内で各床桁取付点にフランジに直角に作用させる。耐力を期待しない場合でも、ニーブレース板の自由辺の長さは板厚の60倍を超えてはならない。 この場合の圧縮フランジの応力度の制限値の計算に用いる固定点間距離は、ニーブレースの中心間隔を用いる。 		

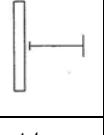
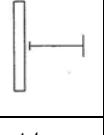
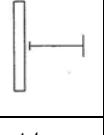
改定案（13章）		現行	備考
図-13.8.1 ニープレースの自由辺 上路式の鋼桁の端対傾構には各種横荷重の反力が作用するため、十分な強度と剛性をもつものを全ての主桁間に設ける必要がある。 I 形断面の鋼桁では、荷重の過度な集中を緩和し、主桁間の相対たわみを抑制するために、中間対傾構を設けることを規定している。この間隔は従来の設計の経験と床版のコンクリートに対する配慮を基に定めている。箱形断面の鋼桁は、活荷重の分配作用も大きく、横荷重や偏心荷重等に対しても安定であるため、十分な検討を行った場合には、対傾構間隔が 6m を超えてもよいことにしている。 11.2.3 で定めるコンクリート系床版の設計上の仮定に反しないように、中間対傾構と同時に荷重分配横桁を設けることにしている。このとき荷重分配横桁は、各主桁の相対たわみによる床版への悪影響を除くに十分なものである必要がある。鋼桁橋の支間長、主桁間隔、断面二次モーメントをそれぞれ I、a、I とし、荷重分配横桁の断面二次モーメントを I_a とすると、格子剛度 $Z=(I/2a)^3 \cdot (I_a/I)$ と表されるが、上記の影響は Z に大きく関係する。Z の所要量は、支間長の増加に伴って増大するが、支間長 30m で、Z はほぼ 10 程度が必要である。 下路式の鋼桁においては、主桁の高さ全体に対傾構を取付けることはできないので、通常主桁と床版の間に取付けられたニープレースによって、上フランジ格点に作用する荷重を下フランジ格点に伝達させると同時に、上フランジの座屈に抵抗させる。ここではポニートラスと同様の考え方から、圧縮フランジの最大軸力の 1% の横力に対して抵抗できるようにニープレースの設計を行った場合は、それは十分な強度を有するとともに圧縮フランジの座屈に対する安全性にも十分寄与するとみなされるので、圧縮フランジの軸方向圧縮応力度の制限値の計算において対傾構間隔を有効座屈長としてよいことを規定している。ニープレース板の自由辺の長さが板厚の 60 倍を超える場合は、フランジを取付ける等の方法により座屈を防止する必要がある。 13.8.3 横 構 (1) I 形断面の鋼桁橋には、横荷重を支承部に円滑に伝達するように上横構及び下横構を設けるのを原則とする。 (2) 上路式の鋼桁橋で鋼床版又はコンクリート系床版と桁とが結合されている、桁の横ねじれ等に耐えられる場合は、上横構を省略することができる。 (3) 支間が 25m 以下で強固な対傾構がある場合は、下横構を省略することができる。 ただし、曲線橋では下横構を省略してはならない。		図-11.6.1 ニープレースの自由辺 上路式の鋼桁の端対傾構には各種横荷重の反力が作用するため、十分な強度と剛性をもつものを全ての主桁間に設ける必要がある。 I 形断面の鋼桁では、荷重の過度な集中を緩和し、主桁間の相対たわみを抑制するために、中間対傾構を設けることを規定している。この間隔は従来の設計の経験と床版のコンクリートに対する配慮を基に定めている。箱形断面の鋼桁は、活荷重の分配作用も大きく、横荷重や偏心荷重等に対しても安定であるため、十分な検討を行った場合には、対傾構間隔が6mを超えてもよいことにしている。 9.2.4及び9.3.4で定めるコンクリート床版の設計上の仮定に反しないように、中間対傾構と同時に荷重分配横桁を設けることにしている。これは、各主桁の相対たわみによる床版への悪影響を除くに十分なものである必要がある。鋼桁橋の支間長、主桁間隔、断面二次モーメントをそれぞれ I、a、I とし、荷重分配横桁の断面二次モーメントを I_a とすると、格子剛度 $Z=(I/2a)^3 \cdot (I_a/I)$ と表されるが、上記の影響は Z に大きく関係する。Z の所要量は、支間長の増加に伴って増大するが、支間長 30m で、Z はほぼ 10 程度が必要である。 下路式の鋼桁においては、主桁の高さ全体に対傾構を取付けることはできないので、通常主桁と床版の間に取付けられたニープレースによって、上フランジ格点に作用する荷重を下フランジ格点に伝達させると同時に、上フランジの座屈に抵抗させる。ここではポニートラスと同様の考え方から、圧縮フランジの最大軸力の 1% の横力に対して抵抗できるようにニープレースの設計を行った場合は、それは十分な強度を有するとともに圧縮フランジの座屈に対する安定性にも十分寄与するとみなされるので、圧縮フランジの計算において対傾構間隔を有効座屈長としてよいことを規定している。ニープレース板の自由辺の長さが板厚の 60 倍を超える場合は、フランジを取付ける等の方法により座屈を防止する必要がある。 11.6.3 横 構 (1) I 形断面の鋼桁橋には、横荷重を支承部に円滑に伝達するように上横構及び下横構を設けるのを原則とする。 (2) 上路式の鋼桁橋で鋼床版又はコンクリート床版と桁とが結合されていて、桁の横倒れ等に耐えられる場合は、上横構を省略することができる。 (3) 支間が25m以下で強固な対傾構がある場合は、下横構を省略することができる。 ただし、曲線橋では下横構を省略してはならない。	

改定案（13章）	現行	備考
I 形断面の鋼桁では横荷重に抵抗するとともに、構造物全体の剛性を確保するために、<u>上下に横構を設けることを原則としている</u>。 上路式の鋼桁で床組が横力に対して特に強固なもの、例えば鋼床版、コンクリート系床版等で、床組と主桁が確実に結合されている場合は上横構を省略してよい。なお、強固な対傾構がある場合は、横力に対する十分な剛性と抵抗があると考えられるので、支間が 25m 以下では下横構も省略してよいという緩和規定を設けている。 一般に横構は架設時に桁の形状を保持するうえで極めて有効であるので、みだりに省略しないことが望ましい。 曲線橋において横構を省略すると、構造物全体のねじり抵抗が不足して危険となる場合が多いので、横構を省略してはならない。また、主桁間隔の小さな 2 主桁橋では、全体横ねじれ座屈が重要な問題になることがあり、この場合横構の設計には十分注意する必要がある。 横構の骨組線は、主桁の骨組線上において互いに交わるように設計するのが基本である。やむを得ず偏心が大きくなる場合は、偏心による応力を考慮する必要がある。	I 形断面の鋼桁では横荷重に抵抗するとともに、構造物全体の剛性を確保する意味で、<u>上下に横構を設けることを原則としている</u>。 上路式の鋼桁で床組が横力に対して特に強固なもの、例えば鋼床版、コンクリート床版等で、床組と主桁が確実に結合されている場合は上横構を省略してよい。なお、強固な対傾構がある場合は、横力に対する十分な剛性と抵抗があると考えられるので、支間が25m以下では下横構も省略してよいという緩和規定を設けている。 一般に横構は架設時に桁の形状を保持するうえで極めて有効であるので、みだりに省略しないことが望ましい。 曲線橋において横構を省略すると、構造物全体のねじり抵抗が不足して危険となる場合が多いので、横構を省略してはならない。また、主桁間隔の小さな2主桁橋では、全体横倒れ座屈が重要な問題になることがあり、この場合横構の設計には十分注意する必要がある。 横構の骨組線は、主桁の骨組線上において互いに交わるように設計するのが基本である。やむを得ず偏心が大きくなる場合は、偏心による応力を考慮する必要がある。	
13.9 ダイアフラム等による補剛	11.7 ダイアフラム等による補剛	
箱形断面の鋼桁の設計にあたっては、ダイアフラム等の補剛により断面形状が保持できる構造とするとともに、集中力の作用点では力の伝達が確実となるようにする。	箱形断面の鋼桁の設計にあたっては、ダイアフラム等の補剛により断面形状が保持できる構造とするとともに、集中力の作用点では力の伝達が確実となるようにする。	
箱形断面の鋼桁に荷重が偏心して作用する場合や、輪荷重が直接フランジに作用する場合に、構造条件によっては桁の断面変形に伴い二次応力が大きくなることもある。このような断面変形に伴う二次応力が十分小さくなるようにするために、箱形断面の鋼桁ではダイアフラムを適切な間隔で配置する等により、断面の立体形状が保持できる構造にするとともに、集中力の作用点にあつては力の伝達が確実となるように設計する必要がある。具体的な設計方法については、「鋼道路橋設計便覧」（日本道路協会）^⑨を参考にすることができる。	箱形断面の鋼桁に荷重が偏心して作用する場合や、輪荷重が直接フランジに作用する場合に、構造条件によっては桁の断面変形に伴い二次応力が大きくなることもある。このような断面変形に伴う二次応力が十分小さくなるようにするために、箱形断面の鋼桁ではダイアフラムを適切な間隔で配置する等により、断面の立体形状が保持できる構造にするとともに、集中力の作用点にあつては力の伝達が確実となるように設計する必要がある。具体的な設計方法については、「鋼道路橋設計便覧」（日本道路協会）^⑨を参考にすることができる。	
13.10 そり	11.8 そり	
主桁又は主構には、死荷重、コンクリートの乾燥収縮、クリープ及びブレストレス力等によるたわみに対して、路面が所定の高さになるように、そりをつける。	主桁又は主構には、死荷重、コンクリートの乾燥収縮、クリープ及びブレストレス等によるたわみに対して、路面が所定の高さになるように、そりをつける。	
この条文のそりとは、死荷重等による桁のたわみに対応する上げ越しを意味している。なお、特殊な場合には、死荷重のほかにコンクリートの乾燥収縮、クリープ及びブレストレス等によるたわみに対する上げ越しが必要となることがある。	この条文のそりとは、死荷重等による桁のたわみに対応する上げ越しを意味している。なお、特殊な場合には、死荷重のほかにコンクリートの乾燥収縮、クリープ及びブレストレス等によるたわみに対する上げ越しが必要となることがある。	

改定案（13章）	現行	備考
死荷重によるたわみも小さく、それを省略しても路面高さが確保できると考えられる場合には省略することも可能であるが、コンクリート系床版のハンチの高さの調節によって、路面の勾配を確保するような場合には、ハンチや床版のコンクリートに無理な応力が加わらないように注意する必要がある。 参 考 文 献 1) Komatsu, S. : Ultimate Strength of Stiffened Plate Girders Subjected to Shear, Proc. IABSE Colloquium, London, 1971. 2) 小松, 西村 : せん断力を受けるプレートガーダーの設計基準と極限強度に対する安 全性について, 第18回橋梁構造工学研究発表会論文集, 1971年12月 3) DIN 4114, 1952 4) AASHTO : Standard Specification for Highway Bridges, 12th ed. ,1977 5) (社) 日本道路協会 : 鋼道路橋の疲労設計指針, 平成14年 6) (社) 日本道路協会 : 鋼道路橋設計便覧, 昭和55年 7) 国土交通省 国土技術政策総合研究所, (社) プレストレスト・コンクリート建設 業協会, (社) 日本橋梁建設協会 : 国土技術政策総合研究所資料共同研究報告書 道路橋の技術評価手法に関する研究－新技術評価のガイドライン (案)－	死荷重によるたわみも小さく、それを省略しても路面高さが確保できると考えられる場合には省略することも可能であるが、コンクリート床版のハンチの高さの調節によって、路面の勾配を確保するような場合には、ハンチや床版のコンクリートに無理な応力が加わらないように注意する必要がある。 参 考 文 献 1) Komatsu, S. : Ultimate Strength of Stiffened Plate Girders Subjected to Shear, Proc. IABSE Colloquium, London, 1971. 2) 小松定夫, 西村宣男 : せん断力を受けるプレートガーダーの設計基準と極限強度に 対する安全性について, 第18回橋梁構造工学研究発表会論文集, 1971.12 3) DIN 4114, 1952 4) AASHTO : Standard Specifications for Highway Bridges, 12th ed. , 1977 5) (社) 日本道路協会 : 鋼道路橋設計便覧, 1980.8	

新旧対比表

Ⅱ 鋼橋・鋼部材編			
改定案（14章）		現行	備考
14章 コンクリート系床版を有する鋼桁 14.1 一般 14.1.1 適用の範囲 この章は、コンクリート系床版を有する鋼桁の設計に適用する。なお、この章に規定しない鋼桁部分の設計は13章、床版部分の設計については11章の規定による。 コンクリート系床版を有する鋼桁の設計について規定している。コンクリート系床版を有する鋼桁には、床版のコンクリートと鋼桁とが桁の全長にわたって、両者が一体となって働くように結合し、コンクリート系床版を鋼桁と一体に桁断面として考慮する設計を行う場合のほか、コンクリート系床版を桁の耐力設計上の有効断面として全く考慮しない設計や、鋼桁との合成作用を完全には考慮しない設計も行われてきた。この示方書の規定は、このような設計を行う場合についても適用できるものの、コンクリート系床版と鋼桁が全長にわたって適切に結合され、両者が一体となった合成断面として扱う設計を行う場合以外については、合成効果を不完全な形で考慮できる結合方法を含め具体的な照査方法や構造細目などの規定を普遍的に示すことが困難であるために規定されていない。 そのため、コンクリート系床版と鋼桁の合成効果を完全に見込まない設計を行う場合や、この示方書に規定される以外のずれ止めを用いるなどの場合には、実際に生じるコンクリート系床版と鋼桁の合成作用の影響も適切に考慮して、床版及び鋼桁の双方が確実に所要の性能を発揮できるように照査方法から慎重に検討する必要がある。 合成作用を完全合成として考慮する桁構造である合成桁には、単純合成桁のほかはプレストレスを導入する連続合成桁及びプレストレスしない連続合成桁が含まれる。 連続合成桁は、負の曲げモーメントによって床版のコンクリートに生じる引張応力への対応のために、支点の上昇降下、PC鋼棒の緊張等によるプレストレスの導入が必要であり、設計及び施工が煩雑となる。このような煩雑さが緩和される方法としてプレストレスしない連続合成桁もあり、これについても本章の規定の多くは適用可能である。 一方で、コンクリート系床版と鋼桁の合成作用を鋼桁全長にわたって完全な形で設計上		12章 コンクリート床版を有する桁構造 12.1 一般 12.1.1 適用の範囲 この章は、コンクリート床版を有する桁構造の設計に適用する。なお、鋼桁部分の設計は11章の規定による。また、本章に規定しない床版部分の設計については9章の規定による。 本章では、コンクリート床版を有する桁構造について規定している。これらには設計上床版と鋼桁の合成作用を考慮したものとしいないものがあり、合成作用を考慮する桁構造である合成桁には、単純合成桁のほかはプレストレスを導入する連続合成桁及びプレストレスしない連続合成桁が含まれる。 合成桁は、床版のコンクリートと鋼桁とが桁の全長にわたって適当なずれ止めで結合され、両者が一体となって働くものである。そのためには、鋼桁及び床版のコンクリートに生じる応力が、定められた荷重状態で許容応力度を満足する必要がある。この場合、単純桁においてはさほど問題ないが、連続桁においては、負の曲げモーメントによって床版のコンクリートに生じる引張応力処理するために、支点の上昇降下、PC鋼棒の緊張等によるプレストレスの導入が必要であり、設計施工が煩雑となる。このような煩雑さをできるだけ解消し、併せて連続桁のもつ経済性、走行性、耐力等長の長所を採り入れようとするコンクリート床版を有する桁構造に、プレストレスしない連続桁がある。本編では、従来どおりプレストレスしない連続桁を対象に含め、弾性合成桁、断続合成桁、部分合成桁については対象外として	

改定案（14章）	現行	備考												
考慮しない桁形式として、弾性合成桁、断続合成桁、部分合成桁などの実績があるが、これらについては上記のように、設計方法などやずれ止めの形式や配置の方法によってもその性能は大きく異なり、この示方書ではこれらについて具体的な照査方法などは規定していない。 このほか、トラス上弦材にコンクリート系床版を合成させた合成トラス、軽量骨材コンクリートを用いた合成桁、プレキャスト床版を用いた合成桁の実例もあり、これらについても、この章の多くの規定は準用できるものの、多様な構造条件に対して要求性能を満足できる普遍的な照査基準は確立しておらず、構造条件に応じて本章の規定によらず所要の性能が満足されるよう設計を行う必要がある。 プレストレスを導入する断続合成桁の場合、応力調整を伴う現場の施工管理に十分注意する必要がある。また、プレストレスしない断続合成桁の場合、床版のコンクリートに生じるひび割れに対する処置等、設計及び施工には慎重な配慮が必要である。更に、斜橋や曲線橋に合成桁を用いる場合は、斜橋では端部回転軸の違いやたわみ差による床版のねじり、曲線橋では桁ねじり等により、床版に大きな付加的な力が作用することがあるので慎重な配慮が必要である。	このほかトラス上弦材にコンクリート床版を合成させた合成トラス、軽量骨材コンクリートを用いた合成桁、プレキャスト床版を用いた合成桁の実例もあるが、問題点もあるのでこの章の適用の範囲外としている。しかし、これらに対する参考としてこの章を準用することは差し支えない。 プレストレスする断続桁の場合、応力調整を伴う現場の施工管理に十分注意する必要がある。また、プレストレスしない断続桁の場合、床版のコンクリートに生じるひび割れに対する処置等設計施工には慎重な配慮が必要である。更に、斜橋や曲線橋に合成桁を用いる場合は、床版に大きな付加的な力が作用することがあるので慎重な配慮が必要である。													
14.1.2 床版の合成作用の取り扱い (1) コンクリート系床版を有する鋼桁の設計にあたっては、床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を適切に考慮しなければならない。 (2) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、桁の変形、断面力及び不静定力を適切に評価するとともに、引張応力が生じる部分のコンクリートの断面を適切に評価して桁断面の応力を算出しなければならない。 (3) (4)及び(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (4) 桁断面の応力を算出する場合、コンクリート系床版と鋼桁との合成作用の取扱いは、表-14.1.1に示すとおりとする。 (5) 桁断面の弾性変形及び不静定力を算出する場合は、表-14.1.1によらず、コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮する。 <table> <tr> <th>曲げモーメントの種類</th><th>合成作用の取扱い</th><th>摘要</th></tr> <tr> <td>正</td><td>コンクリート系床版を桁の断面に算入する</td><td></td></tr> </table>	曲げモーメントの種類	合成作用の取扱い	摘要	正	コンクリート系床版を桁の断面に算入する		12.1.2 床版の合成作用の取扱い (1) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮して設計する場合には、桁の変形、断面力及び不静定力を適切に評価するとともに、引張応力が生じる部分のコンクリート断面を適切に評価して合成断面の応力を算出しなければならない。 (2) 次の(3)及び(4)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) 主桁の断面応力を算出する場合、床版の合成作用の取扱いは表-12.1.1に示すとおりとする。 (4) 主桁の弾性変形及び不静定力を算出する場合は、表-12.1.1によらず床版のコンクリートの合成作用を考慮する。 <table> <tr> <th>曲げのモーメントの種類</th><th>合成作用の取扱い</th><th>適用</th></tr> <tr> <td>正</td><td>床版のコンクリートを桁の断面に算入する。</td><td></td></tr> </table>	曲げのモーメントの種類	合成作用の取扱い	適用	正	床版のコンクリートを桁の断面に算入する。		
曲げモーメントの種類	合成作用の取扱い	摘要												
正	コンクリート系床版を桁の断面に算入する													
曲げのモーメントの種類	合成作用の取扱い	適用												
正	床版のコンクリートを桁の断面に算入する。													

改定案（14章）				現行		備考
負		引張応力が生じる床版において、コンクリートの断面を有効とする設計を行う場合	コンクリート系床版を桁の断面に算入する		引張応力を受ける床版において、コンクリートの断面を有効とする設計を行う場合	
		引張応力が生じる床版において、コンクリートの断面を無視する設計を行う場合	コンクリート系床版の橋軸方向鉄筋のみの桁の断面に算入する			
この項は、コンクリート系床版を有する鋼桁の桁断面の応答算出における、コンクリート床版と鋼桁部分の合成作用の取扱いを規定したものである。 (1) コンクリート系床版を桁断面に見込まずに設計したとしても、床版と鋼桁が付着のみによらずスラブ止めなど、なんらかの方法で結合されている場合、少なくとも日常的な荷重条件下では、両者は一体に挙動している可能性が高いことが知られている。そのため、剛なずれ止めで桁全長にわたって両者を結合し、想定荷重条件下に対して確実に一体で挙動するように設計する場合以外においても、設計では床版と鋼桁で実際に生じる合成作用について床版と鋼桁の双方に対して安全であるだけでなく、その合成効果を適切に考慮して所要の性能が満足されるようしなければならないことが規定されている。なお、合成作用の影響を考慮するにあたっては、ずれ止めを含むすべての部材の疲労耐久性や偶発作用が支配的な場合を含む設計で考慮するすべての設計状況に対して床版と鋼桁の合成効果を適切に考慮しなければならないことに留意する必要がある。 (4) 図-解 14.1.1に示すように、連続合成桁では、荷重載荷状態によって一つの断面において正及び負の曲げモーメントが生じる。 引張応力が生じるコンクリート系床版において、コンクリートの断面を無視する合成桁では、正の曲げモーメントに対しては床版のコンクリートと鋼桁との合成断面（図-解 14.1.2）を抵抗断面とし、負の曲げモーメントに対しては床版のコンクリートは無視するが、この中の橋軸方向鉄筋と鋼桁との鋼断面（図-解 14.1.3）を抵抗断面として応力を算出するものである。 一方、引張応力が生じるコンクリート系床版において、コンクリートの断面を有効とする設計を行う合成桁においては、曲げモーメントの符号とは無関係に床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮する必要がある、これらを一括して、表-14.1.1のように示したものである。 なお、上に示した考え方はゲルバー桁等にも準用することができる。						
(3) 図-解 12.1.1に示すように、連続桁では、載荷状態によって一つの断面において正及び負の曲げモーメントが生じるが、引張応力を受けるコンクリート床版においてコンクリートの断面を無視する連続桁では、正の曲げモーメントに対しては床版のコンクリートと鋼桁との合成断面（図-解 12.1.2 参照）を、負の曲げモーメントに対しては床版のコンクリートは無視するが、この中の橋軸方向鉄筋と鋼桁との鋼断面（図-解 12.1.3 参照）を、それぞれ抵抗断面として応力を算出するものである。したがって、合成断面の計算においても橋軸方向鉄筋を算入してもよいが、その経済的な効果は少ないので計算の簡略化のために一般的にはこれを無視して差し支えない。 一方、引張応力を受けるコンクリート床版においてコンクリートの断面を有効とする設計を行う連続桁においては、曲げモーメントの符号とは無関係に床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するわけであり、これらを一括して、表-12.1.1のように示したものである。 なお、上に示した考え方はゲルバー桁等にも準用することができる。						

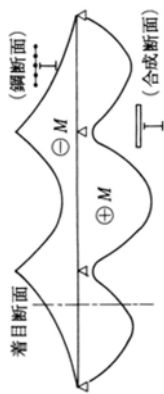


図-解 14.1.1 連続合成桁における抵抗断面

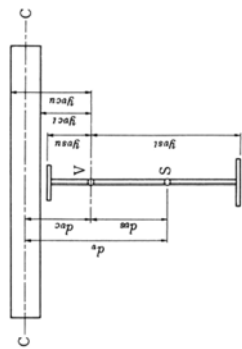


図-解 14.1.2 床版のコンクリートを桁の断面に算入する場合

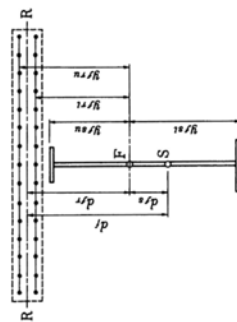


図-解 14.1.3 橋軸方向鉄筋を桁の断面に算入する場合

(5) コンクリートの断面を無視して設計する場合においても、引張域にある床版のコンクリートは、その大部分が有効に働く。したがって、桁の弾性変形、不静定力を計算する場合は、引張域にある床版のコンクリートを無視するのは妥当ではなく、その合成作用を考慮することとしている。

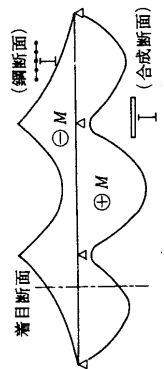


図-解 12.1.1 連続桁における合成作用の取扱い

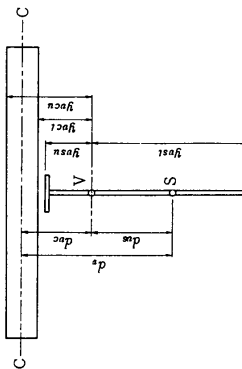


図-解 12.1.2 床版コンクリートを算入する場合

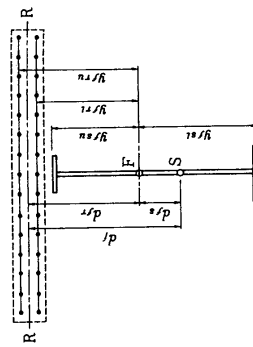


図-解 12.1.3 橋軸方向鉄筋を算入する場合

(4) コンクリートの断面を無視して設計する場合においても、引張域にある床版のコンクリートは実際上は、その大部分が有効に働く。したがって、主桁の弾性変形、不静定力を計算する場合は、引張域にある床版のコンクリートを無視するのは妥当ではなく、その合成作用を考慮することにしたものである。

改定案（14章）		現行	備考																												
14.2 設計に関する一般事項		12.2 設計に関する一般事項																													
14.2.1 床版のコンクリートと鋼材とのヤング係数比		12.2.2 鋼材と床版のコンクリートとのヤング係数比																													
(1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、桁の弾性変形、断面力及び不静定力等の算出に用いる鋼材と床版のコンクリートとのヤング係数比を適切に設定する。 (2) 床版のコンクリートの設計基準強度σ_{sk}が27N/mm²から35N/mm²までの範囲において、床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮する設計を行う場合には、桁の弾性変形、断面力及び不静定力等の算出に用いる床版のコンクリートと鋼材とのヤング係数比nは、7を標準としてよい。		(1) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮して設計する場合には、主桁の弾性変形、不静定力及び断面応力等の算出に用いる鋼材と床版のコンクリートとのヤング係数比を適切に設定する。 (2) 床版のコンクリートの設計基準強度σ_{sk}が27N/mm²から35N/mm²までの範囲において床版と鋼桁の合成作用を考慮した設計を行う場合には、主桁の弾性変形、不静定力及び断面応力等の算出に用いる鋼材と床版のコンクリートとのヤング係数比nは、7を標準とする。																													
(2) 床版を桁断面に見込む場合の床版のコンクリートの設計基準強度σ_{sk}の範囲は、通常27～35N/mm²程度と考えられるが、4.2.2に規定されるヤング係数（表-解14.2.1）を用いてヤング係数比nを計算すると従来の値よりも若干大きめの値となる。しかしながら、床版を桁断面に見込む場合、ヤング係数比の多少の変化が変形量や断面力の算出に及ぼす影響は小さく、構造物の安全性に与える影響は小さいと考えられることから、従来どおり$n=7$としてよいこととしている。なお、砕石まじり砂利又は砕石を骨材としたコンクリートの場合は、川砂利使用のコンクリートに比べ、同一配合ならばワーカビリティが低下し、また同一水セメント比ならば強度は大きくなる傾向がある。しかし、圧縮強度とヤング係数との関係には差はないとみられているので、所要のワーカビリティと設計基準強度を保持するように配合が行われる限り$n=7$を標準としてもよい。 なお、床版としてのコンクリートや鉄筋の応力度を算出する場合のヤング係数比については11章の規定による。		(2) 合成桁に用いる床版のコンクリートの設計基準強度σ_{sk}の範囲は、通常27～35N/mm²程度と考えられるが、共通編で規定されるヤング係数（表-解12.2.1）を用いて、ヤング係数比nを計算すると従来の値よりも若干大きめの値となる。しかしながら、合成桁の場合、ヤング係数比の多少の変化が変形量や断面応力の計算に及ぼす影響は小さく、構造物の安全性に与える影響は小さいと考えられることから、従来どおり$n=7$としてよいこととしている。 なお、砕石まじり砂利又は砕石を骨材としたコンクリートの場合は、川砂利使用のコンクリートに比べ、同一配合ならばワーカビリティが低下し、また同一水セメント比ならば強度は大きくなる傾向がある。しかし、圧縮強度とヤング係数との関係には差はないとみられているので、所要のワーカビリティと設計基準強度を保持するように配合が行われる限り$n=7$を標準としてもよい。 なお、床版としてのコンクリートや鉄筋の応力度を算出する場合のヤング係数比については9章の規定による。																													
表-解14.2.1 コンクリートのヤング係数 (N/mm ²)		表-解12.2.1 コンクリートのヤング係数 (N/mm ²)																													
<table><tr><td>設計基準強度σ_{sk}</td><td>21</td><td>24</td><td>27</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td></tr><tr><td>ヤング係数</td><td>2.35×10⁴</td><td>2.5×10⁴</td><td>2.65×10⁴</td><td>2.8×10⁴</td><td>3.1×10⁴</td><td>3.3×10⁴</td></tr></table>		設計基準強度 σ_{sk}	21	24	27	30	40	50	ヤング係数	2.35×10 ⁴	2.5×10 ⁴	2.65×10 ⁴	2.8×10 ⁴	3.1×10 ⁴	3.3×10 ⁴	<table><tr><td>設計基準強度σ_{sk}</td><td>21</td><td>24</td><td>27</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td></tr><tr><td>ヤング係数</td><td>2.35×10⁴</td><td>2.5×10⁴</td><td>2.65×10⁴</td><td>2.8×10⁴</td><td>3.1×10⁴</td><td>3.3×10⁴</td></tr></table>	設計基準強度 σ_{sk}	21	24	27	30	40	50	ヤング係数	2.35×10 ⁴	2.5×10 ⁴	2.65×10 ⁴	2.8×10 ⁴	3.1×10 ⁴	3.3×10 ⁴	
設計基準強度 σ_{sk}	21	24	27	30	40	50																									
ヤング係数	2.35×10 ⁴	2.5×10 ⁴	2.65×10 ⁴	2.8×10 ⁴	3.1×10 ⁴	3.3×10 ⁴																									
設計基準強度 σ_{sk}	21	24	27	30	40	50																									
ヤング係数	2.35×10 ⁴	2.5×10 ⁴	2.65×10 ⁴	2.8×10 ⁴	3.1×10 ⁴	3.3×10 ⁴																									
14.2.2 床版のコンクリートのクリープ		12.2.6 床版のコンクリートのクリープ																													
(1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたって、床版のコンクリートに持続荷重による応力が作用する場合には、床版のコンクリートのクリープによる応力度の算出において、その影響を適切に評価しなければならない。		(1) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮して設計する場合において、床版のコンクリートに持続荷重による応力が作用する場合には、床版のコンクリートのクリープによる応力度の算出にあたって、その影響を適切に評価しなければならない。																													

(2) 合成断面としての床版のコンクリートに持続荷重による応力が作用する場合、床版のコンクリートのクリープによる応力度の算出に用いるクリープ係数 ϕ_1 は2.0を標準としてよい。

(2) 合成断面としての床版のコンクリートに持続荷重による応力が作用する場合、床版のコンクリートのクリープによる応力度の算出に用いるクリープ係数 ϕ_1 は2.0を標準としてよい。

クリープ係数はコンクリートの養生、湿潤等の状態や品質に関係し、材齢の若い時期から死荷重やプレストレス力等のように継続的に作用する荷重（持続荷重）を作用させるほど大きくなる。一般に、道路橋の置かれる気象状態及び14.3.8に示される合成作用の始まる時期を考慮すると、クリープ係数は $\phi=2.0$ としてよいと考えられる。ただし、早期に荷重を与えることが予想される場合はクリープ係数の割増しを考慮する必要がある。

コンクリートの初期応力度を σ_c 、クリープによる変化応力度を $\Delta\sigma$ とすれば、初期ひずみ ε_0 の変化ひずみ $\Delta\varepsilon$ は式(14.2.1)で表わされる。

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_\infty - \varepsilon_c = \left\{ \sigma_c \phi + \Delta\sigma_c \left(1 + \frac{\phi}{2} \right) \right\} / E_c$$

$$= (\sigma_c / E_c) \phi + \Delta\sigma_c / E_{c1}$$

ここに、 $E_{c1} = E_c / (1 + \phi / 2)$

..... (解14.2.1)

これより、変化ひずみ $\Delta\varepsilon$ は、鋼桁による拘束を受けない場合の $(\sigma_c / E_c) \phi$ と、ヤング係数 E_c の代わりに E_{c1} とした変化応力度 $\Delta\sigma_c$ によるひずみ $\Delta\sigma_c / E_{c1}$ の合計として表されることになる。

図-解14.2.1に示すように、鋼桁による拘束を受けない場合の自由なクリープひずみ $\varepsilon_{\phi 0}$ に対し、

$$P_\phi = E_{c1} \int_{\varepsilon_0}^{\varepsilon_{\phi 0}} \varepsilon_\phi dA = E_{c1} \cdot A_c \cdot \varepsilon_{\phi 0} \quad \text{..... (解14.2.2)}$$

なる引張応力をコンクリート断面に作用させて当初のひずみ状態に戻した後、鋼とコンクリートを接合させて P_ϕ を解放すれば、合成断面には P_ϕ なる軸圧縮力と、 $M_\phi = P_\phi \cdot (d_1 + r_c^2 / d_1)$ なる曲げモーメントが作用することになる。この両者の応力を重ね合わせることにより変化応力度 $\Delta\sigma_c$ は次のように求められる。

$$\varepsilon = \varepsilon_\infty - \varepsilon_c = \{ \sigma_c \cdot \phi + \Delta\sigma_c (1 + \phi / 2) \} / E_c$$

$$= (\sigma_c / E_c) \phi + \Delta\sigma_c / E_{c1} \quad \text{..... (解12.2.1)}$$

ここに、 $E_{c1} = E_c / (1 + \phi / 2)$

これより、変化ひずみ $\Delta\varepsilon$ は、鋼桁による拘束を受けない場合の $(\sigma_c / E_c) \phi$ と、ヤング係数 E_c の代わりに E_{c1} とした変化応力度 $\Delta\sigma_c$ によるひずみ $\Delta\sigma_c / E_{c1}$ の合計として表されることになる。

図-解12.2.1に示すように、鋼桁による拘束を受けない場合の自由なクリープひずみ ε_ϕ に対し、

$$P_\phi = E_{c1} \int_{\varepsilon_0}^{\varepsilon_{\phi 0}} \varepsilon_\phi dA = E_{c1} \cdot A_c \cdot \varepsilon_{\phi 0} \quad \text{..... (解12.2.2)}$$

なる引張応力をコンクリート断面に作用させて当初のひずみ状態に戻した後、鋼とコンクリートを接合させて P_ϕ を解放すれば、合成断面には P_ϕ なる軸圧縮力と、 $M_\phi = P_\phi \cdot (d_1 + r_c^2 / d_1)$ なる曲げモーメントが作用することになる。この両者の応力を重ね合わせることにより変化応力度 $\Delta\sigma_c$ は次のように求められる。

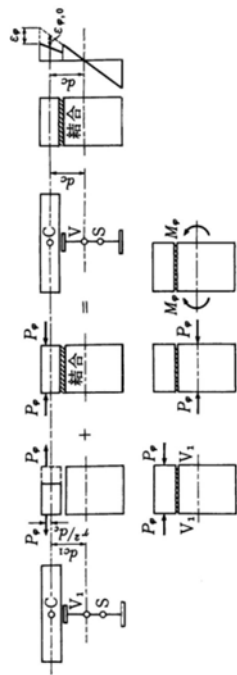


図-解 14.2.1 クリープひずみを受ける場合の応力度の算出方法

図-解 14.2.1 を参照し、 $n=E_s/E_c$ の代わりに、 $n_1=n(1+\phi_1/2)$ を用いて求めた合成断面の重心軸を V_1 、鋼に換算した断面二次モーメントを I_{v1} 、鋼に換算した断面積を A_{v1} とし、圧縮応力を正とすれば、

$$\left. \begin{aligned} \text{床版のコンクリート部} \\ \Delta\sigma_c &= \frac{1}{n_1} \left(\frac{P_\phi}{A_{v1}} + \frac{M_\phi y_{v1}}{I_{v1}} \right) - E_{cl} \frac{\sigma_c}{E_c} \phi_1 \\ \text{鋼桁部} \\ \Delta\sigma_s &= \frac{P_\phi}{A_{v1}} + \frac{M_\phi y_{v1}}{I_{v1}} \\ \text{ここに、} \\ P_\phi &= E_{cl} \cdot A_c \cdot \varepsilon_{\phi 0} = E_{cl} A_c \frac{N_c}{E_c A_c} \phi_1 = \frac{2\phi_1}{2+\phi_1} N_c \\ M_\phi &= P_\phi (d_{cl} + r_c^2/dc) \cong P_\phi \cdot d_{cl} \\ r_c^2 &= I_c/A_c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{解} 14.2.3)$$

N_c は、クリープを起こす当初の持続荷重状態において、床版のコンクリートに作用している圧縮力の合力で、作用曲げモーメントを M_d とかけば、

$$N_c = \frac{M_d}{n l_v} d_c \cdot A_c \dots\dots\dots (\text{解} 14.2.4)$$

更に、床版のコンクリートの重心に PC 鋼材を有する場合の PC 鋼材の変化応力度は、 $n_p=E_s/E_p$ とし、

$$\Delta\sigma_p = \frac{1}{n_p} \left(\frac{P_\phi}{A_{v1}} + \frac{M_\phi d_{cl}}{I_{v1}} \right) \dots\dots\dots (\text{解} 14.2.5)$$

なお、クリープの影響による合成桁の変形を求める場合の弾性荷重としては、曲げ変形については、

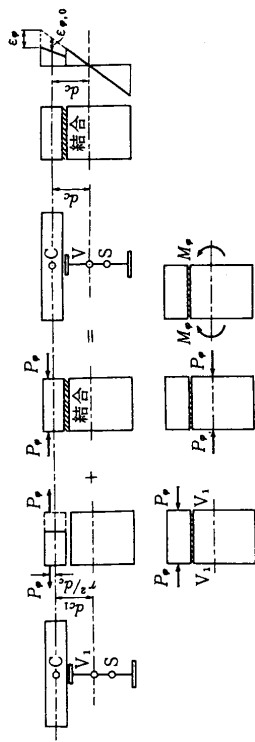


図-解 12.2.1 クリープひずみを受ける場合の応力度の算出方法

図-解 12.2.1 を参照し、 $n=E_s/E_c$ の代わりに、 $n_1=n(1+\phi_1/2)$ を用いて求めた合成断面の重心軸を V_1 、鋼に換算した断面二次モーメントを I_{v1} 、鋼に換算した断面積を A_{v1} とし、圧縮応力を正とすれば、

$$\left. \begin{aligned} \text{床版のコンクリート部} \\ \Delta\sigma_c &= \frac{1}{n_1} \left(\frac{P_\phi}{A_{v1}} + \frac{M_\phi y_{v1}}{I_{v1}} \right) - E_{cl} \frac{\sigma_c}{E_c} \phi_1 \\ \text{鋼桁部} \\ \Delta\sigma_s &= \frac{P_\phi}{A_{v1}} + \frac{M_\phi y_{v1}}{I_{v1}} \\ \text{ここに、} \\ P_\phi &= E_{cl} \cdot A_c \cdot \varepsilon_{\phi 0} = E_{cl} A_c \frac{N_c}{E_c A_c} \phi_1 = \frac{2\phi_1}{2+\phi_1} N_c \\ M_\phi &= P_\phi (d_{cl} + r_c^2/dc) \cong P_\phi \cdot d_{cl} \\ r_c^2 &= I_c/A_c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{解} 12.2.3)$$

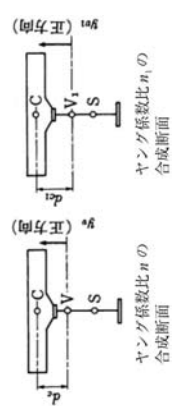
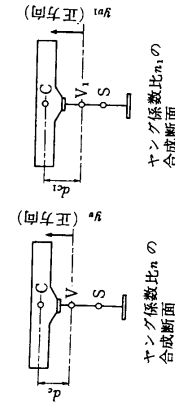
N_c は、クリープを起こす当初の持続荷重状態において、床版のコンクリートに作用している圧縮力の合力で、作用曲げモーメントを M_d とかけば、

$$N_c = \frac{M_d}{n l_v} d_c \cdot A_c \dots\dots\dots (\text{解} 12.2.4)$$

さらに、床版のコンクリートの重心に PC 鋼材を有する場合の PC 鋼材の変化応力度は、 $n_p=E_s/E_p$ とし、

$$\Delta\sigma_p = \frac{1}{n_p} \left(\frac{P_\phi}{A_{v1}} + \frac{M_\phi d_{cl}}{I_{v1}} \right) \dots\dots\dots (\text{解} 12.2.5)$$

なお、クリープの影響による合成桁の変形を求める場合の弾性荷重としては、曲げ変形については、

改定案 (14章)	現行	備考
$\frac{M_{\phi}}{EI} = \frac{N_c}{E_s I_{v1}} \cdot \frac{2\phi_1}{2 + \phi_1} \left(d_{cl} + \frac{r_c^2}{d_c} \right) \doteq \frac{N_c d_{cl}}{E_s I_{v1}} \cdot \frac{2\phi_1}{2 + \phi_1} \dots\dots\dots (\text{解 } 14.2.6)$  図-解 14.2.2 合成図心点 軸方向変形については、図-解 14.2.2 に示す合成図心点 V_1 において、 $\frac{P_{\phi}}{EA} = \frac{N_c}{E_s A_{v1}} \cdot \frac{2\phi_1}{2 + \phi_1} \dots\dots\dots (\text{解 } 14.2.7)$ を用いばよい。 引張応力が生じるコンクリート系床版において、コンクリート断面を無視する連続合成桁の場合のクリープの影響の取扱いについても、式 (解 14.2.6) に示す弾性荷重を用いて、桁の変形を計算し、不静定力を求めることができる。 最終的に得られた曲げモーメントが、その着目点において正であれば、静定系としての式 (解 14.2.3) と不静定モーメントの変化量 ΔM を用いて変化応力度は次のように計算される。 $\Delta \sigma_c = \frac{1}{n_1} \left(\frac{P_{\phi}}{A_{v1}} + \frac{M_{\phi} y_{v1}}{I_{v1}} \right) - E_{cl} \frac{\sigma_c}{E_c} \phi_1 + \frac{\Delta M y_{v1}}{n_1 I_{v1}} \dots\dots\dots (\text{解 } 14.2.8)$ 鋼桁部 $\Delta \sigma_s = \frac{P_{\phi}}{A_{v1}} + \frac{M_{\phi} y_{v1}}{I_{v1}} + \frac{\Delta M y_{v1}}{I_{v1}}$ また、負であれば、鋼断面を用いて応力を計算すればよい。これらの考え方は、14.2.3 及び 14.2.4 にも適用してよい。 14.2.3 床版のコンクリートと鋼桁との温度差 (1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、床版のコンクリートと鋼桁との温度差の影響を適切に考慮しなければならない。 (2) (3) による場合には、(1) を満足するとみなしてよい。	$\frac{M_{\phi}}{EI} = \frac{N_c}{E_s I_{v1}} \cdot \frac{2\phi_1}{2 + \phi_1} \left(d_{cl} + \frac{r_c^2}{d_c} \right) \doteq \frac{N_c d_{cl}}{E_s I_{v1}} \cdot \frac{2\phi_1}{2 + \phi_1} \dots\dots\dots (\text{解 } 12.2.6)$  図-解 12.2.2 合成図心点 軸方向変形については、合成図心点 V_1 (図-解 12.2.2) において、 $\frac{P_{\phi}}{EA} = \frac{N_c}{E_s A_{v1}} \cdot \frac{2\phi_1}{2 + \phi_1} \dots\dots\dots (\text{解 } 12.2.7)$ を用いばよい。 引張応力を受けるコンクリート床版において、コンクリートの断面を無視する連続桁の場合のクリープの影響の取扱いについても、式 (解 12.2.6) に示す弾性荷重を用いて、桁の変形を計算し、不静定力を求めることができる。 最終的に得られた曲げモーメントが、その着目点において正であれば、静定系としての式 (解 12.2.3) と不静定モーメントの変化量 ΔM を用いて変化応力度は次のように計算される。 $\Delta \sigma_c = \frac{1}{n_1} \left(\frac{P_{\phi}}{A_{v1}} + \frac{M_{\phi} y_{v1}}{I_{v1}} \right) - E_{cl} \frac{\sigma_c}{E_c} \phi_1 + \frac{\Delta M y_{v1}}{n_1 I_{v1}} \dots\dots\dots (\text{解 } 12.2.8)$ 鋼桁部 $\Delta \sigma_s = \frac{P_{\phi}}{A_{v1}} + \frac{M_{\phi} y_{v1}}{I_{v1}} + \frac{\Delta M y_{v1}}{I_{v1}}$ また、負であれば、鋼断面を用いて応力を計算すればよい。これらの考え方は、12.2.7 及び 12.2.8 にも適用してよい。 12.2.7 床版のコンクリートと鋼桁との温度差 (1) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮した設計を行う場合には、床版のコンクリートと鋼桁の温度差及び温度分布の影響を適切に考慮しなければならない。 (2) (3) の規定による場合においては、(1) を満たすものとみなす。	

(3) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮して設計する場合において、著しい温度差が生じる場合以外は、床版のコンクリートと鋼桁との温度差として10度を考慮し、温度分布は床版のコンクリート及び鋼桁においてそれぞれ一様とすることを標準とする。

(2) 1編に規定されるように、コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたり、床版のコンクリートと鋼桁との温度差は10度とし、床版のコンクリートの方が高温の場合及び鋼桁の方が高温の場合についてそれぞれ照査する方法が、これまで一般的に用いられてきた。温度の分布については、図-解 14.2.3 に示すような状態が考えられるが、両者の境界で温度差が段違いにある (a) の状態を考慮する。

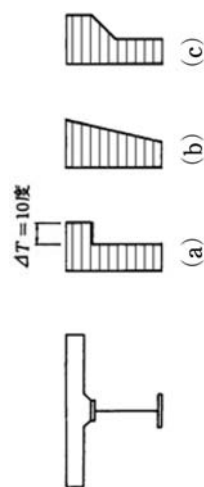


図-解 14.2.3 温度差の分布状態

温度差によって合成断面の各部に生じる応力については、図-解 14.2.4 に示すように、 $P_1 = E_s A_s \epsilon_s$ なる引張力をコンクリート断面に作用させた後、鋼とコンクリートを結合させて P_1 を解放すれば、合成断面には P_1 なる軸方向圧縮力と $M_e = P_1 d_c$ なる曲げモーメントが作用することになる。この両者の応力を重ね合わせることににより、式 (解 14.2.9) により求められる。また、温度差応力に基づく床版のコンクリートのクリープは考慮しない。

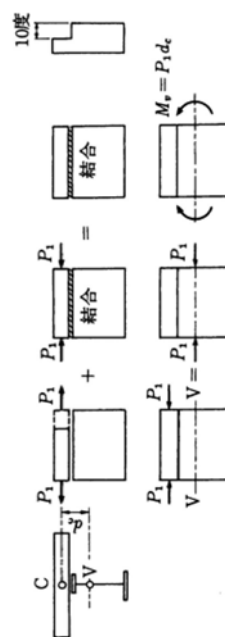


図-解 14.2.4 温度差による応力の重ね合わせ

(3) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮した設計において、著しい温度差が生じる場合以外の場合、床版のコンクリートと鋼桁との温度差として10度を考慮し、温度分布は鋼桁及び床版のコンクリートにおいてそれぞれ一様とする。

(2) 共通編に規定するようにコンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮した設計を行う場合には、コンクリート床版のコンクリートと鋼桁との温度差は10度とし、床版のコンクリートの方が高温の場合及び鋼桁の方が高温の場合についてそれぞれ照査すればよい。温度の分布については、図-解 12.2.3 に示すような状態が考えられるが、両者の境界で温度差が段違いにある (a) の状態を考慮する。

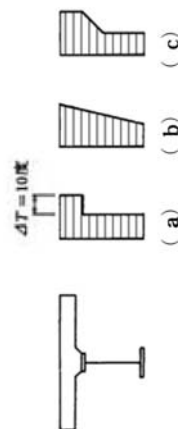


図-解 12.2.3 温度差の分布状態

温度差によって合成断面の各部に生じる応力については、図-解 12.2.4 に示すように、 $P_1 = E_s A_s \epsilon_s$ なる引張力をコンクリート断面に作用させた後、鋼とコンクリートを結合させて P_1 を解放すれば、合成断面には P_1 なる軸圧縮力と $M_e = P_1 d_c$ なる曲げモーメントが作用することになる。この両者の応力を重ね合わせることににより、直ちに次式から求められる。また、温度差応力に基づく床版のコンクリートのクリープは考慮しない。

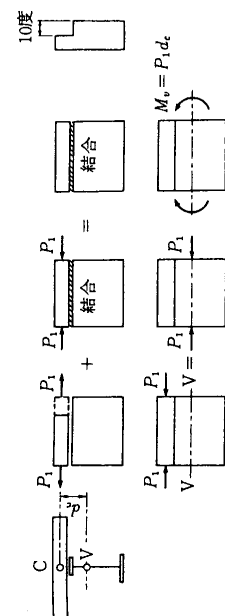


図-解 12.2.4 温度差による応力の重ね合わせ

改定案（14章）	現行	備考
床版のコンクリート部 $\sigma_c = \frac{1}{n} \left(\frac{P_l}{A_v} + \frac{M_v y_v}{I_v} \right) - E_c \varepsilon_t$ 鋼桁部 $\sigma_s = \frac{P_l}{A_v} + \frac{M_v y_v}{I_v}$ ここに、 $\varepsilon_t = \alpha \quad (\text{コンクリートが引張となる場合、すなわち鋼桁の方が高温の場合を正とする})$ $P_l = E_s \varepsilon_t A_c / n, \quad M_v = P_l d_c$ なお、引張応力を生じるコンクリート系床版において、コンクリート断面を無視する連続成桁の場合の温度差の影響の取扱いは、<u>14.2.4</u>の場合に準じて、M_cを用いて桁の変形を計算し、不静定力を求め、最終的に得られた曲げモーメントについて、合成断面又は鋼断面を用いて応力を計算できる。 14.2.4 床版のコンクリートの乾燥収縮 (1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、床版のコンクリートの乾燥収縮による影響を適切に考慮しなければならない。 (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 (3) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮して設計する場合に、床版のコンクリートの乾燥収縮による応力の算出に用いる最終収縮度ε_sは20×10^{-5}を、クリープ係数φ_2は$\varphi_2 = 2\varphi_1 = 4.0$をそれぞれ標準とする。 (3) 床版のコンクリートの自由な収縮が鋼桁により拘束されるので、コンクリートに引張応力が生じるが、これが持続応力として働くためにクリープが生じ、その結果、収縮による応力度変化は緩和される。収縮が生じるときのコンクリートの材齢は非常に若く、また収縮の大部分は早期に終了するので、クリープ係数φ_2としては、材齢による補正係数を2にとり、$\varphi_2 = 2\varphi_1 = 4.0$としている。 乾燥収縮により生じる応力度の算出は、<u>14.2.3</u>の温度差による応力度の計算と同様であるが、クリープ作用を考慮するため、$nE_s E_c$の代わりに$n_2 = n(1 + \varphi_2/2)$を用い、ε_tの代わりに最終収縮度ε_sとすればよい。	床版のコンクリート部 $\sigma_c = \frac{1}{n} \left(\frac{P_l}{A_v} + \frac{M_v y_v}{I_v} \right) - E_c \varepsilon_t$ 鋼桁部 $\sigma_s = \frac{P_l}{A_v} + \frac{M_v y_v}{I_v}$ ここに、 $\varepsilon_t = \alpha \quad (\text{コンクリートが引張となる場合、すなわち鋼桁の方が高温の場合を正とする})$ $P_l = E_s \varepsilon_t A_c / n, \quad M_v = P_l d_c$ なお、引張応力を受けるコンクリート床版において、コンクリートの断面を無視する連続成桁の場合の温度差の影響の取扱いは、<u>12.2.6</u>の場合に準じて、M_cを用いて桁の変形を計算し、不静定力を求め、最終的に得られた曲げモーメントについて、合成断面又は鋼断面を用いて応力を計算できる。 12.2.8 床版のコンクリートの乾燥収縮 (1) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮した設計では、床版のコンクリートの乾燥収縮による影響を適切に考慮しなければならない。 (2) (3)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。 (3) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮した設計を行う場合に、床版のコンクリートの乾燥収縮による応力の算出に用いる最終収縮度ε_sは20×10^{-5}を、クリープ係数φ_2は、$\varphi_2 = 2\varphi_1 = 4.0$をそれぞれ標準とする。 (2) 合成桁では、床版のコンクリートの自由な収縮が鋼桁により拘束されるので、コンクリートに引張応力が生じるが、これが持続応力として働くためにクリープが生じ、その結果、収縮による応力度変化は緩和される。収縮が生じるときのコンクリートの材齢は非常に若く、また収縮の大部分は早期に終了するので、クリープ係数φ_2としては、材齢による補正係数を2にとり、$\varphi_2 = 2\varphi_1 = 4.0$としている。 乾燥収縮により生じる応力度の算出は、<u>12.2.7</u>の温度差による応力度の計算と同様であるが、クリープ作用を考慮するため、$nE_s E_c$の代わりに$n_2 = n(1 + \varphi_2/2)$を用い、ε_tの代わりに最終収縮度ε_sとすればよい。	

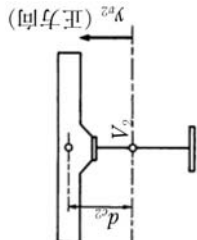


図-解 14.2.5 合成断面の重心軸

図-解 14.2.5 を参照し、 n の代わりに n_2 を用いて求めた合成断面の重心軸を V_2 、鋼に換算した断面二次モーメントを I_{v2} 、鋼に換算した断面積を A_{v2} とすれば、

床版のコンクリート部

$$\sigma_c = \frac{1}{n_2} \left(\frac{P_2}{A_{v2}} + \frac{M_{v2} y_{v2}}{I_{v2}} \right) - E_{c2} \epsilon_s$$

鋼桁部

$$\sigma_s = \frac{P_2}{A_{v2}} + \frac{M_{v2} y_{v2}}{I_{v2}}$$

ここに、

$$E_{c2} = E_s / n_2, \quad P_2 = E_s \epsilon_s A_c / n_2 = E_{c2} \epsilon_s A_c$$

$$M_{v2} = P_2 d_{c2}$$

また、引張応力が生じるコンクリート系床版において、コンクリート断面を無視する連続合成桁における乾燥収縮の影響の取扱いについても、14.2.2 及び 14.2.3 に準じてよい。

この場合の桁の変形を求める弾性荷重としては、

$$\frac{M_{v2}}{E_s I_{v2}} = \frac{\epsilon_s A_c d_{c2}}{n_2 I_{v2}} \dots \dots \dots (\text{解} 14.2.11)$$

また、軸方向ひずみの変化量としては、合成断面の重心軸 V_2 において、

$$\frac{P_2}{E_s A_{v2}} = \frac{\epsilon_s A_c}{n_2 A_{v2}} \dots \dots \dots (\text{解} 14.2.12)$$

を用いればよい。

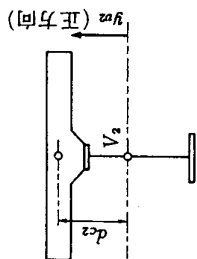


図-解 12.2.5 合成断面の重心軸

図-解 12.2.5 を参照し、 n の代わりに n_2 を用いて求めた合成断面の重心軸を V_2 、鋼に換算した断面二次モーメントを I_{v2} 、鋼に換算した断面積を A_{v2} とすれば、

床版のコンクリート部

$$\sigma_c = \frac{1}{n_2} \left(\frac{P_2}{A_{v2}} + \frac{M_{v2} y_{v2}}{I_{v2}} \right) - E_{c2} \epsilon_s$$

鋼桁部

$$\sigma_s = \frac{P_2}{A_{v2}} + \frac{M_{v2} y_{v2}}{I_{v2}}$$

ここに、

$$E_{c2} = E_s / n_2, \quad P_2 = E_s \epsilon_s A_c / n_2 = E_{c2} \epsilon_s A_c$$

$$M_{v2} = P_2 d_{c2}$$

また、引張応力を受けるコンクリート床版において、コンクリートの断面を無視する連続桁における乾燥収縮の影響の取扱いについても、12.2.6、12.2.7 に準じてよい。

この場合の桁の変形を求める弾性荷重としては、

$$\frac{M_{v2}}{E_s I_{v2}} = \frac{\epsilon_s A_c d_{c2}}{n_2 I_{v2}} \dots \dots \dots (\text{解} 12.2.11)$$

また、軸方向ひずみの変化量としては、合成断面の重心軸 V_2 において、

$$\frac{P_2}{E_s A_{v2}} = \frac{\epsilon_s A_c}{n_2 A_{v2}} \dots \dots \dots (\text{解} 12.2.12)$$

を用いればよい。