

張景耀

建築構造計画法：鋼構造

Design of Steel Structures, Version 0.7

May 9, 2018

Contents

1	鉄の基本	1
1.1	鉄骨構造の沿革.....	1
1.1.1	鋼の沿革.....	1
1.1.2	日本の鋼構造の沿革.....	3
1.1.3	鋼種・鋼材・接合法の沿革.....	4
1.2	構造種別の比較.....	4
1.2.1	構造種別の沿革.....	4
1.2.2	材料別のコストと耐用年数.....	5
1.3	建築基準法.....	6
1.4	科目概要.....	6
1.4.1	内容.....	6
1.4.2	位置づけ.....	6
1.4.3	講義ノート.....	7
1.4.4	参考資料.....	7
1.4.5	宿題.....	7
1.4.6	評価方法.....	7
2	鋼材の性質	9
2.1	鋼の種類.....	9
2.2	鋼材の力学的特性.....	10
2.2.1	応力-ひずみ関係.....	10
2.2.2	鋼材の靱性と破断.....	12
2.2.3	建設材料の力学特性比較.....	12
2.3	建築構造用鋼材 (SN 材).....	13
2.3.1	SN 材の強度レベル.....	14
2.3.2	鋼材の特性区分.....	14
2.3.3	基準強度 F と引張強度 F_u	14
2.3.4	許容応力度.....	15
3	引張材の設計	17
3.1	部材設計の分類.....	17
3.2	引張材の基本.....	18
3.3	引張材の一次設計 (許容応力度設計).....	18
3.4	引張材の破断耐力 (二次設計・終局耐力設計).....	18
3.5	有効断面.....	19
3.5.1	規則な配置.....	20
3.5.2	不規則な配置.....	20
3.6	破断耐力.....	20
3.6.1	有効断面破断.....	20
3.6.2	端抜け破断.....	21

3.6.3	ちぎれ破断	22
3.6.4	ファスナ破断	22
3.6.5	溶接継目破断	22
3.7	引張材の注意点	22
4	板要素	25
4.1	板要素の基本	25
4.2	一次設計（許容応力度設計）用幅厚比の制限	26
4.3	二次設計の幅厚比制限	26
4.4	補剛	27
5	圧縮材の設計	29
5.1	圧縮材の基本	29
5.2	圧縮材の座屈	29
5.2.1	弾性（オイラー）座屈	30
5.2.2	有効長さ	31
5.2.3	非弾性座屈	31
5.2.4	設計用座屈曲線	33
5.3	断面耐力の検討（許容応力度設計）	33
5.3.1	許容圧縮応力度 f_c	33
6	曲げ材の設計	35
6.1	曲げ材の基本	35
6.2	曲げ材の許容応力度設計（一次設計・弾性設計）	35
6.2.1	垂直応力に対する検証	36
6.2.2	せん断応力に対する検証	37
6.2.3	横座屈に対する許容応力度	37
6.2.4	板要素の局部座屈のための幅厚比制限	38
6.2.5	変形（たわみ）制限	38
6.3	曲げ材の終局耐力設計法（二次設計・塑性設計）	39
6.3.1	崩壊（終局）荷重	40
6.3.2	全塑性モーメント	41
6.3.3	崩壊（終局）荷重の解法	42
7	曲げ圧縮材の設計	45
7.1	曲げ圧縮材の基本	45
7.2	許容応力度設計	46
7.3	細長比制限	47
7.3.1	一次設計	47
7.3.2	二次設計	47
7.4	板要素の制限	48
8	ファスナ接合の設計	49
8.1	鋼構造の接合	49
8.1.1	ファスナ接合	49
8.2	ファスナ接合の応力計算	50
8.2.1	力の伝達機構	50
8.2.2	支圧接合の設計	51
8.2.3	摩擦接合	52
8.2.4	引張接合	53
8.3	ボルト接合の設計	53
8.3.1	ボルト・高力ボルトの種類	53
8.3.2	せん断接合	53
8.3.3	引張接合	54
8.3.4	引張とせん断の組合せ	54

Contents	5
8.4 高力ボルト接合の設計	55
8.4.1 摩擦接合	55
8.4.2 引張接合	56
8.4.3 引張とせん断の組合せ	56
9 溶接接合設計	57
9.1 溶接の基本	57
9.1.1 溶接方法	57
9.1.2 溶接熱影響	58
9.1.3 溶接性	59
9.1.4 脆性破壊	59
9.1.5 溶接検査と靱性実験	60
9.1.6 溶接継目	60
9.2 継目溶接の設計	61
9.2.1 完全溶込み溶接	61
9.2.2 隅肉溶接	61
9.2.3 部分溶込み溶接	62

Chapter 1

鉄の基本

鉄骨構造（または鋼構造）は、構造用鋼から圧延された鋼板ならびに各種の形鋼を、ボルト、鋼力ボルト、溶接などの接合手段によって組み上げた構造または建築の総称である。その用途は、住宅、倉庫、体育館、工場などから高層、超高層ビルに至るまで極めて広範である。

1.1 鉄骨構造の沿革

1.1.1 鋼の沿革

鉄は「文明の母」と呼ばれ、現在は「鉄の時代」ともいわれている。人間が鉄を使い始めたのは紀元前 2000 年以前だといわれているが、鉄の道具と武器の使用が各地に広がり始めたのは紀元前 1100 年以降のことである。

鉄は、地殻の 5.05% を占めるほど大量に存在するが、純粋な元素の形で存在することはまれであり、通常は土壌や岩石、鉱物の中に化合物として含まれている。鉄を作る（分離する）ために古代からいろいろ方法が開発された。基本的には、高温で鉱石を溶かして、その中の炭素を除去する方法である。15 世紀後利に高炉法¹ が発明され、3~4% 炭素を含んだ銑鉄（せんでつ、Pig Iron）・鑄鉄（ちゅうてつ、Cast Iron）はドイツ、ベルギー、フランス、イギリスなどの各国に定着し、鉄の生産が行われていた。この鑄鉄は鑄造² ができるが、炭素が多いため鍛造³ には適さなかったため、構造物にほとんど使用されなかった。

18 世紀に入ると、木炭のかわりに石炭による高炉法がイギリスの中部で成功し、1779 年には、近くのセバーン（Severn）河に史上初のスパン 30.6m の鑄鉄製のアーチ橋 Iron Bridge（図 1.1⁴）が建設された。

18 世紀後半には、反射炉で石炭を用いた火炎の反射熱によって鑄鉄を精錬するパドル法が完成し、鍛造可能な錬鉄（Wrought Iron）を作ることができた。また、当時確立されていた蒸気機関による圧延法による鍛造と組み合わせて、板や I 形の部材に圧延し、構造物に大量に用いられるようになった。この錬鉄の時代は 19 世紀後半まで続く。フランス革命 100 周年を記念して、1889 年にパリで行われた第 4 回万国博覧会のために、1889 年建設されたパリのエッフェル塔（La tour Eiffel, 図 1.2⁵）は 7300 トンの錬鉄で作られた。

¹ 高炉法では、鉄鉱石と、石炭を蒸し焼きにしたコークスを炉に投入、化学反応で鉄を取り出す。原形は 14-15 世紀にドイツで生まれ、16 世紀のイギリスでコークスを使う方法が確立した。大島高任の高炉は高さ 6 メートル程度とみられるが、今では 100 メートル以上も珍しくない。

² 鑄造（ちゅうぞう、Casting）は、材料（主に鉄・アルミ合金・銅・真鍮などの金属）を融点よりも高い温度で熱して液体にしたあと、型に流し込み、冷やして目的の形状に固める加工方法である。

³ 鍛造（たんぞう、Forging）とは、金属加工の塑性加工法の一つ。金属をハンマー等で叩いて圧力を加えて、金属内部の空隙をつぶし、結晶を微細化し、結晶の方向を整えて強度を高めると共に目的の形状に成形する。古くから刀工が日本刀など刃物や火縄銃の銃身の製造技法として用いており、刃物の品質を向上させる努力に伴い技法が発展してきた。

⁴ <http://keeperofthesnails.blogspot.jp/2011/07/coalbrookdale-and-iron-bridge.html>

⁵ <http://tabisuke.arukikata.co.jp/mouth/109/>



図 1.1 Iron Bridge (Severn, UK, 1779 年に建設、1986 年に世界遺産に登録、産業革命の象徴の一つ)



図 1.2 エッフェル塔 (Pari, France, 1889 年建設、1991 年に世界遺産。展望台は 3 つ：高さは 57.6m、115.7m、276.1m。)

19 世紀半ばに、銑鉄の精錬法として画期的なベッセマー (Sir Henry Bessemer) の転炉⁶、ジーメンス・マルティン (Carl Wilhelm Siemens) の平炉⁷ が発明され、品質の良い鋼材を大量生産できる近代製鉄の方式が確立し、鋼の時代を迎えた。

⁶ ベッセマー法 (Bessemer Process) は、溶けた銑鉄から鋼を大量生産する世界初の安価な製法。鍵となる原理は、溶銑に空気を吹き込んで酸化還元反応を起こし、鉄から不純物を取り除くことである。酸化によって鉄の温度が上がり、溶けたままにしておくという効果もある。

⁷ 平炉 (へいろ、Open Hearth Furnace) とは、蓄熱室を有する反射炉の一種の平型炉で、主に鉄の精錬に用いられる。原料としては銑鉄と鉄スクラップを用い、酸化剤として鉄鉱石を用いる。脱リンが容易であり、良質な鋼を

1.1.2 日本の鋼構造の沿革



図 1.3 秀英舎印刷（現在の大日本印刷）工場（地上 3 階、地下 1 階基準階 52.5 坪。鉄材はフランスで購入、1894 年竣工、1910 年火災で全焼）

日本の高炉による製鉄は 1857 年、釜石鉄山で初めて成功した。1894 年東京の京橋に建築された秀英舎印刷工場（図 1.3）は日本最初の鉄骨構造建築である。設計者はフランスに留学した造船技術者の若山鉉吉であった。



図 1.4 官営八幡製鐵所修繕工場【北九州市】（1900 年建設、国内現存最古鉄骨建造物）

図 1.4 に示す官営八幡製鐵所修繕工場は、北九州市に位置する。1900 年、製鐵所で使用する機械の修繕、部材の製作加工等を行う目的で、ドイツのグーテホフヌクスヒュッテ（G.H.H）社の設計と鋼材を用いて建設されたものである。この修繕工場は、現存する国内最古の鉄骨建造物である。創業から 110 年以上経過した現在でも、修繕工場として稼働を続けている。⁸

明治末から大正の初頭にかけて、日本の鉄骨建築技術も定着し、1926 年には圧延鋼材の規格が公布され、1932 年には市街地建築物法施行規則が改正され、溶接の使用が規定されるなど技

得ることができたことから、長い間製鋼法の主流であったが、転炉や電気炉の発展により、現在では東欧などで生産が見られるだけである。

⁸ 参考：北九州市ホームページ <http://www.city.kitakyushu.lg.jp/soumu/01900101.html>

術的な発展をつつけたが、日本の鉄骨構造の設計理論は1941年、建築学会の制定した「鉄骨構造計算基準」によって一応の体系化がなされている。1950年には建築基準法が制定され、新しく建築される建築物は、その規定によることとなった。

1.1.3 鋼種・鋼材・接合法の沿革

1950年以前から鉄骨構造で使用されていた鋼材の鋼種は、普通鋼であるSS400（1994年のJIS規格⁹の改正以前は、SS41と呼ばれていた）のみであったが、1956年ごろから高張力鋼であるSM490（SS41同様にSM50と呼ばれていた）が使用され始めている。1994年には、建築構造専用のSN材が規定された。

圧延形鋼としては、山形鋼、みぞ形鋼、I形鋼が戦前から使用されていたが、1961年からH形鋼が生産され始め、鉄骨構造の普及とほぼ同じ時期となる。1975年からは冷間成形角形鋼管が使用され始めた。当初は、径の小さいサイズが中心であったが、1981年の建築基準法改正によってブレース構造に比べて構造的に有利な扱いがなされるようになったラーメン構造が増加したことに伴って、この主要な柱材として径の大きなサイズが多用されるようになった。冷間成形角形鋼管は、その製法上の理由から角部の力学特性に多少の問題点があるが、その点を改良したBCP、BCR材¹⁰が1995年から製造されるようになった。

鉄骨構造の接合法については、1950年から1960年にかけて現場接合に盛んに使われたリベット接合は、1965年ごろから高力ボルト接合に完全に替わられた。高力ボルトは、当初F9Tが主流であったが、1972年のJIS規格改訂後はやや強度の高いF10Tや、最近では、より強度の高いF14T級の高力ボルトも一部使用されている。

主として工場における鉄骨制作に使用される溶接については、1970年代初頭まで主流であった被覆アーク溶接（手溶接）から、いままでも効率の良い炭酸ガスシールドアーク溶接（半自動溶接）などがある。

1.2 構造種別の比較

1.2.1 構造種別の沿革

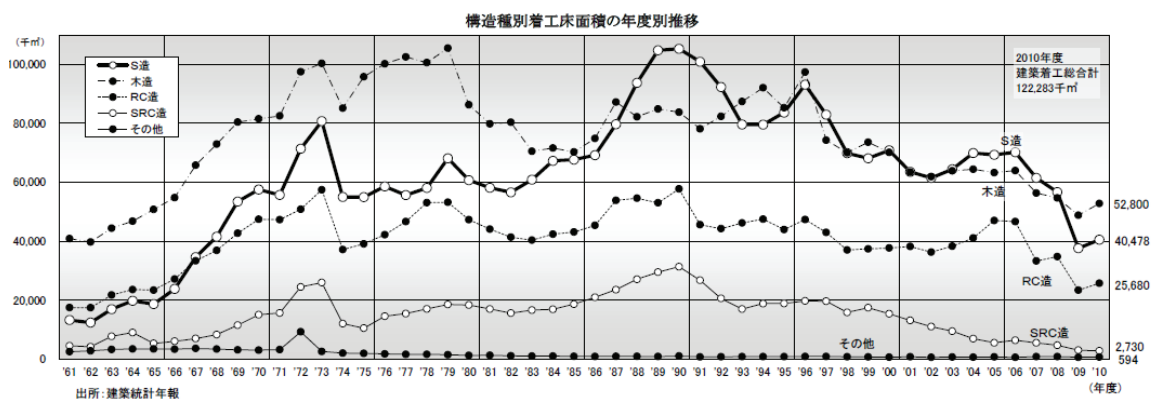


図 1.5 1961年から2010年まで日本における構造種別着工床面積の年度別推移

⁹ 日本工業規格, Japanese Industrial Standards

¹⁰ BCRとBCPはそれぞれ、冷間ロール成形角形鋼管、冷間プレス成形角形鋼管の規格名で、日本鉄鋼連盟の製品規定にもとづき製造されている。なお、「BCR」および「BCP」は、日本鉄鋼連盟の登録商標である。

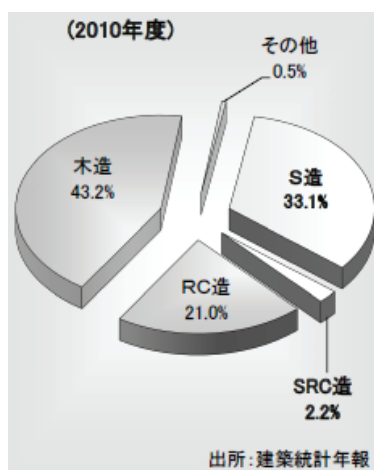


図 1.6 2010 年構造種別別着工床面積の構成比

図 1.5には、1961 年から 2010 年まで日本における建築物の構造種別ごとの年間着工床面積の年度別の推移を示している。鉄骨構造は、1960 年ごろから急増し、主として戸建て住宅に使用されている木造建物を除いた場合、1967 年以降鉄骨建築物がほかの構造種別を圧している。図 1.6には、2010 年日本における建築物の構造種別ごとの着工床面積の構成比を示している。鉄骨建築物は全体の 1/3 ぐらいを占めている。

1.2.2 材料別のコストと耐用年数

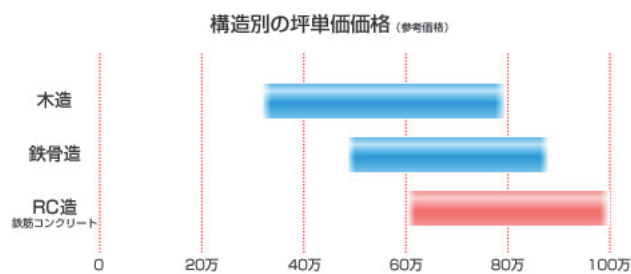


図 1.7 住宅の材料別の坪単価価格 (Taken from <http://www.ientakama.com/tips/page/?tid=628>)

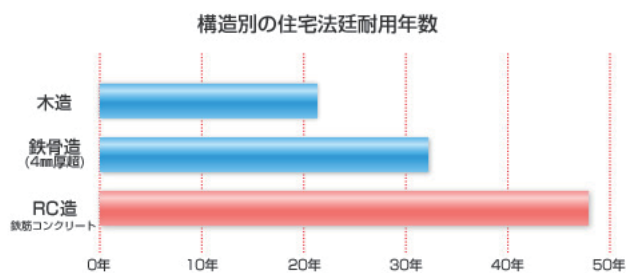


図 1.8 住宅の材料別の法定耐用年数 (Taken from <http://www.ientakama.com/tips/page/?tid=628>)

図 1.7と図 1.8には、住宅の材料別（木、鋼、RC）にその坪単価価格と法定耐用年数を示している。建築会社やグレードなどにより坪単価価格が影響されるが、一般的な坪単価の価格帯となっている。坪単価参考価格の中間値を取ると、木造住宅が坪単価価格 55 万円、鉄骨造住宅が坪単価価格 70 万円、鉄筋コンクリート住宅が坪単価価格 80 万円となる。一般的には、鉄筋コンクリート住宅の坪単価の価格が最も高い。

また、法定耐用年数¹¹では、木造住宅が 22 年、鉄骨造住宅が 34 年、鉄筋コンクリート住宅が 47 年と定められている。

1.3 建築基準法

建築物は、重力、地震、風、雪などの自然現象から人間の命と財産を守らなければならない。大地震に関する建築基準法は、1968 年十勝沖地震以来の研究成果を反映して 1981 年に大幅改正された。現在、日本の建築物の耐震構造設計は、基本的にこの時の体系に基づいて行われている。

この体系は、

- 高さ 60m をこえる高層建築物に対しては、従来と同様、地震動を動的に扱った動的設計法を適用する。
- 高さ 60m 以下の建築物に対しては
 - 比較的発生頻度の高い中地震に対しては、構造の各部分が弾性範囲内で無被害であることを目標として構造材料の許容応力度に基づいた静的弾性設計（一次設計・許容応力度設計）を行う。
 - 比較的頻度の低い大地震には、建物が崩壊しないことを目標に構造材料の塑性状態を考慮した塑性設計（耐震二次設計）を行う。この耐震設計法では、ごくまれにしか起こらないような大地震に対しては、建物の一部が弾性をこえて塑性状態に入るなど、ある程度の被害はやむを得ないものとして許容するが、構造体に十分な変形能力（大きな粘り）を持たせて、崩壊を防止し、人命の安全を確保しようとする。

1981 年の建築基準法の耐震規定の大改正により、鉄骨構造の耐震安全性は大きく向上したが、1995 年 1 月の兵庫県南部地震では鉄骨構造物の柱脚（ちゅうぎゃく）、溶接による梁端接合部で大きな被害が生じた。その被害を調査・検討および数多くの構造実験のもとで、1998 年改正の建築基準法に反映された。

1.4 科目概要

1.4.1 内容

建築構造学という科目には、鉄骨構造と鉄筋コンクリート構造の構造設計問題を半々ぐらいの割合で講じる。

鉄骨構造の部分では、中小規模地震に対応する一次設計および大地震に対応する二次設計において、各構造部材（柱・梁・ブレースなど）および部材をつなげるための接合部（ボルト接合・溶接接合）の設計問題を説明する。

1.4.2 位置づけ

建築構造計画学は、3 年生前期に建築構造分野の専門科目の一つである。他の構造系科目の内容は以下のように予定されている。

¹¹ 法定耐用年数は、建物の資産を計算する便宜上、財務省が一律で決めたものであり、実際に使用される年数ではない。

- 2年生前期・構造力学：トラスやラーメンなど基本な構造物に対して、断面力および変形の計算
- 2年生後期・建築構造学：建築材料、構造形式、建築の構造設計などの一般的な話
- 3年生前期・建築構造計画学：鉄骨構造と鉄筋コンクリート造の構造設計
- 3年生後期・構造設計法：荷重論、振動論、塑性論、構造設計法

1.4.3 講義ノート

本講義では、講義ノートを中心に説明する。講義ノートは下記のホームページよりもダウンロードできる。

<http://zhang.AIStructure.net/lectures/steel2018>

また、本配布資料には誤字やミスや誤りなどがあつたら担当の張¹²まで知らせてください。コメントと意見も大歓迎。

1.4.4 参考資料

ほかに以下のような参考書もできれば参考にしてください。

1. 日本鋼構造協会：「わかりやすい鉄骨の構造設計」、技報堂出版
2. 井上一朗, 吹田啓一郎：「建築鋼構造—その理論と設計」、鹿島出版会
3. 桑村 仁：「鋼構造の性能と設計」、共立出版

1.4.5 宿題

適宜宿題を用意しているので、原則として各自解答を規定の時間内に提出してください。

正当な理由なしで、遅れたものは、受け取らないとしている。

また、演習問題は、A4用紙を使用し、1枚目に学籍番号、氏名および提出日を明記してください。演習問題が複数ページになる場合には、左上をとめてください。

1.4.6 評価方法

鋼構造とRC造はそれぞれ50%となる。

前半の7回は鋼構造、後半の7回はRC造となる。また、鋼構造の試験は8回目に実施する。具体的な時間と場所については、決まり次第連絡する。

出席率は7割未満の場合は、定期試験の試験資格はないことを注意してください。

また、原則的には、再試験を実施しない。

¹² Email: zhang@sda.nagoya-cu.ac.jp、研究室：管理棟414室・張研究室

Chapter 2 鋼材の性質

この章には、鋼材の基本的力学特性について解説する。

2.1 鋼の種類

鉄は比重¹7.87 である。ようするに、鉄の密度は $7.87 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ であり、コンクリート ($2.3 \times 10^3 \text{kg/m}^3$) と木材 (杉: $0.38 \times 10^3 \text{kg/m}^3$, 檜: $0.41 \times 10^3 \text{kg/m}^3$) の密度よりだいぶ高くなっている。

鉄あるいは鉄鋼という材料は、鉄の原子に炭素、ケイ素、リン、硫黄などの非金属元素、あるいはマンガン、ニッケル、クロムなどの添加金属元素を少量含んでいる。これらの元素の含有量は鉄鋼の正式にいろいろな影響を及ぼすが、中でも最も大きな影響を与えるのが炭素である。炭素の含有量によって、鉄は表 2.1 のように分類されている。

表 2.1 鉄の炭素含有量による分類

名称	炭素含有量 (%)
鉄 (Iron)	0~0.08
鋼 (Steel)	0.008~2.0
鑄鉄 (Cast Iron)	2.0~6.67

純鉄は降伏強さ 100N/mm^2 程度、引張強さ 250N/mm^2 程度で強度は大きくないが、延性に富んでいる。鉄に炭素が固溶すると、固くて脆い金属間化合物 Fe_3C を作る。鉄の強度を制御するには、炭素の含有量を調節するのが最も容易である。鋼は純鉄の延性と鑄鉄の強度をバランスよく持ち合わせた優れた材料であり、構造用材料として多く使用されている。炭素の含有量によって、鋼はさらに表 2.1 にように分類される。

表 2.2 鉄の炭素含有量による分類

名称	炭素含有量 (%)	用途
極軟鋼	0.08~0.12	薄鋼板やブリキ亜鉛鉄板など
軟鋼 (Mild Steel)	0.12~0.30	建築、造船、橋梁、ボイラーなど
硬鋼	0.30~0.50	車両、歯車、ばねなど
最硬鋼	0.50~0.90	レール、ワイヤロープなど車両、歯車、ばねなど

炭素鋼に特殊の合金元素を添加すると、硬さや強さを増やしたり、耐食性や耐熱性を増やすことができる。たとえば、以下のような鋼材が開発されている。

- 高張力鋼：降伏強さ 300N/mm^2 以上、引張強さ 500N/mm^2 以上の強度を持つ鋼材。

¹ 同じ体積の水との重さの比

- 耐候性鋼：表面に酸化被膜ができて錆の進行を遅らせる鋼材。
- 低降伏点鋼：低い応力状態で塑性化し、振動のエネルギーを吸収する制振構造に用いられる。

2.2 鋼材の力学的特性

2.2.1 応力-ひずみ関係

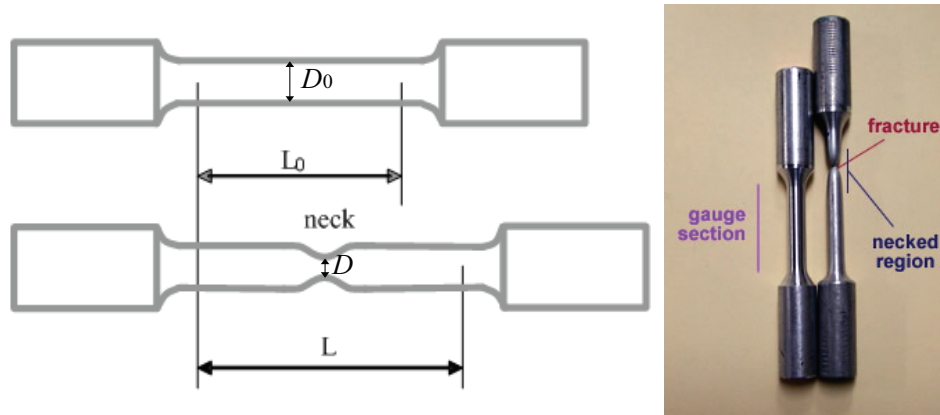


図 2.1 鋼材の引張試験片 (Taken from <http://www.substech.com/>)

鋼材の力学的特性を調べるには、引張試験が簡便であるため、一般的に行われている。断面積 A_0 、評点距離 L_0 、直径 D_0 の試験片を万能試験機に挟み、引張荷重 P を加えると、断面積 A 、評点距離 L 、直径 D に変化したとする。このとき、荷重と評点間の伸びにより、応力 σ (Stress) とひずみ ε (Strain) はそれぞれ

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{A_0} \\ \varepsilon &= \frac{L - L_0}{L_0}\end{aligned}\quad (2.1)$$

で定義される。

軟鋼の引張試験片を伸びさせると、(公称) 応力とひずみの関係は図 2.2 に示すように得られる。また、試験片が破断までのプロセスは以下の通りとなる。

- 応力 σ (またはひずみ ε) が小さいとき、 σ と ε は完全な直線関係を保つ。荷重をゼロに戻すと、試験片も元の状態に戻り、残留変形 (ひずみ) が生じない。この状態は弾性といい、この状態が保たれる範囲は弾性範囲という。
- ある弾性限界を超えると、荷重がゼロにしても、試験片の変形がある程度戻るが、残留変形 (ひずみ) が生じ、元の状態に戻れない。この弾性限界は、降伏強度 σ_y (降伏強さ、Yielding Strength) といい、弾性範囲を超えたものは、塑性範囲という。また、軟鋼の場合に、降伏した後試験片が伸び続けるが、荷重がほぼ変わらない段階がある。これは、降伏棚という。
- さらに伸び続けさせると、試験片が均一に変形しなくなり、局部的にくびれ (Necking) が生じ、荷重が下がって破断する。この途中で達した最大の応力 σ_u は、引張強度 (引張強さ、Ultimate Strength) という。

² ここで定義されているのは公称応力とひずみである。真応力は $\sigma^* = \frac{P}{A}$ 、真ひずみは $\varepsilon^* = \int_{L_0}^L \frac{dL}{L} = \ln\left(\frac{L}{L_0}\right)$ である。

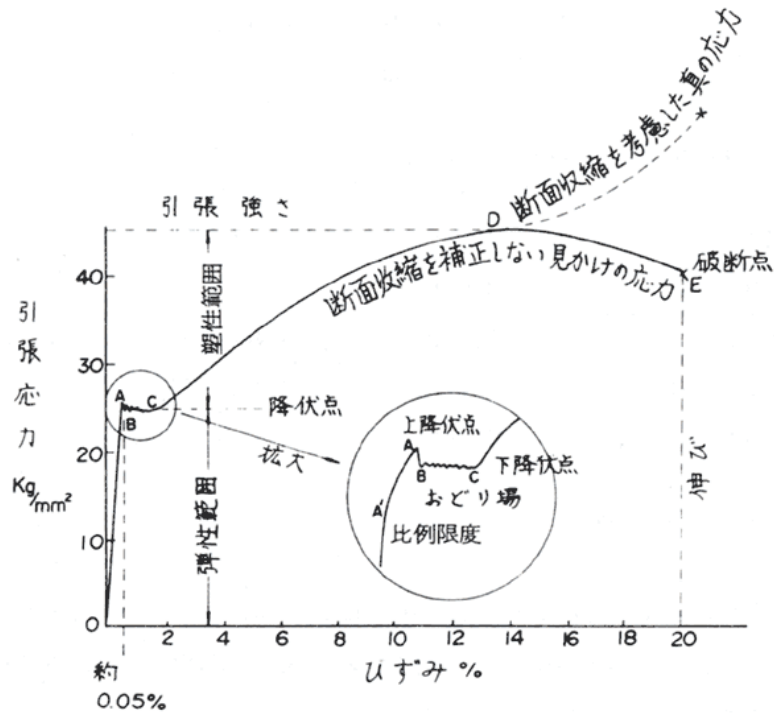


図 2.2 軟鋼の応力-ひずみ関係 (Taken from)

弾性範囲における応力・ひずみ関係の勾配は、弾性係数 E (ヤング係数、Young's modulus) と呼ぶ。鋼材の場合、どの鋼種でもほぼ $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ である。

試験片の横方向のひずみ ε_c

$$\varepsilon_c = \frac{D - D_0}{D_0} \quad (2.2)$$

として定義し、横方向ひずみ ε_c と荷重方向ひずみ ε の比 ν はポアソン比 (Poisson's Ratio) と呼び、弾性範囲内での鋼材のポアソン比は 0.3 前後である。

$$\nu = -\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon} = 0.3 \quad (2.3)$$

また、せん断弾性係数 (Shear Modulus, または Modulus of Rigidity) は G で表し、弾性係数とポアソン比との間には、以下の関係を持つ。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 7.8 \times 10^4 \text{ N/mm}^2 \quad (2.4)$$

降伏比：

降伏強度 σ_y と引張強度 σ_u の比を降伏比 Y と呼ぶ。

$$Y = \frac{\sigma_y}{\sigma_u} \quad (2.5)$$

降伏比は、鋼材が降伏してから破断するまでの強度の余力を示す数値である。また、降伏比は建物が降伏してから最大耐力に達するまでの塑性変形能力を決めるパラメーターでもあり、建物の構造上の粘り強さを確保するという点で耐震設計上重要な指標である。

高張力鋼は降伏強度を上げる目的で作られたものである。しかし、降伏強度の上昇する一方、引張強度は上昇していない。したがって、降伏強度が大きい鋼材ほど、その降伏比 Y が 1.0 に近づく傾向を示す。

2.2.2 鋼材の靱性と破断

鋼材の破断には二つのパターンがある。

鋼材破断のパターン：

- 延性破断：塑性変形で大きなせん断すべりが生じると欠陥も生じる。欠陥の連結により、鉄が破断する。鉄の破断面は結晶のすべり面にそって生じるせん断型破面となる。
- 脆性破断：温度が低くなると鋼材の延性が減少し、ガラスのように脆い破壊が生じる。この破断面は結晶の特定の面にそって生じる劈開（へきかい）型破面となる。鋼材の中では脆性破壊の進展が秒速数 km に及ぶので、大変危険な破壊である。

建物の設計においては、できるだけ脆性破壊を避けたい。鉄骨の部材または接合部には応力集中部分があり、外力をうけて変形が進んだ場合に、これが脆性破壊を起こす起点となるかどうかは、鋼材の靱性 (Toughness) があるかどうかによるといわれている。鋼材の靱性を工学的に簡便な方法で調べるのはシャルピー衝撃試験がある。

2.2.3 建設材料の力学特性比較

材 料	引張強さ N/mm ²	ヤング係数 ×10 ³ N/mm ²	密 度 ×10 ⁻⁵ N/mm ³	比強度 ×10 ⁵ mm	比剛度 ×10 ⁸ mm	破壊ひずみ %
鋼	400~570	205	7.85	50~70	26	20%程度以上
コンクリート	15~27	18~24	2.3	6~12	8~10	0.5%程度
木	50~100	5~10	0.3~0.7	100~250	10~25	1%程度
ガ ラ ス	30~90	70~80	2.4~2.6	12~35	28~30	0.05%程度

(注) コンクリートは圧縮性能, 他は引張性能

図 2.3 各材料の力学特性 (Taken from)

図 2.3に示すように、ほかの建設材料と比べて、鋼構造は以下の長所がある。

- 強度が高い
同じ応力に対して、必要な断面積（材料）が小さい（少ない）。引張強度は、コンクリートの 20 倍、木材の 4 倍以上である。
- 剛性が高い
鋼材の剛性は、コンクリートの 10 倍、木材の 20 倍である。同じ断面力および変形制限のもとでは、必要な断面積（材料）が小さい（少ない）。
- 品質が保証される
鋼材は工場で作成し、現場で組立てるのに対し、コンクリートは現場で打ち、養生しないとできない。また、木材は成長環境によってその品質が影響されやすい。
- 材質が均一
鋼材の主な成分は鉄原子であり、各方向にも同じぐらいの力学特性を持つ。コンクリートに

は、セメントと水が化学反応により生成された成分、小骨材、粗骨材などが含まれている。各方向の力学特性が異なり、圧縮強度も引張強度の10倍となる。木材も繊維方向とそれと直交する方向の力学特性が異なる。

- 工期が短い
コンクリートのように現場で一カ月ぐらいの養生期間が不要である。
- 変形能力・耐震能力が高い
降伏後、破断までに大きな変形能力を有し、降伏後エネルギー吸収能力が高まるため、地震に対しては有利である。
- リサイクルしやすい
原材料として再び鋼材への生産が可能である。

鋼構造の強度・剛性が高いことによって、スパン（柱と柱の距離）が長く取れる。したがって、事務所など柱が邪魔なときは、適用される。大きなスパンを飛ばせる空間構造³においてもほとんどが鋼材を使用している理由もここにある。

温度に対する材質の変化率

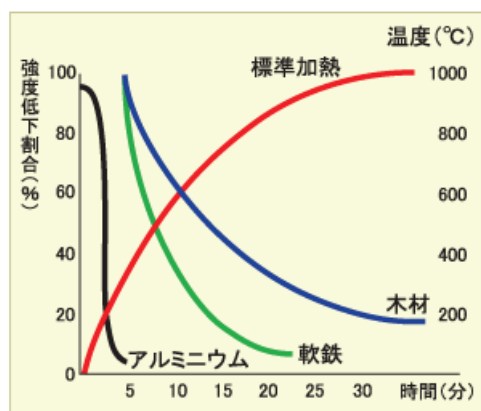


図 2.4 温度に対する軟鋼の強度低下率 (Taken from <http://2x4shikoku.com/2x4/fire-retardant.html>)

しかし、世の中で完璧な材料は存在しない。鋼構造は、以下のような短所がある。

- 耐火能力が低い
例えば、図 2.4 に示すような加熱曲線に対する各材料の強度低下率の図によると、鉄は 550°C を超えると、その強度が 50% ダウンとなっていることが分かる。したがって、規定時間内⁴、一定の温度 (350°C) を超えないように耐火被覆 (ひふく) を実施する。
- 局所座屈が起こりやすい
剛性・強度が高いより、少ない材料 (薄い鋼板) で済むが、鋼板が座屈しやすくなる。したがって、応力が集中するところに、補強材 (スチフナ, Stiffener) が必要となる。
- 錆びやすい
空気に暴露すると、さびやすいため、防錆処理が必要である。

2.3 建築構造用鋼材（SN 材）

建築物の主要構造部に使用する材料は、大臣が定める指定建築材料でなければならない。また、鉄骨に用いる構造用鋼材は日本工業規格に適合した工業製品としてその性能が安定的に供給さ

³ 空間構造とは、大きな柱のない空間を持つ建築構造物である。主に、体育館や空港など大規模な公共建築に使われる。

⁴ 避難などに要する時間である。

れるものでなければならない（建築基準法第 37 条）。建築鉄骨の構造用として定められた鋼材は、SN 材（JIS G 3136 建築構造用圧延鋼材）である。

2.3.1 SN 材の強度レベル

引張強度の強度レベルによる種別は、建築分野においては引張強度 400N/mm² 級（SN400 材）と 490N/mm² 級（SN490 材）の二種類としている。

2.3.2 鋼材の特性区分

建物での鋼材の使用部位を考慮し、SN400 材では A, B, C 種に、SN490 では B, C 種に区分している。

- A 種は、小梁、トラスまたは二次部材のように弾性範囲で設計され、原則として主要な溶接を施（ほどこ）さない部材を主用途とする。
- B 種は、塑性変形能力と溶接性を確保する鋼材で、耐震上主要な構造部材を主用途とする。
- C 種は、B 種の性能に加えて、板厚方向の特性が向上したもので、貫通ダイアフラムや溶接組立箱形断面柱のスキンプレートなどの板厚方向に応力が作用する構造部材を主用途とする。

2.3.3 基準強度 F と引張強度 F_u

建築基準法における許容応力度設計においては、一次設計で損傷限界に対して許容応力度設計を行い、二次設計で安全限界に対して保有耐力の計算を行って構造安全性を確認することとなっている。

一次設計（許容応力度設計）の基本式

一次設計の許容応力度設計では、弾性解析によって得られた部材断面力を公称応力度 σ_i (i は、引張、圧縮、曲げ、せん断などの応力度の種類) に換算し、この応力度の種類に対応した許容応力度 f_i 以下であることを確認する。すなわち、

$$\sigma_i \leq f_i \implies \text{OK} \quad (2.6)$$

許容応力度 σ_i は、応力度の種類 i によって部材等が損傷限界となる応力度 $\sigma_{cr,i}$ に対して、安全率 c_i を考慮したものである。

$$f_i = \frac{\sigma_{cr,i}}{c_i} \quad (2.7)$$

ここで、損傷限界に対する $\sigma_{cr,i}$ および c_i は、弾性範囲だけでなく、非弾性挙動も考慮して決められている。

そこで、材料の基準強度 F の値は降伏強度 σ_y だけでなく、引張強度 σ_u も考慮する必要がある。具体的には、JIS 規格で規定された降伏強度 σ_y の下限値と引張強度の下限値の 70% のうちの小さい値を F として採用している。

また、二次設計における保有耐力の計算では部材の全塑性モーメントの計算が必要になり、これに対する材料の基準強度も同じ値が用いられる。

接合部の終局耐力を計算するときに必要な材料の終局強度 F_u は、材料規格における引張強度 σ_u の下限値を用いるのが一般的である。

上記の基準強度 F と終局強度 F_u は、表 2.3 に挙げられる。

表 2.3 建築構造用鋼材の F および F_u 値 (N/mm²)

鋼材の種類		SN400	SN490
F	厚さ 40mm 以下	235	325
	厚さ 40 をこえ 100mm 以下	215	295
F_u		400	490

2.3.4 許容応力度

建築基準法施行令 90 条に定められている鋼材の許容応力度を、表 2.4 に示す。短期応力に対する許容応力度は長期応力の 1.5 倍であり、せん断の許容応力度は圧縮、引張、曲げの $1/\sqrt{3}$ である。鋼種ごとの F 値は、表 2.3 の値を用いる。

表 2.4 鋼材の短期・長期許容応力度の関係

長期荷重に対する許容応力度				短期荷重に対する許容応力度			
圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
$\frac{F}{1.5}$			$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$	F			$\frac{F}{\sqrt{3}}$

このほか、支圧、圧縮材の座屈、曲げ材の横座屈に対する許容応力度として、許容支圧応力度、許容圧縮応力度、許容曲げ応力度が鋼材の基準強度 F 値に基づき定められている。これらは該当の章に挙げる。

Chapter 3

引張材の設計

Abstract この章には、引張力を受ける部材の設計問題を説明する。

3.1 部材設計の分類

一般的に、外力を受けたとき、(鋼構造の部材)には、軸力(引張力と圧縮力)、せん断力および曲げモーメントといった断面力¹が生じる。ただし、トラス構造の場合には、トラス材の間にピン接合で繋がれているため、部材に軸力しか生じない(せん断力と曲げモーメントがゼロ)。

ビル型の建物(ラーメン構造)の基本的な構造要素としては、鉛直方向の柱、水平方向の梁、場合によって斜め方向で配置されるブレースがある²。これらの部材には、軸力・せん断力・曲げモーメントが同時に生じているが、場合によって計算上の便宜のため、その構造計算が省略されることがある。

鋼構造の部材設計においては、部材はどのような断面力を主に受けているかによって以下のように分類される。

鋼構造部材の種類：

- 引張材：引張力を主に受ける部材のこと。たとえば、トラスの弦材、ブレース(筋交い)などがある。
- 圧縮材：圧縮力を主に受ける部材のこと。たとえば、トラスの束材などがある。また、板要素の局所座屈も圧縮力によるもので、設計上一定の板厚比が必要となる。
- 曲げ材：曲げモーメントを主に受ける部材のこと。たとえば、ラーメン構造の梁などがある。
- 圧縮・曲げ材：同時に圧縮力と曲げモーメントを受ける部材のこと。たとえば、ラーメン構造の柱などがある。

場合によって、せん断力も支配になるケースがあるが、建築構造物の場合にはそういうケースが少ないため、ここではそれに対する設計は特別に説明しないとする。

本章のこれからの部分は、引張材の設計問題を説明する。ほかの部材の設計は該当の章を参考してください。

¹ 断面力の計算はすでに二回生前期の構造力学で習った。

² 梁の上には床が載せられ、われわれの活動空間を作っている。鋼構造の場合でも、床は鉄筋コンクリートで作られるのは一般的なもので、ここではその設計問題を触れないとする。

3.2 引張材の基本

引張力を主として受ける部材を引張材という。鋼構造では、トラスの弦材および腹材、軸組筋交い、屋根面および床面の筋交い材などがこれに相当する。これらのうち軸組筋交い材は、鋼構造の主要な耐震要素であり、許容応力度設計（一次設計）のみでなく、終局耐力設計（二次設計）に対する検討も必要とある部材である。

また、引張材では座屈の影響を考慮する必要はない。

3.3 引張材の一次設計（許容応力度設計）

引張材では基本的に部材の全断面で（軸力の）引張力を負担する。厳密には、引張力の合力が図心を通らなければならないが、現実には偏心がわずかに存在する場合も引張材として扱っている³。

部材に接合などにより断面欠損が生じる場合に、その影響を考慮しなければならない。したがって、引張材の接合部（仕口⁴・継手⁵）にボルト、高力ボルトなどを用いる場合には、孔部の断面欠損の影響を考慮した有効断面積 A_e (Effective Sectional Area) を用いて、引張材の断面検定を以下のように行う。

引張材の断面検定式：（断面欠損あり）

$$\sigma_t = \frac{N_t}{A_e} \leq f_t \quad (3.1)$$

ここに、 σ_t ：引張応力度、 N_t ：引張力、 A_e ：有効断面積、 f_t ：許容引張応力度（長期応力・荷重に対して $f_t = F/1.5$ 、短期応力・荷重に対して $f_t = F/1.0$ 、 F ：材料の基準強度、鉄骨の場合には鉄の降伏応力）である。

要するに、引張材の一次設計（許容応力度設計・弾性設計）においては、中小規模の地震などのような短期荷重があった場合に、引張材が弾性範囲⁶にとどまるように設計される。

接合部が溶接接合のような断面欠損が生じない場合には、式 (3.1) 中の有効断面積 A_e の代わりに全断面 A_g (Gross Sectional Area) を用いる。

$$\sigma_t = \frac{N_t}{A_g} \leq f_t \quad (3.2)$$

ボルト接合の場合、有効断面積はボルトの配置によって影響されるので、具体的な計算は後ほど説明する。

3.4 引張材の破断耐力（二次設計・終局耐力設計）

鋼材の降伏応力（強さ）を σ_y 、引張強さを σ_u とする。引張材に対して、引張力がゼロからだんだん大きくなるとともに、以下のような三つの状態がある。

³ 偏心が大きい場合には、偏心引張材といい、引張力および偏心による曲げモーメントが同時に作用する曲げ引張材として扱う。

⁴ 仕口（しぐち）とは、構造部材の柱や梁、桁など、2つ以上の部材を組み合わせ、接合する方法、またはその接合箇所をいう。

⁵ 継手（つぎて、joint）とは、2つの部分を接合する構造の総称である。

⁶ すなわち降伏応力を超えない、または損傷が生じない

引張材の（正しい）破断プロセスおよび計算式：

1. 有効断面の全面が降伏する（引張応力度が降伏強さに達する）：
このときの引張力が有効断面の降伏耐力 T_{ye} と呼ばれ、その大きさの下で計算できる。

$$T_{ye} = A_e \cdot \sigma_y \quad (3.3)$$

2. 引張材の全長にわたって降伏する：
このときの引張力は軸部の降伏耐力 T_y と呼ばれ、その大きさは下の式で計算できる。

$$T_y = A_g \cdot \sigma_y \quad (3.4)$$

3. 欠損部が破断する（その応力度が材料の引張強度に達する）：
このとき、引張材が破断するため、その引張力は接合部の最大耐力または（終局）破断耐力 T_u と呼ばれ、その大きさは下の式で計算できる。

$$T_u = A_e \cdot \sigma_u \quad (3.5)$$

以上に述べた段階を順次に踏んで破断するとき、引張材の全長にわたって降伏した後も、破断するまでに大きな伸び能力が発揮できるので、耐震上好ましい挙動である。また、このようなとき、引張材は靱性（粘り強さ）あるいは塑性変形能力が優れているという。引張材の靱性を確保するには、以下の二つのメリットがある。

- ・ 塑性化によってエネルギーを吸収する。
- ・ 破断するまでに時間かかり、構造物はすぐに倒壊しないため、避難時間が確保される。

軸部の降伏の前には接合部が破断しないことを確保するために、以下の関係式がある。

引張材の靱性を確保するための条件式：

$$\begin{aligned} T_y &\leq T_u \\ \Rightarrow A_g \cdot \sigma_y &\leq A_e \cdot \sigma_u \\ \Rightarrow Y = \frac{\sigma_y}{\sigma_u} &\leq \frac{A_e}{A_g} \end{aligned} \quad (3.6)$$

この式では、降伏強さの引張強さに対する比 σ_y/σ_u は降伏比であり、有効断面積の全断面に対する比 A_e/A_g は有効断面積比である。

式(3.6)によると、引張材が降伏してから十分な伸び能力を発揮するためには、材料の降伏比よりも有効断面積比が大きくなる必要がある。断面欠損が大きいときや、材料の降伏比が高いときには、引張材の軸部が降伏する前に接合部が破断する恐れがあるため、設計時注意しなければならない。

3.5 有効断面

接合部にボルトまたは高力ボルトなどを用いる引張材の有効断面積 A_e は、それらの配置形式により求められる。

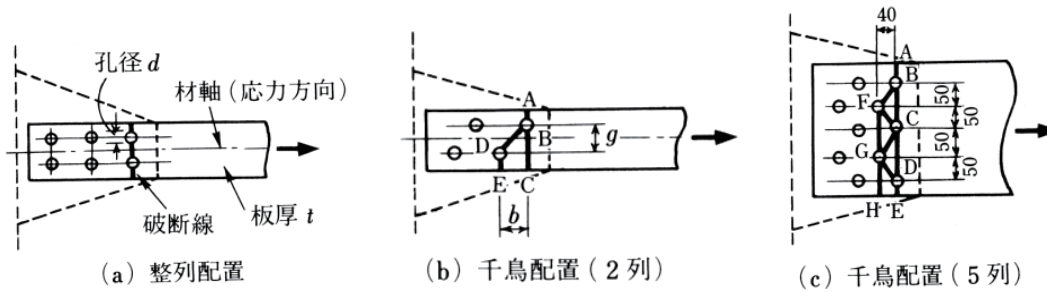


図 3.1 有効断面積 (Taken from 桑村 仁:「鋼構造の性能と設計」、共立出版)

3.5.1 規則な配置

図 3.1(a) に示すように、孔が規則正しく整列している場合には、一つの孔の欠損面積を a_0 (= 孔径 $d \times$ 板厚 t)、材軸と直行する方向の孔の数を n とすると、有効断面積は

$$A_e = A_g - n \cdot a_0 = A_g - n \cdot d \cdot t \quad (3.7)$$

3.5.2 不規則な配置

図 3.1(b), (c) に示すように、ボルトは千鳥 (ちどり) または不規則に配置される場合には、ボルト相互の位置関係 (b, g) によりいくつかの破断線が考えられる。この場合の引張材の有効断面積 A_e は、各破断線についての有効断面積を次式で求め、これらのうちの最小値として求められる。

$$A_e = A_g - \sum \alpha \cdot d \cdot t \quad (3.8)$$

ここで、 α は破断面の第 1 孔については $\alpha = 1$ とし、第 2 孔以降については、これに先立つ孔との相関位置関係に応じて次のように定める。

$$\alpha = \begin{cases} 1.0, & \text{if } b/g \leq 0.5 \\ 1.5 - b/g, & \text{if } 0.5 < b/g < 1.5 \\ 0, & \text{if } b/g \geq 1.5 \end{cases} \quad (3.9)$$

ここに、 b は隣接孔間の材軸方向の距離、 g は隣接孔の材軸と直行する方向の距離である。

3.6 破断耐力

ボルトの配置によっては、鋼板の破断はいくつかのパターンがある。たとえば、図 3.2 には有効断面破断と端抜け破断の実験写真を示している。破断耐力は、すべての破断パターンに対応する破断耐力のうち最小のものである。

3.6.1 有効断面破断

ファスナ孔を有する引張材の破断は、孔欠損のある最小断面部 (破断耐力が最小となる断面) で起こる。これを有効断面破断 (Net Section Fracture) という。破断線は孔を縫うように形成される。有効断面積は破断線に沿って計算できる。降伏するときの降伏線も破断線と同じとしてよい。

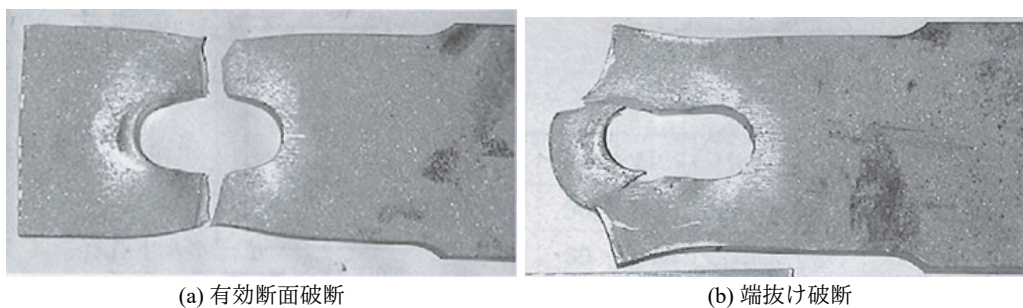


図 3.2 破断形式 (Taken from ??)

有効断面積 A_e は前節の式 (3.7) か式 (3.8) で計算し、接合部の破断耐力の式 (3.5) に代入して計算する。

3.6.2 端抜け破断

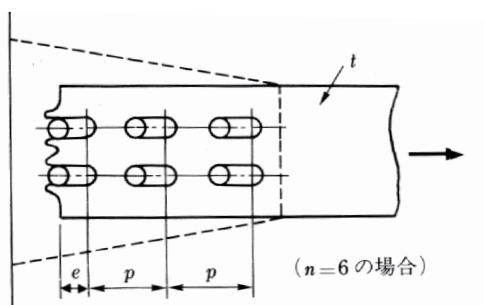


図 3.3 端抜け破断 (Taken from 桑村 仁:「鋼構造の性能と設計」、共立出版)

引張材のファスナ接合部には上述の有効断面破断に先行して端抜け破断 (End Opening Fracture, または支圧破壊 Bearing Failure) が起こることがある。端抜け破断は、ファスナと被接合材との間に生じる支圧力で被接合材が破壊され、最後尾のファスナが飛び出す破断形式である。これは、引張力の方向の縁端距離⁷ やファスナのピッチ⁸が小さいときに起こる。

端抜け破断で決まる破断耐力の算定には次の実験式が使われている。

$$T_u = n \cdot e_1 \cdot t \cdot \sigma_u \quad (3.10)$$

ただし

$$e_1 = \min\{e, p, 12t\} \quad (3.11)$$

ここで、 n はファスナの全本数、 t は被接合材の厚さ、 σ_u は被接合材の引張強さ、 e は引張力方向の縁端距離、 p はピッチである。

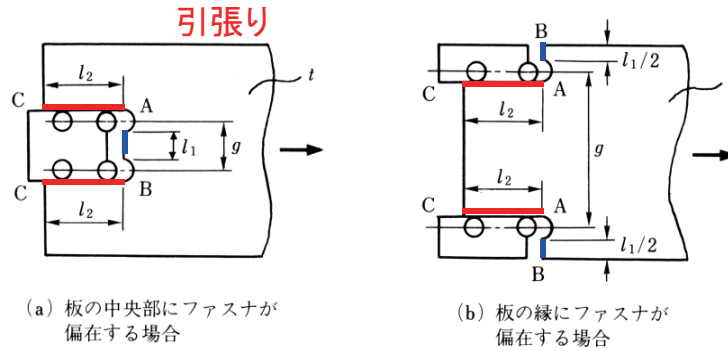


図 3.4 ちぎれ破断 (Taken from 桑村 仁:「鋼構造の性能と設計」、共立出版)

3.6.3 ちぎれ破断

ちぎれ破断 (Block Shear Fracture) は、ファスナ群を囲む板が抜け出す形式で、幅の広い板が局所的にファスナで接合されている場合に起こる。一部の有効断面破断と一部の引張力方向にせん断破断の組み合わせとなる。

ちぎれ破断で決まる破断耐力の算定には次の実験式が使われている。

$$T_u = l_1 \cdot t \cdot \sigma_u + 2l_2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} \quad (3.12)$$

ここで、ミーゼス (von Mises) の降伏条件を延性破壊に拡張して、せん断破壊応力は引張破壊応力の $1/\sqrt{3}$ とした。

3.6.4 ファスナ破断

ファスナ (ボルト・高力ボルト) 接合部の章に詳しく説明するので、ここで省略する。

3.6.5 溶接継目破断

溶接接合部の章に詳しく説明するので、ここで省略する。

3.7 引張材の注意点

引張材は圧縮材のように座屈現象が生じないので、理論的にはいくら細長くてもよいが、部材の自重による垂れ下がりや振動障害などを起こさないようにする必要がある。このため、次の点に注意しなければならない。

- 引張材の細長比
日本では具体的な規定がないが、アメリカ鋼構造協会の AISC 基準には引張材の細長比限度を決めている。
主材：240 以下、筋交いまたは二次部材：300 以下

⁷ 縁端距離 (えんたんきより) は、ボルト孔中心から端部までの距離を意味する。

⁸ ピッチは、引張力の方向のファスナ中心間の距離である。

- 組立引張材のつづり合わせるための材軸方向のボルトおよび溶接の間隔を一定以上にする。
(具体的な数値はここでは省略する。)

Chapter 4 板要素

Abstract この章には、部材別の鋼板に関する局部座屈を防ぐための幅厚比の制限を説明する。幅厚比に関する規定であるため、構造計算は不要である。

4.1 板要素の基本

第2章で紹介したように、鋼材はほかの建設材料（コンクリートと木材）と比べて、剛性と強度が非常に高いである。したがって、同じような規模の建物を作るには、所要の材料の量がかなり少なくなっている。

また、曲げ剛性は断面二次モーメントで表されるため、少ない鋼材で一定以上の曲げ剛性を保証するために、鋼構造の部材はほとんど薄い鋼板で構成されている。



図 4.1 局部座屈の例

断面効率としては、鋼板が薄いほどよいが、薄すぎると圧縮力を受けるとき、部材座屈が生じる前に鋼板（板要素）に局部座屈 (Local Buckling) が生じてしまう。そのため、圧縮力を受ける部材については、使用条件下で局部座屈が生じないよう鋼板に幅厚比¹の制限を設ける必要がある。鉄筋コンクリート造や木造では、局部座屈が生じない。



図 4.2 鋼材の断面形式

4.2 一次設計（許容応力度設計）用幅厚比の制限

一次設計では、中小規模の地震に対して建物が損傷しないことを設計目標（指標）としている。具体的には、使用条件下で各部材の最大応力度が許容応力度以下に設計する。したがって、一次設計は許容応力度設計とも呼ばれている。

鋼構造の一次設計では、板要素の局部座屈に対して許容耐力の計算を逐一行わないかわりに、降伏するまで局部座屈が起こらないように幅厚比と径厚比に対してそれぞれ制限を設けている。

表 4.1 許容応力度設計用幅厚比制限値

条件	断面形式	SN400 ($F = 235\text{N/mm}^2$)	SN490 ($F = 325\text{N/mm}^2$)
1 縁支持・他縁自由	単一山形鋼、複合山形鋼 (b/t)	13	11
	H 形、C 形、T 形 (b/t)	16	13
2 縁支持	柱・圧縮材のフランジ・ウェブ (d/t)	47	40
	梁のウェブ ² (d/t)	71	60
円形鋼管	(D/t)	99	72

円形鋼管の径厚比が表 4.1 の制限値を満たす場合は、局部座屈の影響を考慮しなくてよい。

また、2 縁支持される鋼板の板幅 d のとり方については、基本的に平板部の幅を採用しており、次節の二次設計の場合と異なることを注意する。

4.3 二次設計の幅厚比制限

二次設計では、大規模地震に対して、建物に損傷があったとしても倒壊しないことを設計要求としている。鋼構造の場合に、損傷があるとは、鋼材が降伏強さを超えることを意味し、倒壊しないとは、鋼材が引張強さを超えないことを意味する。

建物の耐震柱と梁に対しては、大規模地震のときにその鋼材が塑性化してエネルギーを吸収することが期待される。したがって、塑性変形を利用した耐震設計を行う場合には、降伏した後、耐力を維持しながら塑性変形能力を発揮するために、一次設計に定められている幅厚比制限に比べてより厳しい制限が必要となる。

表 4.2 耐震骨組の柱・梁に対する幅厚比制限（保有水平耐力計算を行わない場合）

部材	柱				梁		
	H 形		角形	円形	H 形		
断面	フランジ	ウェブ	—	—	フランジ	ウェブ	
制限	$F = 235\text{N/mm}^2$	9.5	43	33	50	9.0	60
	$F = 325\text{N/mm}^2$	8.1	37	28	36	7.7	51
	$F = 295\text{N/mm}^2$	—	—	29	—	—	—

¹ 幅厚比（はばあつひ、Width-to-Thickness Ratio）とは、鋼板の幅と厚みの比である。

² 梁のフランジは床と固定され、局部座屈は起こりにくいため、特別な制限は設けられていない。

4.4 補剛

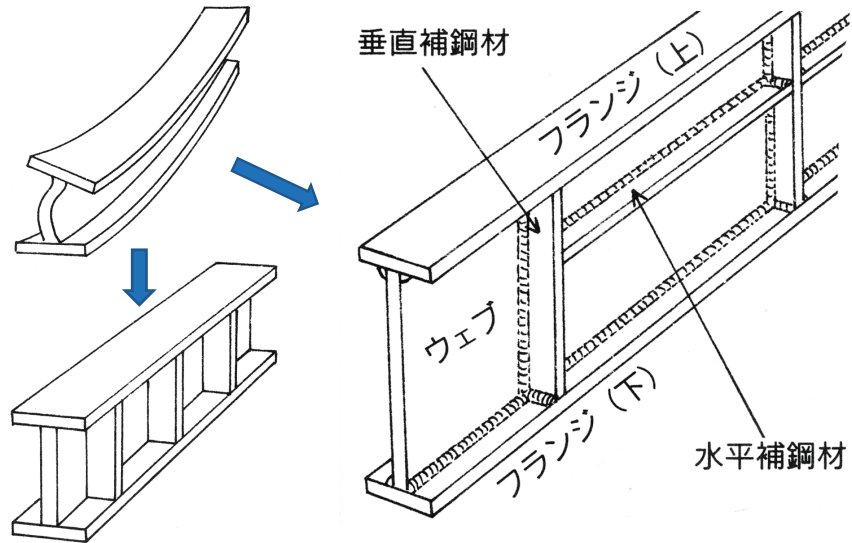


図 4.3 補剛材

梁の跨度が大きすぎる場合や、集中力が加えられる場合には、一定の間隔で適宜に垂直および水平補剛材 (Stiffener) をいれないとできない。構造計算に無関係のため、ここで詳細が省略する。その一例は図 4.3 で示す。

Chapter 5 圧縮材の設計

Abstract この章には、主に圧縮力を受ける部材の設計問題について説明する。

5.1 圧縮材の基本

圧縮力を主として受ける部材を圧縮材 (Compressive Member) という。圧縮力を負担できる筋交い、トラスの圧縮弦材および圧縮腹材などがある。ラーメン構造の中の柱も大きな圧縮力をうけるが、曲げモーメントも負担されるので、圧縮曲げ材の設計問題において説明する。

圧縮材では、引張材と同様に材料の強度によって決まる断面耐力の検討のほかに、部材座屈問題も検討しなければならない。また、圧縮材を構成する鋼板は局所座屈しやすいため、一定以上の幅厚比が必要である。具体的な数値は第4章の板要素に記載されている。また、局所座屈は、圧縮材だけでなく曲げ材や曲げ圧縮材にも共通する問題である。

5.2 圧縮材の座屈

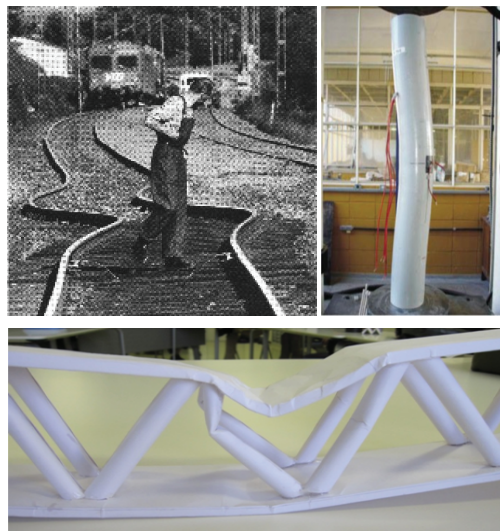


図 5.1 座屈の例。上左：高温により伸びた鉄道レール、上右：柱の圧縮実験、下：トラス紙模型の荷重実験。

座屈（ざくつ、Buckling）は、普通の柱または板の軸方向に加える圧縮荷重を次第に増加すると、材料破壊応力に達するまで顕著な変形が見られないが、細長い柱や薄い板の場合に、軸方向と直交する方向に急に大きな変形が生じる現象（例えば図5.1）を座屈と呼ばれる。

座屈と座屈荷重：

座屈とは、構造物に加える荷重が次第に増加するとともに、ある荷重で急激に変形が進む現象である。この時点の（最大）荷重は座屈荷重と呼ばれる。

座屈現象は構造の不安定現象の一つである。座屈荷重はその構造の剛性および形状に依存し、材料の強度以下で起こることもある。圧縮荷重を受ける柱の場合、材料、断面形状、荷重の条件が同じであっても、座屈荷重は柱の長さに依存するため、短い柱では座屈を起こさず、長い柱のみに発生する。

座屈現象をスケールに応じて、下記の三種類に分類できる。

座屈の種類：

- 局所座屈 (Local Buckling)：局所的な部分が面外方向に急激な大変形が起こることである。特に薄い板に発生しやすい。
- 部材座屈 (Member Buckling)：圧縮力を受けている部材が、材軸方向と直行する方向に急激な大変形が生じるものである。部材座屈は本章の主な内容である。
- 全体座屈 (Global Buckling)：部材または部材の局部に材料破壊や座屈現象が起これずに、構造物全体が座屈してしまうことである。これは特に柱のない大きな空間を構築する空間構造に生じやすいものである。

5.2.1 弾性（オイラー）座屈

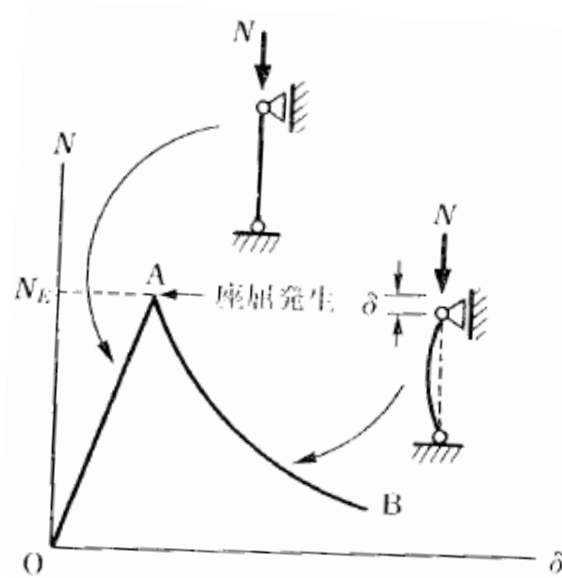


図 5.2 軸圧縮を受ける柱の軸力と変位関係。

まっすぐの棒（柱）の図心軸に圧縮力 N を加える問題を考える。柱の両側はピン支持とローラー支持である。座屈までの軸力 N と軸方向の変位 δ の関係を図5.2の直線の部分に示す。この場合に軸力・変位関係は以下の式で表せる。

$$\delta = L \cdot \varepsilon = L \cdot \frac{\sigma}{E} = \frac{L}{EA} N \quad (5.1)$$

ここで、 E はヤング係数、 A は断面積である。従って、直線部分の傾きは $L/(EA)$ となる。「完璧」にまっすぐな柱（完全系、perfect system）なら、上記の式にしたがって、材料破壊（または降伏）まで変形していくが、実際の柱は少しだけの施工誤差（不整、imperfection）があっても座屈現象が起こる可能性がある。

圧縮材の一端をピン支点、もう一端を軸方向に動けるローラー支点とした場合に、スイスの数学者オイラー (Leonard Euler, 1707–1783) は、座屈が発生するときの座屈荷重 N_E を数学的に誘導した¹。

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (5.2)$$

座屈応力度：

座屈応力度 σ_E は座屈荷重 N_E と柱の断面積 A を用いて定義される。

$$\sigma_E = \frac{N_E}{A} = \frac{\pi^2 EI}{Al^2} = \frac{\pi^2 E}{l^2/i^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (5.3)$$

ここで、 $i (= \sqrt{I/A})$ は断面 2 次半径、 $\lambda (= l/i)$ は細長比 (slenderness ratio) である。 λ は無次元で、 i は長さの次元をもっている。

式 (5.3) からでも分かるように、柱は細長いほど、座屈荷重が小さくなるため、座屈しやすくなる。したがって、長い柱には一定の断面をもたせる必要がある。

5.2.2 有効長さ

座屈荷重は支持条件の影響を受ける。基本的には、圧縮材両側の拘束が強いほど、有効長さが短くなる。そのため、座屈荷重が大きくなるため、部材が座屈しにくくなる。

有効長さ l_k を用いて、オイラー座屈荷重は以下のように書き直せる。

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{\pi^2 EI}{l_k^2}, \\ \sigma_{cr} &= \frac{\pi^2 E}{\lambda_k^2} \end{aligned} \quad (5.4)$$

圧縮材の支持条件によって、その有効長さは図5.3にまとめている。

5.2.3 非弾性座屈

式 (5.4) の座屈荷重 N_E と降伏軸力 $N_y (= A\sigma_y)$ の比は以下で定義される。

$$\frac{N_{cr}}{N_y} = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} \frac{1}{A\sigma_y} = \frac{\pi^2 E}{\sigma_y l_k^2} i^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_y} \frac{1}{\lambda^2} \quad (5.5)$$

¹ オイラー座屈荷重とも呼ばれる。誘導の詳細は 2 回生の構造力学の講義ノートを参照してください。

拘束条件	水平移動拘束 回転両端ピン	水平移動拘束 回転上端ピン下端固定	水平移動拘束 回転両端固定	水平移動自由 回転両端固定	水平移動自由 回転上端ピン下端固定
座屈モード					
有効座屈長さ l_k	l	$0.7l$	$0.5l$	l	$2l$

図 5.3 支持条件による有効長さ。

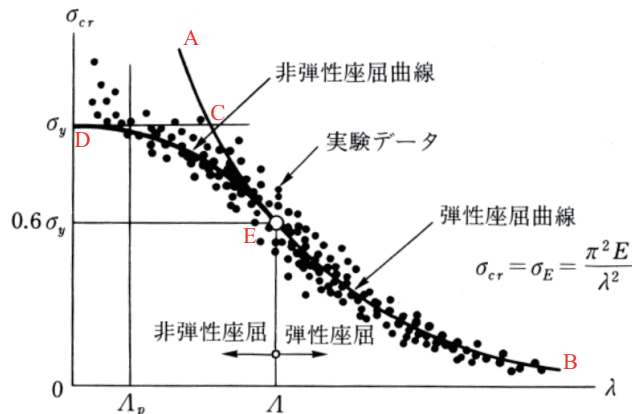


図 5.4 設計用座屈曲線 (Taken from)。

細長比 λ と座屈耐力 σ_{cr} との関係は、式(5.4)によると、図 5.4に示す弾性座屈曲線 (ACB) となる。これをオイラー曲線という。水平方向の直線 DC は、完全弾塑性²の場合の降伏軸力を表している。また、図中の点は実験の結果である。

座屈耐力は断面耐力である降伏軸力 (C 点) 以上に上昇することができない。完全弾塑性体の場合、細長比 λ と座屈耐力 σ_{cr} との関係は、(完全弾塑性圧縮耐力) 曲線 DCB となる。

しかし、図 5.4の点で表す実験結果によると、細長比が比較的に大きい圧縮材ではオイラー曲線と実験値とよく一致するが、細長比が小さくなると (特に降伏耐力の C 点付近では)、実験値は完全弾塑性圧縮耐力曲線の値より小さいことが実験から分かった。

これは、部材断面を圧延または溶接組立により制作した際に生じた内部応力 (残留応力) や初期不整により、平均応力度が降伏応力度に達しない荷重の下でも断面の一部が降伏し、降伏部分の剛性が低下することとなる。

² ひずみ硬化はなく、引張強度と降伏強度が同じであるとの仮定

5.2.4 設計用座屈曲線

非線形座屈の効果を考慮するため、「鋼構造設計規準」で採用されている設計用の細長比・座屈荷重曲線は以下二つのケースに分けられる：

- 細長比が比較的に大きい場合に、オイラーの座屈曲線式 (5.4) を使う。
- 細長比が比較的に小さい場合に、J.B. Johnson が提案された放物線で表す方法を採用する。

上記の2ケースの境界細長比 Λ は、「鋼構造設計規準」では以下の値を採用している。

$$\Lambda = \pi \sqrt{E/0.6\sigma_y} \quad (5.6)$$

「鋼構造設計規準」の設計用座屈曲線：

$$\frac{N_{cr}}{N_y} = \begin{cases} 1.0 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2, & \text{if } \lambda \leq \Lambda \\ \frac{\pi^2 E}{\sigma_y} \frac{1}{\lambda^2}, & \text{if } \lambda > \Lambda \end{cases} \quad (5.7)$$

5.3 断面耐力の検討（許容応力度設計）

圧縮材の断面耐力を検討する際には、軸力 N と全断面積 A_g によって、圧縮応力度 σ_c を算出し、これと適切に算出された細長比より定まる許容応力度 f_c と比較する。

圧縮材の断面耐力検定：

$$\sigma_c = \frac{N}{A_g} \leq f_c \quad (5.8)$$

上記の関係式を満たせば、圧縮材の断面設計を合格とする。ここでは、圧縮応力度 σ_c を計算する際に、引張材のように有効断面積 A_e ではなく、軸力 N を圧縮材の全断面で負担するとし、全断面積 A_g を使う。

5.3.1 許容圧縮応力度 f_c

式 (5.8) の中の許容圧縮応力度 f_c は、式 (5.7) に示す座屈荷重 N_{cr} を部材断面積で除した座屈応力度 σ_{cr} を、さらに安全率を除して定められている。座屈強度は初期不整による元たわみや偏心などの影響をうけるため、安全率 v は弾性座屈する範囲では許容引張応力度に対する値より大きめにとり、長期応力に対して 13/6 とする。

すなわち、弾性座屈 範囲内 ($\lambda > \Lambda$) において、長期許容圧縮応力度は以下の式で計算する。

$$f_c = \frac{6}{13} \frac{0.6F}{(\lambda/\Lambda)^2} = \frac{0.277}{(\lambda/\Lambda)^2} F, \quad \text{for } \lambda > \Lambda \quad (5.9)$$

ここで、弾性座屈と非弾性座屈の境界 Λ は基準強度 F^3 で定められる。

$$\Lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{0.6F}} \quad (5.10)$$

³ 鋼材の基準強度は表 2.3 に記載されている。

非弾性座屈 範囲内 ($\lambda \leq \Lambda$) において、長期許容圧縮応力度は以下の式で計算する。

$$f_c = \frac{F}{v} \left\{ 1.0 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\}, \quad \text{for } \lambda \leq \Lambda \quad (5.11)$$

ここで、 v の値は、細長比が小さくなるにしたがって小さくなる。また、 $\lambda = 0$ のとき v は $3/2$ となるように定められている：

$$v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \quad (5.12)$$

となる。

また、短期応力（荷重）に対する安全率は長期応力（荷重）に対するものの $2/3$ である。すなわち、短期許容圧縮応力度は上記の値の 1.5 倍となる。

Chapter 6 曲げ材の設計

Abstract この章には、主に曲げモーメントを受ける曲げ材の設計問題について説明する。梁は曲げ材である。

6.1 曲げ材の基本

曲げモーメントとそれに付随するせん断力を受ける部材を曲げ材という。鋼構造建物における曲げ材は梁¹に代表される。

曲げ材を設計するとき、面内挙動と面外挙動両方を配慮しなければならない。面内挙動とは、曲げモーメントが作用する面内に梁がたわみ、断面に垂直応力が生じる現象である。このとき、曲げ応力（度）が材料の降伏強さや引張強さを超えないように設計する。

面外挙動とは、曲げモーメントが作用する面と異なる方向にねじりをともないながら横たわみが生じる現象を意味し、横座屈という。横座屈が生じると、梁は不安定となり、荷重を支持する能力が低下するため、構造安全性に支障をきたす。

梁の多くには、曲げ性能のよい2軸対称のH形断面材²が用いられる。梁の断面は一般に板要素で構成されているので、圧縮応力の作用による局部座屈にも注意が必要である。局部座屈を防ぐために、その幅厚比に制限が設けられている。具体的な数値については、第4章を参考にしてください。

6.2 曲げ材の許容応力度設計（一次設計・弾性設計）

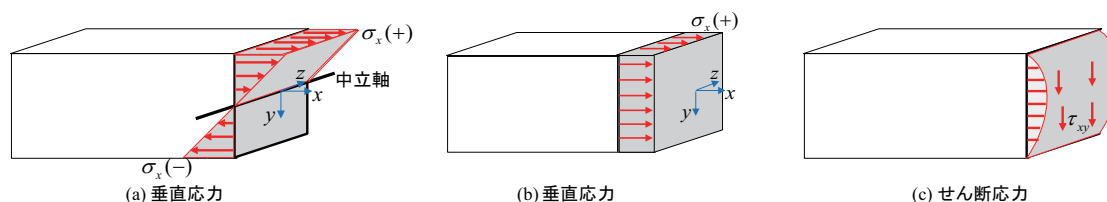


図 6.1 梁の切断面における応力分布

¹ 建物の梁はそれが支える鉄筋コンクリート床スラブと一体となっている場合は合成梁と呼ばれる。

² 2次構造部材や軽量構造では1軸対称の溝形鋼や対称軸のないZ形断面が使用されることがある。このときには、ねじりや2軸曲げに注意しなければならない。

図6.1は梁の断面における応力分布を示している。ここで、(a)は x 軸まわりの曲げモーメントによる垂直応力の分布であり、(b)は軸力による垂直応力の分布であり、(c)はせん断力によるせん断応力の分布である。

曲げ材を許容応力度設計法に基づいて設計するとき以下に示すような五つの主な検討項目がある。

曲げ材の許容応力度設計における検討項目：

1. 引張フランジが降伏しないこと
2. ウェブがせん断降伏しないこと
3. 横座屈が生じないこと
4. 板要素が局部座屈しないこと
5. たわみが許容値を超えないこと

6.2.1 垂直応力に対する検証

梁が断面の強軸方向の主軸回りだけに曲げモーメントをうける一軸曲げのときには、圧縮側と引張側の縁垂直応力度³は、それぞれ次のように求められる。

$$\begin{aligned} {}_c\sigma_b &= \frac{M}{Z_c} \\ {}_t\sigma_b &= \frac{M}{Z_t} \end{aligned} \quad (6.1)$$

ここで、 M は曲げモーメント、 Z_c と Z_t はそれぞれ圧縮側と引張側の断面係数である。

断面係数は、断面の引張側にボルト孔があるとき、孔の面積を控除した断面より求める。圧縮側の孔は除かなくてよいが、計算上の便宜を図り、引張側と同じように孔を控除したほうが中立軸の移動を考慮しなくて済む。

曲げモーメントが作用している（荷重）面が断面の主軸に一致しないときには、断面には二つの主軸回りに同時に作用するとなる。このような状態を二軸曲げという。断面の二つの主軸まわりの曲げモーメントの成分を M_x と M_y とすると、断面の最大圧縮応力度 σ_c 、最大引張応力度 σ_t はそれぞれ次に求められる。

$$\begin{aligned} \sigma_c &= {}_c\sigma_{bx} + {}_c\sigma_{by} = \frac{M_x}{Z_{cx}} + \frac{M_y}{Z_{cy}} \\ \sigma_t &= {}_t\sigma_{bx} + {}_t\sigma_{by} = \frac{M_x}{Z_{tx}} + \frac{M_y}{Z_{ty}} \end{aligned} \quad (6.2)$$

ここで、 Z_{cx} 、 Z_{tx} は x 軸に関する圧縮側、引張側の断面係数、 Z_{cy} 、 Z_{ty} は y 軸に関する圧縮側、引張側の断面係数である。

建築構造物においては、普通の梁が一軸曲げだが、勾配屋根の母屋は二軸曲げの状態になっている。

したがって、曲げモーメントをうける梁断面の垂直応力度（圧縮応力度 ${}_c\sigma_b$ と引張応力度 ${}_t\sigma_b$ ）は、次のように検討する。

曲げ材の垂直応力度検定：

- 一軸曲げのとき

³ 曲げによる生じる垂直応力であるため、曲げ応力とも呼ばれる。

$$\begin{aligned}\frac{c\sigma_b}{f_b} &\leq 1 \\ \frac{t\sigma_b}{f_t} &\leq 1\end{aligned}\quad (6.3)$$

• 二軸曲げのとき

$$\begin{aligned}\frac{c\sigma_{bx}}{f_{bx}} + \frac{c\sigma_{by}}{f_{by}} &\leq 1 \\ \frac{t\sigma_{bx} + t\sigma_{by}}{f_t} &\leq 1\end{aligned}\quad (6.4)$$

ここで、 f_{bx} 、 f_{by} はそれぞれ x 軸、 y 軸まわりの許容曲げ応力度である。また、 f_t は許容引張応力度である。

6.2.2 せん断応力に対する検証

梁の曲げモーメントが材軸方向に変化するときには、梁にはせん断力が作用する。梁の最大せん断力応力度は断面のウェブの中立軸位置に生じ、次の式で求められる。

$$\tau_{\max} = \frac{QS}{tI} \quad (6.5)$$

ここで、 Q はせん断力、 S は中立軸の上または下の片側部分の断面の中立軸に関する断面 1 次モーメント、 t はウェブ厚、 I は梁の断面 2 次モーメントである。

H 形断面の梁では、その最大せん断応力度はせん断力の値をウェブの断面積で除した平均せん断応力度よりもわずかしか大きくないので、実用的には次のように検討してよい。

曲げ材のせん断応力度検定：

$$\tau = \frac{Q}{A_w} = \frac{Q}{(h-2t_f)t_w} \leq f_s \quad (6.6)$$

ここで、 A_w はウェブ断面積、 h は梁せい、 t_w はウェブ厚、 t_f はフランジ厚、 f_s は許容せん断応力度である。

6.2.3 横座屈に対する許容応力度

耐震性能が必要となる骨組の梁では、梁の横補剛による梁端部の回転変形能力の確保が必要である。これはいわゆる保有耐力横補剛である。それに対して、以下の二つの方法のいずれかによることになっている。

1. 梁全長にわたって均等間隔で横補剛を設ける方法
梁断面の弱軸まわりの細長比 λ_y が次式を満足する。

$$\begin{aligned}\text{SN400 のとき} \quad \lambda_y &\leq 170 + 20n \\ \text{SN490 のとき} \quad \lambda_y &\leq 130 + 20n\end{aligned}\quad (6.7)$$

ここで、 $\lambda_y = l/i_y$ 、 l は梁の長さ、 i_y は梁の弱軸まわり断面 2 次半径、 n は横補剛の箇所数である。



図 6.2 均等間隔の横補剛（名市大北千種キャンパスの外にある歩道橋）

2. 主として梁端部に近い部分に横補剛を設ける方法
降伏曲げモーメントを超える曲げモーメントが作用する領域においては、次式で示す間隔横補剛を設置する。

$$\begin{aligned} \text{SN400 のとき} \quad & l_b \cdot h/A_f \leq 250, \text{ かつ } l_b/i_y \leq 65 \\ \text{SN490 のとき} \quad & l_b \cdot h/A_f \leq 200, \text{ かつ } l_b/i_y \leq 50 \end{aligned} \quad (6.8)$$

ここで、 l_b は梁の横補剛間隔、 h は梁せい、 A_f は圧縮側フランジの断面積である。

上記の規定は横座屈が起こらないようなものであり、それを満足しない場合に横座屈が生じる恐れがある。この場合にも、許容応力度を与えて検討するが、計算はややこしいので、ここでは詳しく説明しないとする。

6.2.4 板要素の局部座屈のための幅厚比制限

許容応力度設計法において、弾性範囲で断面の板要素に局部座屈を生じさせないために、一定の幅厚比が必要である。さらに、耐震性能が必要となる骨組の梁で、特に保有水平耐力の検討を行わないときには、十分な塑性変形量を確保するため、より厳しい幅厚比が必要である。

これらに対して具体的な数値は第 4 章を参考にしてください。

6.2.5 変形（たわみ）制限

建物の床や屋根を支える梁は鉛直荷重によってたわみが生じる。たわみが大きすぎると、歩行時の不快感や不安感、床に設置されている機械の誤作動など種々の使用上の問題を起こす。したがって、たわみに一定の制限（許容）値を設ける必要があるが、個々の状況に依存するため、一義的に定めることが難しい。

梁の最大たわみは、一般に次の式で表すことができる。

$$\delta = \alpha \frac{Wl^3}{EI} \quad (6.9)$$

ここで、 α は支持端の条件および荷重の分布状態により定まる係数、 W は梁に作用する全荷重（等分布荷重の場合には $W = wl$ ）、 l は梁のスパン、 I は梁の断面 2 次モーメント、 E は鋼材のヤング係数 ($2.05 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$) である。

表 6.1 梁のたわみ係数 α

支持状態	片持ち梁		単純梁		固定梁	
荷重状態	集中	等分布	集中	等分布	集中	等分布
α	1/3	1/8	1/48	5/384	1/192	1/384

梁の両端は、一般に単純支持と固定端の中間の弾性支持の状態にある。したがって、梁のたわみは単純支持とみなして検討しておいたほうが安全側となる。

目安としては、固定荷重と積載荷重の組合せ（いわゆる長期荷重）に対して、梁のたわみ制限は以下のものがある。

表 6.2 長期荷重に対して梁のたわみ制限（参照値）

両端支持	スパンの 1/300
片持ち梁	スパンの 1/250



図 6.3 クレーン走行梁（写真とは異なるが、工場 1 にもある）

また、クレーン走行梁にはクレーンが走行するため、上記の制限値よりも厳しいものが必要である。

表 6.3 クレーン走行梁に対してたわみ制限（参照値）

手動クレーン	スパンの 1/500
電動クレーン	スパンの 1/800~1/1,200

また、鋼構造建築で苦情が出ることが多いのは、床および梁の振動障害と遮音の問題である。そのために適度な剛性を持たせておく必要がある。

6.3 曲げ材の終局耐力設計法（二次設計・塑性設計）

曲げ材を塑性設計法に基づいて設計するときは、塑性ヒンジの曲げ耐力を全塑性モーメント M_p として崩壊（終局）荷重を算定し、これが大地震に相当する荷重より大きいことを確認すればよい。

曲げ材の終局設計法における判定条件：

$$P_u \geq \bar{P} \quad (6.10)$$

ここで、 P_u は構造物の崩壊（終局）荷重、 \bar{P} は大規模地震に対応する 極限荷重⁴である。

崩壊荷重とは、構造物が崩壊直前までに抵抗できる荷重の大きさを意味するため、構造物の能力だと考えても良い。したがって、上式は想定される襲ってくる最大規模の地震力よりも構造物の（終局）能力が高いため、構造物は倒壊に至らないことが保証される。

ここでは、横座屈や板要素の局部座屈により塑性回転能力の低下を招かないことを前提としている。したがって、適切な間隔で横補剛と一定の幅厚比が必要となる。

6.3.1 崩壊（終局）荷重

建物の設計では、地震などによって損傷を受けないということが重要ですが、数百年に一度おこるような巨大地震に対しては、損傷を完全に回避することは困難である。したがって、このような巨大地震に対しては、人命保護のために、損傷を受けても崩壊しないことを保証する必要がある。巨大地震で建物の崩壊を防ぐには、どの程度の地震荷重（水平力）によって、建物が崩壊するのかを求めておく必要がある。

建物が崩壊する時の荷重を崩壊荷重または終局荷重と呼ぶ。

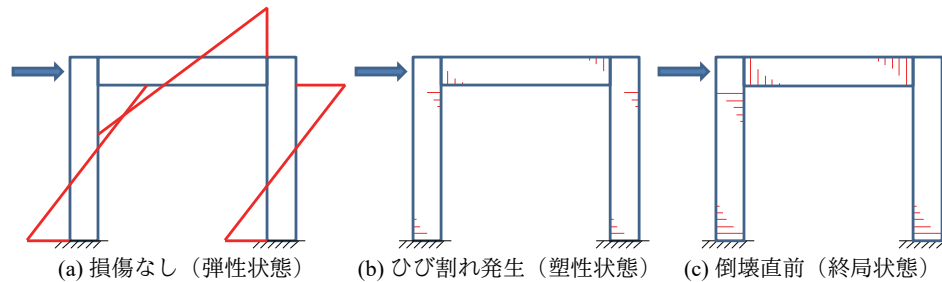


図 6.4 荷重による構造物の損傷（ひび割れ）状態の変化。

図6.4には、骨組に作用する水平荷重が徐々に大きくなる時、建物の損傷状態の変化を示している。説明しやすいため、ここでは鉄筋コンクリート造の建物を例としている。(a)の弾性状態では、建物に損傷がなく、荷重が無くなると元の状態に戻る。しかし、(b)の塑性状態では、建物にひびが入り、損傷を受ける。しかし、まだ崩壊には至らず、人命は保護される。（ただし、補修は大変である。）(c)の終局状態では、柱または梁のひび割れが貫通しているため、これ以上の外力荷重を負担することができない。その後、建物が崩れ、人命にも被害を及ぼす。

鉄骨造建物の場合は、ひび割れが基本的には発生しないが、鋼材が降伏 (RC 造の (b) 塑性状態に相当) してから、全塑性状態 (RC 造の (c) 終局状態に相当) に達する。図 6.5には、4 階建ての鉄骨造フレーム構造が地震による倒壊過程を構造解析で (再現シミュレーション) した倒壊直前の結果である。図中の色は von Mises 応力の分布を示している。色が赤いほど、応力が高いであることを意味する。1 層目の柱頭と柱脚の応力が高く、全断面にわたって塑性化しているため、この建物は 1 層目の層崩壊という形で崩れる。

骨組の崩壊荷重を求めるには、いくつかの仮定が必要となる。一つは、材料の応力とひずみの関係を図6.6のようにモデル化する。このモデルでは、降伏強さ σ_y に達した後、ひずみが増加しても、応力一定になり、完全弾塑性モデルという。

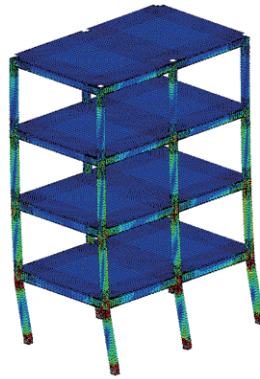


図 6.5 鉄骨造建物の倒壊シミュレーション

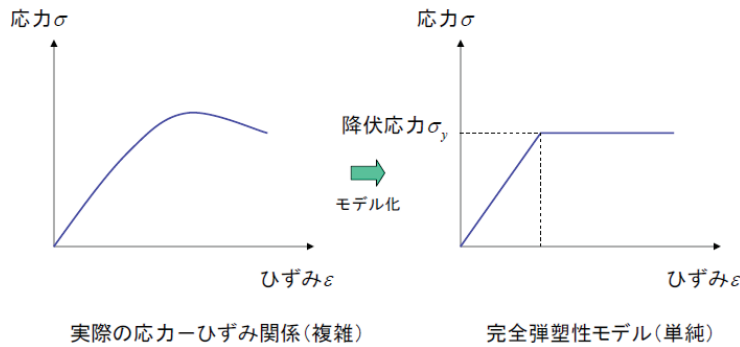


図 6.6 完全弾塑性モデル

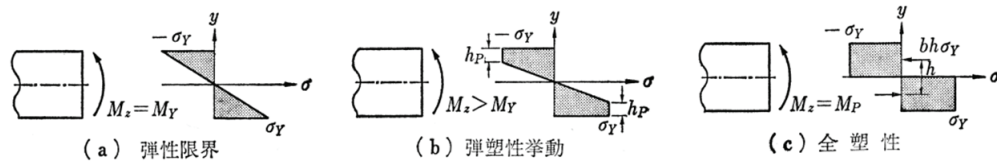


図 6.7 弾性、弾塑性、全塑性状態における垂直応力分布。

6.3.2 全塑性モーメント

このような完全弾塑性モデルを仮定すると、曲げモーメントが加わる部材の断面の応力状態は図6.7に示すように変化する。まず、応力が降伏応力に至るまでは、(a)のように応力の傾きは直線になる。この状態が弾性状態である。断面の端が、降伏応力に達すると、それ以上応力は高くないため、(b)のように、断面の端から徐々に応力一定の領域が進展していく。この状態が弾塑性状態である。そして、最終的に(c)のように、断面の全領域が降伏し、これ以上の曲げに対する抵抗はできなくなる。これが断面の崩壊であり、この状態を全塑性状態という。崩壊荷重を求めるためには、この全塑性状態の曲げモーメントを求める必要があり、この全塑性状態の曲げモーメントを全塑性モーメントと呼ぶ。

図6.8に示す長方形断面に対して、力の釣合いによって以下の式が得られる。

$$C = T = bh\sigma_y \tag{6.11}$$

さらに、断面の全塑性モーメント M_p は、以下の式で求めることができる。

$$M_p = T \cdot j = C \cdot j = bh^2\sigma_y = Z_p\sigma_y \tag{6.12}$$

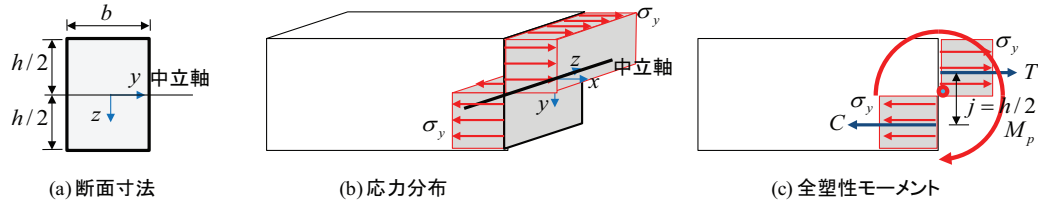


図 6.8 全塑性モーメント

ここで、 Z_p は塑性断面係数と呼ばれる。したがって、長方形断面の塑性断面係数は $Z_p = bh^2$ となる。

6.3.3 崩壊（終局）荷重の解法

崩壊荷重を求めるためには、もう一つ仮定が必要である。それは、どの部分（断面）が壊れるかと、どのような形で構造全体が崩壊するかがわかっているという仮定である。

たとえば、図に示すような門形ラーメンでは、様々な崩壊形（崩壊機構）が考えられる。このような崩壊形の中から、どのような崩壊形で崩壊に至るかを仮定する必要がある。実際は、いくつかの崩壊形に対して、崩壊荷重を計算し、そのうちの最も小さいものを崩壊荷重とする。

崩壊荷重の求めるには、仮想仕事原理が適応され、以下の手順となる。

崩壊荷重の求め方：

1. 骨組の崩壊機構を仮定する。
2. 仮定された崩壊機構の変位を δ などの変数とし、外力のなす仕事量を計算する。外力のなす仕事量は、外力 \times (外力の作用している点の外力方向の変位) によって計算できる。
3. 仮定された崩壊機構の各部材の内力のなす仕事量を計算する。各部材の内力の仕事量は、各部材両端断面の回転角とその部材の全塑性モーメントを掛けることによって計算される。
4. 外力のなす仕事量と内力のなす仕事量が等しいという仮想仕事の原理を用いて、崩壊荷重 P_0 を求める。この時、各部材の回転角 θ は、節点の変位 δ を用いて表すことができるため、仮定した仮想変位 δ は、この式から消去される。
5. 最終の崩壊荷重は、すべての崩壊機構に対応する崩壊荷重のうち最小のものである。

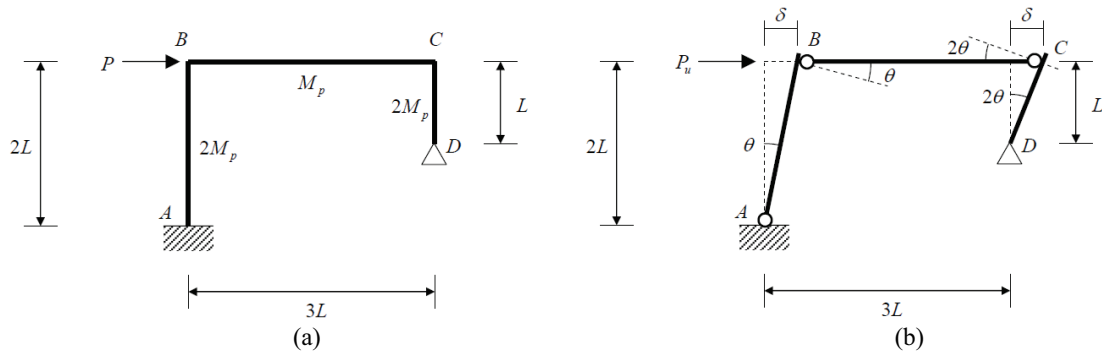


図 6.9 ラーメン構造の崩壊荷重

例えば、図6.9(a)のようなラーメン構造に対して、部材端部が壊れることを仮定する。そして、断面が崩壊する部分を（塑性）ヒンジ⁵で表し、全体崩壊が生じる時のヒンジの位置を図6.9(b)のように仮定する。梁における塑性ヒンジの全塑性モーメンを M_p とし、柱における塑性ヒンジの全塑性モーメンを $2M_p$ とする。

塑性ヒンジの回転角 θ と荷重作用点 B の変位 δ との関係は、次式で表される。

$$\delta = 2L\theta \quad (6.13)$$

内力仕事 W_I と外力仕事 W_E は、それぞれ以下の式となる。

$$\begin{aligned} W_I &= 2M_p \cdot \theta + M_p \cdot \theta + M_p \cdot 2\theta = 5M_p\theta \\ W_E &= P_u \cdot \delta = 2P_u L\theta \end{aligned} \quad (6.14)$$

外力仕事 W_E と内力仕事 W_I が一致するという仮想仕事の原理を適用すると、崩壊荷重 P_u は以下のように求められる。

$$\begin{aligned} W_I &= W_E \\ \implies 5M_p\theta &= 2P_u L\theta \\ \implies P_u &= \frac{5M_p}{2L} \end{aligned} \quad (6.15)$$

⁵ ヒンジ (Hinge) はピンと同じである。塑性ヒンジは普通のヒンジ（ピン）と似ているように、いくら回転しても曲げモーメントが変わらない：ピンの場合にはいつでもゼロ、塑性ヒンジの場合は M_p 。

Chapter 7

曲げ圧縮材の設計

Abstract この章には、圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける曲げ圧縮材の構造設計問題について説明する。ラーメン構造の柱は主な曲げ圧縮材である。

7.1 曲げ圧縮材の基本

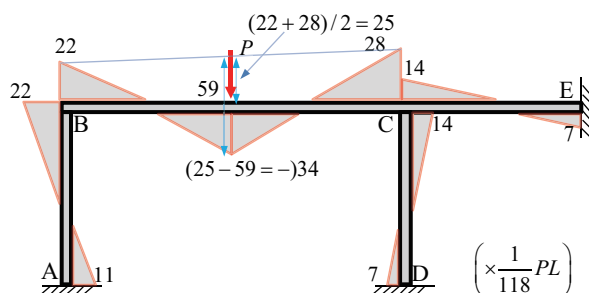


図 7.1 ラーメン構造の梁に集中力が作用した場合の曲げモーメント分布図

曲げ圧縮材は、軸方向の圧縮力と曲げモーメントおよびせん断力をうける部材である。ラーメン構造の柱は曲げ圧縮材の代表である。たとえば、図 7.1 には、梁に集中力が作用した場合の曲げモーメント分布図を示している。柱に加わる応力は、常時には軸方向の圧縮力が主であり、曲げモーメントとせん断力は小さい。ただし、地震時や強風時には曲げモーメントが支配的になる可能性もある。

柱には、断面の両主軸まわりに作用する曲げモーメントの大きさがほぼ同じ程度の場合と、かなり差がある場合とがある。柱の断面形はこれらの曲げモーメントの大きさを考えて決定される：

- ・ 中低層ビルのようなラーメン構造では、ねじり剛性が大きく、両主軸方向に曲げ剛性に差のない角形鋼管や円形鋼管などの閉鎖形断面が多く用いられる。
- ・ 工場や体育館のように 1 方向のスパンが大きく、ほかの方向には耐風、耐震要素として筋交いを用いた建物では、H 形断面の柱が多く用いられる。

どういう断面形式を採用しても、

- ・ 圧縮力による座屈
- ・ 曲げによる横座屈
- ・ せん断力に対する検討

などを十分考えなければならない。

また、軸力（圧縮力・引張力）が大きいとき

- 圧縮力は柱の曲げ変形をさらに助長する働きがある
- 引張力は柱の曲げ変形を抑える働きがある

といった柱の曲げに及ぼす軸力による二次的影響を考慮しなければならない。しかし、実際の柱の設計にあたっては、実用範囲の柱の細長比が小さいので、二次的影響は小さい。そのため、軸力の二次的影響を無視し、単に曲げモーメントと軸力の組み合わせという簡便な方法が用いられている。

7.2 許容応力度設計

部材は軸力 N と曲げモーメント M を同時に受ける場合を想定する。引張力と圧縮力 (N) による生じた垂直応力 σ_t と σ_c は

$$\sigma_t = \frac{N}{A}, \quad \sigma_c = \frac{N}{A} \quad (7.1)$$

で計算し、曲げモーメント M による生じた圧縮側と引張側の垂直応力 ${}_b\sigma_c$ と ${}_b\sigma_t$ は

$${}_b\sigma_c = \frac{M}{Z_c}, \quad {}_b\sigma_t = \frac{M}{Z_t} \quad (7.2)$$

で計算できる。ここで、 Z_c と Z_t はそれぞれ圧縮側と引張側の（弾性）断面係数であり、その算定にあたって引張側のボルト孔の断面を控除する。これは、曲げ材のときと同じである。

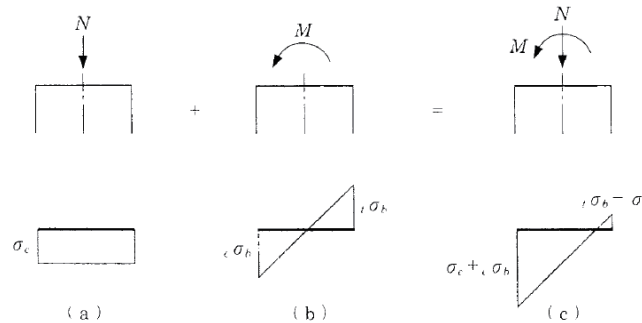


図 7.2 曲げ圧縮材の垂直応力計算

図 7.2には、軸力および曲げモーメントが同時にうける場合に、それぞれによる垂直応力の重ね合わせを示している。圧縮応力か引張応力かによって、曲げ圧縮材の許容応力度設計については次のように検討する。

曲げ圧縮材の許容応力度設計：

- 圧縮力と曲げモーメントをうけるとき

$$\frac{\sigma_c + {}_b\sigma_c}{f_c} \leq 1 \quad (7.3)$$

- 引張力と曲げモーメントをうけるとき

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_t + {}_b\sigma_t}{f_t} &\leq 1 \\ \frac{{}_b\sigma_c - \sigma_t}{f_b} &\leq 1 \end{aligned} \quad (7.4)$$

- 圧縮力と x, y 軸まわりの曲げモーメントをうけるとき

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{bx\sigma_c}{f_{bx}} + \frac{by\sigma_c}{f_{by}} \leq 1$$

$$\frac{bx\sigma_t + by\sigma_t - \sigma_c}{f_t} \leq 1 \quad (7.5)$$

- 引張力と x, y 軸まわりの曲げモーメントをうけるとき

$$\frac{bx\sigma_t + by\sigma_t + \sigma_t}{f_t} \leq 1$$

$$\frac{bx\sigma_c}{f_{bx}} + \frac{by\sigma_c}{f_{by}} - \frac{\sigma_t}{f_b} \leq 1 \quad (7.6)$$

ここで、 f_t は許容引張応力度、 f_c は許容圧縮応力度、 f_b は許容曲げ応力度、 f_{bx} は部材の x 軸まわりの曲げ許容応力度、 f_{by} は部材の y 軸まわりの曲げ許容応力度である。 f_b は f_{bx} と f_{by} の小さいほうの値をとる。

7.3 細長比制限

柱の場合には、細長比があまり大きくなると建て方に支障がきたし、建物の水平変形も大きくなるので、細長比に制限が設けられている。

7.3.1 一次設計

一次設計時には、柱の細長は 200 以下とする。すなわち、

$$\lambda \leq 200 \quad (7.7)$$

ここで、 λ は柱の細長比である。その計算式は第 5 章の圧縮材を参考にしてください。

7.3.2 二次設計

二次設計を行うとき、柱にも適切な塑性変形能力をもたせなければならないので、式 (7.7) の一次設計に設けた細長比制限だけでは不十分である。

したがって、二次設計のとき、次の表に示すように柱に作用する圧縮力 N の大きさに応じた細長比の制限を満たすように設計する必要がある。

表 7.1 二次設計における柱の細長比の制限

	SN400	SN490
$\frac{N}{N_y} < 0.15$	$\lambda \leq 150$	$\lambda \leq 150$
$\frac{N}{N_y} \geq 0.15$	$\frac{N}{N_y} + \frac{\lambda}{120} \leq 1.0$	$\frac{N}{N_y} + \frac{\lambda}{100} \leq 1.0$

ここで、 N_y は降伏軸力であり、 $N_y = \sigma_y A_g$ で計算できる。

7.4 板要素の制限

板要素の制限については、第4章の内容を参考にしてください。

Chapter 8 ファスナ接合の設計

Abstract この章には、ボルト接合部の設計問題について説明する。

8.1 鋼構造の接合

鋼構造は、設計図書に基づいて鋼材を工場で構造部材に加工し、それらを工事現場で組み立てる構造である。したがって、接合部は構造の形態を保ち、部材から部材へと力を伝達する構造上重要な役割を果たしている。

鋼構造の部材と部材との間（梁・梁、柱・柱または、柱・梁）を接合するには、ファスナ接合 (Fastener) と溶接接合 (Welding) という二つの方法がある。

- ファスナ接合は機械的接合方法であり、接合しようとする部材に孔をあけ、その孔に挿入したファスナによって力を伝達させる方法である。
- 溶接接合は冶金的接合方法であり、接合部分を溶融（ようゆう）凝固（ぎょうこ）させることによって、部材を連続させる方法である。

8.1.1 ファスナ接合

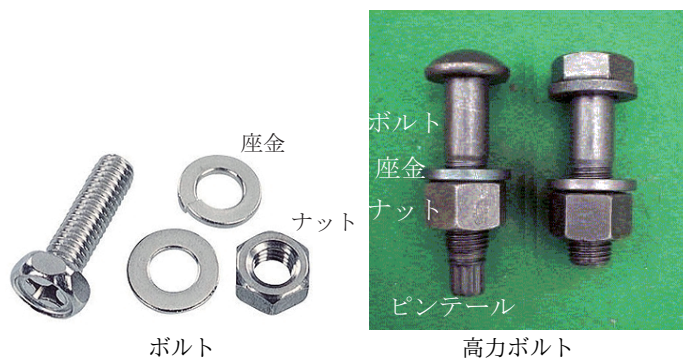


図 8.1 ボルトと高力ボルト

ファスナ接合には、力の伝達方法によってリベット (Rivet) 接合、ボルト (Bolt) 接合および高力ボルト (High-strength Bolt) という三つの方法がある。

- リベット接合は、片方の端に既成の頭を付けた鋼の丸棒を高温（約 1,100°C）に加熱して被接合材の孔に通し、ハンマーで叩いて、孔の中を充填すると同時にもう一方の頭に成形するも

のである。リベットが冷却し、軸の収縮によって、被接合材を締め付ける。しかし、作業時の騒音や、熟練技能者の不足などにより、現在の建築分野ではほとんど使われていないため、その説明は省略される。

- ボルト接合は、被接合材の孔に差し込んで、ボルトに直接働くせん断力あるいは引張力により部材に力を伝達する接合方法である。孔が充填されていないため、ボルトと孔の間に隙間が残る。したがって、外力の作用によりボルト接合された部分にずれが生じて、十分な剛性が確保できないことや振動や繰り返し荷重によってナットが緩むという問題がある。このため、構造上重要な部材にボルト接合を使用できる構造物は、一般的に軒高 9m 以下でスパン 13m 以内のものに限定される。
- 高力ボルト接合は、高張力鋼をボルト素材とし、使用時には高い締め付け力を与えて、被接合材の間の圧縮力により生じる摩擦力または材軸方向の引張力を利用して力を伝達する接合方法である。溶接接合と同じように、力の伝達がなめらかであり、接合部の剛性も高いという利点がある。



図 8.2 高力ボルト接合（名市大北千種キャンパスの外にある歩行橋）

現在の建築分野において、高力ボルト接合と溶接接合は、最も広く使われている接合方法である。たとえば、土木構造物になるが、名市大北千種キャンパスの外にある歩行橋には高力ボルト接合が採用されている。

8.2 ファスナ接合の応力計算

8.2.1 力の伝達機構

ファスナによる接合形式は、図 8.3に示すように、せん断接合 (Shear Connection) と引張接合 (Tensile Connection) に大別される。

- せん断接合では、応力の作用方向がファスナの軸と直交するため、ファスナにせん断力が作用する。せん断接合はさらに支圧接合 (Bearing-type Connection) と摩擦接合 (Friction-type Connection) に分けられる。支圧接合はリベット・ボルト・高力ボルトのいずれにも適用できるが、摩擦接合は高力ボルトにのみ可能である。
 - 支圧接合では、力が接合される部材の支圧力とせん断面位置でのボルトのせん断力により伝達される。このため、力が伝達される前に接合部では、隙間分に相当するずれが生じる。
 - 摩擦接合では、ボルトに高い張力を与えることによって被接合材の面に生じる摩擦力で外力（せん断力）を伝達する。
- 引張接合では、応力の作用方向がファスナの軸に平行するため、ファスナには引張力が作用する。

¹ リベット接合は、飛行機などの分野ではまた広く応用されている。

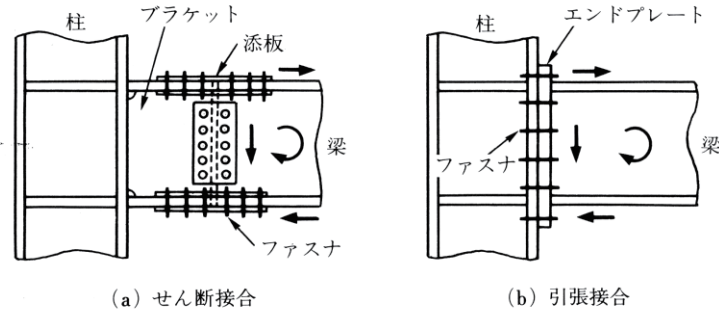


図 8.3 ファスナ接合の力の伝達機構：せん断接合と引張接合

以下では、せん断力接合の支圧接合と摩擦接合、および引張接合を分けてそれぞれの設計問題について説明する。

8.2.2 支圧接合の設計

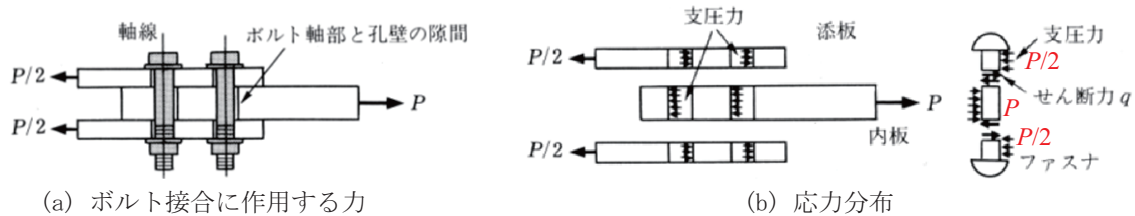


図 8.4 支圧接合における力の伝達（ボルト）

たとえば、図 8.4(a) に示すように、ボルト接合で 1 枚の鋼板（内板）に作用する外力 P を 2 枚の鋼板（添板）に伝達する問題を考える。

- ボルト接合の場合には、板が先に滑り、ボルトの軸と孔壁の隙間がなくなってからその力の伝達が始まる。
- 高力ボルト接合の場合には、摩擦力でせん断力を伝達するため、板間には滑りが生じない。

孔壁およびボルトに作用する垂直応力およびその（板の面と一致する）断面に作用するせん断応力は図 8.4(b) に示す。

力の釣合いによって、ボルト 1 本の 1 せん断面に作用するせん断力 q は

$$q = \frac{P}{m \cdot n} \tag{8.1}$$

で計算できる。ここで、 n はボルトの本数、 m はせん断面の数（1 または 2）であるたとえば、図 8.4 のボルト接合では、ボルトが 2 本、各ボルトのせん断面が 2 であるため、 $n = 2, m = 2$ である。

支圧接合のせん断応力度算定：

ボルト 1 本の 1 せん断面に作用するせん断応力 τ は

$$\tau = \frac{q}{A_b} \tag{8.2}$$

となる。ここで、 A_b はボルトの軸断面積で、 $A_b = \pi d^2/4$ であり、ボルトの d は呼び径である。

式 (8.2) で算定されるせん断応力 (度) τ は

- ボルト材料の降伏せん断強さ τ_y を超えなければ、すなわち $\tau \leq \tau_y$ 、ボルトが降伏しない；
- ボルト材料の最大せん断強さ τ_u を超えなければ、すなわち $\tau \leq \tau_u$ 、ボルトが破断しない。

8.2.3 摩擦接合

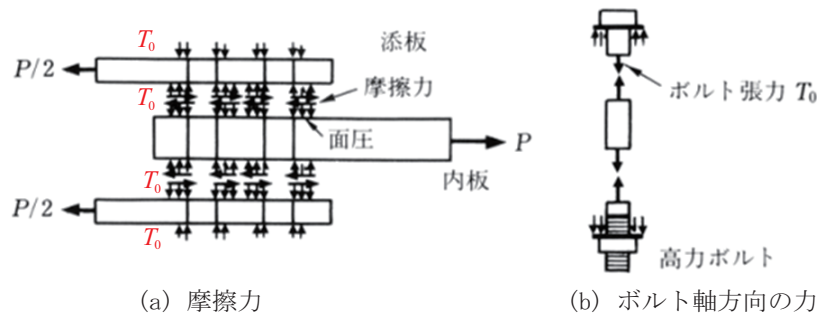


図 8.5 摩擦接合における力の伝達 (ボルト)

図 8.5には、高力ボルト接合における摩擦力でせん断力の伝達を示している。

1 本の高力ボルトに導入された張力を T_0 とすると、これにより鋼板と鋼板の間に T_0 と等しい面圧が生じる。摩擦係数を μ とすれば、高力ボルト 1 本の 1 せん断面について最大 $\mu \cdot T_0$ の摩擦力が期待できる。

摩擦接合のすべり限界せん断力：

高力ボルト摩擦接合が滑らない限界せん断力 P_s は次の式で計算できる。

$$P_s = m \cdot n \cdot (\mu \cdot T_0) \quad (8.3)$$

高力ボルト摩擦接合の場合には、 P_s をすべり耐力、 μ をすべり係数、 T_0 を導入軸力という。また、 m を摩擦面の数、 n は高力ボルトの本数である。

たとえば、図 8.5 のボルト接合では、ボルトが 2 本、各ボルトの摩擦面が 2 であるため、 $n = 2$ 、 $m = 2$ である。

高力ボルト摩擦接合では、鋼板は滑らない限りに非常に剛性の高い接合が実現できる。また、外力が作用してもボルトには付加される応力が小さいため、導入した張力応力が一定に保たれるので、疲労強度も高い。

外力が式 (8.3) で算定されるすべり耐力を超える場合に、鋼板がすべて支圧接合と同じような支圧状態に移行する。したがって、(支圧接合と摩擦接合を含めた) せん断接合の終局状態は、支圧状態となるので、ボルトのせん断破壊あるいは被接合材の破壊が起こる。被接合材の破壊には有効断面破断、端抜け破断、ちぎれ破断があるが、その破断耐力の計算方法については第 3 章の引張材の設計を参考にしてください。

8.2.4 引張接合

引張接合では、外力の方向とボルトの軸方向が平行であるため、外力に対してボルトが引張力で抵抗する。

接合されている鋼板（母材）間で離間が始まる前に、接合部に作用する力は、ボルトを伸ばすように働く。それと同時に、ボルトを締め付けたときに生じている母材の圧縮ひずみが元に戻す作用も生じるため、母材間の圧縮力が減少する。しかし、ボルトの軸断面積に比べて、母材間の圧縮力が分布している面積のほうがはるかに大きいので、ボルトへの作用力は、かなりの分が接合された母材の圧縮変形解除で吸収される。したがって、直接ボルト張力の増加となる分は少ない。

これは、接合部の剛性がボルトのみで作用力を負担する場合に比べてはるかに大きなものとなる原因である。さらに、外力の変動によりボルト張力の変動が小さいため、疲労しにくい理由ともなっている。

8.3 ボルト接合の設計

8.3.1 ボルト・高力ボルトの種類

ボルトにはさまざまな種類があるが、鋼構造に使われるのはほとんど六角ボルトである。六角ボルトは M16 のように表記され、M はメートルねじ、16 は呼び径を表している。

六角ボルトの強度区分の表示としては、たとえば 4.6 は最初の 4 が呼び引張強さ (400N/mm²) を、後の 6 が呼び降伏比 (60%) を表している。一般に使用が認められている強度区分は 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.8 となっている。

鋼構造に使われる高力ボルトは、JIS で規定された高力六角ボルトと日本鋼構造協会が制定したトルシア形高力ボルトがある。この基本的性質は同じである。

高力ボルトのセットは構成部品の組合せによって 1 種、2 種、3 種がある。さらにそれぞれがトルク係数値によって A と B に分けられている。A は一般にボンデ処理を施してトルク係数の低減と安定化を図ったものである。F8T, F10T の F は摩擦 (Friction)、8 や 10 は引張強さの下限値 (800, 1000N/mm²)、T は引張強さ (Tensile Strength) を表している。

ボルトと高力ボルトの設計基準強度を表 8.1 に示している。

表 8.1 ボルトと高力ボルトの設計基準強度

フラスナ	強度区分	一次設計 F (N/mm ²)	二次設計 F_u (N/mm ²)
ボルト	4.6	240	400
	4.8		
	5.6	300	500
	5.8		
高力ボルト	6.8	420	600
	F8T	640	800
	F10T	900	1,000

8.3.2 せん断接合

設計では、ボルトの設計基準強度 F と F_u を用いて、せん断に対する設計基準強度 $\tau_y = F/\sqrt{3}$ と $\tau_u = F_u/\sqrt{3}$ とする。

ボルトのせん断接合 (支圧接合) 応力度検定 :

$$\begin{aligned} \text{降伏しない (一次設計)} : \quad q &\leq q_y = \frac{F}{\sqrt{3}} A_b \\ \text{破断しない (二次設計)} : \quad q &\leq q_u = \frac{F_u}{\sqrt{3}} A_b \end{aligned} \quad (8.4)$$

ここで、1本のボルトの1せん断面の降伏せん断耐力は q_y 、最大せん断耐力は q_u で表される。許容応力度設計 (一次設計) では、 q_y を短期許容せん断耐力、 $q_y/1.5$ を長期許容せん断耐力とする。

8.3.3 引張接合

ボルトを引張接合に使用するとき、その軸断面が外力と等しい引張力 p を受けるものとして設計する。このとき、引張応力度がボルトの降伏強さ σ_y あるいは引張強さ σ_u に達したときをもって、それぞれ降伏引張耐力と最大引張耐力とする。設計では、 σ_y と σ_u の代わりにそれぞれ基準強度 F と F_u を用いる。

ボルトの引張接合応力度検定 :

$$\begin{aligned} \text{降伏しない (一次設計)} : \quad p &\leq p_y = F A_e \\ \text{破断しない (二次設計)} : \quad p &\leq p_u = F_u A_e \end{aligned} \quad (8.5)$$

ここで、1本のボルトの降伏引張耐力は p_y 、最大引張耐力は p_u で表される。また、 A_e は有効断面積であるが、ボルトでは軸断面積 A_b の0.75倍、すなわち $A_e = 0.75 A_b = 0.75 \pi d^2 / 4$ としてよい。

また、許容応力度設計では、 p_y は短期許容引張耐力であるため、長期許容引張耐力は $p_y/1.5$ となる。

8.3.4 引張とせん断の組合せ

引張力 p とせん断力 q を同時に受けるボルトの応力度検定 :

- 降伏しない条件 (一次設計)

$$\frac{p}{1.4 p_y} + \frac{1.6 q}{1.4 \sqrt{3} q_y} \leq 1 \quad (8.6)$$

- 破断しない条件 (二次設計)

$$\left(\frac{p}{p_u} \right)^2 + \left(\frac{q}{q_u} \right)^2 \leq 1 \quad (8.7)$$

8.4 高力ボルト接合の設計

高力ボルト接合を設計するとき、一次設計と二次設計の基本的な考えについては以下のようにまとめられている。

- 許容応力度設計法（一次設計法・弾性設計法）で高力ボルト接合を設計するとき、摩擦接合ではすべり耐力に基づき、引張接合では離間耐力に基づき、それぞれ短期許容応力度または高力ボルト 1 本当たりの短期許容耐力を定めている。長期許容応力度または高力ボルト 1 本当たりの長期許容耐力は、短期の値を安全率 1.5 で除したものとしている。
- 終局耐力設計法（二次設計法・塑性設計法）では、接合される部材が全塑性状態に達し十分な塑性変形能力を發揮するまで高力ボルト接合部が破壊しないように設計する。したがって、それに合わせて摩擦接合では最大せん断耐力、引張接合では最大引張耐力を用いる。

8.4.1 摩擦接合

摩擦接合のすべり耐力は高力ボルトの導入軸力と摩擦面のすべり係数に左右される。設計すべり耐力を算定する際の導入軸力を設計ボルト張力といい、次のように定めている。

$$\begin{aligned} 1 \text{ 種 (F8T)} : T_0 &= 0.85FA_e \\ 2 \text{ 種 (F10T)} : T_0 &= 0.75FA_e \end{aligned} \quad (8.8)$$

ここで、 F は高力ボルトの基準強度である。 A_e は高力ボルトのねじ部の有効断面積である。

F8T と F10T の設計基準強度 F にそれぞれ 640N/mm^2 と 900N/mm^2 を代入し、さらに有効断面積 $A_e = 0.75A_b$ とすると次の式が得られる。

$$\begin{aligned} 1 \text{ 種 (F8T)} : T_0 &= 400A_b \\ 2 \text{ 種 (F10T)} : T_0 &= 500A_b \end{aligned} \quad (8.9)$$

実際の施工では、ばらつきやリラクセーション（時間とともに導入軸力が減少していく現象）を考慮して、設計ボルト張力の 1 割増やしの張力を導入する。これは標準ボルト張力と呼ばれる。すべり係数は所定の摩擦面処理を施した一般の構造用鋼材に対して $\mu = 0.45$ としている。

高力ボルトせん断接合の検定：

せん断接合として使用される場合、高力ボルトの一次設計（摩擦接合・すべりが生じない）は

$$\begin{aligned} 1 \text{ 種 (F8T)} : q &\leq q_s = 0.45 \times T_0 = 180A_b \\ 2 \text{ 種 (F10T)} : q &\leq q_s = 0.45 \times T_0 = 225A_b \end{aligned} \quad (8.10)$$

となる。ここで、1 本の高力ボルトあたり 1 摩擦面において、すべり耐力すなわち短期許容耐力は q_s で表される。

また、せん断接合として使用される場合、高力ボルトの二次設計（支圧接合・破断しない）は

$$q_u = \frac{F_u}{\sqrt{3}} A_b \quad (8.11)$$

ここで、1 本の高力ボルトあたり 1 せん断面の最大せん断耐力は q_u で表される。

高力ボルトの二次設計においては、高力ボルト摩擦接合にすべり耐力以上のせん断力が作用し、すべりが生じてしまう。その後は支圧状態となり、高力ボルトにせん断力が作用する。

8.4.2 引張接合

引張接合の理論と実験的検証に基づき、高力ボルト 1 本につき設計用離間耐力 p_{sep} は導入軸力の約 90% であり、すなわち

$$p_{\text{sep}} = 0.9T_0 \quad (8.12)$$

高力ボルト引張接合の検定：

引張接合として使用される場合、高力ボルトの一次設計においては、以下の不等式を満足すべきである。

$$\begin{aligned} \text{1 種 (F8T)}: & \quad p \leq p_{\text{sep}} = 375A_b \\ \text{2 種 (F10T)}: & \quad p \leq p_{\text{sep}} = 465A_b \end{aligned} \quad (8.13)$$

ここで、 p_{sep} は設計用離間耐力である。

また、引張接合として使用される場合、高力ボルトの二次設計においては、引張接合における高力ボルトの最大耐力 p_u はねじ部の破断で決まり、次の式で与えられる。

$$p_u = F_u A_e = 0.75F_u A_b \quad (8.14)$$

8.4.3 引張とせん断の組合せ

引張力 p とせん断力 q を同時に受ける高力ボルトの検定：

- 一次設計において、摩擦接合にすべりが生じない条件式は以下ようになる。

$$q \leq \left(1 - \frac{p}{T_0}\right) q_s \quad (8.15)$$

ここで、 q は高力ボルト 1 本の 1 摩擦面に作用するせん断力、 p は高力ボルト 1 本に作用する引張力、 q_s はすべり耐力、 T_0 は設計ボルト張力である。また、長期荷重に対する許容せん断耐力はその値を 1.5 で除したものとなる。

- 二次設計において、破断しない条件に対しては、高力ボルトが支圧状態となるので、ボルトと同様に次の式を用いる。

$$\left(\frac{p}{p_u}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_u}\right)^2 \leq 1 \quad (8.16)$$

Chapter 9

溶接接合設計

Abstract この章には、溶接接合の設計問題について説明する。

9.1 溶接の基本

溶接 (Welding) は、接合箇所において金属材料が溶融（ようゆう）状態や粘性状態になってお互いに接合される接合法である。大きく分けると、融接、圧接とろう接の三つに分類される。鋼構造では溶接という場合、融接が一般的である。融接 (Fusion Welding) は、電極の間にアーク (Arc) を発生させることで溶接棒の心材または溶接ワイヤを高温にて溶かした溶融金属を接合箇所に供給し、同時に接合箇所の母材の一部も溶かして接合部を一体化する接合方法である。

金属材料の溶接は冶金的接合とも呼ばれ、第 8 章で説明したファスナによる機械的接合に比べて、下記のメリットとデメリットがある。

溶接のメリットとデメリット：

機械的接合に比べて、冶金的接合（溶接）は以下のメリットがある。

- 継手（つぎて）形状がシンプルである。
- 断面欠損がないので継手効率が高い。
- 施工時の騒音が小さい

また、以下のデメリットがある。

- 溶接入熱によってひずみや残留応力が生じる
- (熱影響部の) 材質が変化する
- 切欠きや溶接欠陥が疲労破壊や脆性破壊の原因となる

9.1.1 溶接方法

鋼構造で用いる溶接方法には、被覆（ひふく）アーク溶接、炭酸ガスアーク溶接、サブマージアーク溶接、スタッド溶接、エレクトロスラグ溶接などがあるが、炭酸ガスアーク溶接が最も一般的に使用されている。

炭酸ガスアーク溶接 (CO₂ Gas-shielded Arc Welding) では、リールに巻かれた溶接ワイヤをモーターで自動的に溶接トーチを通して溶接箇所に供給し、炭酸ガスを溶接トーチのノズルから噴出させることで大気からアークを遮断する溶接法である。例えば、ある炭酸ガスアーク溶接機

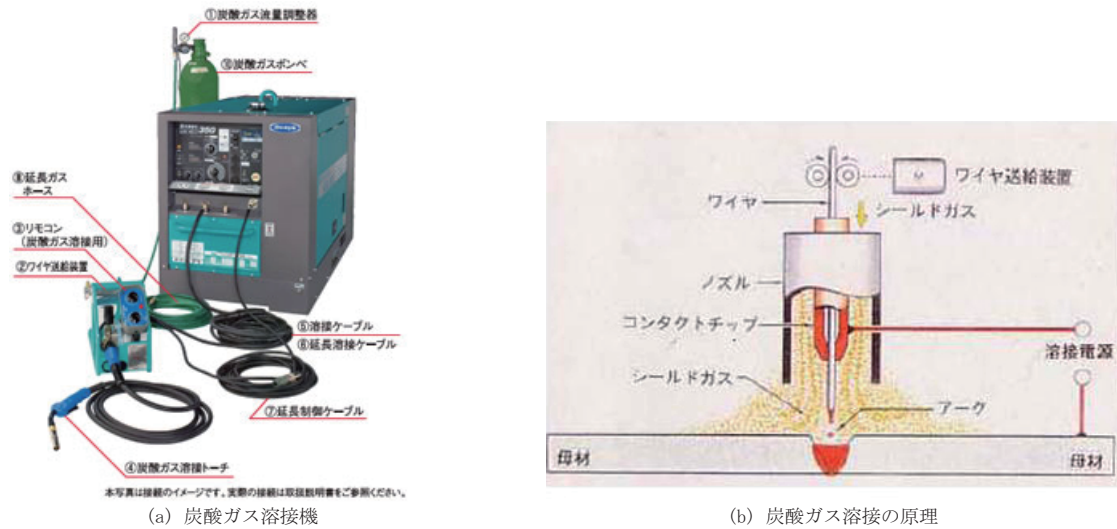


図 9.1 炭酸ガスアーク溶接機とその原理

は図 9.1(a)¹で、その原理は図 9.1(b)²で示している。溶接ワイヤは自動的に供給されるが、溶接トーチを操作する溶接作業は溶接工が行うので、半自動溶接となる。

9.1.2 溶接熱影響

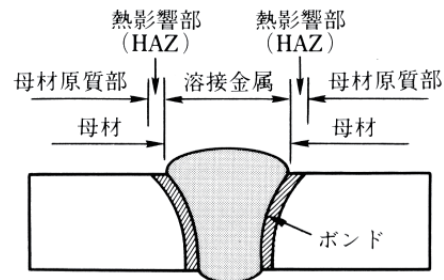


図 9.2 アーク溶接継目の断面（熱影響部）

アーク溶接を行うと、母材と溶接棒（または溶接ワイヤ）が溶融して溶接金属を形成すると同時に、溶接金属に近接した母材は熱的变化をうける。この溶接入熱によって変質した母材の部分を熱影響部 (Heat-affected Zone, HAZ) という。図 9.2に示すように、溶接線に垂直断面を見ると、溶接継目の部分は溶接金属、熱影響部、母材原質部に分けられる。溶接金属と熱影響部の境界は非溶融の境目でボンド (Bond) という。

溶接入熱が大きいほど熱影響部の幅が広がり、また変質の度合いも大きくなる。また、熱影響部は組織、硬さ、強さ、延性、靱性などが母材原質部と異なっている。一般に、熱影響部は母材原質部より硬くなり、硬化という。特に、ボンド近傍で硬さは最高となり、最高硬さと呼ぶ。最高硬さは鋼材の化学成分と冷却速度に依存する。

¹ <http://okinawa-okano.co.jp/e2892381.html>

² http://www.sanpo-pub.co.jp/omoshiro/freshman/post_696.html

鋼材の最高硬さへの影響要素：

- 合金成分が多いほど、最高硬さが高くなる。炭素当量という合金成分の多さを示す指標がある。
- 冷却速度が速いほど、最高硬さが高くなる。
- 溶接入熱が小さいとき、母材の温度が低いとき、または母材の板厚が大きいとき、冷却速度が速くなる。そのため、厚い板を溶接するときには冷却速度を緩和するために母材に予熱あるいは後熱を施すと溶接割れ防止に有効である。

鋼材が硬くなると強さが増やすが、延性が減るため割れが発生しやすくなる。特にボンドに接近した熱影響部部分の靱性が、溶接入熱が大きい場合に、この部分の結晶粒が粗大化し、靱性が低下する。これはボンド脆化といい、溶接端部から脆性破壊しやすい原因となる。

9.1.3 溶接性

溶接性 (Weldability) とは、無理のない適切な溶接作業によって良好な溶接品質が得られる母材の性質をいう。溶接性を表すには、炭素当量と溶接割れ感受性指数という指標が用いられる。これらの数値が低い鋼材ほど溶接性がよい。

熱影響部の最高硬さには母材の化学成分が関係し、特に炭素含有量が硬化性に最も大きな影響を及ぼす。炭素当量 (Carbon Equivalent) とは、ほかの合金成分の硬さへの寄与を炭素に換算して足し合わせたものである。

溶接割れ発生率と相関の高い材料特性と、溶接金属中に拡散性水素量および板厚の影響を足し合わせたものは溶接割れ感受性指数という。

9.1.4 脆性破壊

脆性破壊 (Brittle Fracture) は、延性破壊 (Ductile Fracture) の対義語である。

- 延性破壊は、金属材料の引張試験を行うと塑性ひずみが進行しくびれが生じたのち、荷重が低下する途中で破壊が起こる現象である。
- 脆性破壊は、くびれが生じることなく、すなわち荷重の低下が見られないまま破壊が生じる現象である。

延性のある金属材料においても、以下の三つの条件を全部そろったときに脆性破壊する可能性もある。

延性金属材料の脆性破壊三要素：

- 亀裂の存在
- 引張応力の存在
- 破壊靱性の不足。破壊靱性の不足材料が脆い場合だけでなく、溶接による HAZ の脆化や使用環境における温度の低下なども材料の脆化に関係する。

9.1.5 溶接検査と靱性実験

溶接は材料が連続体となるように接合するため、それが満たされない部分は溶接欠陥となる。溶接欠陥は、外から観察できる表面欠陥とそうでない内部欠陥がある。製品を傷つけないで、欠陥を調べることは、非破壊試験という。溶接部の非破壊試験の方法には、目視試験のほか超音波探傷試験、放射線透過試験、浸透探傷試験、磁粉探傷試験などがある。

鋼材やその溶接部の脆性破壊に対する抵抗能力を知る最も簡便な方法はシャルピー衝撃試験(Charpy Impact Test)である。

9.1.6 溶接継目

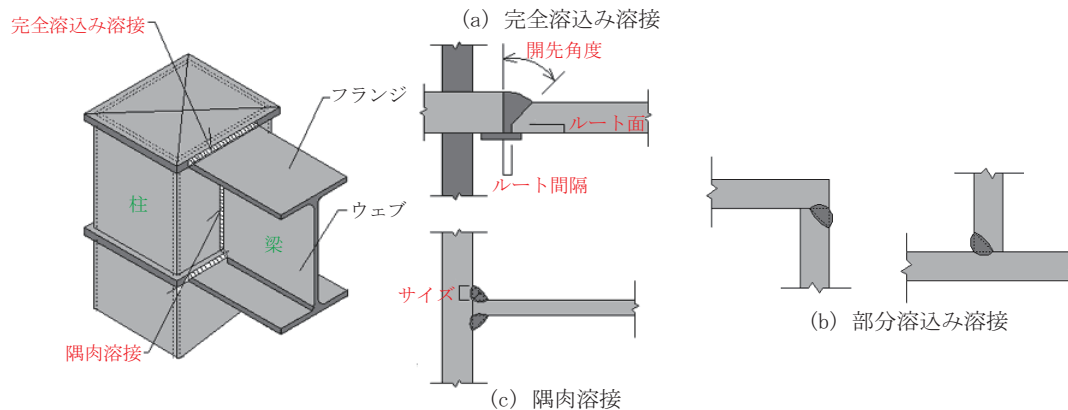


図 9.3 溶接継目 (完全溶込み溶接、隅肉溶接、部分溶込み溶接)

溶接継目(つぎめ)の種類には、完全溶込み溶接、隅肉(すみにく)溶接、部分溶込み溶接、プラグ溶接、スロット溶接、フレア溶接などがある。鋼構造では、図 9.3³ に示すような完全溶込み溶接、隅肉溶接、部分溶込み溶接は一般的に使用されている主要な溶接継目である。

完全溶込み溶接継目(Full Penetration Weld)は、図 9.3(a) に示すように接合する板厚全体にわたって溶融金属を溶かし込むもので、十分な溶込みが得られるように開先(かいさき、Groove)を設ける。溶接時には、開先内は完全に溶接金属で満たし、さらに表面に多少の盛り上がり(よもり)を設ける。被接合材の表面から盛り上がった部分を余盛(よもり)という。完全溶込み溶接は、溶接部の長さ(通常は被接合材の板幅)全長にわたって断続しないで溶接するものであり、設計計算では、接合される板の厚さを溶接部ののど厚としているため、溶接部の断面積は、被接合材の断面積と同じとなる。溶接金属は母材以上の強度を持っているので、応力検定は必要ない。

部分溶込み溶接継目(Partial Penetration Weld)は、図 9.3(b) に示すように接合する板に部分的開先を加工してその部分のみを溶接する接合方法である。一般には接合する板厚が大きい伝達する応力が小さい場合に用いられる溶接継目である。部分溶込み溶接継目は、被接合材の片側のみに用いる場合、引張応力や曲げ(による垂直)応力が作用するときには十分な耐力を発揮できないので、隅肉溶接と同様にせん断力のみを伝達する溶接継目となる。

隅肉溶接継目(Fillet Weld)は、図 9.3(c) に示すように被接合材の角の部分に溶融金属をおいて、被接合材の一部を溶かし込んで接合する溶接継目であり、開先は用いない。この角部には設計上三角形の溶接金属を想定し、その三角形が被接合材と接する部分の長さを隅肉溶接のサイズ s と(Size)呼んでいる。実際の溶接金属が接合材に接している長さを脚長 l (Leg Length)と呼ぶ。二等辺直角三角形の頂点から斜辺に垂直に引いた線の長さを理論のど厚 a (Throat Thickness)と呼ぶ。各部の名称と定義は図 9.4 に示している。隅肉溶接継目では、こののど厚部分を通る断面(のど

³ http://www6.plala.or.jp/tochio/report/report02_2.html の図を編集したもの。

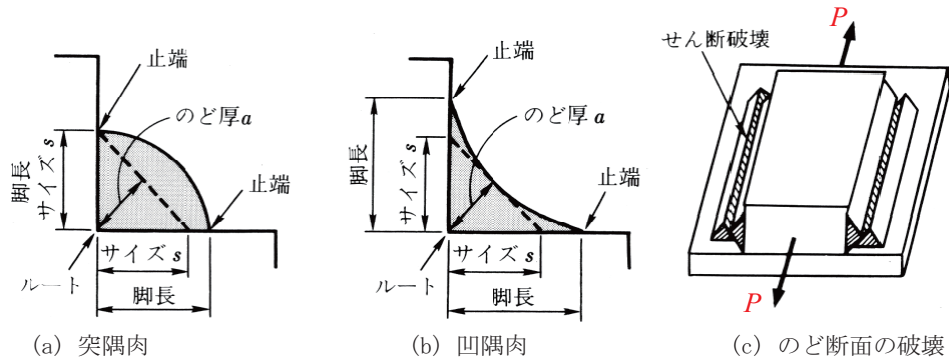


図 9.4 隅肉溶接継目の各部の定義

断面という)でせん断応力を伝達されると仮定し、許容せん断応力度を上回る応力は伝達できないとしている。

9.2 継目溶接の設計

9.2.1 完全溶込み溶接

前も述べたように完全溶込み溶接の場合に、応力を伝える溶接継目の厚さ(のど厚)が母材の厚さより大きいので、自動的に全強接合(接合部の耐力が母材のそれを下回らない接合)となる。したがって、完全溶込み溶接においては、耐力の検定を必要としない。

9.2.2 隅肉溶接

サイズ s とのど厚 a との間に以下の関係式がある。

$$a = \frac{s}{\sqrt{2}} \approx 0.7s \tag{9.1}$$

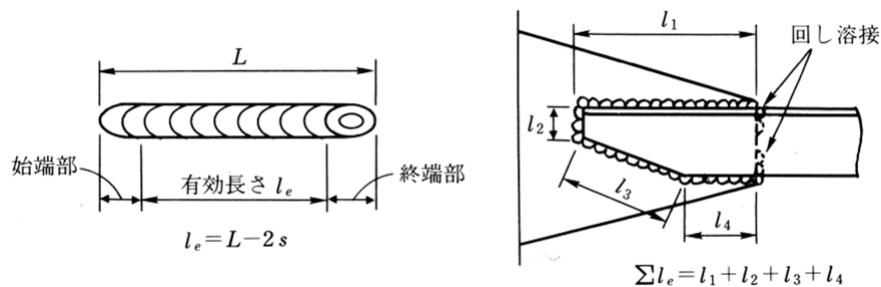


図 9.5 有効長さ l_e の取り方

隅肉溶接の有効長さ l_e を取るには、図 9.5 に示すように溶接の始末端に所要のサイズが確保されるかどうかを考慮する必要がある：

- ・ 始末端のサイズが確保されない場合に、実長から始端と終端でそれぞれサイズを差し引いた長さを有効長さとする

$$l_e = L - 2s \quad (9.2)$$

- 回し溶接を設けたとき、回し溶接を除いた部分をすべて有効長さとしてよい

$$l_e = L \quad (9.3)$$

のど厚 a と有効断面 l_e が作る細長い長方形をのど断面といい、その面積 al_e をのど断面積という。溶接金属の強さは母材より高くなるように施工される前提で、母材の基準設計強度（降伏強さ F 、引張強さ F_u ）を用いて（側面）隅肉溶接の耐力が以下の式で計算できる。

側面隅肉溶接（せん断抵抗）の耐力計算：

- 降伏耐力 Q_y ：

$$(Q \leq) Q_y = \frac{F}{\sqrt{3}} \sum_i (al_e)_i \quad (9.4)$$

- 最大耐力 Q_u ：

$$(Q \leq) Q_u = \frac{F_u}{\sqrt{3}} \sum_i (al_e)_i \quad (9.5)$$

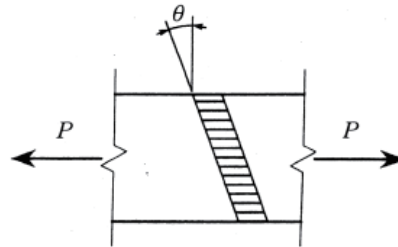


図 9.6 前方・斜方隅肉溶接

しかし、図 9.6 に示すような斜方隅肉溶接の場合に、純粋なせん断応力だけではなく、軸力方向の応力も生じるため、その降伏耐力と最大耐力の計算は以下の式を使う。

前方・斜方隅肉溶接（せん断・軸抵抗）の耐力計算：

- 降伏耐力 P_y ：

$$(P \leq) P_y = \frac{F}{\sqrt{3}} \sum_i (1 + 0.4 \cos \theta_i) (al_e)_i \quad (9.6)$$

- 最大耐力 P_u ：

$$(P \leq) P_u = \frac{F_u}{\sqrt{3}} \sum_i (1 + 0.4 \cos \theta_i) (al_e)_i \quad (9.7)$$

ここで、 θ_i は溶接断面と外力の直角方向との角度である。

9.2.3 部分溶込み溶接

部分溶込み溶接は、開先深さまで溶接金属が溶け込んでいることを前提に、開先深さをのど厚 a として耐力を算定する。

部分溶込み溶接の軸力 P に対する耐力計算：

- 降伏耐力 P_y ：

$$(P \leq) P_y = \bar{F}(al_e), \quad (9.8)$$

ここで、長期荷重のとき、 $\bar{F} = F/1.5$ ；短期荷重のとき、 $\bar{F} = F$ 。

- 最大耐力 P_u ：

$$(P \leq) P_u = F_u(al_e) \quad (9.9)$$

ここで、 F_u は引張強度。

部分溶込み溶接のせん断力 Q に対する耐力計算：

- 降伏耐力 Q_y ：

$$(Q \leq) Q_y = \frac{\bar{F}}{\sqrt{3}}(al_e) \quad (9.10)$$

ここで、長期荷重のとき、 $\bar{F} = F/1.5$ ；短期荷重のとき、 $\bar{F} = F$ 。

- 最大耐力 Q_u ：

$$(Q \leq) Q_u = \frac{F_u}{\sqrt{3}}(al_e) \quad (9.11)$$

ここで、 F_u は引張強度。

軸力とせん断力を同時に受ける場合には、以下の条件式がある。

部分溶込み溶接継目が軸力とせん断力を同時に受ける場合の耐力検定：

部分溶込み溶接継目は、軸力 P とせん断力 Q が同時に次受ける場合、その軸力による垂直応力 σ とせん断力による平均せん断応力 τ は

$$\sigma = \frac{P}{al_e}, \quad \tau = \frac{Q}{al_e} \quad (9.12)$$

となり、降服しない条件および破断が発生しない条件は以下のようにまとめる。

- 降伏しない条件：

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \bar{F} \quad (9.13)$$

ここで、長期荷重のとき、 $\bar{F} = F/1.5$ ；短期荷重のとき、 $\bar{F} = F$ 。

- 破断しない条件：

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq F_u \quad (9.14)$$

ここで、 F_u は引張強度である。

部分溶込み溶接はルート面が溶け込んでいないので切欠きが内在する可能性がある。したがって、構造耐力上重要な接合部で引張力が作用する部分には、完全溶込み溶接を採用したほうがよい。