

第18章 複合構造

18.1 概 説

18.1.1 複合構造の種類

構造物の多様化により、構造物を構成する各構造要素にはさまざまな要求が課せられることが多くなった。例えば、組立て製작성、低価格、高強度、高剛性、高耐久性などである。このような性能を構造物に付与させるために、それぞれの材料の持つ本来の性能に着目して、お互いの材料の欠点を補い、それぞれの優れた特性を最大限引き出すような複合化の取り組みがなされるようになった。すなわち、異種の材料の持つ優れた特性を活かして新しい材料・構造形式を構築しようとしたニーズ指向型の開発であり、複合構造・複合部材はこれらの要求に対する有効な構造となりえるとして、現在に至るまでさまざまな開発がなされてきた。建設分野では、鉄筋コンクリート構造（RC 構造）に始まり、鉄骨・鉄筋コンクリート構造（SRC 構造）、コンクリート充填鋼管構造（CFT 構造）に代表されるなど鋼とコンクリートの複合化が主である。なお、SRC 構造では、鉄骨構造に対するコンクリートによる耐火被覆を構造要素としても活用しようとする考えが基点であり、また、CFT 構造においても、火災時の鋼管構造の温度上昇を充填コンクリートによって緩和することを目的とするなど、鋼構造の耐火性改善の観点から開発された構造形式であったが、副産物として合成効果による部材剛性、部材耐力の改善に有効であることから、構造物の耐震性向上のため重要な構造部材の設計に使用されるに至った。

一般に、建築構造物では、鋼-コンクリート複合構造を総称して合成構造と呼ぶが、土木構造物では、鋼-コンクリート複合構造を、合成構造および混合構造に分類している。合成構造は、さらに、鋼とコンクリートがずれ止め等を介して一体化され、任意の断面内において断面変形に平面保持の仮定が成立するとした合成構造、および鋼要素とコンクリートの間にずれ止めが無く双方のずれを許容する構造とした鉄骨・鉄筋コンクリート構造（CFT 構造も含む）に分類される。なお、部材軸に沿って異種材料で構成される構造部材を配置した構造を混合構造と分類している。このような複合構造として、土木分野における代表的な実構造例では、図 18.1.1 に示すような (a) 合成桁橋（鋼桁とコンクリート床版との複合化）、(b) 合成脚・杭（鋼管にコンクリートを充填した構造）、(c) 合成トンネル覆工（鋼板-コンクリートサンドイッチ板）などが挙げられる。特に、鉄筋コンクリート構造（RC 構造）、プレストレスコンクリート構造（PC 構造）において使用鋼材料を飛躍的に増加させた複合化構造として、波形鋼板ウェブ PC 橋、鋼管・コンクリート複合構造橋脚が最近脚光を浴びている。

波形鋼板ウェブ PC 橋は、PC 箱桁橋のコンクリートウェブを波形形状に加工した構造用鋼板（波形鋼板）に置き換えた合成構造であり、PC 箱桁橋における主桁自重の 10～30 % を占めるコンクリートウェブを軽量な

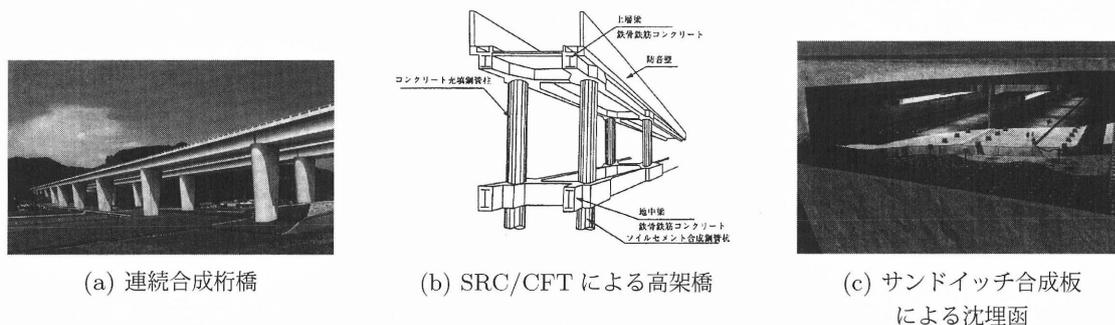


図 18.1.1 複合構造の代表的な事例

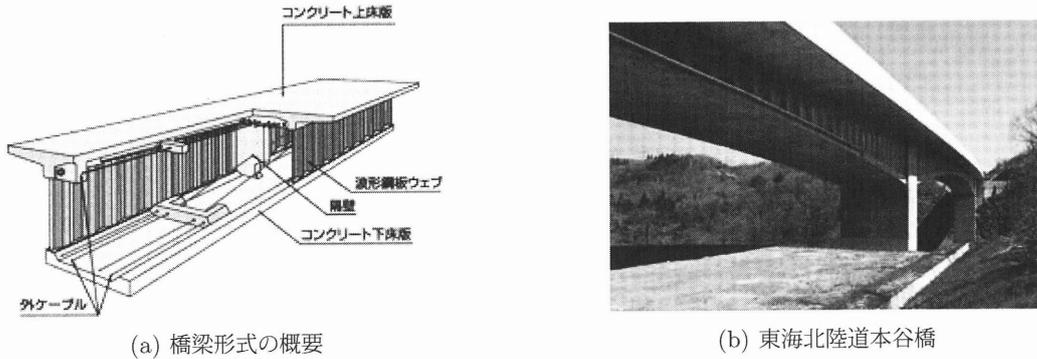


図 18.1.2 波形鋼板ウェブ橋の概要

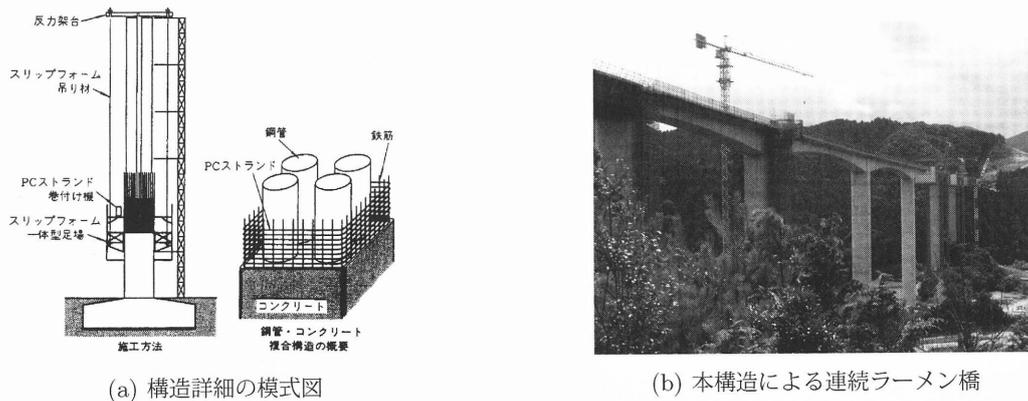


図 18.1.3 鋼管・コンクリート複合構造橋脚の施工手順と適用構造例

波形鋼板とすることで、主桁自重の軽減が図れ、基礎・下部構造への負担の軽減も実現した合理的構造である(図 18.1.2 を参照)。また、波形鋼板の軸方向剛性は小さく、アコーディオン効果が期待できることから、上下コンクリート床版への外ケーブルによるプレストレスの導入効率の向上が図れるとともに、高いせん断座屈耐力を有するため、補剛材の省略が可能となった。さらに、コンクリートウェブの鉄筋・PC 鋼材・型枠組立等の現場作業が不要となることから、施工の省力化も同時に実現できる合理的な構造形式と考えられている。ただし、維持管理性、補修性に課題があることも指摘されている。一方、第二東名・名神高速道路の整備が鋭意進められている昨今ではあるが、50m を越える高橋脚の標準とされてきた図 18.1.3 に示すような鋼管・コンクリート複合構造橋脚では、高速施工性、高強度・高耐震安全性などの性能確保に着目した技術開発がなされてきた[日本道路公団, 1998]。国内では、鷲見橋の橋脚高 118m が、最大となっている。本構造は、SRC 構造に分類され、通常強度の帯鉄筋の代わりに高強度の PC 鋼より線を連続巻き立てした複合構造橋脚であり、鋼管を先行して立て込み、それを足場として柱断面コンクリートの施工型枠を移動させることで、急速施工を可能とし、PC 鋼より線の連続巻き立てによるじん性向上、柱上下部端での縞付き鋼管の採用による付着向上等の新しい試みが入り入れられた新複合構造となっている。ただし、本構造では、断面性能における鋼要素の分担率が、鋼断面の断面積比が高々 0.1 % 程度であるため、鉄筋コンクリート構造 (RC 構造) のそれに準ずるとされている。一方、建築物で多用される SRC 構造では、鋼断面の断面積比が数%に及ぶものもあり、断面性能に対する鋼断面の寄与率はコンクリート断面のそれに相当するか、もしくは上回る事となる。今後、鋼構造、複合構造、コンクリート構造の各設計法の整合性を考えると、複合構造に対する構造性能の理解をより明確にすることが望まれる。

このように多種多様な複合構造が、実際に橋梁・建築物等の実構造に適用されてきたが、表 18.1.1 に示すような物性値を有する鋼およびコンクリートが土木構造物の主要材料であり、低価格で圧壊に対する安定性が高いコンクリート材料と、高価ではあるが、比強度が高い鋼材料のそれぞれの特性を活かした鋼-コンクリート複合構造がもっとも高性能化および経済性が追求できる合理的な構造となりえた訳である。梁、柱、梁-柱および板等の主要構造部材には、鋼材料とコンクリート材料を混合して用いることが一般的ではあるが、時には、単に混合して用いるだけで、“合成効果”を取り入れていない構造形式もある。設計上の非合成桁橋などがその事例である。ここで、合成効果とは、混合使用することで、異種材料が機械的結合、摩擦、付着などにより一体性を保ち、その全体性能が鋼要素とコンクリート要素のそれぞれの性能を単純に足し合わせて得られる性能を上回り、なんらかの相乗効果が得られることを意味する。代表的な複合構造として、鋼-コンクリート合成 I 型梁を取り上げ、すなわち重ね梁を例として、合成効果の特性について簡単に説明する。図 18.1.4 には、鋼 I 型梁と RC スラブをずれ止めを用いて結合した重ね梁を示している。ずれ止めの性能が保証されていれば（完全剛結）、はり初等曲げ理論に基づき、梁の曲げひずみは重ね梁全体で断面高さ方向に線形分布となり（図 18.1.4(b) を参照）、それぞれの梁部材が断面二次モーメントに面積と重心位置のその相乗で貢献し、不完全剛結の場合の単純和（曲げひずみは、図 18.1.4(a) に示すように各梁断面内で線形分布であるが、ふたつの梁の接合面では不連続）に比して、大きくなる。したがって、剛結梁では、部材剛性、部材強度ともに鋼断面と RC 断面のそれらの単純和を上回り、主に圧縮ひずみを分担する RC 断面と引張ひずみ状態にある鋼断面の役割分担が効果的であることが分かる。

以上のような合成効果は、代表的な一例であるが、複合構造の特性を分類してまとめると表 18.1.2 の通りとなる。すなわち、①鋼とコンクリートの長所を組み合わせ、断面性能と耐久性を向上：②架設材の鋼部材を本体構造物としても活用：③急速施工等のような施工性の向上：④コンクリート構造を軽量化：⑤鋼構造を低騒音化：⑥防食、ミニマムメンテナンス化に向けた品質の向上：⑦補修・補強の構造詳細として活用などである。しかし、複合構造は、RC 構造や PC 構造に比べ、①コンクリートの打設が難しくなる、②鉄骨の構造形態によっては十分な経済効果が期待できない等の欠点も有する。特に、橋梁の鋼部材の製作工程が増えると、諸外国に比べ、製作費が高くなると言った日本特有の事情もあり、性能や経済性の面において確固たる優位性を示して初めて採用されてきたことを考えると、欧米に比べて、鋼-コンクリート複合構造による新構造形式の導入には、積極的ではなかったと言われている。今後は、使用目的に応じて、グローバルスタンダードに基

表 18.1.1 鋼、コンクリートおよび他の構造材料の材料物性の参考値

構造材料	弾性係数 (GPa)	基準強度 (MPa)	密度 (Ton/m ³)
鋼	206	400	7.9
鉄筋コンクリート	20	24	2.5
木材	10	90	0.5
アルミニウム合金	70	150	2.7
エポキシ樹脂	3	70	1.3

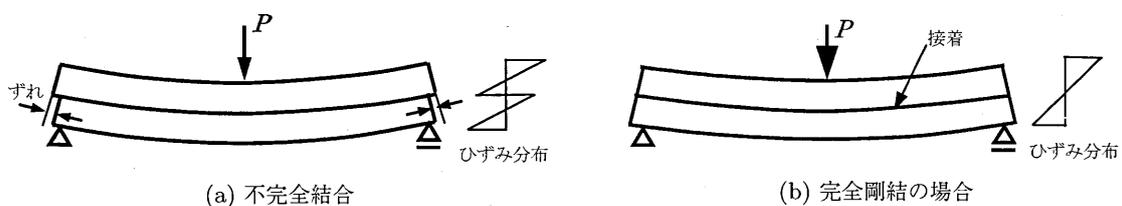


図 18.1.4 非完全・完全合成の重ね梁の力学的挙動

表 18.1.2 複合化による効果の分類例

特徴	効果
長所の組み合わせによる補完 合成作用	強度, 剛性, じん性, 耐久性, 耐火性, 遮音性
鋼部材の架設への適用	断面二次モーメント, 強度
鋼部材の架設と躯体への適用	支保工, 架設工の軽量化, 急速組み立て/解体
急速施工	支保工として用い, 躯体要素 (本体構造) としても活用
重量の軽減, 重量のつり合い	鋼部材の導入およびコンクリートの使用減による工期の短縮
高品質化	コンクリートを比強度の大きい鋼と置き換える
補修, 補強	じん性, 拘束効果, 塗装工の省略
	劣化回復, 耐震補強

づき適材適所に採用されることが望まれている [土木学会, 1999a].

18.1.2 複合構造の性能および性能に及ぼす各種要因

鋼-コンクリート複合構造の耐荷性状は、鋼要素の破壊、コンクリート要素の破壊、鋼-コンクリート接合部の破壊、構造物・部材全体の不安定性などに支配される。例えば、鋼要素では、降伏および座屈が破壊の原因であり、コンクリート要素では、圧壊、せん断破壊もしくは引張りひ割れが原因である。一方、接合部では付着切れ、過大なずれ変形、剥離などが挙げられるが、これらの破壊形式の発生順位が残存抵抗機構に複雑に関係するため、鋼-コンクリート複合構造の性能評価は、一般に困難であることが多い。特に、複合構造は、鋼要素およびコンクリート要素が、さまざまな拘束をお互いに与え合うことで得られる合成効果を意図した構造であり、それらを構造の合理化に役立てているため、その破壊形式は、性能を左右する重要な要因となることは自明である。例えば、鋼要素では、細長い構造・薄板構造をコンクリートが包み込むことで、座屈安定性を大きく左右する支持条件をより剛なものとし、座屈変形を抑止する効果がある。RC 構造における鉄筋単体の座屈は、棒材として、その細長さおよび両端の拘束条件を基に弾性座屈理論、弾塑性座屈理論を用いて理論的に評価可能であるが、RC 構造体中の鉄筋は、図 18.1.5 に示すように部材変形のため直線と見なせなくなったり、座屈にともなう横変形に対しては、かぶりコンクリートや帯鉄筋からの拘束力が影響するなど、複雑な力学的性状を呈する [田上ら, 2001; 福浦ら, 1997; 堺ら, 2002]。コンクリート被覆型の SRC 構造、コンクリート充填型の CFT 構造においても、断面内の鋼要素の局部変形に対するコンクリートの拘束方向がそれぞれ異なるので、鋼要素の局部座屈強度など、力学的性状の把握のためには詳細な検討が必要である (図 18.1.6 を参照)。一方で、CFT 構造に見られるようにコンクリート要素を鋼要素で密閉化することは、荷重増加に伴うコンクリートの膨張変形 (破壊の進行とともに顕著となる) による鋼要素からの受動的な拘束力によって充

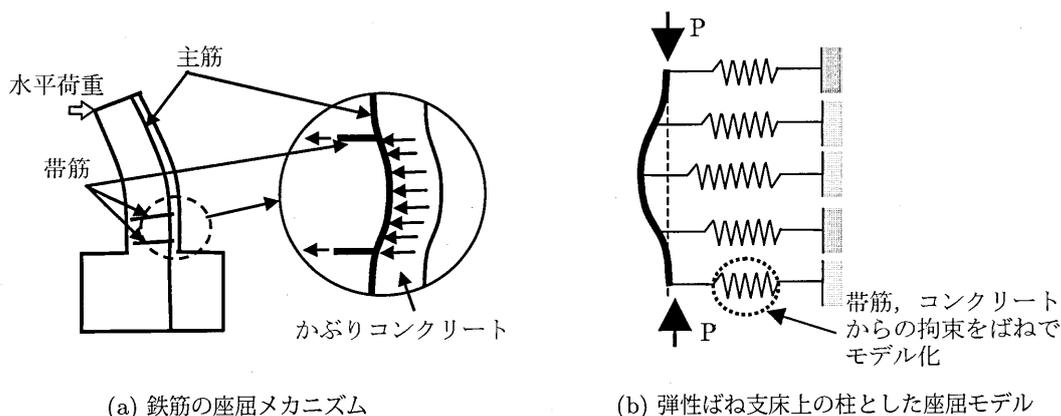


図 18.1.5 RC 部材中の鉄筋の座屈挙動

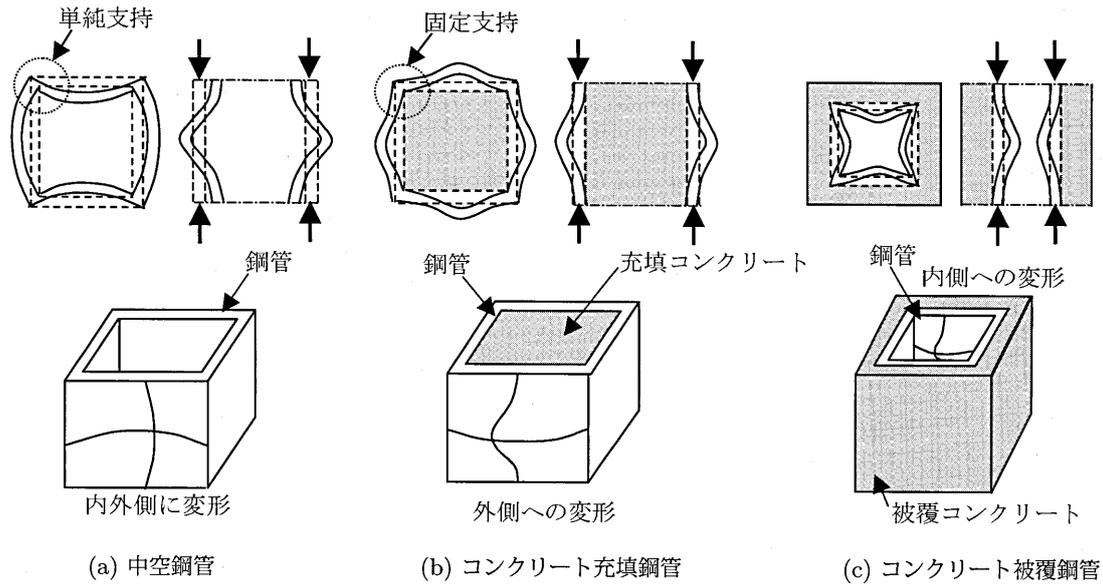


図 18.1.6 鋼管の局部座屈モードの比較

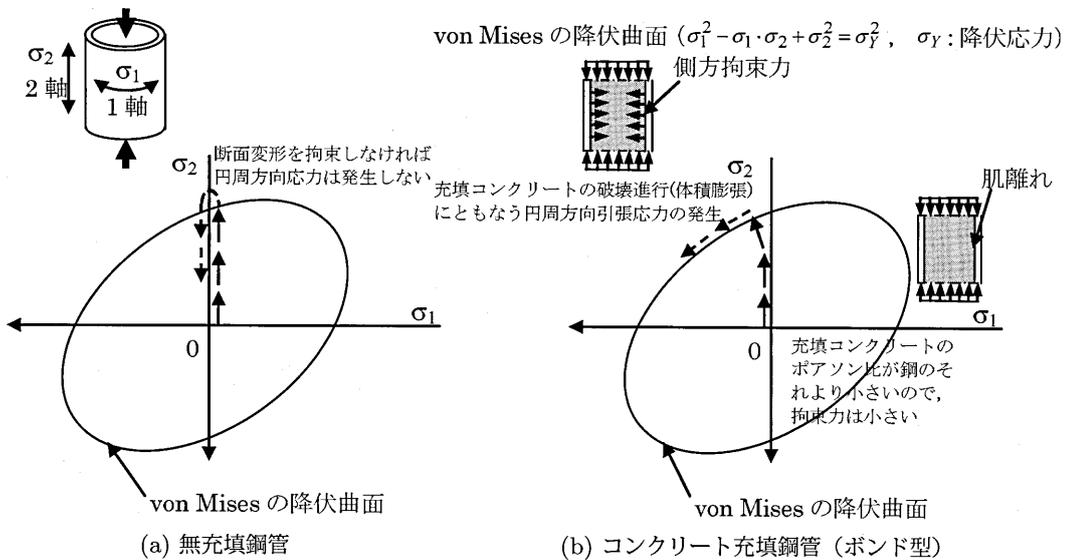


図 18.1.7 鋼管に発生する応力経路の比較

填コンクリートの応力状態を三軸方向に少なからず等しい圧縮応力を導入することとなり、見かけ上、コンクリートの強度向上を促す効果（コンファインド効果：拘束効果）がある。ここで、鋼管に発生する応力経路の比較を模式的に図 18.1.7 に示す。充填材の体積膨張にともない、鋼管には円周方向の応力が発生する。しかし、コンクリートへの拘束効果は、それを取り囲む鋼要素の形態に左右され、円弧状の鋼要素による拘束効果をもっとも効率よく、矩形の鋼要素では、このような拘束を効率よく機能させることができないことが明らかになっている（図 18.1.8 を参照）。これら円形、矩形、八角形断面に対する充填コンクリートの応力-ひずみ関係をまとめたものの一例として、Susantha ら（2001）の研究成果がある。RC 構造において、同様な効果は、帯鉄筋を密に配置して実現してきたが、最近ではガラス繊維シート・炭素繊維シートなどを外から巻き立てることで、確保しようとしている [福澤ら, 1998；細谷ら, 1998・1999]。図 18.1.9 に、側圧を受けるコンクリートシリンダーの圧縮応力-ひずみ関係および終局時における強度増加率とひずみ増加率の関係の一例を示す [崎野, 1992；長沼, 1995]。強度増加は約 5 倍、終局ひずみの増加は、約 20 倍となる事例が紹介されている。ま

た、先駆的な研究として Richart らによる研究があるが、Richart は側方拘束を受けるコンクリートの終局強度として、実用式： $C\sigma_{CB} = C\sigma_B + k \cdot \sigma_r$ を ($C\sigma_{CB}$, $C\sigma_B$, k , σ_r は、それぞれ側方拘束を受けるコンクリート強度、円柱試験体による一軸圧縮強度、補正係数、側方拘束応力) を提案し、現在の評価式の基本を成している。例えば、円形断面 CFT ならびに円形スパイラル筋を用いた RC 断面に対して $k = 4.1$ が得られ、角形 CFT においては、 $k = 0.77 \sim 0.46$ に留まると報告している [Richart et al., 1928].

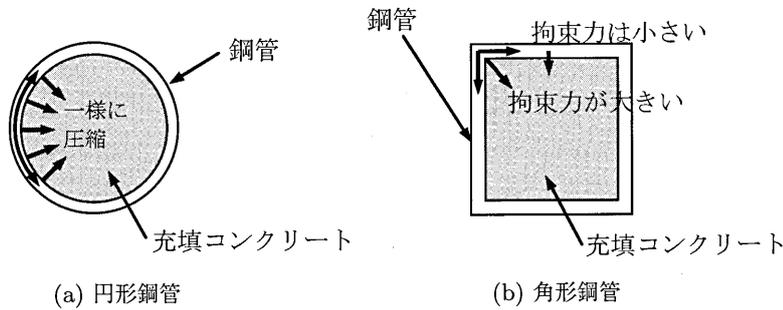
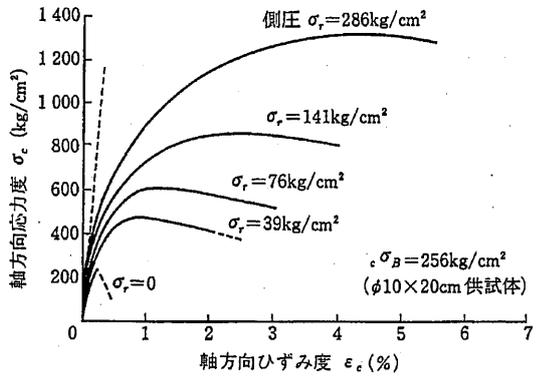
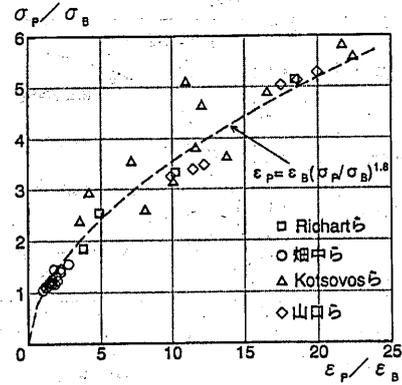


図 18.1.8 鋼管による充填コンクリートへの拘束力



(a) 静水圧を受けるコンクリートの応力-ひずみ関係



(b) 強度増大率とひずみ増大率の関係

図 18.1.9 コンファインドコンクリートの強度と限界ひずみの例

ところで、コンクリート要素のさまざまな効力は、コンクリート打設後、流動状態から固化して強度が発現してはじめて期待できるもので、複合構造においては、架設系と完成系で構造形式が異なるので、それぞれの段階において、鋼要素の安定性を個別に検討する必要があることに留意しなければならない。同時に、鋼とコンクリートでは、弾性物性、塑性状態における物性値、クリープ変形状が大きく異なる材料であることも、構造設計における計画性の重要度を高めている。

この章では、複合構造の設計における安定問題に関する留意点を取りまとめる。多くの内容は、複合構造における鋼要素の局部座屈、すなわち鋼薄板の幅厚比制限、鋼圧縮材の細長比制限に関連したものであり、耐荷力および変形能に関わる構造詳細などについても触れる。なお、構造形式としては、①鉄骨・鉄筋コンクリート構造 (SRC 構造)、②コンクリート充填鋼管構造 (CFT 構造)、③サンドイッチ型合成板構造 (鋼-コンクリート合成板以外のサンドイッチ構造も含む) を対象とする。さらに、鋼材料と同様に比強度・比弾性係数に優れ、同様な構造形態をとると考えられる繊維強化プラスチック材料 (FRP)、アルミニウム合金も、その高耐久性能が期待され、今後土木構造物の構造材料として適用が望まれている点を考え、FRP 材料を特徴付ける直交異方性材料および積層構造体の座屈安定性、弾性係数・強度が鋼材と異なる他の金属材料等での最適成形形状との関連で対象となる座屈問題・座屈設計の展望について紹介する。

18.2 鉄骨・鉄筋コンクリート構造の座屈問題

18.2.1 鉄骨・鉄筋コンクリート構造の設計の概要

一般に、複合構造の剛性・耐力評価には、鉄骨・鉄筋等の鋼材とコンクリートとの間には完全付着を仮定し、平面保持の仮定が成り立つとしたRC断面方式に基づいての算定法が用いられる。なお、鉄筋コンクリート構造設計の枠組を有効に活用するために、鉄骨も離散的に配置した鉄筋の集合体としてモデル化される。図18.2.1に示すような軸方向力および曲げを受ける断面の例では、ひずみ分布、応力分布、断面力と断面の変形の関係式は、式(18.2.1)～式(18.2.2)のように与えられる。

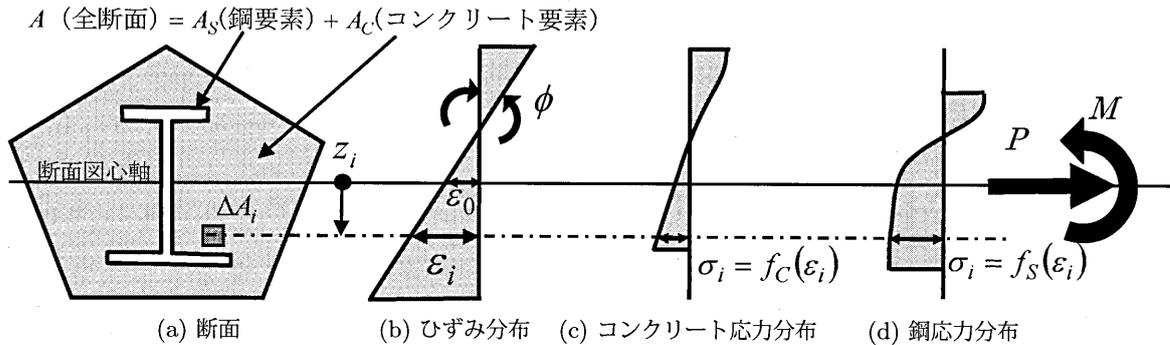


図 18.2.1 RC断面方式による剛性・耐力評価

$$\epsilon_i = \epsilon_0 + \phi \cdot z_i \tag{18.2.1a}$$

$$\sigma_i = f_s(\epsilon_i) \text{ もしくは } f_c(\epsilon_i) \tag{18.2.1b}$$

$$P = \int \sigma dA = \int \sigma dA_S + \int \sigma dA_C = \sum \sigma_i \cdot \Delta A_{S_i} + \sum \sigma_i \cdot \Delta A_{C_i} \tag{18.2.2a}$$

$$M = \int \sigma z dA_S + \int \sigma z dA_C = \sum \sigma_i \cdot z_i \cdot \Delta A_{S_i} + \sum \sigma_i \cdot z_i \cdot \Delta A_{C_i} \tag{18.2.2b}$$

ここで、 σ_i 、 ϵ_i は、断面内の微小要素 ΔA_i に生じる軸方向の応力とひずみであり、鋼とコンクリートそれぞれに対して任意の関数形 $\sigma = f(\epsilon)$ 、すなわち応力-ひずみ関係によって与えられる。なお、 f_s 、 f_c は、それぞれ鋼要素、コンクリート要素の応力-ひずみ関係を定義する。また、 ϵ_0 は断面図心位置での軸方向ひずみ、 ϕ は断面の曲げ変形（曲率）、および z_i は断面図心から断面内着目点（ ΔA_i ）までの距離である。さらに、構造物の終局に至る過程を評価するには、応力-ひずみ関係を、非線形領域まで定義する必要がある、区分的には線形関係を仮定して、以下のような増分形式と表記されることが多い。

$$\begin{Bmatrix} \dot{P} \\ \dot{M} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_1 & K_2 \\ K_3 & K_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_0 \\ \dot{\phi} \end{Bmatrix} \tag{18.2.3}$$

ここで、 $(\dot{\quad})$ は、増分を示し、 K_i ($i = 1 \sim 4$) は、各変形段階での鋼とコンクリートの接線係数 $d\sigma/d\epsilon$ に基づき評価される部材剛性である。したがって、曲げならびに軸力の载荷が進むに伴って、鉄筋、鉄骨などの鋼断面の降伏、コンクリートの圧壊、最大耐荷力などの限界状態が順次求められる。一般に、コンクリート断面に引張限界ひずみが発生する時を、ひび割れ耐力、最外縁の鋼要素が降伏ひずみに達した時を、降伏耐力、コンクリート断面の圧縮縁のひずみが圧縮限界ひずみに至った時を、終局耐力と定義している。設計上では、式(18.2.1) および式(18.2.2) を直接用いるのではなく、各限界状態に対して便宜的に簡便な応力ブロックを仮定した弾性曲げ理論、終局曲げ理論として耐力評価を行っている。この応力分布をH形鋼埋込みはり（幅 b 、高さ d ）に曲げモーメントが作用する場合を例に、図18.2.2に示す。なお、図中の記号は、それぞれ ϵ'_u はコ

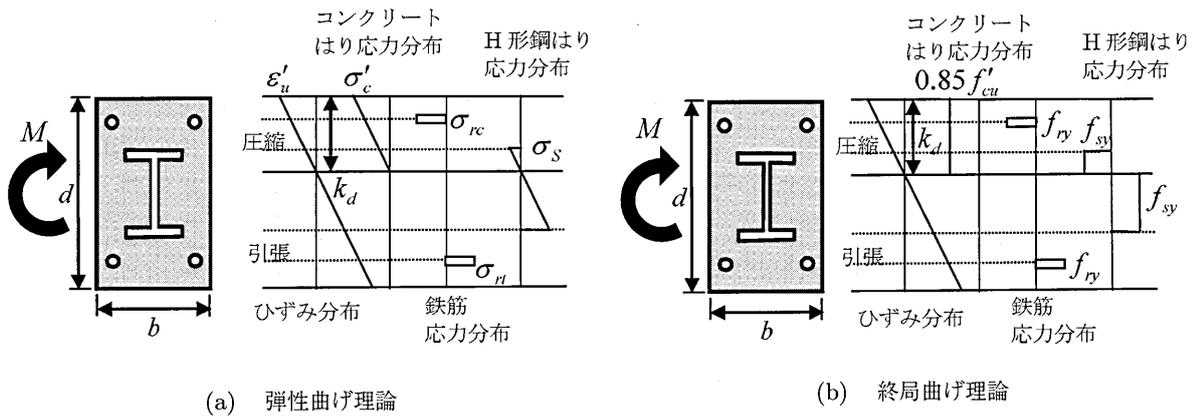


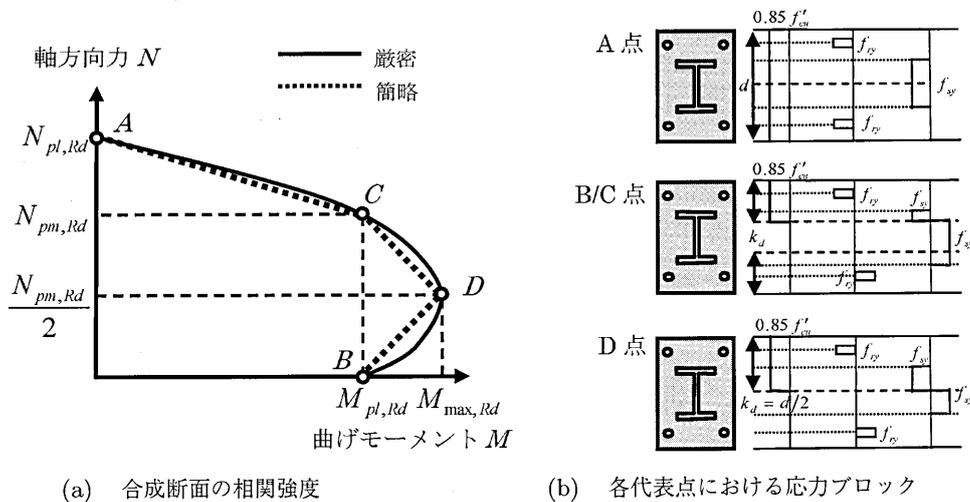
図 18.2.2 H 形鋼埋込みはりの応力分布

コンクリートはり上縁におけるひずみの絶対値、 σ'_c は圧縮側コンクリート断面の応力、 σ_{rc} は鉄筋断面の応力（圧縮）、 σ_{rt} は鉄筋断面の応力（引張）、 σ_s は鋼はり断面の応力、 k_d はコンクリートはり上縁から中立軸までの距離、 f'_{cu} はコンクリートの圧縮強度、 f_{ry} は鉄筋の降伏応力、および f_{sy} は鋼はりの降伏応力である。また、軸力および曲げモーメントを受ける H 形鋼埋込みはりに対しては、終局時の応力分布を適切に仮定して簡便に相関強度を求める手法が Eurocode 4 に規定されている（図 18.2.3 を参照）。ただし、鋼断面は、2 軸対称性を有し、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が、2 以下、被覆コンクリートの最大かぶり高が、幅方向では、断面幅の 0.4、断面高さ方向では断面高の 0.3、断面の高さと幅の比が、0.2~0.5 の範囲としている。例えば、図中の B 点、C 点における圧縮応力ブロック高 k_d は、コンクリート断面の応力ブロックと鋼断面の腹板の応力ブロックのバランスからそれぞれ以下のように与えられる。

$$k_d = \frac{t_w \cdot d \cdot f_{sy}}{0.85 f'_{cu} b + 2 t_w f_{sy}} \quad (B \text{ 点}) \tag{18.2.4a}$$

$$= \frac{t_w \cdot d \cdot f_{sy}}{-0.85 f'_{cu} b + 2 t_w f_{sy}} \quad (C \text{ 点}) \tag{18.2.4b}$$

なお、図中の D 点は、中立軸が図心軸と一致する場合に対応し、鋼断面の全塑性曲げモーメントとコンクリートの図心位置より圧縮側の応力ブロックによる曲げモーメントを単純に足し合わせて得られる。ここで、 t_w は



(a) 合成断面の相関強度 (b) 各代表点における応力ブロック

図 18.2.3 単純化された相関強度曲線と対応する応力分布

鋼腹板の板厚である。

一方、耐力評価に関しては、RC 断面方式に加えて、簡略評価法として累加方式による評価も可能で、建築構造設計で多用されている。この累加方式による断面強度評価は、RC 断面と鋼断面の強度をそれぞれ独立して求め、それらの単純重ね合わせ（単純累加，一般化累加の 2 種類がある）によって強度を算定する手法である。すなわち、既存の鋼構造、RC 構造に関する多くの知見を有効活用するための合理的な手法とも考えられる。一般に、終局強度に対する単純累加強度は、塑性解析における下界定理に基づき、応力（断面力）空間上での強度の下限を保証する [若林ら，1995]。一方、一般化累加強度は下界定理だけでなく、運動学的な条件（上界定理）をも満足し、崩壊機構をも明示することが出来ることが示されている。すなわち、以下の考えにより変形の適合条件も満足した一般化累加強度の妥当性が示されてきた [辻ら，1991]。ただし、個々の構造要素の塑性挙動は、大変形まで安定していなければならない。

- ① 各構成要素に対して断面力の降伏（終局強度）曲面を求め、降伏曲面を塑性ポテンシャルと考える。
- ② 上記①に対して、関連流れ則を適用して、塑性ひずみ増分（変形増分）が一致する各構成要素の断面力を累加する。

例えば、一般化応力として軸力と曲げモーメントの断面力のみを考慮した SRC 柱を例として、その軸力-曲げモーメント ($N - M$) 相関曲線を、一般化累加強度として算定する手順を図 18.2.4 に示す。一般化累加強度理論による終局強度は、図 18.2.4(a) に示すような RC 断面および鋼断面の各断面構成要素の軸力 N と曲げモーメント M による耐力ベクトルに基づき、それらのベクトルの和が最大となる組み合わせの時に発揮されるとしている (図 18.2.4(b) を参照)。したがって、一つの構成要素の相関曲線を他の要素の相関曲線の外周に沿って移動させたときの曲線群の包絡線が全断面 (SRC) の $N - M$ 相関強度に相当する。すなわち、RC

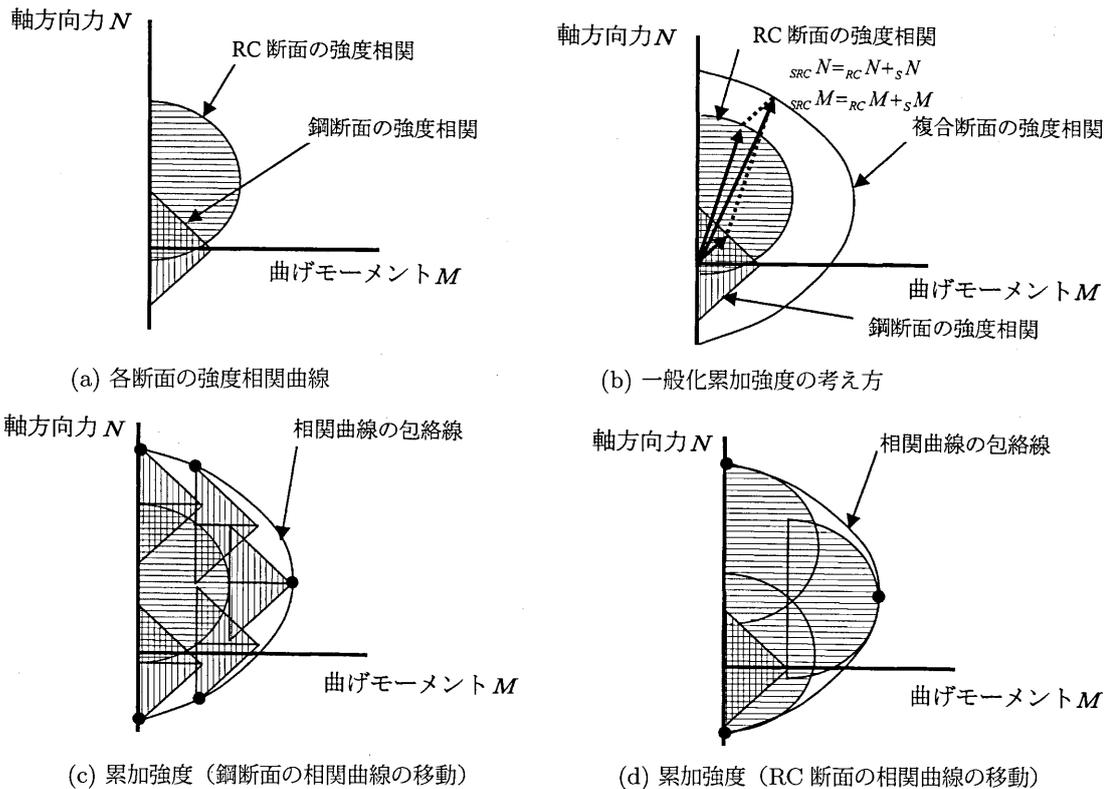


図 18.2.4 一般化累加強度の求め方の概略

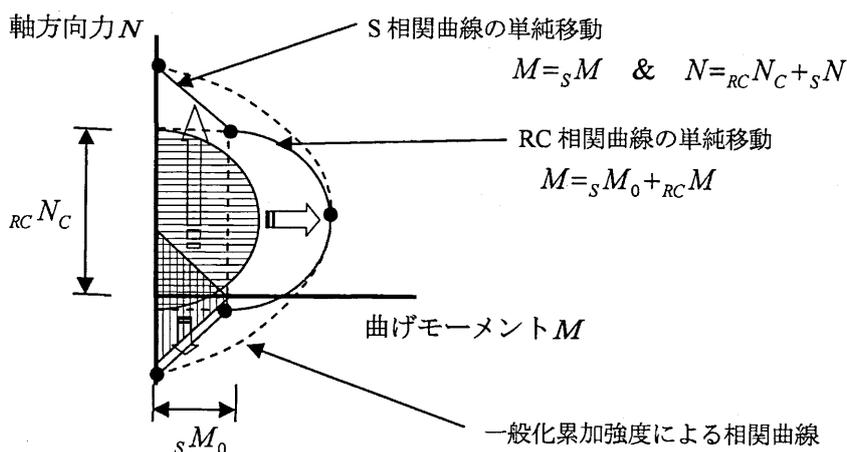


図 18.2.5 単純累加強度による相関曲線

断面 (C) の相関曲線の原点を鋼断面 (S) の相関曲線上に沿って移動させた場合の包絡線を求めることによって一般化累加強度が算出される (図 18.2.4(c) を参照). また, 同様に鋼断面の相関曲線を RC 断面の相関曲線上に沿って移動させたときの包絡線によっても評価することが可能である (図 18.2.4(d) を参照). これに対して, 単純累加強度は, 図 18.2.5 のように, 3つの区分に対して S 構造もしくは RC 構造のいずれかの相関曲線を単純に移動させるだけで, SRC 構造の相関曲線を得ようとするもので, 非常に簡易な算定法であることが分かる. このような累加強度の妥当性は, 鋼断面と RC 断面のそれぞれの図心位置が大きくずれていないことが必要条件ともされている. これは, 各断面の終局強度の単純和が, 合成断面の終局強度となることを, 平面保持の仮定の観点から保証させようとするものであり, 終局時における鋼とコンクリートの相互作用が小さいことをも仮定している. 一方で, 鋼とコンクリートの付着性状が少なからぬ影響を及ぼす弾性剛性等の評価に際しては, その精度を確保することが困難であり, 例えば, 使用性限界照査の対象となる変形量の評価には適用できない等の欠点を有する.

このような考え方を取り入れた設計規準に, 日本建築学会・鉄骨鉄筋コンクリート構造設計規準がある [日本建築学会, 2001]. ここでは, ①鉄骨部分は局部座屈を起こさせない, もしくは「鋼構造設計規準」に従う; ②鉄筋コンクリート部の曲げ耐力算定の基本仮定は, 「鉄筋コンクリート構造」のそれらに準ずるとして, 基本は単純累加強度に基づき, 精度改善のために一般化累加強度を一部適用して下記の規準式が採用されている.

(1) $RC N_T \leq N \leq RC N_C$ または $M \geq S M_0$ の時

$$\left. \begin{array}{l} N = RC N \\ M \leq S M_0 + RC M \end{array} \right\} \quad (18.2.5a)$$

(2) $N > RC N_C$ または $M < S M_0$ の時

$$\left. \begin{array}{l} N \leq RC N_C + S N \\ M = S M \end{array} \right\} \quad (18.2.5b)$$

(3) $N < RC N_T$ または軸方向力が引張りで $M < S M_0$ の時

$$\left. \begin{array}{l} N \geq RC N_T + S N \\ M = S M \end{array} \right\} \quad (18.2.5c)$$

ここで、 S と RC と SRC の下前指標は、構造種別（ S は鉄骨造、 RC は鉄筋コンクリート造、 SRC は鉄骨鉄筋コンクリート造）を表し、 0 と C と T の下後指標は、それぞれ軸方向力が零の場合の曲げ耐力、圧縮耐力、引張耐力を表す。なお、座屈長さが、断面高さの12倍を超える柱材に対しては、柱全体での曲げ座屈の影響を考慮して、式(18.2.5a~c)に代わり以下の式を用いている。

$$(1) N \leq RCN_C \text{ または } M \geq SM_0 \left(1 - \frac{\nu \cdot RCN_C}{N_E} \right) \text{ の時} \left. \begin{array}{l} N = RCN \\ M \leq SM_0 \cdot \left(1 - \frac{\nu \cdot RCN}{N_E} \right) + RC M \end{array} \right\} \quad (18.2.6a)$$

$$(2) N > RCN_C \text{ または } M < SM_0 \left(1 - \frac{\nu \cdot RCN_C}{N_E} \right) \text{ の時} \left. \begin{array}{l} N \leq RCN_C + sN \\ M = sM \cdot \left(1 - \frac{\nu \cdot RCN}{N_E} \right) \end{array} \right\} \quad (18.2.6b)$$

ここで、 ν は、長期荷重、短期荷重に対する安全係数で、それぞれ3.0もしくは1.5としている。なお、弾性座屈耐力 N_E は、鋼部分および鉄筋コンクリート部の弾性係数 E 、断面二次モーメント I （下前指標 C 、 S は、それぞれコンクリートおよび鋼を示す）および有効座屈長 L_k により次式で与えられる。

$$N_E = \left(\frac{\pi^2}{L_k^2} \right) \left(\frac{CE \cdot CI}{5} + sE \cdot sI \right) \quad (18.2.7)$$

また、靱性を期待する柱材に対しては、地震時に作用する圧縮力に対しても安全性を確保するために、その上限値を以下のようにも与えている。

$$N \leq \frac{1}{3} b \cdot D \cdot F_c + \frac{2}{3} sA \cdot s f_c \quad (18.2.8)$$

ここで、 b は SRC 部材の断面幅、 D は SRC 部材の断面高さ、 sA は鋼部分の断面積、 F_c はコンクリートの設計圧縮強度、および $s f_c$ は鋼の許容圧縮強度である。

さて、Eurocode 4では、式(18.2.7)に用いる細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ および弾性限界荷重 $N_{cr}(= N_E)$ を決定するための複合部材の有効曲げ剛性 $(EI)_{eff}$ を以下のように与えている。

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \leq 2.0 \quad (18.2.9a)$$

$$(EI)_{eff} = sE \cdot sI + rE \cdot rI + 0.6CE \cdot CI \quad (18.2.9b)$$

ここで、 $rE \cdot rI$ は、鉄筋による曲げ剛性寄与分である。また、コンクリート断面に対しては、ひび割れ無しとして断面二次モーメントを算定することとしている。ただし、長期的なコンクリートの挙動を考慮するため、コンクリートの弾性係数を $1/\{1 + (1 + N_{G,Ed}/N_{Ed})\phi_t\}$ の補正係数で低減するとしている（ $N_{G,Ed}$ は設計軸方向力の中で持続的に加わる荷重、 N_{Ed} は設計軸方向力、 ϕ_t はクリープ係数）。これらの基礎式を基に、合成柱の設計圧縮耐力は、柱の細長比に応じて低減係数 χ を用いて圧壊耐力 $N_{pl,Rd}$ を低減して算定することとなる。また $N_{pl,Rk}$ は、基準圧縮耐力で $N_{pl,Rd}$ を用いてもよいとしている。例えば、H型鋼埋め込み断面を参考にすると、その強軸回りでは座屈曲線 b が、弱軸回りでは座屈曲線 c が用いられる。これらは、以下のように与えられる。

$$\chi = f_k - \sqrt{f_k^2 - \frac{1}{\bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad (18.2.10a)$$

$$f_k = \frac{1 - \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2}{2\bar{\lambda}^2} \quad (18.2.10b)$$

なお、座屈曲線 b, c に対して、係数 α は、それぞれ 0.34, 0.49 で与えられる。さらに、2 次オーダーの曲げモーメントが大きい場合 (10 % 以上) は、構造全体に対して 2 次解析を行うことを原則としているが、1 次解析による設計曲げモーメントの最大値 M_{Ed} を下記の補正係数で割り増して 2 次的効果を考慮できるとしている。

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff}} \quad (18.2.11a)$$

$$\beta = \begin{cases} 1.0 & \text{(部材両端で曲げモーメントが零の場合)} \\ 0.66 + 0.44 \cdot r \geq 0.44 & \text{(部材両端での曲げモーメント比が } r \text{ の場合)} \end{cases} \quad (18.2.11b)$$

ここに、 $N_{cr,eff}$ は、有効曲げ剛性および有効長さを基に、対象とする曲げの軸回りの弾性座屈荷重である。

一方、AISC-LRFD[1993]、AASHTO-LRFD[2004] では、少なくとも 1 軸に関して対称断面であり、鋼要素の断面積が全断面のそれに対して 4 % 以上では、下記のように圧縮耐力 P_n を規定している。

$$\begin{aligned} P_n &= 0.66\bar{\lambda} F_e A_s & \bar{\lambda} \leq 2.25 \\ &= \frac{0.88 F_e A_s}{\bar{\lambda}} & \bar{\lambda} > 2.25 \end{aligned} \quad (18.2.12)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \bar{\lambda} &= \left(\frac{KL}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_e}{E_e} \\ F_e &= F_y + C_1 F_{yr} \left(\frac{A_r}{A_s} \right) + C_2 f'_c \left(\frac{A_r}{A_s} \right) \\ E_e &= E \left[1 + \left(\frac{C_3}{n} \right) + \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \right] \end{aligned}$$

ここで、 $\bar{\lambda}$ は換算細長比パラメータ、 A_s は鋼断面の面積、 A_c はコンクリート断面の面積、 A_r は鉄筋の断面積、 F_y は鋼断面の降伏応力、 F_{yr} は鉄筋の降伏応力、 f'_c はコンクリートの基準強度、 E は鋼の弾性係数、 KL は柱部材の有効長さ、 n は鋼とコンクリートの弾性係数比、および r_s は鋼断面の断面 2 次半径 (断面高の 0.3 以上) であり、 C_1, C_2, C_3 の係数は、SRC 断面に対して、それぞれ 0.70, 0.60, 0.20 としている。また、軸力と曲げを受ける部材に対しては、式 (18.2.11) にみられる曲げモーメントの割り増し係数の評価に際して、鋼断面のみのオイラー座屈荷重を用いることとしている。

$$P_e = \frac{A_s F_e}{\lambda} \quad (18.2.13)$$

一方、曲げに対しては、軸力作用が無い場合、鋼断面の全塑性曲げモーメントもしくは降伏曲げモーメントの小さい値を基準耐力 M_n として定めている。また、曲げと軸力を同時に受ける場合は、曲げの基準耐力を以下のように定めている。

$$M_n = Z F_y + \frac{(h_2 - 2c_r) A_r F_{yr}}{3} + \left(\frac{h_2}{2} - \frac{A_w F_y}{1.7 f'_c h_1} \right) A_w F_y \quad (18.2.14)$$

ここで、 Z は鋼断面の塑性断面係数、 h_1 は複合断面の幅、 h_2 は複合断面の高さ、 c_r は主鉄筋の断面最外縁からの平均距離、および A_w は鋼断面腹板の断面積であり、その他は、前述の定義と同じである。なお、照査式において軸力項が、0.3 以下の場合 ($P_u/\phi_c P_n < 0.3$ 、 P_u は軸方向力、 P_n は式 (18.2.12) で与えられる基準耐力、 ϕ_c は抵抗係数 (=0.90)) では、軸力作用の無い場合の基準耐力と式 (18.2.14) で与えられる基準耐力を線形補間して定めている。最後に、これらの基準による曲げモーメント-軸力の相関強度曲線の比較結果は、参考文献 [Galambos, 1998] において詳細にまとめられているので参照していただきたい。

ところで、せん断力に対する複合部材の挙動および破壊のメカニズムは、棒部材、面部材等の部材の種類によって、さらに面部材では、せん断力が面外方向に作用するのか、面内方向に作用するかによって異なる。ここでは、座屈安定には直接かわりがないが、棒部材を対象に耐力評価の現状を簡潔に述べる（面部材に関しては、18.4 サンドイッチ型合成板構造における座屈問題を参照されたい）。一般に、せん断補強鋼材を用いた棒材では、斜めひび割れ発生後にせん断補強鋼材によってもせん断力が負担され、トラス的な耐荷機構へと移行していく。最終的には、トラスにおける引張腹材としてのせん断補強鋼材の降伏または圧縮斜材としての腹部コンクリートの圧縮破壊によって耐力を失うこととなる。このようなせん断耐力機構に関しては、軸圧縮力が大きく、せん断スパン比が大きい場合、鋼断面とRC断面のせん断耐力の累加性が成立し、一方で、軸圧縮力が小さく、せん断スパン比が小さいと、RC断面の多くの部分は、曲げ作用もしくは斜めひび割れのために有効ではなく、せん断耐力は、鋼断面とせん断補強筋のせん断耐力で上限となることが分かっている。また、SRC部材のせん断耐力評価では、鉄骨のコンクリートに対する付着を期待しないで設計するのが一般的である。特に、大振幅での繰り返し応力を受けると、鉄骨とコンクリートとの付着が破壊されるので、鉄骨とコンクリートの合成効果（一体性）を見込めず、それぞれが別々に抵抗することに留意しなければならない。一般に、格子形鉄骨（非充腹）を用いる場合は、鉄骨はフィーレンディールトラスとして抵抗するので、そのせん断力負担分は非常に小さい。これに対して、充腹形やトラス形の鉄骨を用いた場合には、鉄骨自体でせん断力を支持することができる。結果的に、SRC構造のせん断耐荷機構はこのように複雑であるため、実験を基にする設計式が各種設計規準で採用されているが、そのベースには、部材の終局せん断耐力についても累加強度式が成立することを基本に、規準類が整備されている[若林ら, 1995]。また、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針（日本建築学会）[1990]にも採用されているように、せん断補強筋のトラス機構によって伝達されるせん断力とコンクリートのみでせん断力を伝達するアーチ機構を想定した塑性理論に基づく耐力式をSRC構造へも適用しようと検討されている[土井ら, 1999]。すなわち、せん断耐力 V_y の累加評価式は、次式のとおりとなる。

$$\begin{aligned} V_y &= V_{sy} + V_{rcy} \\ &= f_{vy}A_w + V_c + V_{rw} \end{aligned} \quad (18.2.15)$$

ここで、 V_{sy} は鉄骨断面のせん断耐力、 V_{rcy} はRC断面のせん断耐力、 V_c はせん断補強鋼材を用いないコンクリート断面が受け持つせん断耐力、 V_{rw} はせん断補強鋼材が受け持つせん断耐力、 f_{vy} は鋼断面腹板せん断降伏応力、 A_w は鋼断面腹板の断面積である。なお、鉄骨が周辺コンクリート部と十分に定着されていれば、鉄骨鉄筋併用型となり、鉄骨を鉄筋換算し、通常のRC断面のせん断耐力と同様な手法でせん断耐力を求めることができる。なお、参考までに、AASHTO-LRFD(2004)では、鋼断面、せん断補強筋のせん断耐力の累加として次式のように基準耐力を定めている。

$$V_n = 0.58F_{yw}Dt_w + \frac{F_{yr}A_v(h_2 - c_r)}{s} \quad (18.2.16)$$

ここで、 F_{yw} は鋼断面腹板の降伏応力、 t_w は鋼断面腹板の板厚、 D は鋼断面の腹板高、 A_v はせん断クラックを横断する帯鉄筋の断面積、 s は帯鉄筋の間隔、 F_{yr} は帯鉄筋の降伏応力、 h_2 はせん断方向の断面の高さ、および c_r は軸方向鉄筋から断面表面の近い側までの距離である。一般に、圧縮耐力、曲げ耐力に及ぼすせん断力の影響は、せん断スパン比、軸圧縮力、せん断補強筋の構造詳細に依存する。そこで、せん断力の影響を考慮し、応力ブロックによる相関強度曲線を簡略的に算出する方法として、せん断力 V による鋼腹板のせん断応力 τ_w を一様と仮定し、鋼腹板の降伏応力を以下のように低減して、簡便に断面抵抗を求める手法も提案され

ている。

$$f_{sy,web} = \sqrt{(f_{sy})^2 - 2\tau_w^2} \quad (18.2.17a)$$

$$\tau_w = \frac{V}{D \cdot t_w} \quad (18.2.17b)$$

ただし、地震時の柱の挙動では、せん断モードが卓越する場合が多いので、鋼要素とコンクリート要素によるせん断力の詳細な分担については別途検討が必要と考えられる。

最後に、ねじりに関する設計法であるが、基本的な考え方は、せん断に対する設計と同様である。ねじり補強筋が無い場合は、鋼断面の影響は無視し、RC 断面だけのねじり耐力のみ考慮する。一方、ねじり補強筋がある場合は、鉄骨を鉄筋とみなし、鉄骨鉄筋併用型として RC 断面のねじり耐力を用いることとなる。また、鉄骨断面が充腹閉断面や弦材をラチスでつづった箱形断面の場合には、鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分のそれぞれのねじり耐力の累加で与えられるとの報告がある。ただし、土木建造物の設計では、安全側の評価のため鋼断面のみでねじりに抵抗することを基本としている。

18.2.2 鉄骨・鉄筋コンクリート構造 (SRC 構造) における座屈と変形能

SRC 構造では、鉄骨に加えて RC 構造と同様に補強鉄筋も配置されており、RC 構造の破壊形式に準じる。すなわち、一般的な曲げ部材の復元力と変形の包絡線は図 18.2.6 のようになり、特に、ポストピークの挙動は、鋼断面 (鉄骨および鉄筋) の座屈に支配されると考えられる。例えば、RC 構造では、軸圧縮部材に帯鉄筋がないと、また、曲げ部材に帯鉄筋がないと、図 18.2.7 に示すようにコンクリート部材は横からの力によって「せん断破壊」を起こす。つまり、これらの補強鉄筋はコンクリート部材のせん断破壊を防ぐ役割を担っている。また、せん断破壊等による部材の損壊が回避されると、構造物や部材が大きく塑性化し、構造系の崩壊が幾何学的非線形効果に影響されるようになる。一方で、軸圧縮部材に帯鉄筋が充分に入っていないと、図 18.2.8 のように圧縮力を分担する主鉄筋が座屈を起こし、性能劣化を引き起こす。同様に、曲げ部材においても圧縮側外縁のコンクリートの圧壊・剥落にともない周辺からの拘束の無くなる主鉄筋に過度の応力負担が再分配され、帯鉄筋間で座屈する場合もある。したがって、終局状態の設定にも関連するが、SRC 構造においても、埋め込まれた鉄骨の薄板要素の局部座屈に加えて、コンクリートの剥落防止を目的に配置されている主鉄筋の座屈、帯鉄筋の配置などにも十分配慮が必要である。

ここで、ポストピークに対する RC 構造の崩壊過程の解析では、鉄筋の座屈を考慮した解析手法が採用されつつある。例えば、①鉄筋を柱モデルとして構造モデルを構築し、その圧縮-引張荷重下での履歴挙動を精度良くモデル化する、②座屈による軟化挙動を応力-ひずみ関係としてモデル化して、離散化解析を進める、等

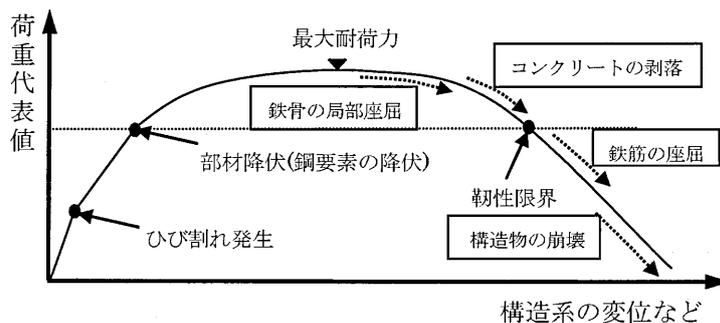


図 18.2.6 SRC 構造の各種損傷と崩壊過程の概要

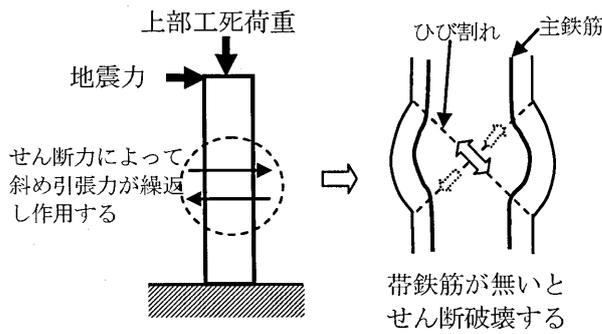


図 18.2.7 帯鉄筋がないことによるせん断破壊

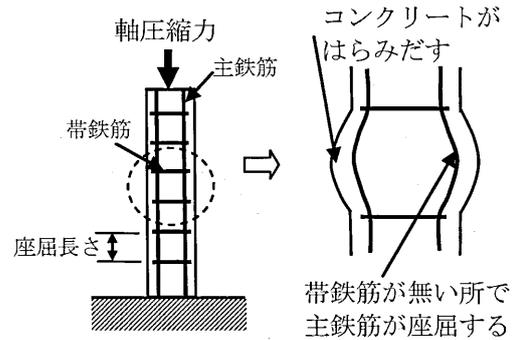


図 18.2.8 帯鉄筋の不足による主鉄筋の座屈

が用いられることが多い [日本コンクリート工学協会, 2003]. 特に, 18.1.2 で述べたように鉄筋の座屈は, 帯鉄筋間隔, コンクリート強度, 鋼材自体の繰返し非弾性特性などに関連し, 帯鉄筋の剛性を等価に表す弾性支持ばねとしてモデル化し, 軸方向鉄筋をその弾性支持ばねを支床とするはり要素に置き換え, 理論的に座屈挙動を考慮する考え方が多い. 例えば, 浅津らは, 以下のような提案式により鉄筋の座屈長を算定し, RC 部材の塑性ヒンジ長と関連付けることを提案している [浅津ら, 2001].

$$L_{cr} = C_2 \sqrt[4]{\frac{E_0 I_0}{\beta_n}} \quad (18.2.18a)$$

$$I_0 = \frac{\pi d^4}{64} \quad (18.2.18b)$$

ここで, L_{cr} は軸方向鉄筋の座屈長, E_0 は鉄筋の弾性係数, I_0 は軸方向鉄筋の断面二次モーメント, β_n はかぶりコンクリートに対する等分布ばね定数, C_2 は補正係数 (弾性座屈では 4.4~5.4, 弾塑性座屈では 2.0~3.0), および d は軸方向鉄筋の径である. また, 座屈長を鉄筋直径の 3 倍程度に抑えることができれば, 座屈による応力の低下を考慮しなくても良いとの報告もある. このような研究成果は, 今後益々必要とされる大変形をともなう RC 構造物の耐震性照査, 安全性評価には不可欠である.

一方, SRC 構造における鉄骨要素の座屈は, 大別すると, 図 18.2.9 に示すように表面に露出した薄板要素は, 鋼単独の部材で発生する局部座屈波形に対して, 内側のコンクリートが薄板のたわみ変形の拘束効果を有するので, 比較的波長の小さい外側のみのたわみ変形を有する座屈波形を呈することとなる. 一方で, 図 18.2.10 のような埋め込み鉄骨の場合は, 圧縮力を分担する鋼薄板要素が, 表裏から座屈変形を拘束されることとなるため, 被覆コンクリートが十分な拘束力を有するのであれば, 座屈は発生しないこととなる. しかし, このような拘束力は, コンクリートを引張応力状態に誘導するもので, 帯鉄筋などによるコンクリートの閉じ込めが

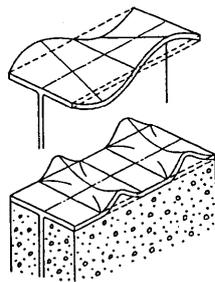


図 18.2.9 フランジ板の局部座屈

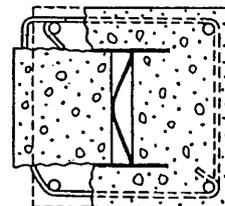


図 18.2.10 ウェブ板の局部座屈

鋼種	b/t	d/t (はり)	d/t (一般)	d/t (角形鋼管)	sD/t (円形鋼管)
SS400, SM400, SMA400, STK400, STKR400	23	107	96	72	150
SS490	21	99	88	66	129
SM490, SM490Y, SMA490, STK490, STKR490, SCW490-CF	20	91	81	61	109
SM520, SCW520-CF	19	87	78	59	100
注 1) ユーロコードにおける板厚比制限値 (最大値) f_Y : 鋼の基準設計応力度(N/mm ²)	$22\sqrt{\frac{235}{f_Y}}$			$52\sqrt{\frac{235}{f_Y}}$	$90\frac{235}{f_Y}$
注 2) AASHTO における板厚比制限値 (最大値) f_Y : 鋼の基準設計応力度(N/mm ²), E : 弾性係数				$\sqrt{3}\sqrt{\frac{E}{f_Y}}$	$\sqrt{8}\sqrt{\frac{E}{f_Y}}$

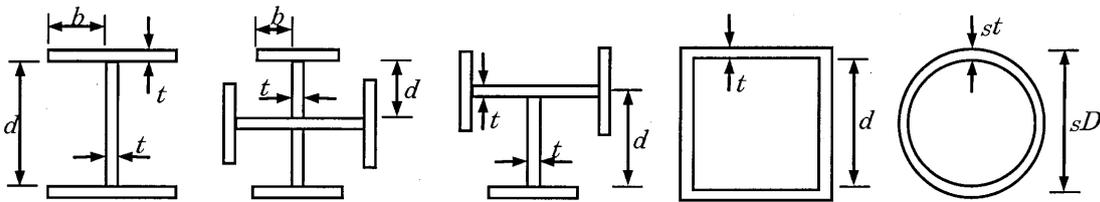


図 18.2.11 鋼薄板要素の幅厚比制限値の一例

完全でない場合は、鋼薄板要素が、コンクリートを外側へ押し出し、結果的に座屈を発生させることとなる。ただし、建築物等では、十分な部材変形能力を要求するため、結果的に鋼薄板要素にも適切な幅厚比制限を設け、座屈を発生させにくくする規準が整備されている [日本建築学会, 2001]。その一例を、図 18.2.11 に示す。これらの制限値は、裸鉄骨の場合と比較すると、フランジでは 1.5 倍、H 形鋼のウェブでは 2 倍程度の緩和された値となっている。なお、Eurocode 4(1994) においては、原則、鋼断面の局部座屈の影響を考慮することとなっているが、I 型断面、矩形断面、円形断面のそれぞれに対して、図中の式を満足すれば局部座屈の影響を無視してもよいとしており、鋼種ごとに建築規準と比較すると若干緩い制限値となっている。これに反して、AISC-LRFD(1993), AASHTO-LRFD(2004) では、鋼断面の降伏が局部座屈もしくはコンクリートの圧壊より先行するように意図されており、特に鋼断面の幅厚比等に対する制限は設けていない (表中の参考値は、CFT 構造に対するものである)。その他の部材寸法に対する日本の建築規準における制限としては、①柱の座屈長は、その最小径の 30 倍以下、②圧縮材の座屈長さは、その最小径の 50 倍以下としている。細長比に換算して、それぞれ約 104, 170 程度である。また、これらの部材の軸方向鋼材の全断面積は、鉄筋コンクリート構造に対する設計規準に準じて、コンクリートの全断面積の 0.8% 以上としている一方で、圧縮側鉄骨比が 6.7% 以上になると鉄筋コンクリート部の許容圧縮応力度を 0 として、設計上この部位を無視して計算させている。また、鉄骨に組立材を用いる場合は、弦材の座屈が、鉄筋と同様にコンクリートによって阻止される。しかし、コンクリートが圧壊し、拘束力が減少すれば、主鉄骨が座屈する可能性があるため、これを防止して部材に十分な変形能力を持たせるために、柱、はりのそれぞれの部材に対して、細長比 70, 120 以下となるように制限している。なお、座屈長さが、断面高さの 12 倍を超える柱材に対しては、圧縮力とたわみの二次曲げの影響を考慮して別途許容圧縮力を定めている。変形性能に関しては、鉄骨比 5.5% の範囲で、軸力比が小さいほど差異が認められるが、軸力比 n と部材回転角 R において、 $n = 0.726 - 0.267 \cdot R$ の実験式によって表現できることが示されている [李ら, 1999]。また、被覆コンクリートの帯鉄筋比、鋼管のかぶり厚さが小さくなると、耐力、変形能が低下することが示されており、コンクリートへの拘束力を十分に確保するために鉄筋の配置には留意する必要がある [松井ら, 1998]。なお、かぶり厚の最小値は、5cm と設定されているが、実設計におい

では、柱部材で15cm、はり部材で12cm程度となっている。一方、Eurocode 4においてもかぶり厚は、最小4cmおよびフランジ幅の1/6以上としている。

土木分野では、18.1.1で述べたように鉄筋工の労力削減を目的として鉄骨が鉄筋に代わり用いられることが多く、鉄骨も圧延材が用いられることからそれらの局部座屈が問題となることは少ない。また、被覆コンクリートによる構造本体の振動低減、しいては周辺環境への騒音低減が期待できるため、鉄道構造にSRC構造が用いられることが多かった。このように鉄骨が鉄筋として取り扱われることから、鉄筋同様に鉄骨の曲げ座屈が部材としての変形能、劣化性状に影響を与えることが報告されている。村田ら(1999a)は、軸力比0.0~0.15、引張鉄筋比1%以下、せん断補強筋比0.1~0.15%、せん断スパン比3~8程度の一般的な鉄道構造に対して、載荷実験により変形性能の定量的評価を行い、最大荷重時の変位は、降伏変位の2~4倍、終局変位(降伏荷重を維持する最大変位)は、降伏変位の5倍以上であったと報告している。また、秋山らは、鉄筋の座屈を考慮したファイバーモデルによる解析から、 M_{SC}/M_{RC} (軸方向鉄筋を除いた鉄骨コンクリートの曲げ耐力/鉄骨断面を取り除いた鉄筋コンクリート断面の曲げ耐力)を1.5程度確保し、軸力比を0.21以下に抑えれば、軸方向鉄筋の座屈後の大変形域においても優れた変形能を発揮できると報告している[秋山ら, 1999]。一方で、軸力比0.28程度、 $M_{SC}/M_{RC} < 1$ では、鉄筋の座屈に伴い、急激な耐力低下を示している。村田らは、せん断耐力についても検討しており、土木学会・コンクリート標準示方書(設計編・平成8年度版)(1996)および複合構造物設計・施工指針(案)[2002]にしたがうと、耐力を過小評価することから、鉄骨のせん断耐力をせん断スパン比と鉄骨比をパラメータとして評価し、せん断補強筋を用いない棒部材のせん断耐力およびせん断補強筋が受け持つせん断耐力との単純累加強度に基づく評価式を提案している[村田ら, 1999b]。

また、SRC構造を梁に活用したプレビーム合成桁が中小スパン橋梁に多く用いられるようになった[(財)国土開発技術研究センター, 1997]。プレビーム合成桁は、図18.2.12に示すようにプレフレクションにより曲げ変形を与えた鋼げたの下フランジ部にコンクリートを打設し、コンクリートが硬化後、プレフレクションを解放することによりコンクリートに圧縮プレストレスを導入した合成桁である。特に、プレストレスされた下フランジコンクリートにより、けた剛性を増大させる特性を有している。ここでは、製作時に導入するプレフレクションによる圧縮フランジの座屈安定性、ならびに床版打設時の横ねじり座屈安定性に対する検討が

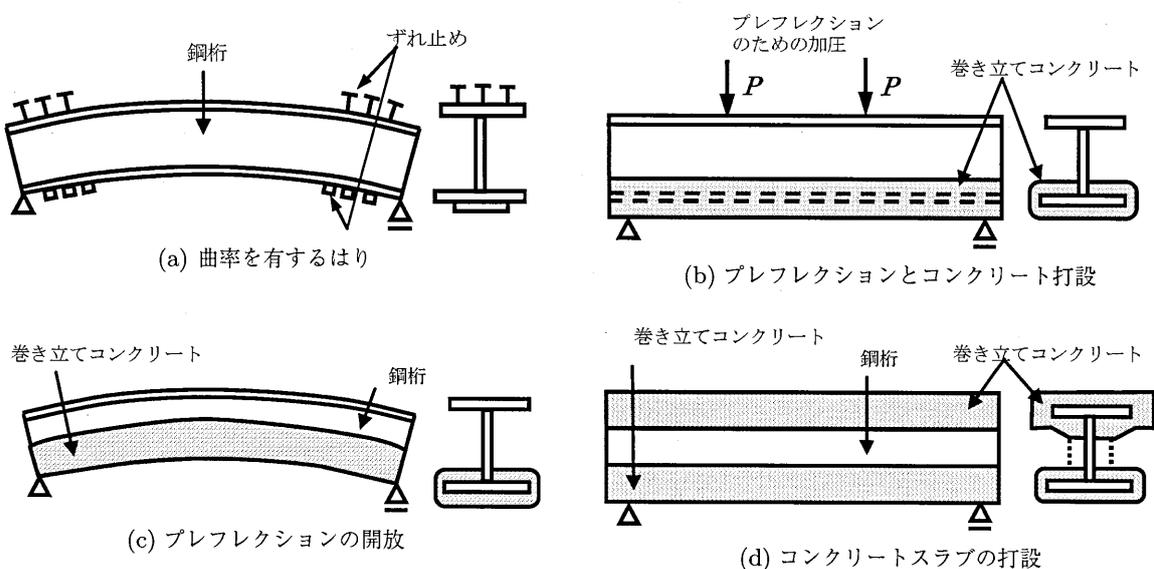


図 18.2.12 プレビーム合成桁の製作手順 ((a) → (b) → (c) → (d))

必要とされている。道路橋示方書 [日本道路協会, 1994] では、薄肉で桁高の大きな断面を対象に横ねじり座屈に対しては曲げねじり剛性のみを考慮して圧縮応力度を規定しているが、プレビーム合成げたでは、桁高が小さく、厚肉の板を用いた鋼桁であるので、曲げねじり剛性のみならずサンプナンのねじり抵抗をも考慮した規定となっている。具体的には、次式の二軸対称 I 型断面桁に対する横ねじり座屈応力評価式においてねじり剛性が大きい場合の近似式（根号内 2 項目を無視）を安全側の評価として基本的に用いている。

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi}{LW_y} \sqrt{EI_z GJ \left(1 + \frac{EI_z \pi^4 d^2}{GJ 4L^4} \right)} \quad (18.2.19)$$

ここで、 L はフランジ固定点間距離、 d は鋼桁高、 W_y は強軸周りの弾性断面係数、 EI_z は弱軸周りの曲げ剛性、および GJ はねじり剛性である。許容応力度は、有効座屈長が、弾性座屈から決まる座屈長の 7 割とし、安全率 1.7 を採用して、圧縮縁の曲げ応力に制限を加えている。なお、プレフレクション時には、横支持装置を桁軸方向に少なくとも 5 ヶ所（支間中央点、荷重載荷の 2 点、支点近傍の 2 点）で支持された連続体とすることを規定し、座屈長を固定点間距離と考えている。

$$\sigma_{sca1} = 1.8 \frac{\sqrt{EI_z GJ}}{LW_y} \quad (18.2.20a)$$

$$\sigma_{sca2} = 1.2 \frac{\sqrt{EI_z GJ}}{LW_y} \quad (18.2.20b)$$

ここで、 σ_{sca1} 、 σ_{sca2} は、それぞれプレフレクション時の許容曲げ応力度、床版打設時の許容曲げ応力度である。なお、鋼桁の腹板については、プレビーム合成桁では補剛材を用いず、被覆コンクリートによって補剛されるため、座屈に対しては安全であるとされている。これに対して、合成桁の腹板は、従来補剛が必要とされているが、最近コンクリート床版による補剛効果、床板の合成床板化にともない少補剛設計が取り入れられつつある。西村らの研究によれば、降伏限界幅厚比にはフランジと腹板の相互拘束効果が期待でき、より大きな座屈係数が採用できるとしている [西村ら, 1991, 1993]。また、大垣らによれば、コンクリート床版による拘束効果により腹板の幅厚比制限はさらに緩和できるとし、2 主合成桁などに適用されつつある [大垣ら, 1998, 2003]。

18.3 充填型鋼管構造における座屈問題

18.3.1 充填型鋼管構造の特徴と座屈

CFT 構造は、構造性能上、SRC 構造と同等と考えられるが、①充填コンクリートは、圧壊後の剥落による断面欠損が無く、耐力の低下が少ない；②RC 部材、SRC 部材に比してせん断破壊が起こりにくい；③充填コンクリートには、乾燥収縮が少なく、断面に占める鋼材の割合が比較的大きいため、耐力および剛性に及ぼすクリープの影響が小さい；④充填コンクリートの存在により耐火性能が向上するため、鋼構造に比べて耐火被覆を軽減させる；⑤充填コンクリートにより鋼管の局部座屈が拘束されるので、ダイヤフラムの寸法を小さくすることができる等の設計上の特長も注目すべきである。一方、施工上の特長として、型枠が不要で、鉄筋は構造的には必ずしも入れる必要はなく、RC 構造、SRC 構造に比べて省人化、省力化工法として優れている。しかし、優れた構造性能を期待するには、充填性がよく、ブリージングが少ない等の品質の安定したコンクリートの打設と品質管理が要求される。

CFT 構造のように硬化したコンクリートの表面にあり、コンクリートと一体となった鋼板の圧縮強度は、コンクリートと鋼板の結合度に大きく影響を受けるので、その影響を考慮して CFT 構造の圧縮耐力を定める必要

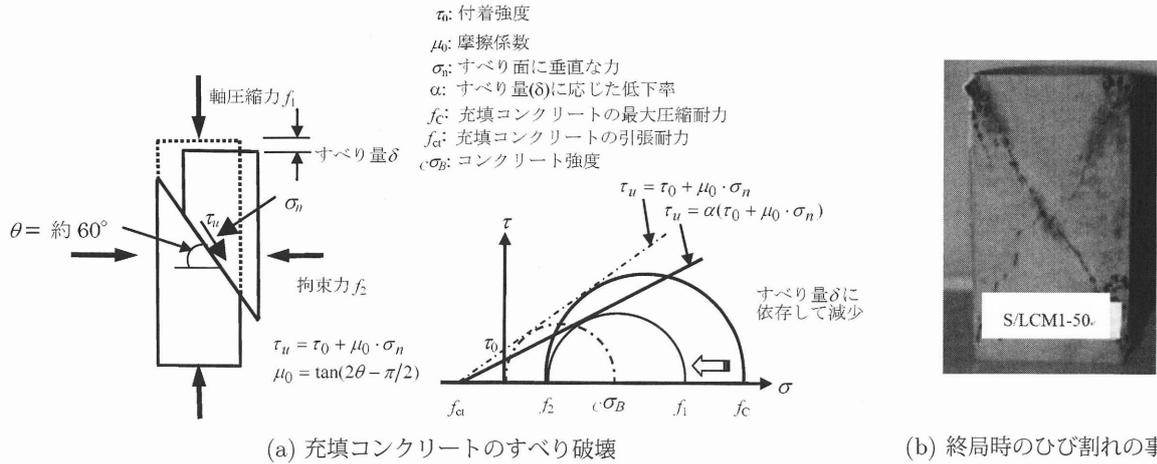


図 18.3.1 充填コンクリートのひび割れ性状

がある。しかし、現状では、その結合度に関する研究例も少なく設計を安全側に行う観点から、実験・解析等の特別な検討を行う場合を除いて、一般には、鋼管の局部座屈強度が採用されている。他方、CFT 構造の耐荷性状を把握する上では、18.1.2 で述べたように充填コンクリートのコンファインド効果による強度向上を評価する必要がある。実験によると、円形断面の場合、軸方向耐荷力は、単純累加による耐荷力よりも 10~50 % の耐荷力の上昇が見られ、変形能力も大きくなるなどの報告がある。このようなコンファインド効果とは、被圧縮体を側面から拘束することによって見掛けの圧縮強度や圧縮韌性が向上することで、その拘束形式により能動的拘束効果（静水圧中などのように三軸圧縮応力状態）、受動的拘束効果（作用荷重の増加に伴う体積膨張により、拘束材からの応力から間接的に発生する）に大別されるが、CFT 構造では、主に、後者が該当する。なお、充填コンクリートの圧縮すべり破壊時において、図 18.3.1(a) に示すように充填コンクリートのすべり破壊面は、約 60° 前後が報告されており、すべり破壊に対しては Mohr-Coulomb の破壊規準が一般に適用され、最大耐力、その後の耐力劣化の予測に用いられている [佐藤, 1993]。図 18.3.1(b) には、実際に CFT 短柱に対する圧縮載荷実験の後、試験体を半割にして観察した充填コンクリートのひび割れ性状を示す [Oyawa, 1998]。また、コンクリート部のみへの加圧時の鋼管の応力経路、一体加圧した場合の鋼管の応力経路を図 18.3.2 に示す。充填コンクリートの側方膨張に応じて、鋼管には円周方向応力が発生し、降伏状態に至ると von Mises の降伏曲面上を応力点が移行する。軸方向応力の増減およびその変化速度は、コンクリートと鋼管間での摩擦力による力の伝達、破壊の進行に伴う抵抗力の分担に依存する。

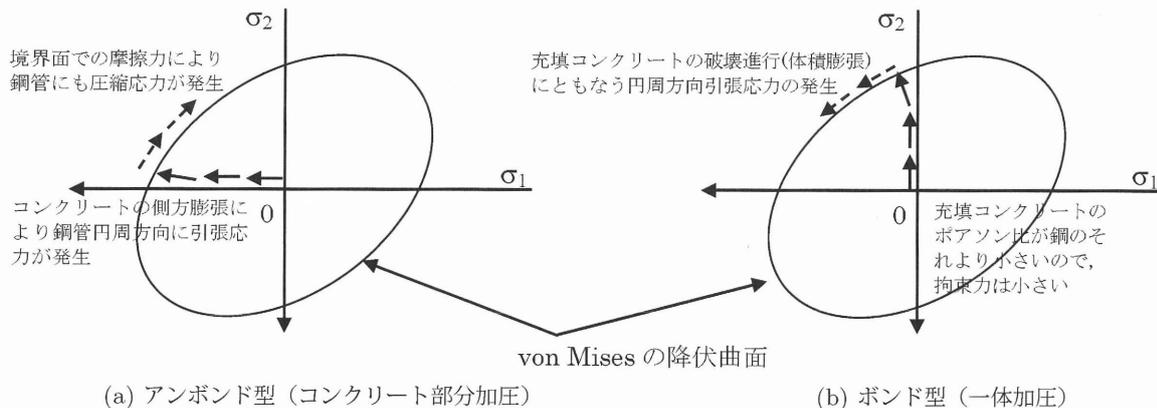


図 18.3.2 ボンド・アンボンド型 CFT 構造における鋼管の応力経路

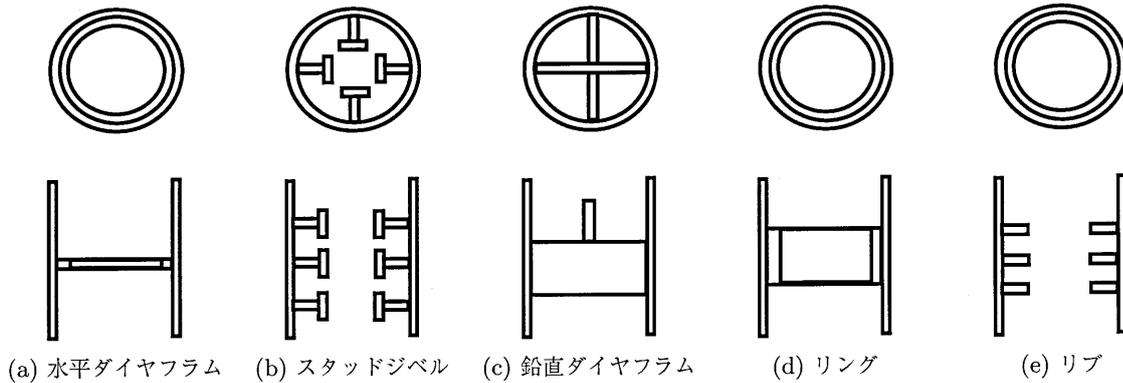


図 18.3.3 CFT 構造における機械的ずれ止めの例

はり-柱接合部近傍，断面形状保持のためのダイヤフラムが存在すれば，図 18.3.3 に示すような機械的なずれ止めとしての機能が発生することとなるので，鋼管と充填コンクリートの付着の有無は問題とならない場合が多い．一般に，コンクリートと鋼管の付着強度は，荷重条件によって付着応力を構成する粘着力と摩擦力の割合が異なるが，円形鋼管で $2\sim 4 \text{ kgf/cm}^2$ ，角形鋼管で $1.5\sim 3 \text{ kgf/cm}^2$ で，この値はコンクリートと鉄筋の付着強度と比べてかなり小さい値であり，コンクリートの硬化収縮，梁せん断力が鋼管に圧縮力として伝達されている際の鋼管径の増加などが，鋼管をコンクリートから引き離そうとすることから明らかである．一方で，突起付き鋼管では，平均付着応力で 12 kgf/cm^2 ，最大 22 kgf/cm^2 まで報告されている．しかし，部材一般部においては，鋼管と充填コンクリート間での応力の伝達が，鋼管に発生する応力状態を局所的に変動させることとなる．コンクリートの部分充填によっても同様な現象が生じることに留意する必要がある．鋼管とコンクリートが一体化した合成断面として部材耐力を期待するのであれば，構造的不連続性にともなう力の流れに対しては，十分に注意を払う必要がある [日本建築学会，1997]．

ところで，CFT 構造では，鋼管に局部座屈が発生しても直ちに顕著な耐力低下が現れず，繰返し荷重を受ける際には鋼管に亀裂が発生する段階で終局状態と考えられるので，最相らは，径厚比 $D/t = 30, 50, 60$ の各ケースに対して局部座屈による崩壊機構の解明を重点に検討を進め，局部座屈長が，無充填鋼管のその約 2 倍程度となったと報告している [最相ら，2003]．

また，藤本らは，高強度コンクリート・高強度鋼材を用いた CFT 構造に関して系統的な実験的研究を進め，図 18.3.4 に示すように円形，角形断面 CFT の荷重-変形曲線と関連付け，破壊形態を分類している．特に，鋼管の径厚比，幅厚比が最大耐力点以降の劣化の性状に影響を及ぼすとしている．例えば，(a) で代表される荷重-変形曲線の破壊形式は，同一断面高さで外周方向に凸になる座屈形状を示し，局部座屈後も耐力を維持する（円形断面の場合は上昇，角形断面の場合は，若干減少）．円形断面の場合，耐力が若干上昇するのは，鋼管

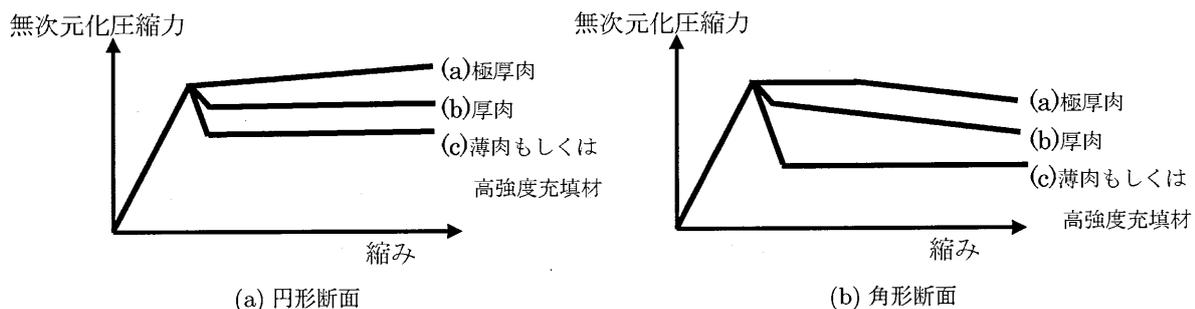


図 18.3.4 荷重-変形関係から見る破壊形態の分類

からの拘束効果で充填コンクリートの圧縮強度が向上するためである。一方で、(c) で代表される荷重-変形曲線の破壊形式は、滑り面でずれが発生し、著しい耐力低下を示す脆性的な破壊モードである。これは、幅厚比が大きいか、もしくは高強度コンクリートを用いた場合に発生している。結果的に、構造性能を決定つけるものは鋼管の拘束力であり、この拘束力を増加することで安定した構造性能を得ると結論付けている。なお、(b) はその中間の場合である [藤本ら, 1997]。すなわち、鋼断面とコンクリート断面の荷重分担に依存し、鋼断面の座屈による耐力低下とコンクリート断面の圧壊後の急激な軟化挙動を十分バランスさせ、ねばり強い CFT 構造を設計する必要がある。

一方、中村らは、大口径 (最大 900mm) ・大径厚比 $D/t = 150$ に対する実験結果から、建築 CFT 指針による耐力が、危険側評価であることを示し、その原因として、①局部座屈の影響、②寸法効果を挙げている。結果的に、曲げモーメントを受けるコンクリートの寸法効果を考慮すべきとまとめている。特に、 $\phi 600\text{mm}$ 以上では、建築 SRC 規準で用いているコンクリート強度低減係数 0.85 では不十分と報告している。また、圧縮・引張側で、鋼管からの拘束効果が異なるとも報告している。しかし、大口径の場合は、最大耐力点以降、耐力の低下が約 10 % あるが、耐力の低下傾向は著しくない [中村ら, 1999]。一方で、軸圧縮特性に対する寸法効果については、鋼管の拘束効果が大きく、CFT 全体の耐力に及ぼすコンクリートの負担軸力の影響が小さく、大きく現れないなどの研究成果もある [山本ら, 2002]。

ところで、土木分野では、鉄道をはじめとする土木構造物への適用に際して、耐荷力と変形性能に関する基準類の整備のため系統立てた実験が村田らによって行われた [村田ら, 1998, 2000]。ここでは、前述の SRC 構造と同様に最大荷重点付近で鋼管に局部座屈が発生し、座屈の進展とともに荷重が急激に低下することを示している。また、部材降伏は、載荷方向に対し 45° 位置の鋼管の降伏で概ね評価できるとし、ファイバー法で最大荷重を算定する際に必要な最大荷重点におけるコンクリート限界ひずみを $\epsilon_{cu} = 2.9 \cdot (f_{sy}/1000) - 0.57 \cdot (D/t/100) - 0.23$ のように実験結果から導いている (f_{sy} は鋼管の降伏応力、 D は鋼管の直径、および t は鋼管の板厚である)。また、部材靱性率 μ についても、 $\mu = 30.7 \cdot (M_u/M_y) - 21.4 \cdot \bar{\lambda} - 21.5$ の評価式を示している (M_u は曲げ耐力、 M_y は降伏曲げ耐力、および $\bar{\lambda}$ は細長比パラメータである)。さらに、損傷度に応じた変形量の特定、せん断スパン比、変動軸力の影響についても検討している。ここでは、損傷レベル 1 (無損傷・不補修) を、載荷方向から 45° の位置での鋼管降伏で判定し、損傷レベル 2 (局部座屈の発生・鋼管の局部座屈の補修程度) を、局部座屈の発生が伴うもののほぼ最大耐力を維持できる最大変形点で代表させ、損傷レベル 3 (局部座屈の進展・局部座屈の修復もしくはリブ補強) を局部座屈が進展するものの最大耐力の 90 % を維持できる変形点と定義している。

一方、CFT 構造を、圧縮力と引張力の両方に対して弾性的に挙動するよう、また、耐震部材として優れた復元能力を有するよう発展させたものとして、図 18.3.5(a) に示す二重鋼管構造が提案されている。すなわち、

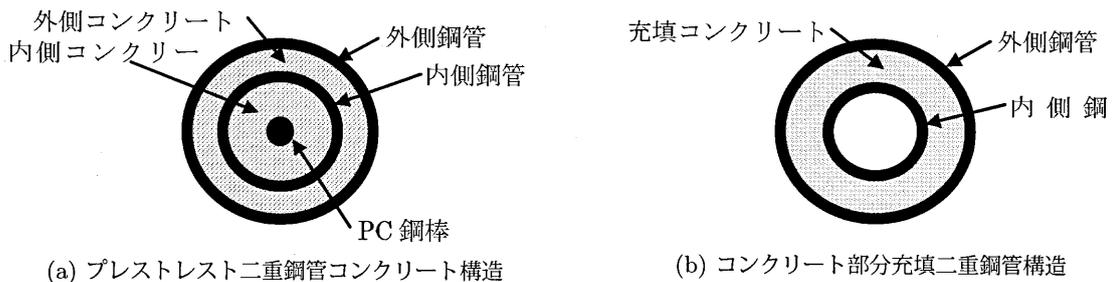


図 18.3.5 二重鋼管を用いたコンクリート充填構造構造

同心円状に二重に配置された鋼管の内側にコンクリートが充填され、中心には、アンボンド PC 鋼棒が配置されている構造形式である [今野ら, 1999]. 最近では、中心部の PC 鋼棒、充填コンクリートを取り除き、さらに重量軽減を目指したコンクリート部分充填二重鋼管なども検討されている (図 18.3.5(b) を参照) [上田ら, 1995; 杉本ら, 1998]. さらに、外側鋼管を強度部材とは取り扱わず、単なる座屈防止カバーと考え、強度部材である内側鋼管 (もしくは鉄骨) の圧縮耐力ならびに変形能を改善したブレース材としての活用に関する研究も進められている [加藤ら, 2002; 宇佐美ら, 2004].

18.3.2 充填型鋼管構造の設計法の概要

都市高速道路の高架構造として多用される鋼製橋脚は、車両等の衝突による断面構成薄板のへこみ等を防止する目的で柱基部に低強度のコンクリートが充填されるのが一般である。しかし、この充填コンクリートについては、建築鉄骨の耐火被覆として用いられる被覆コンクリートの剛性・強度を構造物のそれらへの寄与を積極的に取り入れた SRC 構造と同様に、ダイヤフラム等で充填コンクリートを密閉すると、少なからぬ剛性、強度への貢献が得られるとして、SRC 構造に準ずる設計基準の試案が整備されてきた。これらの試案は、SRC 構造で採用された累加強度方式を用いるのではなく、鋼構造物の設計の延長線上で議論されてきた。これらは、土木学会・鋼構造物設計指針・PartB：合成構造物として定められ [土木学会, 1997a], ここでは、その設計手順の概略を紹介する。なお、2003 年に土木学会からは複合構造物性能照査指針 (案) [土木学会, 2002] が出されたが、基本性能を評価する上では、PartB の設計の流れが踏襲されている。

鋼構造物設計指針・PartB では、指針の適用範囲を冒頭で示しており、鋼部分の分担軸方向力を表す荷重分担率 δ を以下に定義し、 $0.2 \leq \delta \leq 0.9$ の範囲のみに本指針を適用できるものとしている。なお、Eurocode 4 (prEN1994) [ECS, 1994] においても次式と同様なパラメータにより基準の適用範囲を定義している。一方で、AISC-LRFD, AASHTO-LRFD では、荷重分担率に関する記述はなく、鋼断面の全断面に占める面積比が 4 % 以上に対して合成構造の基準を適用するとしている。一般には、RC 構造 (鉄筋コンクリート構造) における鋼断面 (鉄筋) の断面性能への寄与率は、この定義式から判断すると 10 % 程度以下となることが伺える。

$$\delta = \frac{N_{s,p}}{N_{s,p} + N_{c,p}} \quad (18.3.1)$$

ここで、 $N_{s,p}$ 、 $N_{c,p}$ は、それぞれ鋼部分の分担軸方向圧縮耐力、充填コンクリートの分担軸方向圧縮耐力であり、鋼材の設計基準強度ならびに 85 % に低減した充填コンクリートの設計圧縮強度に基づいている。鋼断面、充填コンクリート断面に対するこれらの圧縮耐力算式は、SRC 構造のそれらに準ずる。一方、Eurocode 4 では、SRC 構造に対して、上記のように被覆コンクリートの強度を 85 % に低減するが、CFT 構造では、充填コンクリートの強度を低減しない評価式を用いている。さらに、合成部材が短く ($\bar{\lambda} < 0.5$)、荷重作用の偏心量が小さい ($e/d < 0.1$ 、 e は軸圧縮力に対する曲げモーメントの比、 d は円形鋼管の外径) 時には、円形断面に対してのみ、積極的に鋼管からの拘束効果による充填コンクリートの強度増加を取り入れた次式を用いて、合成断面の圧縮耐力 ($N_{pl,Rd} = N_{s,p} + N_{c,p}$) を評価している (図 18.2.3 中の A 点を参照)。

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (18.3.2)$$

ここで、 A_a は鋼管の断面積、 A_c は充填コンクリートの断面積、 A_s は鉄筋の断面積、 f_{yd} は鋼管の降伏応力、 f_{cd} はコンクリートの設計圧縮強度、 f_y は鋼管の降伏応力、 f_{ck} は充填コンクリートの基準圧縮強度、 f_{sd} は鉄筋の降伏応力、 t は鋼管の板厚、および d は鋼管の外径であり、 η_a 、 η_c の各係数は、以下のように

定めている。

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) \left(10 \frac{e}{d}\right) \leq 1.0 \quad (18.3.3a)$$

$$\eta_c = \eta_{c0} \cdot \left(1 - 10 \frac{e}{d}\right) \geq 0.0 \quad (18.3.3b)$$

$$\text{ただし, } \eta_{a0} = 0.25 \cdot (3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1.0$$

$$\eta_{c0} = 4.9 - 18.5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0$$

ここで、 $\bar{\lambda}$ は、式 (18.2.9a) で与えられる。

鋼構造物設計指針・PartBによると、充填コンクリートの硬化前に作用する環境外力に対しては、鋼要素のみでの使用性および耐荷性を照査する。また、充填コンクリートの硬化後については、合成断面として、その使用性および耐荷性を照査する。角形鋼管に対する充填コンクリートの硬化後の鋼要素の局部座屈強度は、以下のような低減係数 χ によってコンクリート硬化以前の鋼要素単独での局部座屈を考慮しない圧縮降伏強度を補正している。

(1) 箱断面における無補剛板の場合（周辺固定圧縮板と仮定）

$$\chi = \begin{cases} 1.0 & (R_f \leq 0.5) \\ 0.433(R_f - 0.5)^2 - 0.831(R_f - 1) + 1 & (0.5 < R_f \leq 1.3) \end{cases} \quad (18.3.4)$$

(2) 箱断面における補剛板の場合（両端固定の T 断面柱と仮定）

$$\chi = \begin{cases} 1.0 & (\bar{\lambda} \leq 0.2) \\ \beta - \sqrt{\beta^2 - \frac{1}{\bar{\lambda}^2}} & (\bar{\lambda} > 0.2) \end{cases} \quad (18.3.5)$$

ここで、 R_f は無補剛板の幅厚比パラメータ、 β は式 (18.2.11b) で与えられる係数、 $\bar{\lambda}$ は図 18.3.6 に示すような有効幅 b を考慮した T 形断面の細長比パラメータである。なお、これは、ECCS の耐荷力曲線 “c”（現行の Eurocode に引き継がれている）を用いて算定されたものである。

$$R_f = 0.323 \sqrt{\frac{F}{E_s} \frac{b}{t}} \quad (18.3.6a)$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left\{ \frac{1 + 0.49(\bar{\lambda} - 0.2)}{\bar{\lambda}^2} + 1 \right\} \quad (18.3.6b)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F}{E_s} \frac{L}{r}} \quad (\text{ただし, } \bar{\lambda} > 0.2) \quad (18.3.6c)$$

なお、 b は補剛板の板幅、 t は補剛板の板厚、 L は横方向補剛材またはダイヤフラム間隔の 1/2、 r は有効幅を考慮した T 形断面の断面二次半径（図 18.3.6 参照）、 F は鋼材の材料強度の規格値、 E_s は鋼材の弾性

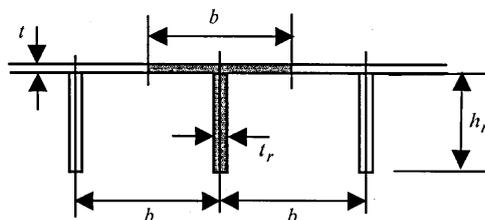


図 18.3.6 T 形断面柱

係数である。

一方、円形鋼管については、充填コンクリートによって座屈変位が制限され、鋼断面のみの場合より局部座屈強度が向上することは明らかであるが、その強度向上を定量的に評価した研究事例が少なく、安全側の観点から以下に示す鋼部材の局部座屈強度 σ_{cul} をそのまま使用している。

$$\sigma_{cul} = \begin{cases} f \cdot F_u & \left(R_t \leq \frac{0.119}{f} \right) \\ \left(0.723f + \frac{0.033}{R_t} \right) \cdot F_u & \left(\frac{0.119}{f} < R_t \leq \frac{0.355}{f} \right) \end{cases} \quad (18.3.7)$$

ここで、 R_t は鋼管の径厚比パラメータ、 F_u は鋼管の設計材料強度、および f は応力勾配による係数である。

$$R_t = 1.65 \frac{F r}{E t} \quad (18.3.8a)$$

$$f = 1 + \frac{\psi}{10} \quad \left(\psi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1} \right) \quad (18.3.8b)$$

なお、 σ_1 、 σ_2 は、曲げにより鋼管に発生する圧縮側合応力度および引張側合応力度である（圧縮を正とする）。さらに、 r は鋼管の半径、 t は鋼管の板厚、 F は材料強度の規格値、および E は弾性係数である。

次に、断面性能として、合成柱としての設計軸方向圧縮耐力は、以下のように与えられている。

$$P_{uv} = \phi_b \kappa (0.85 f'_{cd} \cdot A_c + \sigma_{cuo}^* \cdot A_s) \quad (18.3.9)$$

ここで、 ϕ_b は合成柱部材の抵抗係数（式(18.3.10)）、 κ は合成柱部材の全体座屈に対する低減係数（式(18.3.11)）、 f'_{cd} は充填コンクリートの設計圧縮強度、 σ_{cuo}^* は圧縮鋼板の最大強度（充填コンクリート硬化前に作用する応力度のうち構造物の完成後まで残留する圧縮鋼板の圧縮応力度を圧縮鋼板の局部座屈強度から差し引いた値）、 A_c はコンクリート要素の断面積、および A_s は鋼要素の断面積である。なお、 ϕ_b は、鋼管柱の荷重分担係数 δ に応じて、コンクリート柱部材および鋼管柱部材の抵抗係数（ ϕ_{bc} 、 ϕ_{bs} ）を基に、下記のように定めている。

$$\phi_b = \phi_{bc} + (\phi_{bs} - \phi_{bc}) \cdot \delta \quad (18.3.10)$$

ここで、コンクリート柱部材および鋼管柱部材の抵抗係数（ ϕ_{bc} 、 ϕ_{bs} ）は下記による。

$$\phi_{bc} = 0.769, \quad \phi_{bs} = 0.957$$

また、合成柱部材の全体座屈に対する低減係数 κ は、合成部材の細長比パラメータにより、適切な座屈変形モードを座屈曲線を基に、以下で与えられる。

$$\kappa = \begin{cases} 1.0 & (\lambda \leq 0.2) \\ \eta - \sqrt{\eta^2 - \frac{1}{\lambda^2}} & (\lambda > 0.2) \end{cases} \quad (18.3.11)$$

ただし、

$$\eta = \frac{1}{2} \left\{ \frac{1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)}{\bar{\lambda}^2} + 1 \right\} \quad (18.3.12a)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L}{\pi} \sqrt{\frac{F_u \cdot A_s + 0.85 f'_{cd} \cdot A_c}{E \left(I_s + \frac{I_c}{n} \right)}} \quad (18.3.12b)$$

ここで、 α は初期不整に関する係数（箱形断面に対して、 $\alpha = 0.34$ 、また円形断面に対して $\alpha = 0.21$ である）で、 L は合成部材の有効座屈長、 F_u は鋼材の設計規準強度、 I_s は鋼要素の断面二次モーメント、 I_c は充填コンクリートの断面二次モーメント、 n は鋼とコンクリートの弾性係数比である。

次に、合成部材の設計曲げ耐力 M_{uv} は、RC 断面方式によって算定するものとし、引張側断面のコンクリートは無視し、充填コンクリートの応力-ひずみ曲線は、土木学会・コンクリート標準示方書（平成8年制定）・設計編に従うとしている。したがって、前述の圧縮鋼板の最大強度 σ_{cuo}^* に、合成部材の抵抗係数 ϕ_b 、鋼部材の塑性断面係数 Z をかけあわせて、次式で算定することとなる。

$$M_{uv} = \phi_b \sigma_{cuo}^* Z \quad (18.3.13)$$

これは、圧縮側の鋼板の局部座屈が卓越する合成柱では、終局曲げ強度が全塑性曲げモーメントの90%程度に低下することが実験で確認されており、圧縮側鋼板の最大強度として局部座屈強度を用いることにより、この低下を近似している。なお、曲げ耐力に対しても、圧縮耐力と同様に式(18.3.10)による ϕ_b を用いることとしている。

また、設計せん断耐力に関しては、鋼断面のみでせん断力に抵抗させることを安全側の立場から規定している。すなわち、せん断力が卓越して作用する合成柱の強度に関する研究が極めて少なく、せん断に対する鋼とコンクリートとの共働作用については、いまだ不明な点が多々あるためである。設計ねじり耐力についても、同様に鋼部材のみでねじりモーメントを負担させるものとしている。

結果的に合成部材の終局限界状態に対する照査は、設計断面力の主な組合せに対して以下のように行うこととなる。

a) 軸方向圧縮力を受ける場合

$$\frac{P_v}{P_{uv}} \leq 1 \quad (18.3.14)$$

ここで、 P_v 、 P_{uv} は、合成部材に作用する設計軸方向圧縮力および式(18.3.9)による設計軸方向圧縮耐力である。なお、 M_v/M_{uv} が0.1より小さい場合は、軸方向圧縮力のみを受ける合成柱部材とみなしてよいとしている。

b) 軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける場合

i) 圧縮と一軸曲げ

$$\frac{M_v}{M_{uv} \left(1 - \frac{P_v}{P_{crv}}\right)} \cdot \frac{1}{\psi} \leq 1 \quad (18.3.15)$$

ここで、 M_v 、 M_{uv} は、合成部材に作用する設計曲げモーメントおよび式(18.3.13)による設計曲げ耐力である。なお、合成柱の弾性座屈荷重 P_{crv} および合成柱の $M-N$ 相関曲線に基づく係数 ψ は、以下による。

$$P_{crv} = \frac{\pi^2 E_s I_v}{L^2} \quad (18.3.16a)$$

$$\psi = 1 - (1 + \beta) \left(\frac{P_v}{P_{uv}}\right)^2 + \beta \left(\frac{P_v}{P_{uv}}\right) \quad (18.3.16b)$$

$$\beta = 9.17\delta^2 - 13.75\delta + 4.63 \quad (18.3.16c)$$

ここに、 L は合成柱の有効座屈長、 E_s は鋼の弾性係数、および I_v は鋼材に換算した合成柱部材の断面二次モーメントである。なお、この軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける合成柱の照査式は、阪神高速道路公団の合成柱（充填方式）を有する鋼製橋脚の設計・施工指針（案）を参考としている [阪神高速道路公団、1986]。

ii) 圧縮と二軸曲げ

$$\left\{ \frac{M_{vy}}{M_{uvy} \left(1 - \frac{P_v}{P_{crvy}} \right)} + \frac{M_{vz}}{M_{uvz} \left(1 - \frac{P_v}{P_{crvz}} \right)} \right\} \cdot \frac{1}{\psi} \leq 1 \quad (18.3.17)$$

ここで、 M_{vy} 、 M_{vz} 、 M_{uvy} 、 M_{uvz} は、合成部材の y 軸および z 軸まわりに作用する設計曲げモーメントおよび式 (18.3.13) による設計曲げ耐力である。また、 P_{crvy} 、 P_{crvz} は、 y 軸および z 軸まわりの弾性座屈荷重で換算断面二次モーメント (y 軸まわり: I_{vy} 、 z 軸回り: I_{vz}) を用いて以下のように与えられる。

$$P_{crvy} = \frac{\pi^2 E_s I_{vy}}{L^2} \quad (18.3.18a)$$

$$P_{crvz} = \frac{\pi^2 E_s I_{vz}}{L^2} \quad (18.3.18b)$$

c) ねじりモーメントとせん断力を同時に受ける場合

せん断力およびねじりモーメントが単独に作用する合成柱断面の強度を鋼断面のみで負担させることを前提として、終局限界状態を照査することとしているため、同時に作用する場合も同じである。

d) 軸圧縮、曲げ、ねじりおよびせん断力を同時に受ける場合

軸方向圧縮力、曲げモーメント、ねじりモーメントおよびせん断力が同時に作用する合成柱部材の終局限界状態の照査は、以下の式による換算応力度を用いて行うとしている。

$$\sigma_{cuo}^{**} = 1.1 \sqrt{(\sigma_{cuo}^*)^2 - 3\tau_{\max}^2} \quad (18.3.19)$$

ここに、 σ_{cuo}^{**} はせん断応力の影響を考慮した圧縮板の換算応力度、 σ_{cuo}^* は圧縮板の最大応力、および τ_{\max} はねじりモーメントおよびせん断力により鋼断面に作用するせん断応力度の最大値である。なお、式 (18.3.19) の右辺の係数 1.1 は、垂直応力度とせん断応力度とを同時に考慮する場合、経験的に十分な安全性が確保できることを前提に導入されている割り増し係数である。

なお、構造細目として以下の事項が規定されている：①鋼部材の最小板厚は、土木学会・鋼構造物設計指針・PartA に準ずる；②長方形断面の長辺と短辺の比は、2 以下とする；③合成部材の細長比は、主要部材に対して 120 以下、二次部材に対して 150 以下と規定している。また、35 以下の柱は、短柱として設計しても良いとしている。一方、鉄道構造物等設計標準・同解説・鋼とコンクリートの複合構造物 [鉄道総合技術研究所編、1998] も同様な構造細目を設定しており、合成部材の細長比が 35 以下の柱は、柱の横方向変位の影響を無視して、短柱として設計してよいとしている。また、合成部材の細長比の上限を別途 120 と定めている。

以下に示す建築 CFT 指針は、被覆型、充填型、充填被覆型を対象とする建築 SRC 規準から充填型のみを対象として、1997 年に制定された。これは、被覆コンクリート部分がないためにその構造特性がほかの 2 形式とは異なり、建築基準法施工令に定める SRC 構造の種別に該当せず、法規上も特殊な構造として取り扱われるためであった。建築 SRC 規準では、充填コンクリートの局部座屈に対する補剛効果を考慮して、建築・鋼構造設計規準における幅厚比、径厚比の制限値を 1.5 倍に緩和してよいとしている。CFT 構造においてもこれらの制限値は、SRC 構造に準拠するとされている。なお、座屈長さ L_k と断面高さ D の比に対して、下記の通り設計耐力を定めている。すなわち、短柱域では、鋼管がコンクリートを拘束することによるコンファインド効果により、コンクリートの圧縮耐力は上昇するが、長柱では、材軸方向ひずみが拘束領域に到達することなく全体座屈により耐力が決まり、中間的な長さの柱は、これらの線形補間として定めている。ここでは、短柱 (L_k/D が 4 以下) および長柱 (L_k/D が 12 以上) に対して、軸方向力と曲げモーメントを同時に受けるコ

ンクリート充填鋼管部材の終局耐力，ならびに許容耐力をまとめて示す．

(1) 終局耐力

a) 短柱の耐力

終局曲げ耐力は，角形断面の場合は図 18.3.7(a) の，円形断面の場合は図 18.3.7(b) の応力ブロックを仮定して，それぞれ式 (18.3.20) および式 (18.3.21) で算定する．コンクリートの強度に関しては，低減係数 $c r_U = 0.85$ として，低減して用いている．なお，材料に関する適用範囲や幅厚比の制限は，SRC 規準に準じている．

・角形

$$\left. \begin{aligned} cN_u &= cD \cdot x_n \cdot c r_U \cdot F_c \\ cM_u &= \frac{1}{2}(cD - x_n)cD \cdot x_n \cdot c r_U \cdot F_c \\ sN_u &= 2t(2x_n - cD) \cdot s\sigma_y \\ sM_u &= Dt(D - t)s\sigma_y + 2t(cD - x_n)x_n \cdot s\sigma_y \end{aligned} \right\} \quad (18.3.20)$$

・円形

$$\left. \begin{aligned} cN_u &= r_1^2(\theta - \sin\theta \cos\theta) \cdot c\sigma_{CB} \\ cM_u &= \frac{2}{3}r_1^3 \sin^3\theta \cdot c\sigma_{CB} \\ sN_u &= 2r_2 t(\beta_1\theta + \beta_2\theta - \pi) \cdot s\sigma_y \\ sM_u &= 2r_2^2 t(\beta_1\theta + \beta_2)\sin\theta \cdot s\sigma_y \end{aligned} \right\} \quad (18.3.21)$$

ここで， $r_1 = \frac{cD}{2}$ ， $r_2 = \frac{D-t}{2}$ ， $\theta = \cos^{-1}\left(\frac{r_1 - x_n}{r_1}\right)$

b) 長柱の耐力 ($L_k/D > 12$ の場合)

i) $N_u \leq cN_{cu}$ または $M_u \geq sM_{u0}(1 - cN_{cu}/N_k)/C_M$ の時

$$\left. \begin{aligned} N_u &= cN_u \\ M_u &= \{cM_u + sM_{u0}(1 - cN_{cu}/N_k)\}/C_M \end{aligned} \right\} \quad (18.3.22a)$$

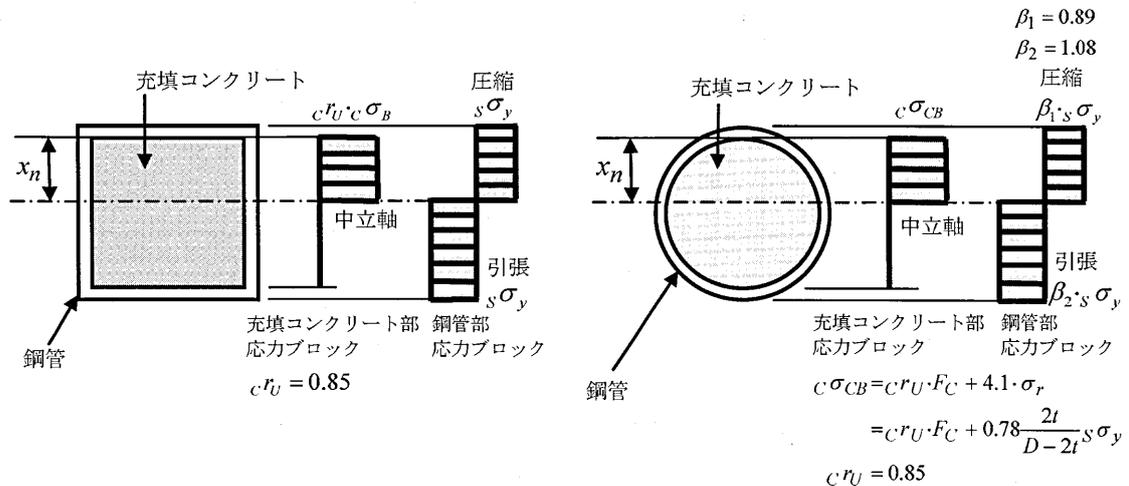


図 18.3.7 終局曲げ耐力時の応力ブロック

ii) $N_u > {}_cN_{cu}$ または $M_u < {}_sM_{u0}(1 - {}_cN_{cu}/N_k)/C_M$ の時

$$\left. \begin{aligned} N_u &= {}_cN_{cu} + {}_sN_u \\ M_u &= {}_sM_u(1 - {}_cN_{cu}/N_k)/C_M \end{aligned} \right\} \quad (18.3.22b)$$

ここで、 N_u は終局圧縮耐力、 M_u は終局曲げ耐力、 ${}_cN_{cu}$ は充填コンクリート長柱が圧縮力のみを受ける場合の終局圧縮耐力 (${}_cN_{cu} = {}_cN_{cr}$ で表 18.3.1 により求める)、 ${}_cN_u$ は等曲げを受ける充填コンクリート長柱の終局圧縮耐力、 ${}_cM_u$ は等曲げを受ける充填コンクリート長柱の終局曲げ耐力 (${}_c\sigma_B = 0.85F_c$ として表 18.3.1 により求める)、 ${}_sN_u$ は等曲げを受ける鋼管長柱の終局圧縮耐力、 ${}_sM_u$ は等曲げを受ける鋼管長柱の終局曲げ耐力 (式 (18.3.24) で $C_M = 0$ として求める)、および ${}_sM_{u0}$ は鋼管部分が曲げモーメントのみを受ける場合の終局曲げ耐力で鋼管断面の全塑性曲げモーメントである。なお、 N_k は、柱の弾性座屈荷重で式 (18.3.23) で与えられる。また、 C_M は、曲げモーメント分布と軸力によって定まる係数で、柱脚・柱頭の節点移動がない場合には、式 (18.3.24) で求め、その他の場合は $C_M = 1$ とする。 C_M の値が小さい場合には、式 (18.3.22) は断面耐力を超える結果を与える場合もあるが、断面耐力を上限とする。

$$N_k = \pi^2 \frac{\left(\frac{{}_cE \cdot {}_cI}{5} + {}_sE \cdot {}_sI \right)}{L_k^2} \quad (18.3.23)$$

$$C_M = 1 - 0.5(1 - M_2/M_1)(N_u/N_k)^{0.5} \geq 0.25 \quad (18.3.24)$$

$$\theta_n = \cos^{-1}(1 - 2x_{n1}) \quad x_{n1} = x_n/cD \quad (18.3.25)$$

ここで、 M_1, M_2 は、柱の両端に作用する曲げモーメントのうち、それぞれ絶対値が大きい方、および小さい方で、 M_2/M_1 は柱が単曲率の場合に正值であり、複曲率の場合に負値である。

表 18.3.1 コンクリート柱の耐力

記号	式
${}_cM_u - {}_cN_u$ 相関関係	${}_cM_u / {}_cM_{\max} = 4 \left({}_cN_u / {}_cN_{cr} \right) \left[1 - \left({}_cN_u / {}_cN_{cr} \right) \right] \times \left[1 + f_1(\beta) \left(\left({}_cN_u / {}_cN_{cr} \right) - 0.5 \right) + f_2(\beta) \left(\left({}_cN_u / {}_cN_{cr} \right) - 0.5 \right)^2 + f_3(\beta) \left(\left({}_cN_u / {}_cN_{cr} \right) - 0.5 \right)^3 \right]$
角形断面の ${}_cM_{\max}$ 円形断面の ${}_cM_{\max}$ 関数 g_1 関数 g_3 ϕ 関数 f_1 関数 f_2 関数 f_3	$\begin{aligned} &{}_cM_{\max} = {}_cM_{\max 0} \cdot \exp[-3.12g_1(\phi)\beta + 2.21\beta^2 - 0.73 \lg_3(\phi)\beta^3], \quad {}_cM_{\max 0} = {}_c\sigma_B \cdot cD^3/8 \\ &{}_cM_{\max} = {}_cM_{\max 0} \cdot \exp[-4.14g_1(\phi)\beta + 3.46\beta^2 - 1.23g_3(\phi)\beta^3], \quad {}_cM_{\max 0} = {}_c\sigma_B \cdot cD^3/12 \\ &g_1(\phi) = 0.789 + 0.37\phi - 0.160\phi^2 \\ &g_3(\phi) = 1.17 - 0.285\phi + 0.118\phi^2 \\ &\phi = {}_c\sigma_B / (0.85 \cdot 960) = {}_c\sigma_B / 816 \\ &f_1(\beta) = -\beta / (0.248 - 0.986\beta + 7.61\beta^2 - 7.04\beta^3 + 2.11\beta^4) \\ &f_2(\beta) = -\beta / (0.257 + 0.292\beta + 2.40\beta^2 - 15.3\beta^3 + 30.0\beta^4) \\ &f_3(\beta) = -\beta / (0.0036 + 0.591\beta - 1.46\beta^2 + 1.90\beta^3 - 0.702\beta^4) \end{aligned}$
座屈荷重 (${}_cN_{cr}$) 断面積 cE_c/ϵ_u 座屈時のひずみ 圧縮強度時のひずみ ヤング係数 角形断面の K 円形断面の K β a	$\begin{aligned} &{}_cN_{cr} = {}_cA \cdot {}_c\sigma_B \left[1 - \left(1 - {}_c\epsilon_{cr}/\epsilon_u \right)^2 \right] = {}_cA \cdot {}_c\sigma_{cr} \\ &{}_cA \\ &\left(1 - {}_c\epsilon_{cr}/\epsilon_u \right)^2 + aK \left(1 - {}_c\epsilon_{cr}/\epsilon_u \right)^{-1} - 1 = 0 \\ &{}_c\sigma_{cr} \\ &\epsilon_u = 0.52 \cdot {}_c\sigma_B^{0.4} \cdot 10^{-3} \\ &{}_cE_c = (0.106 \cdot {}_c\sigma_B^{0.5} + 0.703) \cdot 10^5 \\ &K = \pi^2 / (24\beta) \\ &K = \pi^2 / (32\beta) \\ &\beta = 0.5(L_k/cD)^2 \epsilon_u \\ &a = {}_cE_c \cdot \epsilon_u / {}_c\sigma_B \end{aligned}$

(2) 許容耐力

a) 短柱の耐力

i) $0 \leq N \leq {}_cN_c$ または $M \geq {}_sM_0$ の時

$$\left. \begin{aligned} N &= {}_cN \\ M_u &\leq {}_sM_0 + {}_cM \end{aligned} \right\} \quad (18.3.26a)$$

ii) $N > {}_cN_c$ または $M < {}_sM_0$ の時

$$\left. \begin{aligned} N &\leq {}_cN_c + N_s \\ M &= {}_sM \end{aligned} \right\} \quad (18.3.26b)$$

iii) $N < 0$ の時

$$\left. \begin{aligned} N &\geq {}_sN \\ M &= {}_sM \\ {}_cN_c &= {}_cA \cdot f_c \end{aligned} \right\} \quad (18.3.26c)$$

あるいは

$$\left. \begin{aligned} N &= {}_sN + {}_cN \\ M &\leq {}_sM + {}_cM \end{aligned} \right\} \quad (18.3.26d)$$

なお、 ${}_cN$ および ${}_cM$ は、以下の表 18.3.2 による。

表 18.3.2 充填コンクリート部分の許容曲げモーメント

断面形状	中立軸位置	${}_cN/({}_cD^2 \cdot f_c)$, ${}_cM/({}_cD^3 \cdot f_c)$ の値	
円形鋼管	断面内	${}_cN/({}_cD^2 \cdot f_c)$	$\{\sin \theta_n \cdot (2 + \cos 2\theta_n)/3 - \theta_n \cdot \cos \theta_n\}/(8x_{n1})$
		${}_cM/({}_cD^3 \cdot f_c)$	$\{\theta_n + \sin 2\theta_n (\cos^2 \theta_n - 5/2)\}/(64x_{n1})$
	断面外 (${}_cM/{}_cN \leq {}_cD/8$)	${}_cN/({}_cD^2 \cdot f_c)$	$\pi\{1 - 1/(2x_{n1})\}/4$
		${}_cM/({}_cD^3 \cdot f_c)$	$\pi/(64x_{n1})$
等厚 正方形鋼管	断面内	${}_cN/({}_cD^2 \cdot f_c)$	$x_{n1}/2$
		${}_cM/({}_cD^3 \cdot f_c)$	$x_{n1} \cdot (3 - 2x_{n1})/12$
	断面外 (${}_cM/{}_cN \leq {}_cD/6$)	${}_cN/({}_cD^2 \cdot f_c)$	$1 - 1/(12x_{n1})$
		${}_cM/({}_cD^3 \cdot f_c)$	$1/(12x_{n1})$

ただし、 $\theta_n = \cos^{-1}(1 - 2x_{n1})$ $x_{n1} = x_n/{}_cD$

ここで、 M は設計曲げモーメント、 ${}_cM$ は充填コンクリート部分の許容曲げモーメント、 ${}_sM$ は鋼管部分の許容曲げモーメント、 ${}_sM_0$ は鋼管部分が曲げモーメントのみを受けたときの許容曲げモーメント、 N は設計圧縮力、 ${}_cN_c$ は充填コンクリート部分が圧縮力のみを受けたときの許容圧縮力、 ${}_cN$ は充填コンクリート部分の許容圧縮力、および f_c は鋼管部分の許容圧縮力およびコンクリートの許容圧縮応力度である。

b) 長柱の耐力 ($L_k/D > 12$ の場合)

i) $N \leq {}_cN_c$ または $M \geq {}_sM_0 \left(1 - \frac{\nu \cdot {}_cN_c}{N_k}\right) / C_M$ の時

$$\left. \begin{aligned} N &= {}_cN \\ M &\leq \left\{ {}_cM + {}_sM_0 \cdot \left(1 - \frac{\nu \cdot {}_cN}{N_k}\right) \right\} / C_M \end{aligned} \right\} \quad (18.3.27a)$$

ii) $N > {}_cN_c$ または $M < {}_sM_0 \left(1 - \frac{\nu \cdot {}_cN_c}{N_k}\right) / C_M$ の時

$$\left. \begin{aligned} N &\leq {}_cN_c + {}_sN \\ M &= {}_sM \cdot \left(1 - \frac{\nu \cdot {}_cN_c}{N_k}\right) / C_M \end{aligned} \right\} \quad (18.3.27b)$$

ここに、 ${}_sN, {}_sM$ は、鋼管部分の長柱としての許容耐力（建築・鋼構造規準による軸方向力、曲げモーメント）であり、 ${}_cN, {}_cM$ は、充填コンクリート部分の長柱としての許容耐力（表 18.3.1 で示す終局耐力の関係式を許容耐力の関係式に変換し、次式より求める軸方向力、曲げモーメント）である。

$${}_cM / {}_cM_{\max} = 4({}_cN / {}_cN_{cr}) \{1 - ({}_c\nu \cdot {}_cN / {}_cN_{cr})\} \begin{bmatrix} 1 + f_1(\beta) \{ {}_c\nu \cdot {}_cN / {}_cN_{cr} - 0.5 \} \\ + f_2(\beta) \{ {}_c\nu \cdot {}_cN / {}_cN_{cr} - 0.5 \}^2 \\ + f_3(\beta) \{ {}_c\nu \cdot {}_cN / {}_cN_{cr} - 0.5 \}^3 \end{bmatrix} \quad (18.3.28)$$

なお、 ${}_c\nu$ は、安全率で、長期荷重時において 3、短期荷重時において 1.5 としている。また、 ${}_cN_c, {}_sM_0$ は、それぞれコンクリート柱の許容圧縮力、鋼管の許容曲げモーメントである。

円形 CFT 構造におけるコンファインド効果が発揮されるのは、コンクリートの内部にマイクロクラックが発生し体積膨張を開始する圧縮ひずみに達した後のことであるので、柱の軸方向剛性が問題となる弾性範囲においては、コンクリートも鋼管も一軸応力状態とみなし、単純な累加式で評価できる。ただし、①鋼管に導入される施工時応力による軸方向早期降伏の影響、②接合部において梁せん断力が最初に鋼管柱のみに伝達されることによる局部変形の影響、③コンクリートのクリープ、乾燥収縮の影響などは、別途考慮しなければならない。

なお、AISC, AASHTO, Eurocode などの諸外国の設計基準においては、図 18.2.11 に示すとおり幅厚比・径厚比制限があるものの、CFT 構造の圧縮耐力も、18.2 で示した SRC 構造に準じて設計される。例えば、AISC-LRFD, AASHTO-LRFD の合成柱の圧縮耐力を式 (18.2.12) に示したが、式中の係数を $C_1 = 1.00$, $C_2 = 0.85$, $C_3 = 0.40$ として同じ枠組みで規程している。同様に、Eurocode 4 は、式 (18.2.10) の座屈曲線を選択において、 $\rho_s < 3\%$ (ρ_s : 鉄筋比) の円形断面に対して a 曲線を、 $3\% < \rho_s < 6\%$ の円形断面に対して b 曲線を、I 型鋼も含む円形断面に対しては、同じく b 曲線を用いている。一方で、AISC-LRFD, AASHTO-LRFD による曲げ耐力は、幅厚比 (b/t)・径厚比 (D/t) に基づき、以下のように全塑性曲げモーメント、もしくは降伏曲げモーメントを基準値としている。

$$\begin{cases} M_n = M_{ps} & \frac{D}{t} < 2.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ M_n = M_{yc} & 2.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{D}{t} < 8.8 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \end{cases} \quad (18.3.29)$$

ここで、 M_{ps} は鋼断面の全塑性曲げモーメント、 M_{yc} は鋼断面の降伏曲げモーメント、 E は鋼の弾性係数、 F_y は鋼の降伏応力である。なお、 D は、円形断面に対しては外径を、矩形断面に対しては、板幅をとる。

一方、角形断面のせん断耐力 V_n に関しては、以下のように規程されている。

$$V_n = 1.16 D t_w F_y \quad (18.3.30)$$

ここで、 D は鋼管腹板の高さ、 t_w は鋼管腹板の板厚である。なお、円形断面に対しては、鋼管単独でのせん断耐力でよいとしている。

18.4 サンドイッチ型合成板構造における座屈問題

18.4.1 サンドイッチ型合成板構造の特徴および適用事例

サンドイッチ構造は、種々の素材をサンドイッチ状に積層して、各素材の長所を生かしつつ短所を補う複合構造である。一般に、図 18.4.1 に示すようにハニカムコア（芯材）の両面から表面材を接着（もしくは、ろう付け）することにより異種材料の一体化を図り、サンドイッチ状の構造としたもので、宇宙・航空構造物、大型車両などの主構造要素においては、軽量化の観点から多用されてきた。なお、①材料の複合化による性能向上、②プレファブ化による組み立ての効率化、③軽量化に基づく施工性向上、④高機能な表面材・芯材を組み合わせることで機能を多様化できるなどの特徴を有する。一方、土木分野においても図 18.4.2 に示すような鋼とコンクリートによるサンドイッチ構造が採用される場合が増加している。このような鋼-コンクリートサンドイッチ構造は、鋼板を外殻部材（表面材）として用い、その間にコア材（芯材）としてコンクリートを充填し、外殻鋼板には補剛材として、型鋼リブやスタッドなどのせん断力伝達要素（シアコネクタ）をあるいはダイヤフラムやフルウェブ等のせん断補強鋼板を取り付け、鋼とコンクリートを一体化して、曲げ、せん断ならびに軸力といった作用断面力に抵抗する構造体である。今後は、アルミニウム合金、繊維強化プラスチック（FRP）などの新素材の使用も視野に入れ、高耐久な構造体への発展の可能性がある。

本構造の起点は、合成桁・合成版のようなオープンサンドイッチ構造と考えられるが、鋼殻の二重化により三軸方向の拘束効果が発現してコアコンクリートの強度と靱性が大きくなる一方で、鋼板がコアコンクリートに局部的にアンカーされるために局部座屈が生じ難くなるなど一層の力学的特性の改善が構造設計に強く求められたためである。例えば、CFT 構造と同様に、外殻鋼板に囲まれたサンドイッチ構造のコアコンクリートは、通常のコンクリート構造よりも側方拘束を受け、圧縮部のコアコンクリートの終局強度、終局ひずみは、通常コンクリート構造より大きく、終局ひずみは 0.5 % 程度にもなると報告されている [長谷川ら, 1987]。一方で、シアコネクタをまったく配置しないサンドイッチ梁では、外殻鋼板にはせん断耐力を期待できないため、コンクリートにひび割れが集中し、変位を増大させる要因となるとともに耐力の低下を生じさせるとの研究成果も報告されるなど、より合理的な構造形態の追求が進められている。このような力学特性の優位性に加え、CFT 構造と同様に、外殻鋼板が型枠ならびにコンクリートに対する引張補強材を兼ねるため、従来の型枠工ならびに配筋工を必要とせず省力化が図れるなど施工性における優位性も着目されてきた要因と考えられる。また、高強度、水密性、高靱性などの特性を有するために、特に海洋環境下での構造物、地下構造物として適用される場合が多い。すなわち、沈埋トンネル函体を始めとして、地中連壁、防波・護岸堤ケーソン、海洋プラットフォームなどに適用されるなど、近年の土木構造物の大型化ならびに急速施工の必要性と相まってその需要は益々高

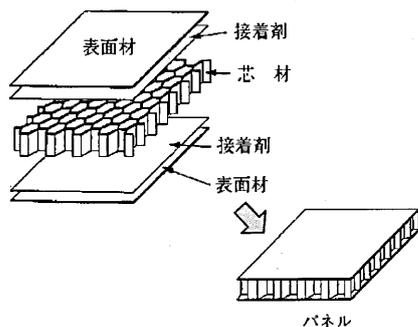


図 18.4.1 複合材料サンドイッチ構造

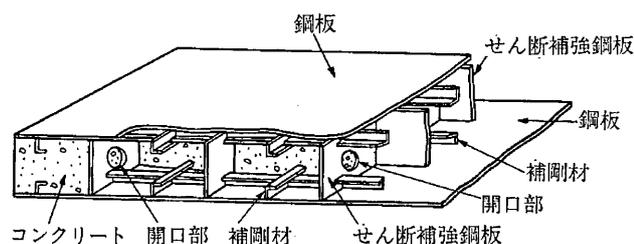
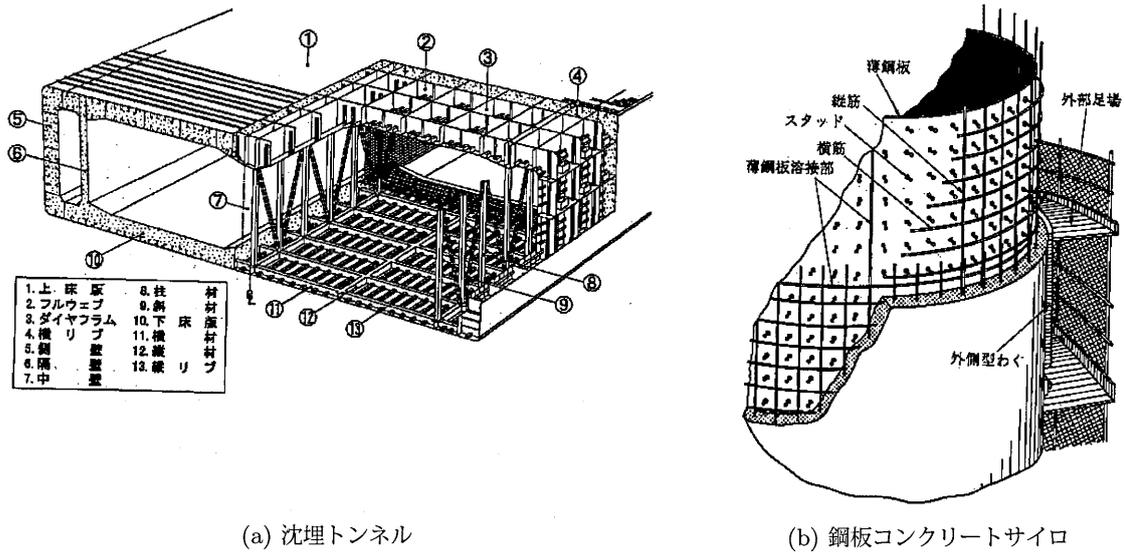


図 18.4.2 鋼・コンクリートサンドイッチ合成板構造の概略



(a) 沈埋トンネル (b) 鋼板コンクリートサイロ

図 18.4.3 サンドイッチ合成板構造の適用例

まっている。一例として、沈埋トンネルの函体の断面構成の例およびサイロのシェルの断面構成を図 18.4.3 に示す [上田ら, 1992]。また、シールドトンネルのセグメントとしても鋼セルが活用されるようになった。耐火対策の観点からコンクリートを充填した鋼セルとし、従来から採用されているコンクリート覆工の厚さを極力抑え、トンネル掘削にともなう土工を最小限に抑えようとする試みである。コンクリートが含有する水が、覆工の瞬時の高温化を抑制する効果と鋼材の高強度を有効に組み合わせた構造形式でもある。今後、地上環境の保全に配慮した都市再開発を進める上で、都市内高速道路の半地下化など大規模な地下開発が計画されようとしている昨今において、耐火性の向上には、コンクリート充填がもっとも効率的と考えられるので、このような鋼・コンクリートセグメントによる構造の合理化も検討に値すると考えられる。

上記のような有用性は認められるものの、鋼-コンクリートサンドイッチ構造においては、その耐荷力性能を損なう要因として、図 18.4.4 に示すように①コアコンクリートのせん断破壊、②シアコネクタの局所破壊、および③外殻鋼板の局部座屈等の破壊が挙げられ、それらの破壊機構の解明はもとより個々の破壊の相互作用などを明らかにして、合理的な終局強度評価法が望まれている。また、外殻鋼板が分担する面外せん断力が小

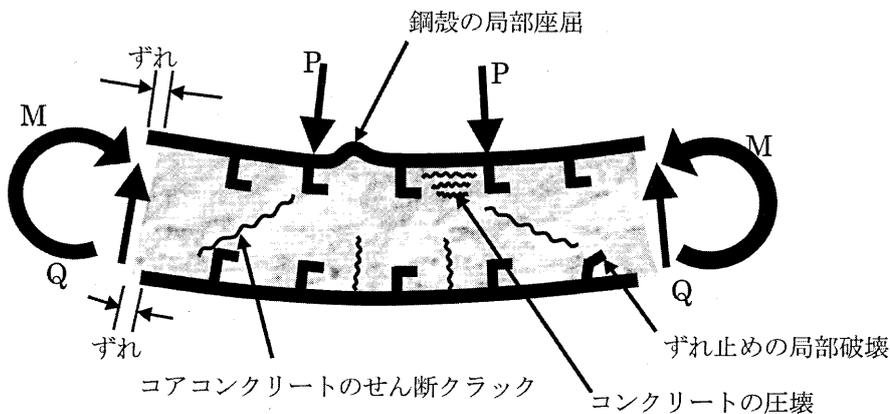


図 18.4.4 コンクリート-鋼サンドイッチ構造の破壊形態

さいため、主としてコンクリートおよびせん断補強用鋼材（フルウェブ、ダイヤフラム、タイプレート、タイバーなど）が面外せん断力を分担する。したがって、コンクリートのせん断耐力が支配的であるため、シアコネクタから発生するひび割れがコンクリートのせん断ひび割れの発生を早める効果もあり、アンカーの局所破壊によって、鋼とコンクリートの一体性を確保できない場合もあることに留意しなければならない。

18.4.2 サンドイッチ型合成板の座屈と終局強度

一般に、表面材と芯材からなるサンドイッチ構造においては、表面材によって曲げ抵抗・軸力抵抗、芯材によってせん断抵抗を期待するものであるが、構造物を軽量化するために異種材料を組み合わせ、曲げ剛性・曲げ耐力の向上を念頭に、多様な開発がなされてきた。特に、高強度の表面材に加え、軽量な芯材の開発が盛んである。例えば、ハニカム芯材（図 18.4.5(a) を参照）を用いたサンドイッチ構造は、航空機関連の特殊な分野で多く使われていたが、図 18.4.5(b) に示すような生産性の高いコルゲート芯材、FRPなどを素材とするコア材、および多様なフォーム材が開発され、一般の工業用材料としてその用途が拡大されつつある。このような優れた特性を有する一方で、芯材と表面材には弾性係数の異なる素材を用いることから、芯材と表面材の接合部等での応力の伝達が複雑で、表面材や芯材の物性が十分発揮されることなく破壊することもあり注意が必要である。一般的な破壊様式を分類すると、図 18.4.6 のようになる [宮入, 1999]。このようなサンドイッチ構造の多岐にわたる破壊形式の中で、サンドイッチ構造が機械的特性の優れた表面材によって曲げ荷重に抵抗する構造形態を意図していることを考えると、図 18.4.7 に示すように圧縮力下での薄肉の表面材の座屈安定性、すなわち、リンクリング破壊や、デンプリング破壊の発現の有無は、構造性能を左右することとなる。例えば、等方性材料の表面材およびハニカム芯材を有するサンドイッチ構造において、リンクリング破壊、デンプリング破壊のそれぞれの破壊形態に対する限界応力 σ_{cr} を以下に示す [Vinson, 1999]。

$$\sigma_{cr)W} = \left[\frac{2 t_f E'_c E_f}{3 h_c (1 - \nu^2)} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (18.4.1a)$$

$$\sigma_{cr)D} = \frac{2 E_{fT}}{(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_f}{d} \right)^2 \quad (18.4.1b)$$

ここで、 $\sigma_{cr)W}$ は表面材のリンクリング座屈の限界応力、 $\sigma_{cr)D}$ は表面材のデンプリング座屈の限界応力、 E_f は表面材の弾性係数、 ν は表面材のポアソン比、 t_f は表面材の板厚、 E_c は芯材の弾性係数 ($E'_c = k_1(t_c/d)E_c$ 、 k_1 はハニカム/コルゲート芯材等の形態に依存する係数)、 h_c は芯材の高さ、および d はハニカムのセルサイズもしくはコルゲート芯材の支持間隔を示す。なお、 E_{fT} の下指標 T は接線係数を表し、材料非線形性を考慮する表記となっている。また、圧縮力下でのサンドイッチ板全体での全体座屈（せん断変形の影響を含む）、芯材の面外せん断変形が卓越する破壊形式などに対する限界応力も下記のとおり示されている。



図 18.4.5 芯材の形態

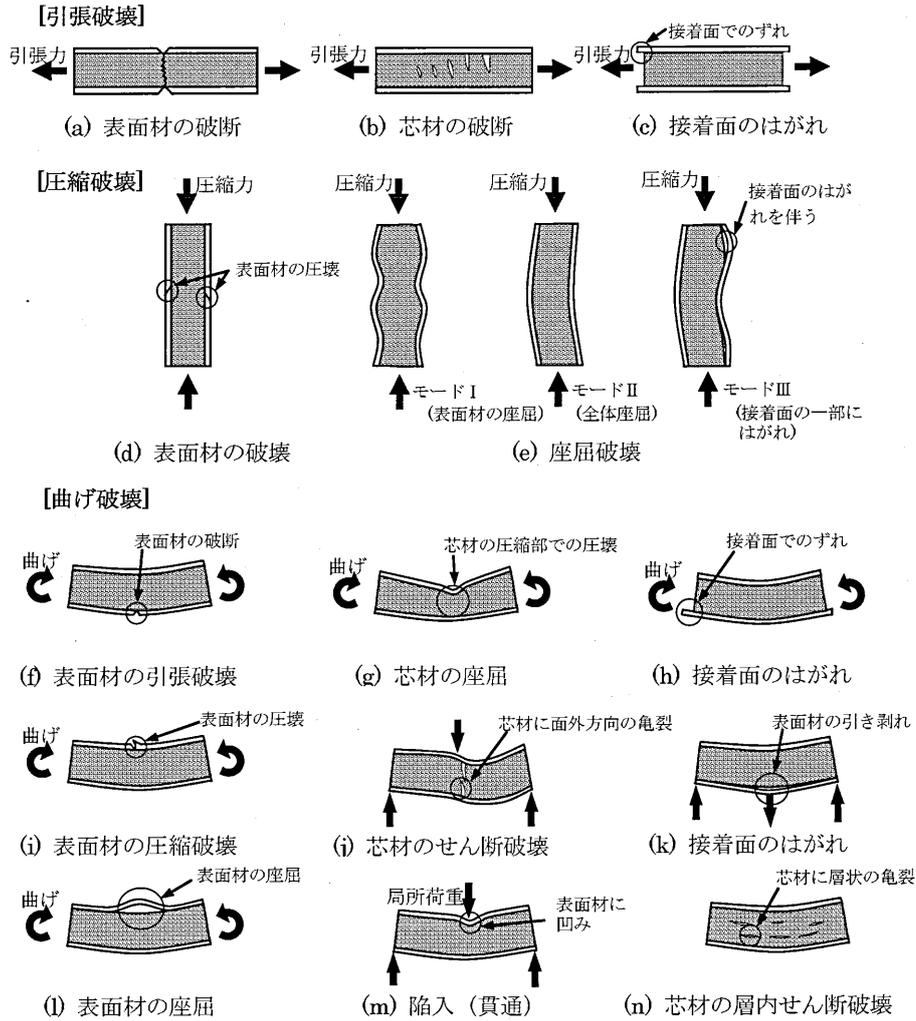


図 18.4.6 サンドイッチ板の負荷形態と破壊様式

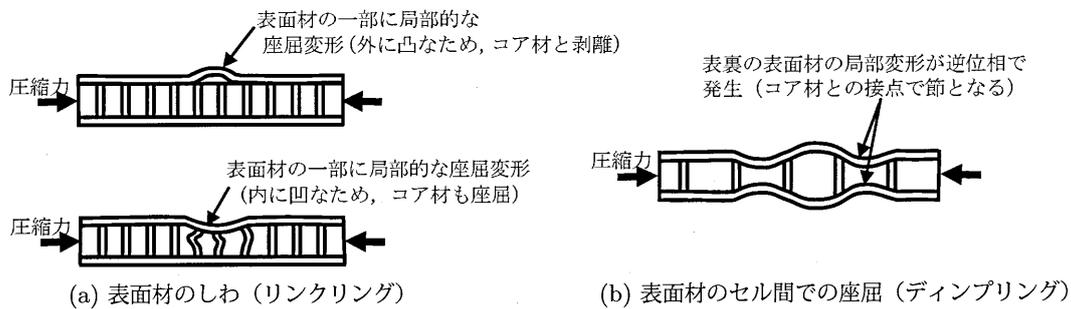


図 18.4.7 表面材の破壊形態

$$\sigma_{cr)overall} = \frac{\pi^2 \sqrt{E_f \cdot E_{fT}} h_c^2}{4(1-\nu^2) b^2} K \tag{18.4.2a}$$

$$\sigma_{ce)core} = \frac{G'_c h_c}{2t_f} \tag{18.4.2b}$$

ここで、 $\sigma_{cr)overall}$ はサンドイッチ板全体座屈の限界応力、 $\sigma_{cr)core}$ はコア材のせん断破壊の限界応力、 G_c は芯材の弾性係数 ($G'_c = k_2(t_c/d)G_c$, k_2 はハニカム/コルゲート芯材等の形態に依存する係数)、 K はサンドイッチ板の材料定数、および板の支持条件などに依存する係数である。なお、その他の記号は前述の通

りである。また、式(18.4.2a)において、表面材の弾性係数を2乗平方根により平均化しているのは、材料が非線形状態となる場合には、弾性係数を低減することを意図している。一方、面内せん断力を受ける場合の表面材の面内せん断座屈に関して、平面内での最小主応力、最大せん断応力の関係から、同様の限界応力が得られる。なお、アルミニウム合金サンドイッチパネルを建築建材として活用するため、その圧縮耐力特性を調べた研究成果によると、細長比20以上の場合、せん断変形を考慮した座屈式により最大耐力は概ね予測できると報告している[井上ら, 2000]。

ところで、建設分野における鋼-コンクリートサンドイッチ構造では、シアコネクタが適当な間隔で配置されている時は、鋼殻とコンクリートが完全に合成されているとして通常の鉄筋コンクリート構造と同様な力学的特性が得られる。ただし、CFT構造と同様に、外殻鋼板がコンクリートに囲まれていないため、圧縮力を受ける場合、座屈を起しやす。すなわち、サンドイッチ型合成板の露出部鋼板の座屈破壊は、図18.4.8に示すように型鋼リブやダイヤフラムを支持点として外側へ板たわみが発生することとなり、設計ではこのような外殻鋼板の座屈強度、あるいは後座屈挙動が参考とされる。この座屈強度は、一般に、補剛材の役目もするシアコネクタの間隔、剛性に依存するので、シアコネクタとして用いられる型鋼リブなどの形状は、L型、T型などとして、外殻鋼板をコンクリートから剥離させないような構造形式を取らざるを得ない。また、外殻鋼板は、使用環境にもよるが、一般には十分な維持管理が行えない場合が多く、設計上、腐食に対する安全性確保のため9mm程度の板厚を最小限設定する必要がある(土木学会・鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針案では8mmと設定)。同時に、コンクリート打設後、コンクリートが硬化するまでは、鋼殻が、コンクリートおよび自身の重量も含めて支持する必要がある、型鋼リブおよびダイヤフラムを適切に配置することに加えて、最小板厚9mmの鋼殻とすることで、打設時の局部変形を抑えようと意図している。

そこで、サンドイッチ構造における外殻鋼板の挙動に関しては、鋼材が完全にコンクリート中に埋め込まれ、圧縮力を受けても座屈の恐れがなく、鋼材の圧縮強度の特性値を引張強度の特性値と同一と取り扱える場合と異なり、コンクリートが圧縮破壊するまでは圧縮ひずみが制限されるので、鋼殻は局部座屈後、コンクリートが終局圧縮ひずみに達した時点における座屈後の圧縮強度を保つと考えてよい。ただし、補剛材がコンクリート内に十分埋め込まれ、引き抜けが起こらなく、補剛材による外鋼板が十分に拘束されていなければならない。このような場合、鋼殻とコンクリートとの一体性を左右する補剛材の効果を考慮して、局部座屈後の圧縮強度 f'_{ud} を上限とした完全弾塑性型にモデル化し、ファイバー法等による耐力評価に用いさせている。

$$\sigma'_s = E_s \epsilon'_s \leq f'_{ud} \tag{18.4.3}$$

$$f'_{ud} = \left(\frac{t_f}{L} \right) (E_s f_{yd})^{\frac{1}{2}} \tag{18.4.4}$$

ここで、 f'_{ud} は、鋼板の局部座屈後の圧縮強度、 f'_{yd} は、鋼板の降伏応力、 E_s は、鋼材の弾性係数である。

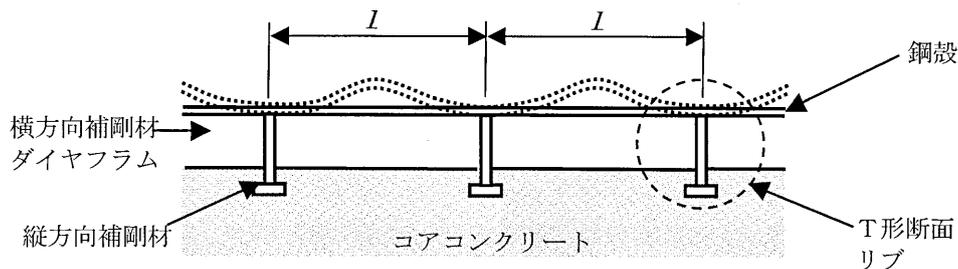


図 18.4.8 鋼殻の座屈性状

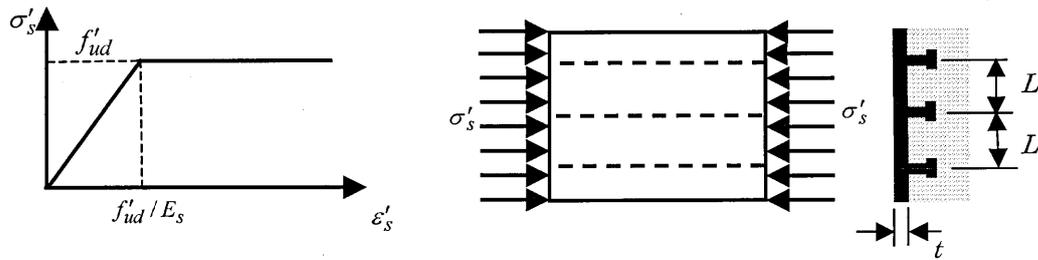


図 18.4.9 圧縮を受ける鋼殻板の応力-ひずみ関係

また、鋼板の局部座屈後の圧縮強度 f'_{ud} は、図 18.4.9 に示すように鋼殻と縦方向補剛材とからなる T 形断面短柱の座屈強度に基づいて算定して良いとしている。一般には、両端固定 T 形断面柱の座屈強度に適切な低減係数を乗じた値としている。これは、大断面のコンクリートを充填した鋼製橋脚の断面を構成する補剛板の強度評価と同じである。これらの評価法の妥当性は、例えば、園田らにより実験的、解析的に検証されている [1995]。鋼板パネルの周辺境界条件としては、固定条件が妥当であり、弾塑性有限変位解析により後座屈挙動も含む終局状態の評価が可能であり、初期不整を考慮しても、指針案の評価法による終局耐力は安全側の評価を与えることを示している。なお、本評価法は、1992 年の土木学会・鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針 (案) [1992] で初めて規定された後も、園田らの成果を踏まえ、1997 年の土木学会・鋼構造物設計指針 Part B 合成構造物ならびに複合構造物設計・施工指針 (案)、2002 年の土木学会・複合構造物の性能照査指針 (案) の各指針でも採用されている [土木学会, 1997a, 1997b, 2002]。しかし、形鋼リブを用いた線状のシアコネクタと異なり、合成桁橋などに多用される頭付きスタッドをシアコネクタとして用いる場合は、その離散的な点配置といった特徴から一体性を確保するためのその配置・本数などについては十分な知見は得られていず、今後の課題と考えられる。

ところで、面外せん断力を受ける場合、RC 構造の鉄筋と同様に外殻鋼板が分担するせん断力が小さいため、主としてコアコンクリートがせん断力に抵抗したり、図 18.4.10 に示すようにせん断力に抵抗する補強用鋼材を配置することとなる。このような構造詳細とすることで、おおむね通常の鉄筋コンクリート構造と同様な方法でせん断耐力を求めることが可能である。したがって、コアコンクリートのせん断破壊が、構造物のせん断耐力を支配する主要因であるが、せん断補強鋼板 (シアコネクタも含む) から発生するひび割れが、コンクリートのせん断ひび割れを早める効果があり、それらの影響も考慮したせん断耐力評価を行うことに留意しなければならない。一般的なせん断抵抗メカニズムとしては、図 18.4.11 に示すように、せん断補強鋼材の配置方向に関わらず、せん断補強鋼板を引張鉛直材、コアコンクリートを圧縮斜材、曲げ圧縮部および引張圧縮部の外殻鋼板を弦材とするトラス的なメカニズムを形成し、抵抗すると考えられている。なお、せん断補強鋼板が部材軸方向に配置される場合は、コアコンクリートの圧縮斜材は一様に形成されるが、せん断補強鋼板が部材軸直角方向に配置される場合は、せん断補強鋼板間で離散的に形成される。また、部材軸方向に配置されているせん断補強鋼板は、せん断補強鋼板としての役目だけでなく、引張および圧縮補強鋼板としても考慮できるが、その降伏強度は、せん断補強鋼板として作用する応力との相関作用を考慮して、低減する必要があり、鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針 (案) では、設計引張降伏強度および設計圧縮降伏強度に対する低減係数 χ を以下のように与えている [土木学会, 1992]。

$$\chi = 1 - \frac{V_d - V_{od}}{V_{u2d} - V_{od}} \leq 1.0 \quad (18.4.5)$$

ここで、 V_d は設計せん断力、 V_{od} は終局時にトラス機構以外で受け持たれる設計せん断力、および V_{u2d} は設計せん断耐力である。なお、参考までに、せん断補強鋼板が部材軸方向だけに配置されている場合を例に取り

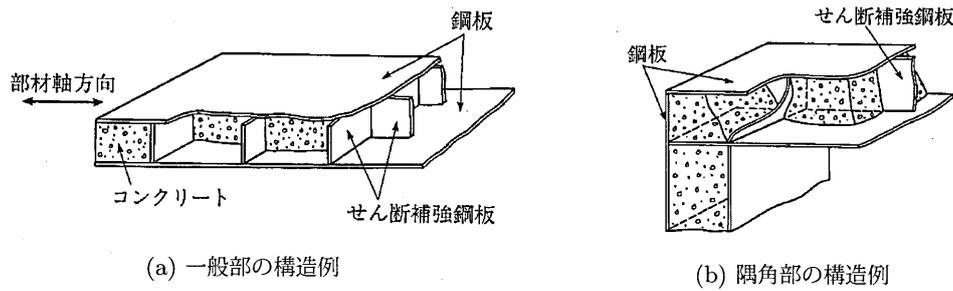


図 18.4.10 鋼-コンクリートサンドイッチ構造におけるせん断補強鋼板

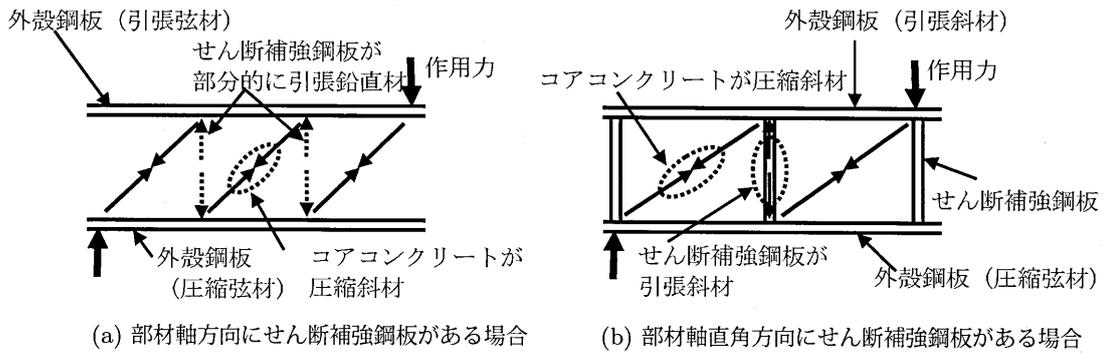


図 18.4.11 トラス機構によるせん断抵抗

上げると、コンクリート圧縮斜材が破壊する時、もしくはせん断補強鋼板の降伏時に対応する設計せん断耐力をそれぞれ式 (18.4.6)、式 (18.4.7) で与えている。なお、設計せん断耐力は、これらの評価値でいずれか小さい方となる。

$$V_{u1d} = k_m(V_{u1od} - V_{u0d}) + V_{u0d} \quad (18.4.6)$$

$$V_{u2d} = \sin^2 \alpha (\cot \theta + \cot \alpha) t_{wz} f_{wyd} / \gamma_{b2} + V_{od} \quad (18.4.7)$$

ここで、 V_{u1d} はコンクリート圧縮斜材が破壊する時の設計せん断耐力、 V_{u2d} はせん断補強鋼板の降伏する時の設計せん断耐力、 k_m はせん断補強鋼板の部材軸直角方向の配置間隔がせん断耐力に与える影響を考慮するための係数 ($= 1/(b_w/d)^{0.5} > 1.0$ 、 b_w は部材腹部の幅で、せん断補強鋼板の部材軸直角方向の配置間隔、 d は有効高さ)、 V_{u1od} はコンクリート圧縮斜材が破壊する時の基準せん断耐力 ($= f_{vud} b_w d / \gamma_{b1}$ 、 f_{vud} はトラス機構を形成するコンクリートの圧縮斜材が破壊する場合の設計せん断耐力強度)、 V_{u0d} はせん断補強鋼板のない場合の設計せん断耐力 ($= f_{vcd} b_w d / \gamma_{b1}$ 、 f_{vcd} はせん断補強鋼板が無い場合の設計せん断耐力強度)、 α はせん断補強鋼板と部材軸とのなす角度、 θ はコンクリートの圧縮斜材と部材軸とのなす角度 (30° としてよい。ただし、 $\theta < \cot^{-1}(a/z)$ の場合は、 $\theta < \cot^{-1}(a/z)$ とする)、 t_{wz} はせん断補強鋼板の厚さ、および f_{wyd} はせん断補強鋼板の設計引張降伏強度である。一方、 γ_{b1} および γ_{b2} は部材係数であるが、それぞれコンクリート、鋼材を対象とするので 1.3、1.15 を用いてよいとしている。また、 a は、せん断補強材の部材軸方向の配置間隔であり、 z は、圧縮応力の合力の作用位置から引張補強鋼板の図心までの距離である。ここで、 V_{od} は、一般に小さく、無視できるとしている。ただし、部材軸方向ならびに部材軸直角方向にせん断補強鋼板とが混在する場合、研究成果も少なく、何れかのみ配置された場合のせん断耐力の大きい方を採用して良いとしている。なお、鬼頭ら (1998) による最近の研究では、せん断補強鋼板が部材軸直角方向に配置されている場合を基

本に、部材軸方向せん断補強鋼板を引張斜材としても不静定トラスモデルを提案し、その効果を種々の負加項を組み合わせて表現する累加形式による評価式を提案している。

上記のような鋼-コンクリートサンドイッチ構造の面外せん断耐力に対する抵抗機構では、圧縮斜材としてのコンクリートもしくは引張斜材としてのせん断補強鋼板が強度部材であり、外殻鋼板の圧縮弦材の座屈安定性は比較的問題とならない。しかし、面内せん断耐力を受ける鋼-コンクリートサンドイッチ構造では、外殻鋼板が面内せん断剛性・耐力を負担しうる点を考慮しなければならないが、一般に、外殻鋼板をフルウェブとみなしたサンドイッチ構造のディープビームばりと同様と考えられている。大須賀らの研究(2002)によると、弾性剛性は、外殻鋼板とコンクリートの剛性の累加剛性として与えられ、また、ひび割れ後のせん断剛性は、トラス機構と外殻鋼板のせん断剛性の累加剛性として評価できることが示されている。さらに、ひび割れ耐力は、コンクリートの分担する応力の主引張応力がコンクリートの引張強度に達した時とし、降伏耐力は、von Mises の降伏条件による外殻鋼板の降伏に基づき、終局耐力は、RC 構造の考え方に準じて評価すればよいと報告している。しかし、外殻鋼板のせん断座屈においては、シアコネクタなどによる局所的なアンカー条件を含め、せん断補強鋼板(ダイヤフラム、リブなど)による外殻鋼板の周辺支持条件を考慮した耐力評価も行う必要があると考えられる。

以上、鋼-コンクリートサンドイッチ構造を中心にその力学的挙動に関してまとめたが、まだ解明しなければならない点が多く残されており、例えば、①押し抜きせん断、②面内せん断、③ねじりに対する性状に関する研究は極めて少ない。また、一体性を確保するためにシアコネクタは重要な要素であり、できる限り密に分散させて配置し、各断面でより完全な一体性が得られるようにするのが望ましいが、合理的な配置に関する指針は提示されていない。荷重作用によっては、外殻鋼板とコアコンクリートとの界面で圧縮の直応力が作用し、摩擦力が期待できる場合もあるが、直応力が引張であれば、簡単に剥離が生じ、せん断力が一切伝達できない場合もある。シアコネクタには、T型、L型、I型などの形鋼、頭付きスタッド、鉄筋等の棒鋼(タイバー)等があるが、せん断補強材でもあるダイヤフラムのように両端を外殻鋼板に定着されているものが、シアコネクタとして最も有効なものとなる。今後、複合構造の特徴を生かし、さらに適用範囲を拡大するには、異種の構造部材との接合方法を確立する必要があり、特に、隅角部のせん断遅れなども含めた研究が望まれる。また、サンドイッチ構造では、その鋼材部が溶接構造であるので、通常の鉄筋コンクリート構造より疲労強度は低いと考えられ、作用荷重の形態によっては疲労破壊の詳細なメカニズムを解明する必要があると考えられる。このような合成構造において、完全な合成作用を期待する場合から、単純な累加機構だけでよいとする場合まで、サンドイッチ合成構造において、どの程度の合成作用が適切であるか明確にし、それを生かした合理的な設計法の確立が望まれるところである。

18.5 直交異方性材料による薄肉構造の座屈問題

18.5.1 直交異方性材料の座屈破壊の概要

異方性を有する複合材料の圧縮の破壊機構については、完全な理解はまだ得られていない。一方向繊維強化プラスチック材(FRP材)における強化繊維の強度と複合材料としての圧縮強度の一例を図18.5.1に示すが、強化繊維の強度が大きい場合、強化繊維の強度が複合材料の圧縮強度に十分反映されないのがわかる。炭素繊維などでは、圧縮-引張の各方向の弾性係数、強度が同じでないなど、現象を複雑化しているのも原因と考えられる。一般に、複合材料の強度は、強化繊維の強度に支配されるが、その圧縮強度は、強化繊維を束ねる樹脂の弾性係数にも依存し、弾性係数を大きくすると圧縮強度は上昇すると言われている。単純な繊維のみの束であれば、圧縮力に抵抗できないことは自明であり、繊維を樹脂で束ねることで一方向繊維強化プラスチック

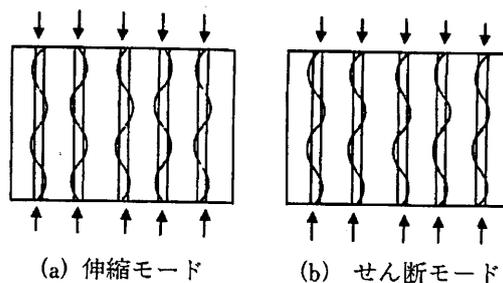
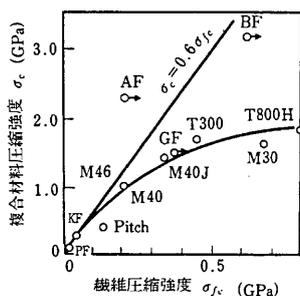


図 18.5.1 繊維強度と複合材の圧縮強度の関係 図 18.5.2 圧縮力を受ける複合材料の繊維座屈モード

材の構造要素として圧縮力に抵抗できるメカニズムを有することになる。しかし、このような複合材料は、鋼材のような降伏現象を伴わない材料であるため、厚板の場合、純粋な板の弾性座屈では破壊せず、マトリックス内で繊維が微小な座屈を起こし、さらに損傷領域がせん断破壊帯を形成し終局に至ると考えられ、理論的な裏づけも示されてきた。ここで、強化繊維の座屈モードには、隣合う繊維が逆位相で座屈する伸張モードと同位相で座屈するせん断モードがある（図 18.5.2 を参照）。なお、強化繊維の弾性係数と母材の弾性係数の相対比が大ききといった関係からも、一般に繊維体積含有率が大きいときは、樹脂内の繊維の座屈が、小さいときは板としての弾性座屈が支配的となることが分かっている [三木ら, 1997]。

一方、一方向繊維強化プラスチック材などによる薄板では、弾性座屈が支配的となるため、直交異方性材料の板として基礎方程式を解き、例えば、周辺単純支持板（幅 a 、長さ b 、板厚 h ）の一軸圧縮応力下での座屈強度は、次式のように与えられる。

$$\frac{K_x}{\pi^2} = -\frac{\sigma_x h b^2}{\pi^2 D_{22}} = \frac{D_{11}}{D_{22}} \left(\frac{b}{a}\right)^2 m^2 + 2 \left(\frac{D_{11}}{D_{22}} + 2 \frac{D_{66}}{D_{22}}\right) n^2 + \left(\frac{a}{b}\right)^2 \frac{n^4}{m^2} \quad (18.5.1)$$

ここで、 K_x は座屈係数、 D_{11} は x 軸に対する板の曲げ剛性、 D_{22} は y 軸に対する板の曲げ剛性、 D_{66} は板ねじり剛性、 m は荷重方向の座屈波形の波数、および n は幅方向の座屈波形の波数である。なお、縦横に補剛された鋼板の座屈強度評価 [北田ら, 1991, 1993] は、このような直交異方性板としての取り扱いに基づき行

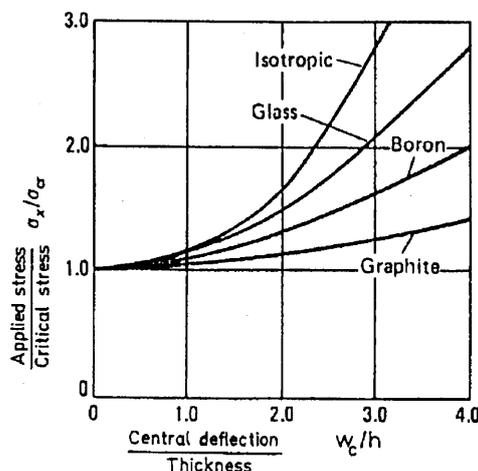
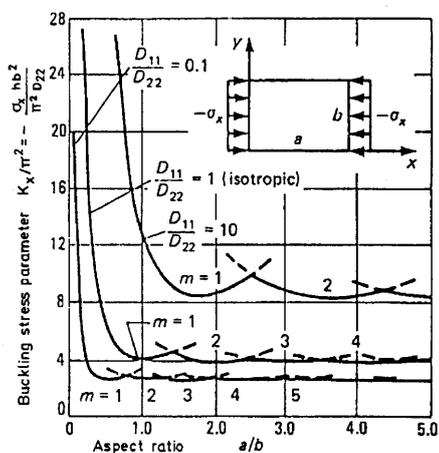


図 18.5.3 周辺単純支持直行異方性板の座屈強度

図 18.5.4 異なる強化繊維による後座屈挙動

われているが、複合材料における直交異方性板としての仮定は、ある積層構造に基づく擬似的な等質体としての置換によるものである。しかし、一方向繊維強化板（ラミナ）を積層化する構造において、板厚方向に図心面を中心としてラミナが対称に配置されない場合は、このような等質体としての仮定ができなくなり、曲げ-ねじりのカップリング項の存在する基礎方程式を解く必要がある。また、一般的な異方性材料による板要素では、さらに曲げ-伸張のカップリング項をも考慮した基礎方程式を解く必要がある [座古ら, 1998]。なお、一例として、 $(D_{12} + 2D_{66})/D_{22} = 1$ とした場合の座屈強度を図 18.5.3 に示す。荷重方向に繊維を配置した場合に相当する異方性板 ($D_{11}/D_{22} > 1$) では、その座屈強度は、等方性板の強度より高くなり、支配的な座屈波数も小さくなっていることがわかる。また、逆に、荷重直角方向に繊維を配置した場合に相当する異方性板 ($D_{11}/D_{22} < 1$) では、その座屈強度は、等方性板の強度より小さくなっている。支配的な波数も大きくなっている。ただし、強度低下はそれほど大きくはない。

異なる強化繊維を用いた複合材料の板の後座屈挙動を等方性板のそれとを比較した結果を図 18.5.4 に示す。等方性板の後座屈強度より複合材による板の後座屈強度が低いことが分かる。直交 2 方向の弾性係数比が、大きいほど、後座屈強度が期待できないと推察される。また、複合材料による積層板の圧縮強度に及ぼすせん断変形の影響を検討した結果を図 18.5.5 に示す。積層数が多い場合など、厚板においてはせん断変形を考慮した検討が必要であることが伺える。大型の土木・建築構造物の適用に関しては、積層数が多くなることもあり、

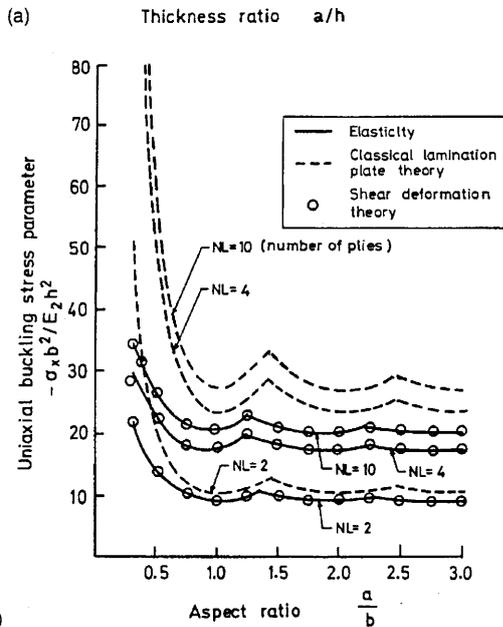
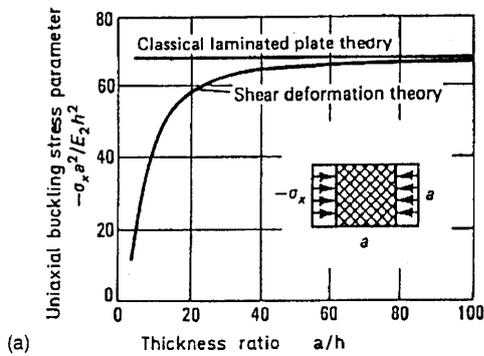
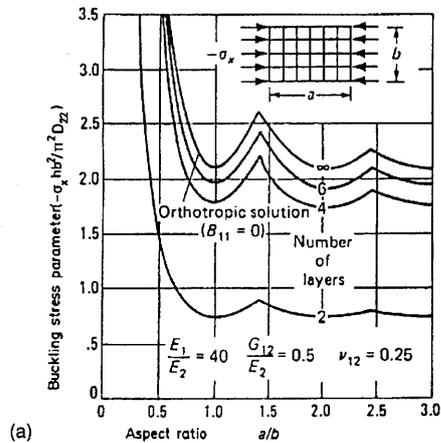
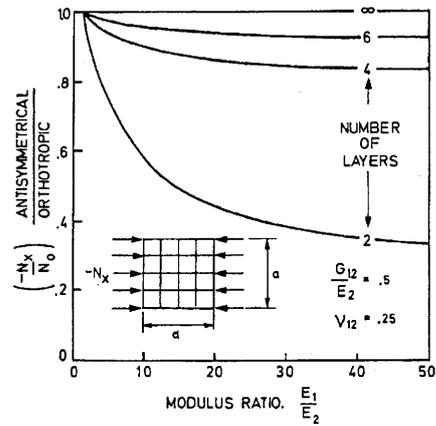


図 18.5.5 座屈強度に及ぼすせん断変形の影響



(a)



(b)

図 18.5.6 非対称積層の影響

小野らの研究成果 [1992] では、積層数が大きくなると引張強度も低減することが報告されており、更なる検討が必要と考えられる。次に、荷重方向および荷重直角方向の 2 方向に強化繊維を配置して積層化した直交異方性材による板の座屈強度を図 18.5.6 に示す。ラミナの非対称積層化の影響を示している。積層数が多くなることによって擬似的に積層構造を対称化することとなるが、非対称積層による座屈強度の低下は著しく、曲げ-ねじりのカップリング項の影響が明確に示されている。また、直交二方向の弾性係数比によっても影響を受け、異方性が強いほど、非対称積層構造の耐力に及ぼす影響は顕著となることを示している。したがって、一方向繊維強化プラスチック板を積層化して板構造を構成する場合には、その積層構造には十分な注意を払う必要があることを示している。

18.5.2 直交異方性板の座屈と材料設計の最適化

多くの繊維強化プラスチックは、ラミナが積層化されて用いられる場合がほとんどである。そのラミナの弾性物性は、方向依存性を呈する直交異方性にしたがう。一例として、一方向繊維強化プラスチック板の弾性係数、せん断弾性係数およびポアソン比の方向性依存特性（繊維配向角 θ に対する変化）を図 18.5.7 に示す。強化繊維の弾性物性が支配的な材料であるため、繊維方向と異なる方向における弾性係数の著しい低下がわかる。方向依存性を取り除くには、繊維配向角の異なるラミナを積層化して擬似的に等方性材料と扱えるプロセスが必要であることが理解できる。

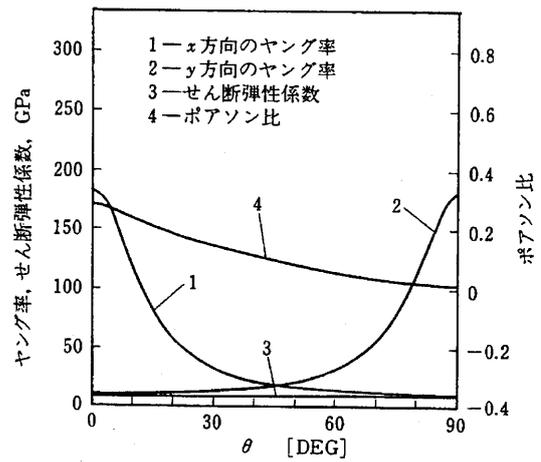


図 18.5.7 一方向繊維強化材の機械的性質

繊維配向角 θ のラミナを対称に積層した薄板の座屈強度を図 18.5.8 に示す。単純支持、固定支持に対する強度である。繊維配向角が 45 度の場合、座屈強度が最大となり、0 度・90 度の強度の約倍となっている。単純支持条件の場合では、板のアスペクト比による強度変動は小さいが、固定支持条件の場合では、繊維配向角が小さいと強度が大きく変動する結果となっている。これは、積層板の端部の繊維の応力状態が、強度を左右するためと考えられる。また、繊維方向に対して 45 度の方向における弾性係数が著しく低減することから、せん断変形も顕著となり、積層構造を考える際、45 度の繊維配向角を有するラミナを積層することが一般的である。しかし、このような積層構造は、剛性の観点からばかりでなく、座屈強度の視点でも有効であると結論付けられる。なお、図中には、参考値として、比強度が同様に大きいアルミニウム合金の同じ構造諸元の板の座屈強度が比較されている。

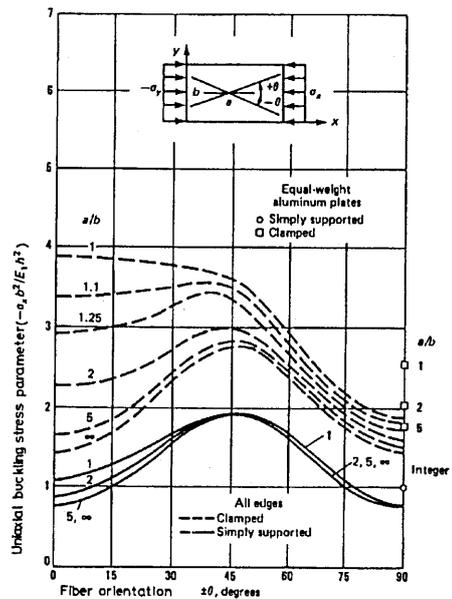


図 18.5.8 繊維配方向と座屈強度

繊維の配向角を適切に設定することで、繊維強化プラスチック材の座屈安定性は、等方性材料のそれを上回り、合理的な構造を創出できる可能性があることを示唆している。このような繊維強化プラスチックによる構造物

の設計では、積層構造を有する板として全体の荷重-変形性状を求めた上で、個々の一方向繊維強化プラスチック層のひずみ・応力状態を求め、破壊基準に照らし合わせて、積層構造体の終局状態を求める必要がある。一般に、繊維強化プラスチックでは、応力およびひずみの各成分が相互に影響を及ぼし、それらの関係がある状態に至った時、破壊が生じるといった2次破壊規準が用いられる。この一般式は、以下の通りである。

$$F_{ij}\sigma_i\sigma_j + F_i\sigma_i = 1 \quad (18.5.2)$$

ここで、添字 (i, j) は、 $i, j=1, 2, 3, 4, 5, 6$ で6つの応力成分 ($\sigma_X, \sigma_Y, \sigma_Z, \sigma_{YZ}, \sigma_{XZ}, \sigma_{XY}$ の各成分) を表し、総和規約を適用した式の形態である。応力に代わり、ひずみ成分によっても同様な規準が提案されている。これまで多様な規準式が提案されているが、最もよく用いられる Tsai-Wu 則は、以下の通り与えられる。

$$F_{XX}\sigma_X^2 + 2F_{XY}\sigma_X\sigma_Y + F_{YY}\sigma_Y^2 + F_{SS}\sigma_S^2 + F_X\sigma_X + F_Y\sigma_Y = 1 \quad (18.5.3)$$

なお、 $\sigma_X, \sigma_Y, \sigma_S (= \sigma_{XY})$ は、それぞれ、ラミナの X 軸方向 (繊維方向) の応力、 Y 軸方向 (繊維直角方向) の応力、および面内せん断方向の応力である。Tsai-Wu の破壊則に基づき定めた2方向ひずみ状態に対する破壊曲面の一例を図 18.5.9 に示す [杉浦ら, 2004]。繊維強化プラスチックを用いた構造体においては、これらの破壊基準と座屈安定性を同時に評価して、終局強度の評価を行う必要がある。なお、比強度が大きい繊維強化プラスチックを構造体に適用することは、自重の軽減、それにとまなう地震力の軽減となって、有効と考えられるが、鋼構造と同様に細長く、薄い構造要素の設計が可能であり、剛性の観点からの検討も不可欠となる。これまでの多くの実設計では、たわみ制限等によって構造諸元が決まることが多いと言われており、今後、最適設計のあり方についてさらに検討が必要と考えられる

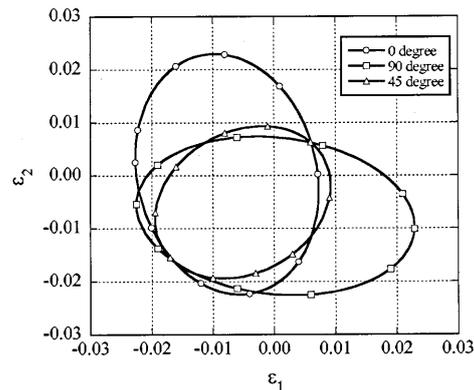


図 18.5.9 Tsai-Wu 破壊基準

ところで、FRP 材料と同様に比強度が大きく、耐食性に優れた材料であるアルミニウム合金が建設材料として、広く活用され始めた。例えば、欧米諸国では、Eurocode 9, AASHTO-LRFD・SECTION7(2004)などは、アルミニウム合金を用いた建造物の設計基準を取りまとめている。しかし、我が国においては、アルミニウム建築構造推進協議会が発足するなどして、建築建材としての活用が検討され始めたのは比較的最近である。一方で、軽金属協会・アルミニウム合金土木構造物設計・製作指針案の改定作業が進められてはいるが、設計基準として取りまとめるには至っていない。建築構造物への適用に関する研究成果から判断するに、強度と弾性係数を適切に取り扱えば、鋼構造の座屈設計の枠組が活用できると考えられる [井上ら, 2000]。しかし、課題は接合方法であり、溶接 (熱入力) により物性が変化する (軟化現象) ことが問題であると指摘されている [小野ら, 2000]。例えば、A6061-T6 材において、溶接部の降伏強度・引張強度は、それぞれ母材の約 1/4, 1/2 と大幅に低下することが報告されている。コンクリート、鋼材と比較して高価であることが、実用化を遅らせている原因と考えられるが、原材から大型構造物へと組み立てる信頼ある技術が不十分であった点も一つの要因と考えられる。しかし、1991年に英国の溶接研究所が開発した摩擦攪拌接合が普及し始め、物性を劣化させることなく構造物の製作が可能となった。この摩擦攪拌接合は、アルミニウム材を突合せ、裏当ての上に固定した後、先端にピンを持つ鋼製のツールを回転させながら、ショルダをアルミニウム材の表面に接するまで接合面に挿入し、結果的に接合面は摩擦熱により軟化し、ツールの回転に引きずられて攪拌されることで、接合

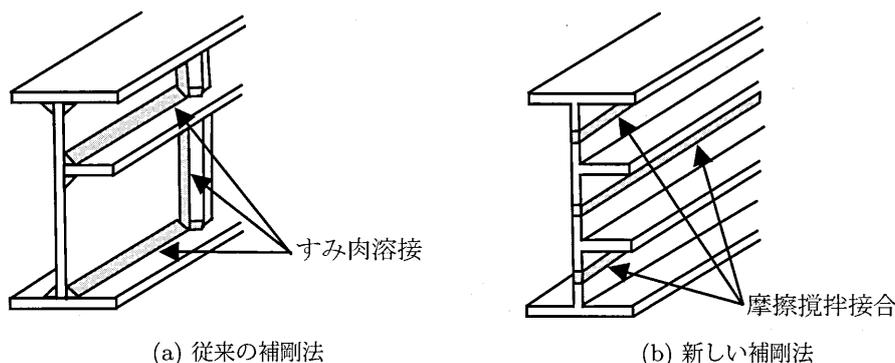


図 18.5.10 部材成形方法に配慮した補剛設計

面を一体化させる接合法である。残留変形も少ないなどの長所もある。なお、攪拌されているアルミニウムは熔融状態にはないので、固相接合法の一種として考えられる。我が国でも、摩擦攪拌接合部の品質を保証するための検査指針(案)が日本アルミニウム協会の土木構造物委員会から2004年1月に発行され、今後のアルミニウム構造の開発が期待される[2004]。ただし、接合線が交差する場合の問題点はまだ未解決である。そこで、引抜成形のFRP材と同様にアルミニウム合金も押し出し成形が可能な材料であることを踏まえ、等断面の連続成形材から多様な断面形状を有する部材を製作する方法が検討され始めた。すなわち、直線的な摩擦攪拌接合線に着目し、大倉らは、図18.5.10(b)に示すような新たな補剛方法を提案している。T型断面の長尺な押し出し成形材を接合し、大型のI型断面を製作しようとするものである。腹板の補剛は、水平補剛材のみによる。一般に、橋梁鋼床板、腹板などは2方向に補剛された鋼板であり(図18.5.10(a)を参照)、直交2方向で剛性が異なるため等方性材料であるにもかかわらず直交異方性板として座屈設計が行われている。FRP板においても、ラミナの積層方法(非対称積層)により板の各変形を関連付けるカップリング剛性がすべて零とはならないため、面内力によって面変形が生じたり、面外力によって面内ひずみが生じる現象がみられるなど特殊ではあるが、支配方程式は概ね同じである。図18.5.10(b)に示すような水平補剛材のみを有するアルミニウム板も直交異方性板として取り扱うことができる。今後は、製作方法・手順も視野に入れた構造形態、ならびにその座屈設計を検討する必要がある。

18.6 まとめと今後の展望

複合構造は、それぞれの材料の持つ本来の性能に基づき、お互いの材料の欠点を補い、それぞれの優れた特性を最大限引き出せるような組み合わせを模索した結果であり、構造物に要求されるさまざまな性能を実現するための材料・構造形式のニーズ指向型の開発の成果である。建設分野においては、その主要材料である鋼とコンクリートを複合化することが主であり、低価格で圧壊に対する安定性が高いコンクリート材料と高価ではあるが比強度に優れる鋼材料の複合化は、高性能化および経済性が追及できる最も合理的な構造形式の開発に貢献してきた。

ここで、鋼とコンクリートでは、弾性物性、塑性状態における物性値が大きく異なるため、構造設計で対象とする各種限界状態において、それぞれの材料がどのような役割を意図して配置されているか、明確にしておく必要がある。しかし、構造設計で取り上げる多くの荷重組み合わせによって、それらの形態は複雑となることが多く、複合構造の基準を一般化することは極めて困難である。特に、複合構造を構成する材料間の相互作用ならびにその全体構造に及ぼす効果が、接合の度合いに大きく依存するためである。構造物の性能を評価するに当たり、モデル構造を用いた载荷実験によって性能を実証することは有効と考えられるが、実験のみによって多

様な荷重組み合わせに対する最適な複合構造形式の追及には、時間、労力、経済的な制約がある。コンピュータ技術の発達に伴い、構造設計実務でも積極的に活用されるようになった有限要素解析に代表される各種離散解析法を用いることで、設計の自由度は、大幅に改善されると考えられる。しかし、構造解析手法による構造物の応答予測精度は、鋼材料、コンクリート材料などの物性のモデル化の精度に依存するため、RC構造ならびに鋼構造に対して構造解析手法が独立に発展してきた傾向が強く、性能の評価法において両者の間に多くの矛盾点が指摘されている。複合構造は、鋼ならびにコンクリートを併用する構造形式でもあり、整合性のある評価法の設定が不可欠である。したがって、下記の事項における知見の収集ならびに技術開発が今後進められるよう望まれる。

- ① コンクリート構造および鋼構造の解析精度の整合性
- ② 鋼-コンクリート境界面での力学性状
- ③ 鋼構造、複合構造、コンクリート構造間での設計（限界状態）の整合性

また、現時点で設計規準は、鋼構造もしくはコンクリート構造のそれを基に整備されてきたが、各国の規準間での整合性はそれほど高くなく、これは複合構造の現象を十分把握できていないことにも依存する。例えば、短柱のせん断抵抗、長柱の剛性・抵抗、2軸曲げなどに代表される組み合わせ荷重下での挙動、寸法効果、高機能鋼材・高性能コンクリートによる複合構造、複合構造の接合部挙動などの現象理解が求められ、設計法の充実が課題であろう。一方で、鋼材料と同様に比強度・比弾性係数に優れ、同様な構造形態をとると考えられる繊維強化プラスチック材料（FRP）、アルミニウム合金などの材料も、その高耐久な性能が期待され、今後土木構造物の構造材料として適用が望まれている。これらの新材料と既存の構造材料を含めた各種複合構造も今後の開発対象となりえる。ここでは、FRP材料を特徴付ける直交異方性材料、積層構造体の座屈安定問題も含め課題は多いが、夢のある技術開発と考えられる。

参考文献

- Richart, E.E., Brandzaeg, A, and Brown, R.L.(1928): A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin No.185, 1928.
- 日本建築学会 (1975) : 鋼構造設計規準・同解説, 1975.
- 阪神高速道路公団 (1986) : 合成柱 (充てん方式) を有する鋼製橋脚の設計・施工指針 (案), 1986.3.
- 長谷川俊昭, 塩屋俊幸 (1987) : OS-SHELL プロジェクト 小型試験供試体 Phase II -せん断実験-実験報告書, 清水建設技術研究所, 1987.9.
- 日本建築学会 (1990) : 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990.
- 北田俊行, 中井博, 宮坂佳洋, 古田富保 (1991) : 2方向面内力を受ける補剛板の極限強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.437/I-17, pp.79-88, 1991.10.
- 辻文三, 若林實, 菅原まりも (1991) : 合成断面柱の終局曲げ強度と累加強度式, 構造工学論文集, 日本建築学会, Vol.37B, pp.427-435, 1991.3.
- 西村宣男, 大崎史淳, 長谷川徹雄 (1991) : 曲げを受ける I 断面の局部座屈強度と限界幅厚比に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.37A, pp.135-144, 1991.3.
- 上田多門, 塩屋俊幸 (1992) : 鋼コンクリート系サンドイッチ構造, コンクリート工学, 日本コンクリート工学協会, Vol.30, No.5, pp.5-20, 1992.5.
- 崎野健治 (1992) : コンファインドコンクリートの研究の現状, コンクリート工学, 日本コンクリート工学協会, Vol.30, No.12, pp.5-12, 1992.12.
- 土木学会 (1992) : 鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針 (案) (コンクリートライブラリー 73), 丸善, 東京, 1992.7.
- 北田俊行, 中井博, 橋本良之, 古田富保, 野口二郎 (1993) : 2方向面内力を受ける補剛板の終局強度に基づく設計法の一提案, 橋梁と基礎, Vol.27, No.4, pp.23-30, 1993.4.
- 佐藤孝典 (1993) : 円形断面の充填鋼管コンクリート構造におけるコンファインド効果のメカニズムとそのモデル化, 日本建築学会構造系論文集, 第 452 号, pp.149-158, 1993.10.
- 西村宣男, 秋山寿行, 松村達夫 (1993) : 曲げを受ける I 断面はりおよびプレートガーダーの強度設計法の一提案, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.39A, pp.165-174, 1993.3.

- AISC(1993): Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Building, AISC, Chicago, 1993.12.
- 日本道路協会 (1994): 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 1994.2.
- 強化プラスチック協会 (1994): FRP 構造設計便覧, 1994.9.
- 松井千秋 (1994): コンクリート充填鋼管構造の構造性能と設計, 鋼構造論文集, 第1巻, 第2号, 日本鋼構造協会, pp.11-24, 1994.6.
- European Committee for Standardization(1994): Eurocode 4, Design of Composite Steel and Concrete Structures, Brussels, Belgium, 1994.
- 上田隆, 高原安孝, 栗田章光, 濱本浩伸 (1995): コンクリート充填二重鋼管柱の断面耐力に関する研究, 第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.55-60, 1995.11.
- 園田恵一郎, 鬼頭宏明, 柳原康男 (1995): 鋼・コンクリートサンドイッチ部材における圧縮鋼板の終局強度特性, 土木学会論文集, No.525, pp.39-53, 1995.10.
- 長沼一洋 (1995): 三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第474号, pp.163-170, 1995.8.
- 若林實, 南宏一, 谷資信, 平野道勝 (1995): 合成構造の設計 (第2版), 彰国社, 東京, 1995.10.
- (財) 国土開発技術研究センター (1997): プレブーム合成げた橋設計施工指針 (第3版), プレブーム振興会, 1997.7.
- 土木学会 (1996): コンクリート標準示方書 (設計編), 丸善, 東京, 1996.3.
- 土木学会 (1997a): 鋼構造物設計指針 Part B 合成構造物, 丸善, 東京, 1997.4.
- 土木学会 (1997b): 複合構造物設計・施工指針 (案) (コンクリートライブラリー 90), 丸善, 東京, 1997.10.
- 日本建築学会 (1997): コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, 1997.
- 本州四国連絡橋公団 (1977): 鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針, 1977.
- 福浦尚之, 前川宏一 (1997): RC非線形解析に用いる鉄筋の繰返し履歴モデル, 土木学会論文集, No.564/V-35, pp.291-295, 1997.5.
- 藤本利昭, 向井昭義, 西山功, 稲井栄一, 甲斐誠, 田中義成, 時野谷浩良, 野口隆, 馬傷武志, 福本昇, 村田義行, 崎野健治, 森野捷輔 (1997): 高強度材料を用いたコンクリート充填鋼管短柱の軸圧縮特性, 日本建築学会構造系論文集, 第498号, pp.161-168, 1997.8.
- 三木光範, 福田武人, 元木信弥, 北條正樹 (1997): 複合材料, 共立出版, 東京, 1997.
- Fukumoto, Y. ed.(1997): Structural Stability Design -Steel and Composite Structures-(Chapter 7), Pergamon Press, Oxford, 1997.
- 大垣賀津雄, 川口喜史, 磯江暁, 高橋昭一, 川尻克利, 長井正嗣 (1998): 合成2主桁橋の鋼主桁補剛設計に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.1229-1239, 1998.3.
- 鬼頭宏明, 山脇学, 園田恵一郎 (1998): 鋼・コンクリートサンドイッチ部材のせん断耐荷機構, 土木学会論文集, No.591, pp.53-69, 1998.4.
- 座古勝, 松本金矢 (1998): 複合材料の挙動解析, 朝倉書店, 東京, 1998.
- 杉本雅人, 柳下文夫, 谷平勉, 園田恵一郎 (1998): 中空式二重鋼管合成柱の変形靱性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, 日本コンクリート工学協会, Vol. 20, No.3, pp.847-852, 1998.6.
- 鉄道総合技術研究所編 (1998): 鉄道構造物等設計標準・同解説-鋼とコンクリートの複合構造物, 丸善, 1998.
- 日本鋼構造協会 (1998): 土木分野におけるコンクリート充填鋼管構造の現状と今後の課題, JSSC テクニカルレポート No.44, 日本鋼構造協会, 1998.
- 日本道路公団 (1998): 鋼管・コンクリート複合構造橋脚設計マニュアル, 1998.8.
- 細谷学, 川島一彦, 星隈順一 (1998): 炭素繊維シートで横拘束したコンクリート柱の応力度~ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No.592/V-39, pp.37-52, 1998.5.
- 福澤公夫, 沼尾達弥, 三井雅一, 野崎秀洋 (1998): 炭素繊維およびアラミド繊維により横方向補強されたコンクリートの圧縮性状, 土木学会論文集, No.599/V-40, pp.119-130, 1998.8.
- 松井千秋, 津田恵吾, 森武史 (1998): 被覆形鋼管コンクリート柱材における鋼管の幅厚比・径厚比の制限値, 日本建築学会構造系論文集, 第503号, pp.157-163, 1998.1.
- 村田清満, 安原真人, 渡邊忠朋, 木下雅敬 (1998): コンクリート充填円形鋼管柱の耐力と変形性能の評価, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.1555-1564, 1998.3.
- European Committee for Standardization (1998): Eurocode 9, Design of Aluminium Structures, Brussels, Belgium, 1998.
- Galambos, T.V. ed.(1998): Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures(Chapter 10), John Wiley & Sons, Inc., N.Y., 1998.

- Oyawa, W.O., Sugiura, K. and Watanabe, E.(1998): Elasto-plastic behaviour of axially loaded filled circular steel stub columns, *Journal of Structural Engineering, JSCE, Vol.44A*, pp.147-158, 1998.3.
- Singer, J., Arboez, J. and Weller, T.(1998): *Buckling Experiments: Experimental Methods in Buckling of Thin-Walled Structures -Vol.1 Basic Concepts, Columns, Beams and Plates -*, John Wiley & Sons, New York, 1998.
- 今野克幸, 上田多門, 角田興史雄, 大平雅司 (1999): プレストレスト二重鋼管コンクリート構造の軸方向力下の力学特性に関する研究, *土木学会論文集*, No.613/V-42, pp.1-18, 1999.2.
- 土井希祐, 称原良一 (1999): SRC 部材の塑性理論に基づくせん断設計式の検討, *日本建築学会構造系論文集*, 第 516 号, pp.151-158, 1999.2.
- 土木学会 (1999a): 鋼・コンクリート複合構造の理論と設計, 基礎編 (構造工学シリーズ 9-A), 丸善, 東京, 1999.3.
- 土木学会 (1999b): 鋼・コンクリート複合構造の理論と設計, 応用編 (構造工学シリーズ 9-B), 丸善, 東京, 1999.3.
- 中村敏治, 勝倉靖, 菊地憲一, 松井千秋 (1999): 大口径・大径厚比鋼管コンクリート柱の曲げ耐力評価, *日本建築学会構造系論文集*, 第 519 号, pp.127-133, 1999.5.
- 細谷学, 川島一彦 (1999): 炭素繊維シートで横拘束したコンクリート柱の応力度~ひずみ関係に及ぼす既存帯鉄筋の影響とその定式化, *土木学会論文集*, No.620/V-43, pp.25-42, 1999.5.
- 宮入裕夫 (1999): サンドイッチ構造の基礎, *日刊工業新聞社*, 東京, 1999.1.
- 村田清満, 池田学, 川井治, 瀧口将志, 渡邊忠朋, 木下雅敬 (1999a): 鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能の定量評価に関する研究, *土木学会論文集*, No.619/I-47, pp.235-251, 1999.4.
- 村田清満, 池田学, 渡邊忠朋, 戸塚野信弥 (1999b): 鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力, *土木学会論文集*, No.626/I-48, pp.207-218, 1999.7.
- 李麗, 津田恵吾, 松井千秋 (1999): 軸圧縮力と曲げを受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能と軸力制限, *日本建築学会構造系論文集*, 第 524 号, pp.133-140, 1999.10.
- Oyawa, W.O., Sugiura, K. and Watanabe, E.(1999): Flexural deformation characteristics of filled steel composite beams subjected to pure bending, *Journal of Structural Engineering, JSCE, Vol.45A*, pp.105-116, 1999.3.
- Vinson, J.R.(1999), *The Behavior of Sandwich Structures of Isotropic and Composite Materials*, Technomic Publishing Co., Inc., Lancaster, 1999.
- 井上哲郎, 木村衛, 谷口元 (2000): アルミニウム合金を用いた建築構造に関する研究—圧縮を受ける薄板の後座屈挙動—, *日本建築学会構造系論文集*, 第 527 号, pp.205-212, 2000.1.
- 小野徹郎, 林瑞樹, 石田和人 (2000): 溶接軟化域を考慮したアルミニウム圧縮材座屈耐力評価, *日本建築学会構造系論文集*, 第 530 号, pp.185-190, 2000.4.
- 村田清満, 山田正人, 池田学, 瀧口将志, 渡邊忠朋, 木下雅敬 (2000): コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価, *土木学会論文集*, No.640/I-50, pp.149-163, 2000.1.
- 秋山充良, 林寛之, 内藤英樹, 鈴木基行 (2001): 繰返し荷重を受ける SRC 柱の荷重—変位関係に関する解析的研究, *構造工学論文集*, Vol.47A, 土木学会, pp.1453-1463, 2001.3.
- 浅津直樹, 運上茂樹, 星隈順一, 混同益央 (2001): 軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究, *土木学会論文集*, No.682/I-56, pp.177-194, 2001.7.
- 田上和也, 中村光, 斉藤成彦, 檜垣勇 (2001): 繰返し荷重を受ける鉄筋の座屈モデルに関する研究, *構造工学論文集*, Vol.47A, 土木学会, pp.725-734, 2001.3.
- 日本建築学会 (2001): 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2001.
- Oyawa, W.O., Sugiura, K. and Watanabe,E.(2001): Polymer concrete-filled steel tubes under axial compression, *Construction and Building Materials*, Vol.15, No.4, pp. 187-197, 2001.
- Sugiura, K., Oyawa, W.O and Watanabe, E.(2001): Assessment on fill material properties for filled steel stub columns, *Journal of Structural Engineering, JSCE, Vol.47A*, pp.1413-1422, 2001.3.
- Susantha, K.A.S., Ge, H. and Usami, T.(2001): Uniaxial stress-strain relationship of concrete confined by various shaped steel tubes, *Engineering Structures*, Vol.23, pp.1331-1347, 2001.
- 大須賀浩, 中山達雄, 尾崎昌彦 (2002): 鋼板コンクリート構造平板の面内せん断特性, *日本建築学会構造系論文集*, 第 562 号, pp.59-66, 2002.12.
- 小野紘一, 杉浦邦征, 大島義信, 三木亮二, 小牧秀之 (2002): 角形断面を有する炭素繊維強化プラスチック管部材の強度特性に関する実験的研究, *土木学会論文集*, No.710/I-60, pp.449-459, 2002.7.
- 加藤基規, 宇佐美勉, 葛西昭 (2002): BRB の繰返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, *構造工学論文集*, Vol.48A, 土木学会, pp.641-648, 2002.3.
- 堺淳一, 川島一彦 (2002): コンクリートの横拘束効果に及ぼす横拘束筋の配置間隔と中間帯鉄筋の影響, *土木学会論文集*, No.717/I-61, pp.91-106, 2002.10.

- 土木学会 (2002) : 複合構造物の性能照査指針 (案) (構造工学シリーズ 11), 丸善, 東京, 2002.10.
- Singer, J., Arbocz, J. and Weller, T. (2002): Buckling Experiments: Experimental Methods in Buckling of Thin-Walled Structures -Vol.2 Shells, Built-up Structures, Composites and Additional Topics -, John Wiley & Sons, New York, 2002.
- 井上哲郎, 岡田久志, 木村衛 (2003) : アルミニウム合金サンドイッチパネルの圧縮耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第 565 号, pp.143-149, 2003.3.
- 大垣賀津雄, 安川義行, 稲葉尚文, 長井正嗣 (2003) : 正曲げモーメントを受ける合成 2 主桁無補剛腹板の弾塑性挙動に関する解析的研究, 第 5 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.49-56, 2003.11.
- 最相元雄, 中山隆文, 高淑雲 (2003) : コンクリート充填円形鋼管柱の鋼管局部座屈に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 567 号, pp.189-196, 2003.5.
- 山本貴正, 川口淳, 森野捷輔 (2003) : コンクリート充填円形鋼管短柱の軸圧縮特性に及ぼす寸法効果に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 561 号, pp.237-244, 2003.11.
- 日本コンクリート工学協会 (2003) : コンクリート構造物のポストピーク挙動評価と設計への応用, pp.140-150, 2003.8.
- 宇佐美勉, 加藤基規, 葛西昭 (2004) : 制振ダンパーとしての座屈拘束ブレースの要求性能, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.50A, pp.527-538, 2004.3.
- 大倉一郎, 萩澤亘保, 岩田節雄, 北村幸嗣 (2004) : アルミニウム橋実現のための技術開発, 軽金属, 第 54 巻, 第 9 号, pp.380-387, 2004.
- 杉浦邦征, 三木亮二, 小野紘一, 小牧秀之 (2004) : 炭素繊維強化複合材料からなる構造部材の強度特性に関する解析的検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.50A, pp.17-23, 2004.3.
- 日本アルミニウム協会・土木構造物委員会 (2004) : アルミニウム合金の摩擦攪拌接合部の品質検査指針 (案), 2004.1.
- AASHTO(2004): AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI units, Third Edition, AASHTO, Washington DC, 2004.