

韓国の木構造の設計・施工者向け

木造軸組構法：設計と施工の手引き

令和3年3月

一般社団法人 日本木材輸出振興協会

本手引きの策定趣旨及び利用上の注意事項等

1. 策定の趣旨

韓国では、1950年代までは韓屋と呼ばれる伝統的な平屋の木造住宅に住むのが一般的であったが、経済復興の中で森林資源の荒廃や急激な都市化による住宅不足などから、都市部を中心に鉄筋コンクリート造マンションの需要が高まり、木造住宅を志向する国民は限定的となってきている。

21世紀に入り、環境重視や健康志向の向上を背景に、木造の着工戸数は2005年までの年間2,000戸以下から徐々に増加に転じ、2007年に7,000戸、2011年には1万戸を突破してその後は安定的に1万戸以上をキープしている。木造住宅の工法別統計はとられていないようだが、伝統的な韓屋以外に1990年代からはログハウスや枠組壁工法住宅が海外から輸入される形で入ってきており、現在では枠組壁工法住宅が新設木造住宅の大半を占めているとされている。しかし、伝統的な韓屋に対する懐かしさもあり、木材が見える形で施工される韓屋、あるいは日本の木造軸組構法に対する憧れがあるようである。韓国には、潜在的に木造住宅の需要は高く、今後も木造住宅の着工戸数は徐々に増加していくとみてよいだろう。

一方、2017年まで、韓国における2階建て以下の木造住宅は構造計算が不要であったが、2016年頃から地震の頻発を受けて、構造計算書の提出の義務付けなど、近年、韓国の木造関係の規定、制度は大きく変わった。

このような状況の中、プレカット部材や接合金物を使った木造軸組構法による軸組住宅のニーズは増えており、木造軸組構造の設計・施工の技術支援に関する要請は少なくない。こうしたニーズや要請を踏まえ、日韓双方の木材や木造関連企業や業界団体は、日本の木材や木造軸組技術について意見交換や情報共有を行い、具体的な建設案件の技術協力を進めている。

今後、韓国における木造軸組構法の普及を図るためには、現地の木構造関係の設計・施工者向けのマニュアルを作成し、木造軸組構造の設計・施工に係る技術情報を提供していくことは必要であり、このため、2019年7月に「韓国向け木造軸組構造設計・施工マニュアル策定検討委員会」を設置し、それ以降2年にわたる検討を重ね、本手引を作成した。

2. 利用上の注意事項

本手引の作成にあたっては、可能な範囲で韓国の関連基準・規格等の調査・分析、ニーズの把握、現地の関係者へのヒアリングを行い、その結果を踏まえて検討を進め、成果をとりまとめ。実際に木造軸組構造の設計・施工を行う際には、本手引の参照とともに現地の関連法令・基準を確認いただきたい。なお、本手引の関連内容についての照会

や問い合わせは一般社団法人日本木材輸出振興協会 (jwe@j-wood.org) に連絡されたい。

また、今後の関連法改正や基準の改定、設計・施工の実践上の課題や要請、木造軸組住宅関連の技術進歩などを踏まえ、本手引の改訂も視野に入れて考えていきたい。

3. 主要執筆担当

氏名	所属・職名	執筆章節
坂本 功	東京大学 名誉教授	第1章
神谷 文夫	セイホク株式会社 技師長	第1章 第4章 付録A 付録D
長尾 博文	国立研究開発法人 森林研究・整備機構 森林総合研究所 構造利用研究領域 強度性能評価担当チーム長	第2章
加藤 英雄	国立研究開発法人 森林研究・整備機構 森林総合研究所 構造利用研究領域 材料接合研究室 主任研究員	
青木 謙治	東京大学大学院 農学生命科学研究科 准教授	第3章 第4章 付録B 付録C
梶川 久光	明治大学 理工学部建築学科 木質構造研究室 准教授	第3章
岡田 恒	公益財団法人日本住宅・木材技術センター 試験研究所長	第5章 付録E
飯島 敏夫	公益財団法人 日本住宅・木材技術センター 理事兼認証 部長	
逢坂 達男	住友林業株式会社 住宅事業本部 技術部 技師長	第6章
上川 大輔	国立研究開発法人 森林研究・整備機構 森林総合研究所 木材改質研究領域 防耐火担当チーム長	
佐藤 雅俊	東京大学 名誉教授	第7章
小原 勝彦	岐阜県立森林文化アカデミー 教授	第8章 第9章 付録D
川添 英司	建築事務所ゆうぼく人 代表	第9章

注：職名は執筆時点のものである。

4. マニュアル策定検討委員会

	氏名	所属・職名
委員長	青木 謙治	東京大学大学院 農学生命科学研究科 准教授
委員	飯島 敏夫	公益財団法人 日本住宅・木材技術センター 理事兼認証部長
	加藤 英雄	国立研究開発法人 森林研究・整備機構 森林総合研究所 構造利用研究領域 材料接合研究室 主任研究員
	上川 大輔	国立研究開発法人 森林研究・整備機構 森林総合研究所 木材改質研究領域 防耐火担当チーム長
	神谷 文夫	セイホク株式会社 技師長
	川添 英司	建築事務所ゆうぼく人 代表
	小原 勝彦	岐阜県立森林文化アカデミー 教授
	佐藤 雅俊	東京大学 名誉教授
	杉目 勝也	BX カネシン株式会社 営業統括部長
	李 元羽	全国 LVL 協会 技術部長

注：委員の表記は 50 音順である。

なお、マニュアル策定検討委員会の運営事務局は以下のとおり。

吉野 示右	一般社団法人日本木材輸出振興協会 事務局長
井上 幹博	同 参与（総括担当）
趙 川	同 業務部 部長
玉本 極美	同 業務部業務課 担当
池田 亘	同 業務部業務課 担当
吉村 美穂	同 業務部業務課 担当
連絡・問い合わせ先： TEL:03-5844-6275 FAX:03-3816-5062 Email:jwe@j-wood.org	

注：職名等はマニュアルの最終とりまとめ時点のものである。

目 次

第1章 概説	1
1.1 木造軸組構法とは	1
1.2 中国、韓国からの伝来と変遷	1
1.3 耐震規定の歴史	3
第2章 材料	7
2.1 韓国及び日本の木構造に関する材料の概要	7
2.2 韓国の木構造に関する材料規格と強度	7
2.3 日本における構造材料の規格と強度	23
第3章 構造の概要	36
3.1 軸組構法の概要	36
3.2 軸組構法の建て方	37
3.3 基礎	42
3.4 軸組	44
3.5 耐力壁	48
3.6 床組	50
3.7 小屋組	50
第4章 構造設計	55
4.1 一般規定	55
4.2 荷重	55
4.3 必要水平耐力の簡易算定	55
4.4 耐力壁	58
4.5 水平構面（床構面、屋根構面）	66
第5章 接合設計	73
5.1 概要	73
5.2 接合部の形	73
5.3 接合金物と接合具	82
第6章 防耐火設計	86
6.1 防火設計の目的	86
6.2 火災安全性に対する考え方	86
6.3 建築物の火災の進展と法的対応	86
6.4 日本と韓国の耐火性能に関する考え方の違い	88
第7章 耐久設計	90
7.1 耐久設計の要点	90

7.2	防腐・防蟻措置	91
7.3	接合金物・接合具の耐久性向上	94
7.4	耐久性向上のための各部の構造方法等	95
第8章	設計例	104
8.1	設計の概要	104
8.2	振動解析による構造検討	126
第9章	施工手順と主要工事の要点.....	135
9.1	基礎工事	135
9.2	建方（軸組の組立）	141
9.3	屋根工事	150
9.4	断熱、防湿工事	151
9.5	造作、内装工事	152
9.6	その他工事	154
付録A	軸組構造接合部の試験方法と評価方法	156
付録B	木造軸組構法の耐力壁のせん断試験方法・評価方法	163
付録C	木造軸組構法の床組、小屋組耐力壁のせん断試験方法・評価方法	167
付録D	風圧力と地震力の算定方法と簡易計算法（必要水平耐力計算法）の誘導方法 ..	169
付録E	日本住宅・木材技術センター規格金物（Zマーク金物）の耐力性能一覧表....	193

第1章 概説

1.1 木造軸組構法とは

木造軸組構法とは、日本に古くから伝わる伝統的構法を耐震化、台風化した構法である。鉄筋コンクリート基礎に土台を乗せて柱を立て、梁などの水平な材を渡して骨組みを構成し、鉛直力に抵抗する。壁には釘などを用いて合板などを張り、地震力や風圧力に抵抗する。

木造軸組構法の長所は、柱の位置や長さを自由に設定できるため、デザインや間取りの自由度が高いこと。窓やドアなど開口部を自由に設けることができることにある。また外観や内装は、和風でも洋風でも幅広く対応が可能である。

部材の接合には、かつては、和風の接手・仕口と言われ基本的に金物を用いない接合法が用いられてきたが、今日では必要に応じて補助金物で接合強度を補強する必要がある。また、和風の接手・仕口によらず、専用金物を用いる金物工法も増加している。

さらに、和風の接手・仕口や金物工法の接合部の加工は、コンピュータと連動したCAD、CAMで行われるのが一般的になってきた。これにより、個人の技量による精度のばらつきが解消されるとともに、施工期間が短くなっている。

1.2 中国、韓国からの伝来と変遷

日本の軸組構法は、6世紀頃に現在の韓国を経て中国から伝来し、礎石の上に太い柱を置く寺院建築構法（図1.1）をルーツとしている。約900年前の南宋時代には、禅宗寺の構法として太い柱に四角の孔を設けて柱同士をつなぐ横架材（貫）がもたらされた（図1.2）。



図 1.1 中国から伝来した構法による飛鳥寺
礎石の上に柱を建てた



図 1.2 貫（風圧力や地震に抵抗する）

これらの技術の第一の特徴は、基本的に金物を用いないで部材を組み立てる接合部（継手・仕口）にある。金物を用いないのは、耐久性を考えてのことと言われるが、鉄の大量生産が可能になったのは 20 世紀に入ってからであり、当時は一般の建築に鉄を使用できるほどの生産量がなかったことは事実である。

伝統構法は、太い柱に太い鴨居を差した一種のラーメン的な骨組み、貫を通したこれもラーメン的な壁、これに加えて土塗壁を基本とするものである。土塗壁は、柱と柱の間に板を渡し竹木舞を設けて藁の繊維で補強した土を塗ったもので、同様な構法が中国南部にも存在する。

日本は、毎年大型台風と、100 年に一度は激烈な地震に襲われる。それゆえ、鉄を用いないで台風や地震に抵抗できる建築物を建てることは、当時の棟梁たちにとっては非常に困難な命題であったと推察される。伝統構法は、強度は現代の構法ほどは高くないものの、変形が大きくなっても抵抗力を持続する特性があり、変形能力が高く、当時の材料環境の中では、造りうる最良の耐風・耐震構造であったと考えられる。実際の耐震性は、大地震で倒壊するものも多かったが、かろうじて倒壊を免れるものも少なくはないという性能であった。

筋違いなどの斜材は用いられず、その理由として、斜めの材を設けることを文化的に嫌ったなどとも言われるが、筋違い端部や柱―横架材の接合部を強固にしないで安易に筋違いを設けると、逆に力と呼び込んで脆性的に破壊しやすくなることは事実であり、筋違いの効用は知りながら、あえて使用しなかったとも考えられる。

1900 年代に入り、欧米からのトラスを中心とする構造様式が入ってくると、台風・耐震性の増強のために筋違いが入れられ、鉄の大量生産の開始とともに、釘、かすがい、ボルトなどの金物が使用されるようになった。これが軸組構法の伝統構法からの誕生である。

住宅における筋違いの使用は、第二次世界大戦後に建築基準法ができて、耐震性を確保しなければならなくなっただけからは、ほぼ必須となった。耐風・耐震性能を筋違いによって確保することにより、太い柱と鴨居の組み合わせは不要となり、柱の断面寸法は 105mm 又は 120mm 角が標準となり、梁の断面寸法は、幅が 105mm 又は 120mm でせいはスパンが大きくなるにしたがって 30mm 刻みで大きくなるものとなった。

1970 年代には北米の枠組壁工法が導入され、合板を釘打ちした壁、床、屋根の強度が高いことが分かると、軸組構法でも壁、床、屋根に合板を張るようになっていった。その流れは緩やかで今日でも続いている。壁、床、屋根の全て合板を張ったものは、耐風・耐震メカニズムにおいては枠組壁工法とほぼ同様と考えられる。

軸組構法のもう一つの大きな特徴は、施工方法にある。一般に、あらかじめ、すべての構造部材の接合部の加工を行い、それを工事現場に持ち込んで数日で建て上げる方法が採用されてきた。これは、できるだけ早く屋根をかけ木材を雨に濡らさないようにするためであり、雨の多い日本で考え出された知恵である。短時間で建て上げられるよう

に、すべての接合部は、引力を利用して、落とし込む、楔やほぞを叩きこんで締めるという方式になっている。

施工方法には素晴らしい利点があるものの、その欠点は、軸組構法の生産性が大工の人数によることであった。そのため、工務店が事業を拡大しようとしても、多数の大工を雇う必要があり、その規模には限界があった。実際、部材の加工に技術を要しないで、極端に言えば金づちと鋸さえあれば建て上げられる杣組壁工法が増加するとともに、軸組構法は衰退するとの危惧さえ待たれた時代があった。

それを打ち破ったのは、1980 年代半ばに行われた接合部の加工を行う機械（プレカット機）の発明である。接合部の性能は加工精度に依存し、従って大工技量に依存するが、機械による加工は精度が高いという利点がある。プレカット機はどんどん改良され、今日ではコンピュータで制御され（CAM）、コンピュータによる設計（CAD）と連動して、自動的に加工するシステムとなっている。これにより、工務店の大規模化が進み、資本の集中が技術革新を加速するという現象が生じた。

プレカット機による接合部は、今日では、耐風・耐震性を増強するため、金物で補強を行うが、その基本的な形状は、施工性に優れた伝統的な形状を踏襲している。また、伝統的な形状によらない金物による接合法が発明されているが、引力を利用して落とし込む、楔やほぞを叩きこんで締めるという施工のための知恵とメカニズムは、伝統構法を踏襲したものが多く。

プレカット機の登場により、大きく変わったのが材料と工期である。木材は未乾燥であれば建て上げた後で曲りやねじれなどを生じる。そのため、かつては建て上げ後しばらく放置し、十分に乾燥と寸法変化を生じさせた後で、胴縁などで面の直線性を出して内外装を行う方法が一般的であったが、今日では十分に乾燥させた製材や集成材、LVL を使用し、時間をおかずに、構造材に、直接、内外装材を取り付ける工法が採用されている。このため、工期は大きく短縮され、今日では基礎が完成してから 3～4 か月が標準になっている。

また、人工乾燥材や集成材等を用いる第二の理由として、曲りやねじれがあるなど寸法精度の悪い材をプレカット機にかけると、接合部の位置の精度が悪くなり、現場では建て上げができないなどのトラブルを生じることがある。人工乾燥製材の生産量は増加しているが、集成材と比較して供給力が低く、シーズンを通しての安定供給にも難がある。そのため、製材から集成材に切り替える工務店が増加している。集成材、LVL、合板などのボード類は EW（Engineered Wood）と言われる。

このように軸組構法は、歴史的に進化を遂げてきたが、これからも進化を続ける構法であるといえよう。

1.3 耐震規定の歴史

日本は、古来様々な自然災害に遭ってきた。なかでも、地震による災害や台風による

災害（風害や水害）が甚大であった。また、多くの建物が木造であり、都市部ではそれが密集していることにより、大火災が起きることもしばしばあった。

これらの災害を未然に防ぐために、法令や設計法が整備されてきたが、ここでは、地震災害を中心に、地震被害と法令の関係について概説する。一言で言えば、ある地震災害が起こった時に、そのような災害が再び起こらないように法令が整備される、という歴史であった。なお、ここでは、戸建て規模の軸組構法住宅を中心に述べる。

1.3.1 濃尾地震と震災予防調査会

江戸時代までは遡らないことにして、日本が鎖国から開国し、西洋文明が日本に流入してきたころ、すなわち明治維新（1868）以降について、地震災害と耐震の研究と法令の整備について説明する。

理学の一分野としての地震学の研究は、明治の初めころから始められていたが、建物を地震災害から守るための研究、つまり耐震の研究が始まったのは、1891 年の濃尾地震がきっかけであった。

この濃尾地震は、日本の中部地方の内陸地震であったが、マグニチュードが約 8 と推定される巨大地震であった。もちろん、この地震による被害は甚大で、その翌年 1892 年には、震災予防調査会という組織（現在の東京大学地震研究所の前震）が設置されて、耐震工学の研究が開始された。

1.3.2 関東地震と市街地建築物法の耐震基準

1923 年に起こった関東地震は、東京など首都圏を含む広い範囲に大きな被害をもたらしたが、とくにその地震の直後に発生した地震火災により、人的にも物的にも被害が非常に増大し、関東大震災と名付けられる大災害となった。

この関東地震の教訓をうけて、翌年の 1924 年に、すでに制定されていた市街地建築物法に、耐震規定が盛り込まれた。これが日本における耐震基準の最初である。その内容は、いわゆるビルものに対しては、設計震度を 0.1 として許容応力度計算をすること、木造建築物（都市部に建つ規模の大きいもの）は適当に筋交いをいれること、などであった。

1.3.3 福井地震と建築基準法の耐震基準

1948 年の福井地震は、地方都市の直下で起こった地震で、範囲は広くないがきわめて強い揺れで、多くの木造建築物が倒壊した。

この福井地震の 2 年後の 1950 年に、市街地建築物法が衣替えして建築基準法となった時、耐震基準も見直された。ビルものの設計震度は、これまでの許容応力度を長期許容応力度とし、その 2 倍（コンクリート、木材）または 1.5 倍（鉄鋼）を短期許容応力度とするという長期・短期の 2 段階になったのに応じて、0.2 に引き上げられた（した

がって、耐震性の要求水準はほとんど変わっていない)。

木造建築物のうちでも大多数を占める戸建て住宅規模のものに対しては、耐震設計の便宜的な方法として「壁量計算」が採り入れられた。これは、床面積（地震力に対応）に応じて耐力壁（筋交いの入った壁など、抵抗力に対応、壁倍率で評価する）の長さ（必要壁量、何階建ての何階かや、屋根葺き材材によって異なる）を規定するものである。その背景には、福井地震の被害調査結果から、木造住宅では壁が多いほど被害が少なかったという事実と、それまでに行われてきた耐力壁の実験結果があった。

この「壁量計算」による設計法は、その後 1971 年に、耐風設計法としても採り入れられた。耐震計算用の必要壁量と耐風設計用の必要壁量とは、数値は改正されているが、方法としては現在も使われている。

1.3.4 十勝沖地震と新耐震基準

1968 年に起こった十勝沖地震は、東北地方から北海道にかけて強い揺れをもたらしたが、その被害の様相は非常に衝撃的であった。4 年前の新潟地震では、地盤の液状化により鉄筋コンクリート造の集合住宅が転倒する被害などがあったが、主体構造で大きな被害を受けたものは少なく、「鉄筋コンクリート造は耐震的」ということが確認されたようにみえた。

それがこの十勝沖地震では、短柱の剪断破壊によって鉄筋コンクリート造の多くの校舎や庁舎などが崩壊した。このことは、これまでの設計震度を 0.2 として許容応力度設計だけをしていたのでは、強い地震動に対しては倒壊するものがあることを意味していた。このような認識のもとに、新しい耐震設計法を作るための国をあげての研究が開始された。「新耐震設計法の開発」という総合技術開発プロジェクトである。

この総プロの成果を受けて、建築基準法の耐震規定が大改正され、1981 年に施行されたが、その内容が「新耐震基準」と呼ばれている。

この新耐震基準では、ある規模を超えるビル等では、これまでの設計震度 0.2 に対する許容応力度計算によってまれな地震動（中地震動）に対しては損傷しないことを確認するとともに、ごくまれな地震動（大地震動）に対しても、倒壊だけはしないことを確認するために、保有水平耐力計算が要求されることになった。この保有水平耐力計算は、設計震度（正確には、基準層剪断力係数）1.0 に対して、塑性化してもよいが倒壊はしないような耐震性を有することを確認する方法である。

この新耐震基準は、その後の修正（というよりは追加）がありはするが、基本的には現行耐震基準である。

1.3.5 新耐震基準における木造建築物の耐震設計

新耐震基準は、鉄筋コンクリート造など規模の大きい建築物に主眼をおいたものといえるが、もちろん木造建築物についても改正が行われた。

木造関係の大きな改正は、壁量計算の見直しであり、必要壁量が大幅に増加し、合わせて壁倍率も見直された。これら数値は、許容応力度計算の結果とほぼ同等になるように決められている。必要壁量は、中地震動に対する地震力（基準層剪断力係数 0.2）をもとに決定された。また、壁倍率も、それまでの多くの実験結果を基に、おおむね弾性限界あるいは損傷限界を許容耐力と見なして、評価し直された。（なお、ごく一般的な木造住宅の場合には、許容応力度計算されたものは、ごくまれな地震動（大地震動）に対しても、辛うじて倒壊はしないと推測されている。）

1.3.6 阪神・淡路大震災と基準の明確化

1995 年に、兵庫県南部地震が起こり、阪神・淡路大震災と名付けられた大災害が引き起こされた。この地震は、神戸という大都市の直下の断層が動いたもので、神戸の中心部などで、震度 7（気象庁震度階で最も強い揺れ）の揺れが生じ、多くのビルや木造住宅が倒壊した。ただし、新耐震基準が施行された 1981 年以降のものには比較的被害が少なく、新耐震基準は有効であったとの評価がなされた。

木造住宅の被害調査が精力的に行われ、その結果、倒壊したり大きな被害を被った木造住宅は、耐力壁の配置が偏っていたり、柱と横架材（土台など）との接合部が不備だったりすることが明らかとなった。

耐震基準としては、1950 年の建築基準法制定当初から、耐力壁はつり合いよく配置すべきことと、柱の接合部は緊結すべきことが規定されていたが、それらがいわば精神規定的であり、実務上具体的にどのようにすればいいかが明確ではなかった。そのことが上記の様な不備を招いたとの反省がなされた。

このような反省を教訓として、新耐震基準の木造関係の規定を明確にした告示があらたに出され、2000 年に施行された。このことを、（耐震）基準の明確化と呼んでいる。

耐力壁のつり合いよい配置については 4 分割法が示され、接合部については金物による具体的な接合方法が示された。

1.3.7 現行耐震基準と熊本地震

2016 年に、九州で熊本地震が起こった。益城町という熊本市の隣の町で、震度 7 が 2 回観測され、新しいものも含め、多くの木造住宅が倒壊した。中には、上記の 2000 年の基準の明確化の後に建てられた木造住宅にも、倒壊したものがあつた。しかし、2000 年以降の木造住宅全体としては倒壊したものは少数であり、また木造以外でも、新耐震基準以降の建築物の被害が少ないということから、新耐震基準（基準の明確化を含む）を改正しようという動きは、今のところないようである。

したがって、木造建築物の耐震基準は、当面、新耐震基準（基準の明確化を含む）のままであると考えられる。

第2章 材料

本章では、木造軸組構法に使用する材料について、韓国における構造用製材、構造用集成材、構造用合板の規格と強度を整理する。次に、韓国の木構造に対応可能な日本の構造用製材、構造用集成材、構造用合板の規格と強度について、その対応関係を示す。

2.1 韓国及び日本の木構造に関する材料の概要

軸組構法の構造躯体には、製材、集成材、単板積層材（LVL）の構造用軸材料及び合板、OSBなどの構造用面材料を使用することができる。また、韓国の軸組構法に関する基準には、木構造（KDS 41 33 01：2016）（以下、KDS 41 33 01）、小規模建築構造基準（KDS 41 90 33：2018）（以下、KDS 41 90 33）、木構造主要構造材の間の接合部で金物を使用せずに伝統構法によって木材同士の合わせだけで接続する伝統木構造（KDS 41 33 06：2016）（以下、KDS 41 33 06）などがある。いずれも、日本の軸組構法で使用する材料を使用できると考えられるが、KDS 41 33 01 では公称寸法 125×125 mm（実寸法 114×114 mm）以上の部材、KDS 41 90 33 では一片が 117mm 以上の部材、KDS 41 33 06 では主な構造部が公称寸法 125×125 mm（実寸法 114×114 mm）以上の部材と定められている。また、韓国の木材製品の品質基準を定めた規格には、針葉樹の構造用材（KSF3020:2018）、構造用合板（KSF3113:2016）、国立山林科学院告示第 2019-10 号（以下、告示）があるが、2020 年 12 月時点では告示が最新のため、木材製品の品質基準については告示を取り上げることとした。なお、告示では製材、集成材、合板の品質基準を付属書で定めている。

一方、日本の軸組構法では、柱や梁などの構造部材として、比較的小規模な住宅には材幅が 105mm または 120mm の材料を使用し、中・大規模な建築物には材幅が 150mm の材料を使用することが多い。なお、それぞれの材料に対して設定している強度の対応関係等を把握することが必要である。

2.2 韓国の木構造に関する材料規格と強度

2.2.1 構造用製材

KDS 41 33 01 では、構造用製材の種類を 1 種構造材（枠組壁工法用製材）、2 種構造材（梁構造材）、3 種構造材（柱構造材）の 3 つに分類している。また、軸組構法には、公称寸法 125×125 mm（実寸法 114×114 mm）以上の部材を用いることとしている。そのため、軸組構法には、2 種構造材（梁構造材）と 3 種構造材（柱構造材）を使用することとなる。次に構造材の等級区分として、目視によって木材の欠点を評価する目視等級区分と機械的に木材の強度特性を評価する機械等級区分の 2 つが定められている。ただし、告示では機械等級区分の適用を 1 種構造材に限定している点に注意する必要がある。

また、KDS 41 90 33 では、まず構造耐力上曲げや引張荷重を支持する部材に用いる構造

用製材の品質は、告示またはKSF3020の2級以上としている。次に、梁に用いる構造用製材は2種構造材とし、その品質も告示またはKSF3020の2級以上としている。また、柱に用いる構造用製材は3種構造材とし、その品質は告示またはKSF3020の2級以上としている。なお、土台に使用する構造用製材は告示またはKSF3020の3級まで使用することができるが、告示の木材の防腐・防虫処理基準規定に規定された使用環境カテゴリ H3 に対応することとしている。

告示における構造用製材の標準断面寸法については、2種構造材（梁構造材）の標準断面寸法は、表2.1のとおりである。また、3種構造材（柱構造材）の標準寸法は、表2.2のとおりである。なお、長さについては、0.9m 以上について 0.3m の等差級数ごとに数値を増加したものが標準寸法となる。

表2.1 2種構造材（梁構造材）の標準断面寸法（単位：mm）

幅 厚さ	180	210	240	270	300	330	360	390	420	450
120	○	○	○	○	○	-	-	-	-	-
150	-	○	○	○	○	-	-	-	-	-
180	-	-	○	○	○	○	-	-	-	-
210	-	-	-	○	○	○	○	-	-	-
240	-	-	-	-	○	○	○	○	-	-
270	-	-	-	-	-	○	○	○	○	-
300	-	-	-	-	-	-	○	○	○	○
330	-	-	-	-	-	-	-	○	○	○
360	-	-	-	-	-	-	-	-	○	○
390	-	-	-	-	-	-	-	-	-	○

表2.2 3種構造材（柱構造材）の標準断面寸法（単位：mm）

幅 厚さ	120	150	180	210	240	270	300	330	360	390	420	450
120	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
150	-	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-
180	-	-	○	○	-	-	-	-	-	-	-	-
210	-	-	-	○	○	-	-	-	-	-	-	-
240	-	-	-	-	○	○	-	-	-	-	-	-
270	-	-	-	-	-	○	○	-	-	-	-	-
300	-	-	-	-	-	-	○	○	-	-	-	-
330	-	-	-	-	-	-	-	○	○	-	-	-
360	-	-	-	-	-	-	-	-	○	○	-	-
390	-	-	-	-	-	-	-	-	-	○	○	-

420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	○	○
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	○

構造用製材の目視等級目視等級の基準については、2種構造材（梁構造材）は表2.3、3種構造材（柱構造材）は表2.4のとおりである。

表2.3 2種構造材（梁構造材）の目視等級別品質基準

等級 欠点事項		1級	2級	3級
単独 節径 比	狭い材面	20%以下のもの	30%以下のもの	40%以下のもの
	広い材縁部	20%以下のもの	30%以下のもの	40%以下のもの
	材面中央部	25%以下のもの	35%以下のもの	45%以下のもの
集中節径比		上の基準の以下のもの		
丸み(長さ除外)		10%以下のもの	20%以下のもの	30%以下のもの
割裂		幅の1/2以下のもの	幅以下のもの	幅の2倍以下のもの
目回り		厚さの1/6以下のもの	厚さの1/6以下のもの	厚さの1/2以下のもの
曲がり		0.3%以下のもの	0.4%以下のもの	0.5%以下のもの
平均年輪幅		6mm以下のもの	8mm以下のもの	制限なし
繊維走行傾斜		1:12以下のもの	1:8以下のもの	1:6以下のもの
その他の欠点		軽微であるもの	軽微であるもの	顕著でないもの

表2.4 3種構造材（柱構造材）の目視等級別品質基準

等級 欠点事項		1級	2級	3級
単独節径比		25%以下のもの	35%以下のもの	45%以下のもの
集中節径比		上の基準の2倍以下のもの		
丸み(長さ除外)		10%以下のもの	20%以下のもの	30%以下のもの
割裂		幅以下のもの	幅の1.5倍以下のもの	幅の2倍以下のもの
目回り		厚さの1/6以下のもの	厚さの1/6以下のもの	厚さの1/2以下のもの
曲がり		0.3%以下のもの	0.4%以下のもの	0.5%以下のもの
平均年輪幅		6mm以下のもの	8mm以下のもの	制限なし
繊維傾斜		1:12以下のもの	1:8以下のもの	1:6以下のもの
その他の欠点		軽微であるもの	軽微であるもの	顕著でないもの

目視等級区分を適用する構造用製材の樹種群とそれに対応する樹種との関係は、表2.5のとおりである。なお、表2.5に含まれない樹種については、その樹種の基準許容応力が表2.6の基準許容応力に対応することが証明されれば、構造用製材として使用できる。

表2.5 目視等級区分を適用する構造用製材の樹種群とそれに対応する樹種

樹種群	樹 種
カラマツ類	カラマツ、アメリカカラマツ、ダフリカカラマツ
松類	マツ、ヒノキ、リギダマツ、アメリカオオモミ
朝鮮五葉松類	チョウセンマツ、エゾマツ、スプリース、ホワイトウッド、レッドウッド、ラジアータパイン
杉類	スギ、モミ、ベイスギ

目視等級区分を適用する構造用製材の基準許容応力は、表2.6のとおりである。

表2.6 目視等級区分を適用した構造用製材の基準許容応力 (MPa)

樹種群	等級	曲げ F_b	縦引張 F_t	縦圧縮 F_c	横圧縮 $F_{c\perp}$	剪断 F_v	曲げ弾性係数 E
カラマツ類	1級	7.8	5.4	8.8	3.5	1.25	12,200
	2級	5.9	3.9	5.9	3.5	1.25	10,800
	3級	3.4	2.5	3.4	3.5	1.25	9,300
松類	1級	7.4	4.9	7.4	3.0	1.10	10,300
	2級	5.9	3.4	4.4	3.0	1.10	8,800
	3級	3.4	2.0	2.9	3.0	1.10	8,300
朝鮮五葉松類	1級	5.9	4.9	6.9	2.5	0.95	8,300
	2級	4.9	3.4	4.4	2.5	0.95	7,400
	3級	2.9	2.0	2.9	2.5	0.95	6,900
杉類	1級	4.9	3.9	5.9	2.5	0.90	8,300
	2級	3.9	2.5	3.9	2.5	0.90	6,900
	3級	2.5	1.5	2.5	2.5	0.90	5,900

構造用製材の機械等級区分の基準は、表 2.7 のとおりだが、先に述べたとおり 1 種構造材（枠組壁工法用材）に限り適用することができる点に注意が必要である。

表2.7 機械等級区分を適用した構造用製材の品質基準

等級 区分	E6	E7	E8	E9	E10	E11	E12	E13	E14
曲 げ 弾 性 係数 (GPa)	6以上 7未満	7以上 8未満	8以上 9未満	9以上 10未満	10以上 11未満	11以上 12未満	12以上 13未満	13以上 14未満	14以上
丸 い エ ッ ジ (長さ除 外)		30%以下のもの							
割 裂		幅の2倍以下のもの							
目 回 り		厚さの1/2以下のもの							
曲 げ		0.5%以下のもの							
そ の 他 の 欠 点		顕著でないもの							

構造用製材の含水率含水率基準は表2.8のとおりである。

表2.8 構造用製材の含水率基準

区分		記号	含水率基準
乾燥材	乾燥 12	KD12, D12	12% 以下
	乾燥 15	KD15, D15	15% 以下
	乾燥 19	KD19, D19	19% 以下
生 材*		G	19% 超過

* ただし、1種構造材（枠組壁工法用）には生材の基準は適用しない。

寸法に対する許容差は、製材の種類に関係なく共通で表2.9のとおりである。

表2.9 製材の寸法に対する許容差

区分	厚さ及び幅		長さ 許容差
	寸法	許容差	
乾燥材	30mm未満	± 0.5mm	+ 制限なし - 0
	30mm以上、90mm未満	± 1.0mm	
	90mm以上	± 1.5mm	
生材	90mm未満	+2.0mm、-0mm	
	90mm以上	+3.0mm、-0mm	

2.2.2 構造用集成材

KDS 41 33 01 では、規格に基づく強度評価によって選別したラミナの繊維方向を互いに平行に集成・接着し、特定の応力に耐えるように工学的に生産した製品と定義している。

また、KDS 41 90 33 では、まず構造耐力上曲げや引張荷重を支持する部材に用いる構造用集成材の品質は、告示または KSF3021 の各評価に適合し、これと同等以上のものを使用することとしている。次に、梁に用いる構造用集成材は、告示または KSF3021 の 9S-25B 以上の非対称異等級構成集成材または 9S-27B 等級以上の対称異等級構成集成材を使用することとしている。また、柱に用いる構造用集成材は、告示または KSF3021 の 9S-31B 以上の非対称異等級構成集成材またはそれ以上の性能を有する対称異等級構成集成材を使用することとしている。

構造用集成材に関する主な用語と定義は、次のとおりである。

- (1) 構造用集成材：構造物の荷重を支持する耐力部材として使用する集成材
- (2) 最外層ラミナ：異等級構成集成材の両側最外部表面から両側に接する長辺の長さの $1/16$ 以内の部位に使用されるラミナで、曲げ荷重下で圧縮応力が作用する上面に使用される圧縮側最外層ラミナと引張応力が作用する下面に使用する引張側最外層ラミナ
- (3) 外層ラミナ：異等級構成集成材の両側最外部表面から両側を接する長辺の長さの $1/16$ 以上 $1/8$ 以内の部位に使用するラミナ
- (4) 中間層ラミナ：異等級構成集成材の両側最外部表面から両側を接する長辺の長さの $1/8$ 以上 $1/4$ 以内の部位に使用するラミナ
- (5) 内層ラミナ：異等級構成集成材の両側最外部表面から両側を接する長辺の長さの $1/4$ 以上離れた部位に使用するラミナ
- (6) 機械等級区分ラミナ：機械等級区分機によって測定したラミナの弾性係数に基づく評価と、目視検査によって評価した材面の欠点に基づく評価がラミナの品質基準に適合していることを総合的に評価したラミナ
- (7) 構造用集成材の強度等級：規格または告示により定めた構造用集成材の強度等級に表示され、S は当該等級の平均曲げ弾性係数の値、B は曲げ強度の品質基準に対応する値

構造用集成材はラミナ構成に応じて、同一等級集成材、異等級集成材に区分すると共に、ラミナ配置に基づき対称構成集成材と非対称構成集成材とがある。

- (1) 異等級構成集成材：構造用集成材を構成するラミナの等級が異なる集成材
- (2) 同一等級構成集成材：構造用集成材を構成するラミナの等級が全て同じ集成材
- (3) 対称構成集成材：異等級構成集成材のうち中立軸に対しラミナの等級を対称に配置した集成材
- (4) 非対称構成集成材：異等級構成集成材のうち中立軸に対しラミナの等級を非対称に配置した集成材

構造用集成材は、断面の大きさに応じて、大断面集成材、中断面集成材及び小断面集成材に区分する。

- (1) 大断面集成材：断面寸法が短辺 150mm 以上、断面積が 30,000mm² 以上の構造用集

成材

- (2) 断面寸法が短辺 75mm 以上、長辺 150mm 以上の構造用集成材で大断面集成材を除いたもの
- (3) 大断面集成材と中断面集成材に該当しない構造用集成材

構造用集成材を製造するためのラミナの厚さは、50mm 以下として、集成材製造後仕上げ等により上下表面最外層ラミナの厚さが減少されることがあるが、断面の中心軸に対して上下対称になければならない。構造用集成材の製造後仕上げ等により減少した最外層ラミナの厚さは、他のラミナ厚さの 80% 以上にならなければならない。ただし、同等級集成材や実証試験やモデル試験を通じて検証された強度を有する異等級集成材の場合には、仕上げ後最外層ラミナの厚さを、他のラミナ厚さの 3 分の 2 以上とすることができる。

構造用集成材の接着剤は、使用環境の接着性能を満足させることができるものであってラミナの厚さ、幅、または長さ方向にフェノール系接着剤、アミノ系接着剤、イソシアネート系接着剤、またはこれらと同等以上の性能を有する接着剤を使用する。また、構造用集成材の品質基準は、表 2.10 のとおりである。

表 2.10 構造用集成材の品質基準

区分			基準
接着 強度 ^a	試験 I	浸漬剥離試験	1. 試験片の両端面で長さ 3mm 以上の剥離を対象に測定し、その剥離率が 5% 以下であること 2. それぞれの接着層に現れる剥離長さが各接着層長さの 1/4 以下であること 3. 試験片の片端面に現れるすべての剥離長さの合計が部材の積層方向辺の長さの 1/4 以下であること
		煮剥離試験	
	試験 II	ブロックせん断試験	
含水率（乾量）			規定のブロックせん断試験に合格すること
ホルムアルデヒド 放散量			15% 以下であること
			SE ₀ 平均値 0.3mg/L 以下、最大値 0.4mg/L 以下
			E ₀ 平均値 0.5mg/L 以下、最大値 0.7mg/L 以下
ラミナの最小積層数			E ₁ 平均値 1.5mg/L 以下、最大値 2.1mg/L 以下
ラミナの最小積層数			1. 異等級構成集成材は 4 枚以上であること 2. 同一構成集成材は 2 枚以上であること
曲がり（通直集成材のみ）			部材の長さ 1m に対して横方向変位が 1mm 以下であること

^a: 構造用集成材の接着強度は、試験 I と試験 II のどちらかに合格しなければならない。

異等級構成集成材の強度等級と構成するラミナの機械等級との関係は、表 2.11 のとおりである。また、対称異等級構成集成材のラミナの構成基準は表 2.12、非対称異等級構成集成材の引張側と圧縮側のラミナの構成基準は表 2.13 のとおりである。

表 2.11 異等級構成集成材の強度等級

対称異等級構成集成材		非対称異等級構成集成材	
強度等級	最外層ラミナ機械等級	強度等級	引張側最外層ラミナ機械等級
15S－43B	E18	14S－42B	E18
13S－37B	E16	12S－36B	E16
12S－33B	E14	11S－31B	E14
10S－30B	E12	10S－28B	E12
9S－27B	E11	9S－25B	E11
8S－25B	E10	8S－24B	E10
7S－24B	E9	7S－22B	E9
6S－22B	E8	6S－21B	E8

表 2.12 対称異等級構成集成材のラミナ構成基準

最外層ラミナ	外層ラミナ	中間層ラミナ	内層ラミナ
Lであること	－1L以上であること	－2L 以上であること	－4L 以上であること

なお、Lは表 3 で示した、該当構成集成材の最外層のラミナ機械等級基準である。また、－nL は、L より n 等級低いラミナ機械等級である。

表 2.13 非対称異等級構成集成材のラミナ構成基準

引張側ラミナ			内層ラミナ	圧縮側ラミナ	
最外層ラミナ	外層ラミナ	中間層ラミナ		中間層ラミナ	外層ラミナ 最外層ラミナ
L である こと	－1L 以上である こと	－2L 以上である こと	－4L 以上である こと	－3L 以上である こと	－2L 以上であること

同一等級構成集成材の強度等級は、表 2.13 のとおりである。また、同一等級構成集成材は、表 2.14 のラミナの機械等級により構成する。

表 2.14 同一等級構成集成材の強度等級

4 枚以上の同一構成 集成材の強度等級	3 枚以上の同一構成 集成材の強度等級	2 枚以上の同一構成 集成材の強度等級	ラミナの機械等級
17S－54B	17S－49B	17S－45B	E18
15S－46B	15S－43B	15S－39B	E16
13S－40B	13S－37B	13S－34B	E14

12S－37B	12S－33B	12S－30B	E12
10S－34B	10S－30B	10S－28B	E11
9S－31B	9S－28B	9S－27B	E10
8S－30B	8S－27B	8S－25B	E9
7S－27B	7S－25B	7S－24B	E8
6S－25B	6S－24B	6S－22B	E7

構造用集成材の寸法の許容差は、構造用集成材の種類ごとに定められており、高さ、幅及び長さの許容差は、表 2. 15 のとおりである。また、曲がりの許容差は、長さ 6, 000mm 以下の場合は 6mm 以下、長さ 6, 000mm 以上の場合は長さが 6, 000mm 増加するごとに 3 mm ずつ許容限度を増加させるが、許容限度の最大値は 19mm である。

表 2. 15 構造用集成材寸法の許容差

区分	許容限度	
	大断面集成材	中断面集成材及び小断面集成材
幅及び高さ	±1. 5 %で±5mmを超えることはできない。	±1. 5 %で±3mmを超えることはできない。
長さ	+ 制限なし - 0	

構造用集成材の曲げ弾性係数及び曲げ強さに関する品質基準は、表 2. 16 のとおりである。また、非対称異等級構成集成材の圧縮側の曲げに関する品質基準は、表 2. 17 のとおりである。

表 2.16 構造用集成材の曲げ弾性係数及び曲げ強さの品質基準

区分	積層数	強度等級	曲げ弾性係数 (10 ³ MPa)		曲げ強さ (MPa)
			平均値	下限値	
対称異等級構成 集成材	—	15S－43B	15	12	43
		13S－37B	13	11	37
		12S－33B	12	10	33
		10S－30B	10	9	30
		9S－27B	9	8	27
		8S－25B	8	7	25
		7S－24B	7	6	24
		6S－22B	6	5	22
非対称異等級構成 集成材	—	14S－42B	14	11	42
		12S－36B	12	10	36
		11S－31B	11	9	31
		10S－28B	10	8	28
		9S－25B	9	7	25
		8S－24B	8	6.5	24
		7S－22B	7	6	22
		6S－21B	6	5	21
同一等級構成 集成材	4 枚以上	17S－54B	17	14	54
		15S－46B	15	12	46
		13S－40B	13	11	40
		12S－37B	12	10	37
		10S－34B	10	9	34
		9S－31B	9	8	31
		8S－30B	8	7	30
		7S－27B	7	6	27
		6S－25B	6	5	25
	3 枚	17S－49B	17	14	49
		15S－43B	15	12	43
		13S－37B	13	11	37
		12S－33B	12	10	33
		10S－30B	10	9	30
		9S－28B	9	8	28
		8S－27B	8	7	27
		7S－25B	7	6	25
		6S－24B	6	5	24
	2 枚	17S－45B	17	14	45
		15S－39B	15	12	39
		13S－34B	13	11	34
		12S－30B	12	10	30
		10S－28B	10	9	28
		9S－27B	9	8	27

		8S－25B	8	7	25
		7S－24B	7	6	24
		6S－22B	6	5	22

表 2.17 非対称異等級構成集成材の圧縮側に対する曲げ強度品質基準

区分	強度等級	曲げ強さ (MPa)
非対称異等級構成 集成材	14S－42B	28
	12S－36B	25
	11S－31B	24
	10S－28B	22
	9S－25B	21
	8S－24B	19
	7S－22B	18
	6S－21B	16

構造用集成材の基準許容応力は、告示の付録 A に示されており、この付録で使われる用語の定義は次のとおりである。

- (a) 基準許容応力度：構造用集成材に対する許容応力で調整係数が適用される前の値
- (b) 設計許容応力度：構造用集成材に対する基準許容応力度に様々な適用可能な調整係数を乗じて設計に利用できるように調整された値
- (c) 長期許容応力度：10年間作用すると想定される床活荷重下で構造用集成材が支持できる最大応力度のこと。構造用集成材を使用する建築物の構造設計に用いる基準値として用いられ、基準許容応力度ともいう。

また、構造用集成材の種類及び等級別長期許容応力度は、対称異等級構成集成材の基準許容応力度は表 2.18、非対称異等級構成集成材の基準許容応力度は表 2.19、同一等級構成集成材の基準許容応力度は表 2.20 のとおりである。

表 2.18 対称異等級構成集成材の基準許容応力度

等級	基準許容応力度 (MPa)						
	X-X 軸に対する曲げ ^a		Y-Y 軸に対する曲げ ^b		軸荷重		
	F_{bxx}^c	E_{xx}^d	F_{byy}^e	E_{yy}^f	F_t^g	F_c^h	E^i
15S－43B	14	12 000	9	11 000	9	11	11 000
13S－37B	12	11 000	8	10 000	8	10	10 000
12S－33B	11	10 000	7.5	9 000	7	8	9 000
10S－30B	10	9 000	7	8 000	6.5	7.5	8 000
9S－27B	9	8 000	6	7 000	6	7	7 000
8S－25B	8	7 000	5	6 000	5.5	6.5	6 000
7S－24B	7	6 000	4.5	5 500	5	6	5 500
6S－22B	6	5 000	4	5 000	4.5	5.5	5 000

^a X-X 軸に対する曲げ：曲げ荷重がラミナとラミナの間の接着層に直角方向に作用する場合

^b Y-Y 軸に対する曲げ：曲げ荷重がラミナとラミナの間の接着層に平行方向に作用する

場合

^c X-X 軸に対する基準曲げ許容応力度

^d X-X 軸に対する基準曲げ弾性係数 (MOE)

^e Y-Y 軸に対する 基準曲げ許容応力度

^f Y-Y 軸に対する 基準曲げ弾性係数 (MOE)

^g 基準繊維方向引張許容応力度

^h 基準繊維方向圧縮許容応力度

ⁱ 基準弾性係数

表 2.19 非対称異等級構成集成材の基準許容応力度

等級	基準許容応力度 (MPa)							
	X-X 軸に対する曲げ ^a			Y-Y 軸に対する曲げ ^b		軸荷重		
	F_{bxx}^c		E_{xx}^f	F_{byy}^g	E_{yy}^h	F_t^i	F_c^j	E^k
	I 型 ^d	II 型 ^e						
14S－42B	14	9	11 000	9	10 000	9	10	10 000
12S－36B	12	8.5	10 000	8	9 000	8	9.5	9 000
11S－31B	10	8	9 000	7	8 000	7	8	8 000
10S－28B	9.5	7.5	8 000	6.5	7 000	6	7.5	7 000
9S－25B	8.5	7	7 000	5.5	6 500	6	7	6 500
8S－24B	8	6.5	6 500	5	6 000	5	6	6 000
7S－22B	7.5	6	6 000	4.5	5 500	4.5	5.5	5 500
6S－21B	7	5.5	5 000	4	5 000	4.5	5	5 000

^a X-X 軸に対する曲げ：曲げ荷重がラミナとラミナの間の接着層に直角方向に作用する場合

^b Y-Y 軸に対する曲げ：曲げ荷重がラミナとラミナの間の接着層に平行方向に作用する場合

^c X-X 軸に対する基準曲げ許容応力度

^d X-X 軸の曲げから引張側の最外ラミナに引張応力が作用する場合

^e X-X 軸の曲げから圧縮側の最外ラミナに引張応力が作用する場合

^f X-X 軸に対する 基準曲げ弾性係数 (MOE)

^g Y-Y 軸に対する 基準曲げ許容応力度

^h Y-Y 軸に対する 基準曲げ弾性係数 (MOE)

ⁱ 基準繊維方向引張許容応力度

^j 基準繊維方向圧縮許容応力度

^k 基準弾性係数

表 2.20 同一等級構成集成材の基準許容応力度

積層数	等級	基準許容応力度 (MPa)						
		X-X 軸に対する曲げ ^a		Y-Y 軸に対する曲げ ^b		軸荷重		
		F _{bxx} ^c	E _{xx} ^d	F _{byy} ^e	E _{yy} ^f	F _t ^g	F _c ^h	E ⁱ
4 枚以上	17S-54B	18	14 000	13	13 000	13	15	13 000
	15S-46B	15	12 000	10	11 000	11	13	11 000
	13S-40B	13	11 000	9	10 000	9.5	11	10 000
	12S-37B	12	10 000	8	9 000	8.5	10	9 000
	10S-34B	11	9 000	7.5	8 000	8	9.5	8 000
	9S-31B	10.5	8 000	7	7 000	7.5	8.5	7 000
	8S-30B	10	7 000	6.5	6 000	7	8	6 000
	7S-27B	9	6 000	6	5 000	6.5	7.5	5 000
	6S-25B	8.5	5 000	5.5	4 000	6	7	4 000
3 枚	17S-49B	16	14 000	11	13 000	13	14	13 000
	15S-43B	14	12 000	10	11 000	11	12	11 000
	13S-37B	12	11 000	8	10 000	9.5	10	10 000
	12S-33B	11	10 000	7.5	9 000	8.5	9	9 000
	10S-30B	10	9 000	7	8 000	8	8.5	8 000
	9S-28B	9.5	8 000	6.5	7 000	7.5	8	7 000
	8S-27B	9	7 000	6	6 000	7	7.5	6 000
	7S-25B	8.5	6 000	5.5	5 000	6.5	6.5	5 000
	6S-24B	8	5 000	5	4 000	6	6	4 000
2 枚	17S-45B	15	14 000	11	13 000	13	14	13 000
	15S-39B	13	12 000	9	11 000	11	12	11 000
	13S-34B	11	11 000	7.5	10 000	9.5	10	10 000
	12S-30B	10	10 000	6.5	9 000	8.5	9	9 000
	10S-28B	9.5	9 000	6	8 000	8	8.5	8 000
	9S-27B	9	8 000	5.5	7 000	7.5	8	7 000
	8S-25B	8.5	7 000	5	6 000	7	7.5	6 000
	7S-24B	8	6 000	4.5	5 000	6.5	6.5	5 000
	6S-22B	7.5	5 000	4	4 000	6	6	4 000

^a X-X 軸に対する曲げ：曲げ荷重がラミナとラミナの間の接着層に直角方向に作用する場合^b Y-Y 軸に対する曲げ：曲げ荷重がラミナとラミナの間の接着層に平行方向に作用する場合^c X-X 軸に対する基準曲げ許容応力度^d X-X 軸に対する基準曲げ弾性係数(MOE)^e Y-Y 軸に対する基準曲げ許容応力度^f Y-Y 軸に対する基準曲げ弾性係数(MOE)^g 基準繊維方向引張許容応力度^h 基準繊維方向圧縮許容応力度ⁱ 基準弾性係数

構造用集成材のせん断及び繊維直角方向の圧縮（めり込み）における長期許容応力度は、表 2.21 及び表 2.22 のとおりである。

表 2.21 構造用集成材の基準せん断許容応力度

樹種群	基準せん断許容応力度 (MPa)
全乾比重 0.55 以上の樹種	2.0
全乾比重 0.5 以上, 0.55 未満の樹種	1.6
全乾比重 0.45 以上, 0.5 未満の樹種	1.4
全乾比重 0.45 未満の樹種	1.2

* 樹種群の異なるラミナ構成の構造用集成材の場合、使用した樹種群の中で最も弱い樹種群に対する値を適用する。

表 2.22 構造用集成材の基準繊維直角方向圧縮（めり込み）許容応力度

樹種群	繊維直角方向圧縮許容応力度 (MPa)
全乾比重 0.55 以上の樹種	3.5
全乾比重 0.5 以上, 0.55 未満の樹種	3.0
全乾比重 0.45 以上, 0.5 未満の樹種	2.5
全乾比重 0.45 未満の樹種	2.0

* 樹種群の異なるラミナ構成の構造用集成材の場合、使用した樹種群の中で最も弱い樹種群に対する値を適用する。

2.2.3 構造用合板

床、壁、または屋根の覆いには、告示または KSF3113 で規定する 2 級以上の構造用合板を使用することとしている。また、構造用合板の品質項目は表 2.23 のとおりである。

表 2.23 構造用合板の種類及び品質項目

種類	品質項目					
	接着性	ホルムアルデヒド放散量	曲げ性能	樹種構成	外観等級	サイズ
構造用合板	完全耐水	SE ₀ E ₀ E ₁ E ₂ (室内使用禁止)	曲げ強度、 曲げ弾性 係数	針葉樹、 広葉樹、 針・広葉樹混用	1級 2級	厚さ、 幅、 長さ
	耐水					

次に、構造用合板の標準寸法は表 2.24 のとおりである。

表 2.24 合板の標準寸法(単位:mm)

呼称 厚さ	幅	長さ	許容差			直角度 (板面における 対角線の長さの差)
			厚さ	幅	長さ	
2.7						
3.0						
3.6						
4.2						
4.8						
5.0						
6.0						
7.0						
7.5	900	1,800				
8.0	910	1,820	±4%	±2	±2	3
8.5	1,200	2,400				
9.0	1,220	2,440				
12.0						
15.0						
18.0						
21.0						
24.0						
28.0						
30.0						
35.0						

※ 1. この表以外の寸法(厚さ、幅、長さ)の構造用合板に対して表示寸法の合否判定には、本表の許容差を適用できる。

構造用合板の定義、単板構成、密度、含水率、接着性、曲げ性能、構成単板、曲がりまたは変形に関する品質基準は表 2.25 のとおりである。

表 2.25 構造用合板の定義及び品質基準

区分	品質基準
定義	建築物の構造耐力上の主要な部分に用いる合板
密度	密度試験方法に準ずるもの(ただし、基準値は特に定めない)
含水率(乾量)	13%以下であるもの

接 着 性	完全 耐水	完全耐水引張剪断接着力:0.7MPa以上であるもの 互い隣接する単板の繊維方向が平行に積層され耐水引張せん断断接着 力試験が不可能な接着層に対しては、耐水浸漬剥離試験により同じ接着 層から剥離しなかった部分の長さが全側面で2/3 以上であるもの	
	耐水	普通合板の耐水接着性基準に適合するもの	
曲げ性能	1級		2級
	構造用合板の曲げ性能試験で 表2.26の曲げ強度及び曲げ弾 性係数基準値以上であるもの		構造用合板の曲げ性能試験で表2.27 の曲げ弾性係数基準値以上であるもの
曲がりまたは 変形	用いるにあたり支障が無いもの		

表2.26 構造用合板の曲げ性能に関する品質基準（1級）

区分 厚さ (mm)	曲げ強度 (MPa)		曲げ弾性係数 (GPa)	
	0°	90°	0°	90°
9.0	26.0	16.0	6.5	2.5
12.0	22.0	20.0	5.5	3.5
15.0	20.0	20.0	5.0	4.0
18.0	20.0	20.0	5.0	4.0
21.0	22.0	18.0	5.5	3.5
24.0	22.0	18.0	5.5	3.5
28.0	22.0	18.0	5.5	3.5

表 2.27 構造用合板の曲げ性能に関する品質基準（2 級）

厚さ (mm)	曲げ弾性係数 (GPa)
9.0 以上 12.0 未満	5.0
12.0 以上 24.0 未満	4.0
24.0 以上 28.0 未満	3.5
28.0 以上	3.3

2.3 日本における構造材料の規格と強度

2.3.1 構造用製材

構造用軸材料の断面寸法の例として、「製材の日本農林規格（令和元年 8 月 15 日農林水産省告示第 661 号、令和元年 11 月 13 日施行）」（以下、製材 JAS）における構造用製材の標準寸法を表 2.28 に示す。ただし、仕上げ材の場合は規定寸法となる。なお、灰色の網掛け部分は、韓国の 2 種及び 3 種構造材には該当しない。

表 2.28 「製材の日本農林規格」の構造用製材の標準断面寸法

木口 の 短辺 (mm)	木口の長辺 (mm)																			
15									90		105	120								
18									90		105	120								
21									90		105	120								
24									90		105	120								
27			45		60		75		90		105	120								
30		39	45		60		75		90		105	120								
36	36	39	45		60	66	75		90		105	120								
39		39	45		60		75		90		105	120								
45			45	55	60		75		90		105	120								
60					60		75		90		105	120								
75							75		90		105	120								

構造用製材の寸法精度及び乾燥材区分を仕上げ材及び未仕上げ材ごとに表 2. 29、構造用製材の乾燥区分を表 2. 30 に示す。また、灰色の網掛け部分は、韓国の基準に該当しない。寸法に対する許容差を韓国と日本とで比較すると長さには違いはないが、断面寸法は韓国が全ての乾燥材区分でマイナスを許容しているのに対して、日本は規定寸法の仕上げ材にのみマイナスを許容している。また、プラス及びマイナスの許容差の絶対値の合計は、韓国よりも日本の方が小さいが、プラス側の数値は韓国の方が小さい。更に、韓国の含水率区分と合致する日本の乾燥材区分は SD15 及び D15 のみである。ただ、韓国の含水率基準の乾燥 19 と日本の乾燥材区分 SD20 及び D20 の基準値の差は 1% であり、日本の含水率管理の実情からすれば SD20 及び D20 は平均 17～18% としていることが多く、韓国の含水率基準である乾燥 19 をほぼ満足できると考えられる。

表 2. 29 「製材の日本農林規格」の構造用製材の表示寸法に対する許容範囲

区分					表示された寸法と 測定した寸法との 差（mm）
			人 工 乾 燥 の表示	木口の短辺及び 木口の長辺	
木 口 の 短 辺 及 び 木 口 の 長辺	人工乾燥 処理を施 したもの	仕上 げ材	SD15	75mm 未満	+1.5、-0.5
				75mm 以上	+2.0、-0.5
		SD20	75mm 未満	+1.5、-0	
			75mm 以上	+2.0、-0	
		未仕 上げ 材	D15	75mm 未満	+1.5、-0
			D20	75mm 以上 105mm 未満	+2.0、-0
			D25	105mm 以上	+5.0、-0
	人工乾燥処理を施していない もの			75mm 未満	+2.0、-0
				75mm 以上 105mm 未満	+3.0、-0
				105mm 以上	+5.0、-0
材長					+制限なし、-0

表 2. 30 「製材の日本農林規格」の構造用製材の乾燥材区分

区分		基準
仕上げ材	SD15 と表示するもの	15%以下
	SD20 と表示するもの	20%以下
未仕上げ材	D15 と表示するもの	15%以下
	D20 と表示するもの	20%以下
	D25 と表示するもの	25%以下

製材 JAS の構造用製材では、等級区分法として目視等級区分と機械等級区分の 2 種類の方法を採用している。目視等級区分構造用製材について、品質基準のうち強度的要求に関わる節径比、繊維走向の傾斜、平均年輪幅について、韓国の寸法基準に合致する各等級の基準値を表 2.31 に示す。なお、甲種構造材構造用Ⅱ（甲種構造材のうち、木口の短辺が 36mm 以上で、かつ長辺が 90mm 以上の製材、以下甲種構造用Ⅱ）が乙種構造材と異なる点は、木口面を除く 4 材面を広い面と狭い面のそれぞれ 2 面ずつに、更に広い面は節が存在する範囲を中央部と材縁部とに分けられており、特に材縁部の節径比については中央部のそれに比べて厳しい基準が設けられている。このことは、韓国の場合と同じであるが、韓国の 2 種構造材（梁構造材）の場合、集中節径比が単独節径比と同じ値をとること、日本の集中節径比は基本的に単独節径比の 1.5 倍であるのに対し、韓国の 3 種構造材（柱構造材）は 2 倍であるなどの違いがある。また、韓国と日本の節に関する基準値を同一等級で比較すると、2 種構造材（梁構造材）1 級の狭い面及び広い面の材縁部以外は韓国の方が日本よりも小さい値を設定している。なお、繊維方向の傾斜と平均年輪幅の基準値は、韓国と日本で同じである。

表 2.31 「製材の日本農林規格」の目視等級区分構造用製材の品質基準の上限(一部抜粋)

項目			甲種構造材構造用Ⅱ			乙種構造材		
			1 級	2 級	3 級	1 級	2 級	3 級
単独 節径 比	全面		－			30%	40%	70%
	狭い面		20%	40%	60%	－		
	広い 面	中央 部	30%	40%	70%			
		材縁 部	15%	25%	35%			
集中 節径 比	全面		－			45%	60%	90%
	狭い面		30%	60%	90%	－		
	広い 面	中央 部	45%	60%	90%			
		材縁 部	20%	40%	50%			
繊維方向の傾斜			1/12	1/8	1/6	1/12	1/8	1/6
平均年輪幅			6mm	8mm	10mm	6mm	8mm	10mm

一方、機械等級区分構造用製材は規格に基づく曲げヤング係数に対応した等級（表 2.32）に区分される。また、局所的な欠点を評価することについては困難なため、節等

欠点について目視の基準を併用している。

表 2.32 「製材の日本農林規格」の機械等級区分構造用製材の曲げヤング係数の基準

等級	曲げヤング係数 (GPa 又は 10^3N/mm^2)
E50	3.9 以上 5.9 未満
E70	5.9 以上 7.8 未満
E90	7.8 以上 9.8 未満
E110	9.8 以上 11.8 未満
E130	11.8 以上 13.7 未満
E150	13.7 以上

製材 JAS 規格の構造用製材に対応した基準強度は「木材の基準強度 F_c 、 F_t 、 F_c 及び F_s を定める件（平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1452 号）」示され、に基準弾性係数は建築学会発行の「木質構造設計規準・同解説 1）」の設計資料に掲載されている。目視等級区分構造用製材及び機械等級区分構造用製材について、韓国の樹種群の表に記載されており日本の主要造林木でもあるスギ、ヒノキ、カラマツの各等級の数値を表 2.33、表 2.34 に示した。

表 2.33 「製材の日本農林規格」の目視等級区分構造用製材に対する基準強度と基準弾性係数

樹種	区分	等級	基準強度 (N/mm^2)				基準弾性係数 (kN/mm^2)		
			F_c	F_t	F_b	F_s	E_0	$E_{0.05}$	G_0
スギ	甲種 構造材	1 級	21.6	16.2	27.0	1.8	7.0	4.5	E_0 の値の 1/15 と する。
		2 級	20.4	15.6	25.8				
		3 級	18.0	13.8	22.2				
	乙種 構造材	1 級	21.6	13.2	21.6				
		2 級	20.4	12.6	20.4				
		3 級	18.0	10.8	18.0				
ヒノキ	甲種 構造材	1 級	30.6	22.8	38.4	2.1	11.0	8.5	
		2 級	27.0	20.4	34.2				
		3 級	23.4	17.4	28.8				
	乙種 構造材	1 級	30.6	18.6	30.6				
		2 級	27.0	16.2	27.0				
		3 級	23.4	13.8	23.4				

カラ マツ	甲種 構造材	1 級	23.4	18.0	29.4	2.1	9.5	6.0	
		2 級	20.4	15.6	25.8				
		3 級	18.6	13.8	23.4				
	乙種 構造材	1 級	23.4	14.4	23.4				
		2 級	20.4	12.6	20.4				
		3 級	18.6	10.8	17.4				

表 2.34 機械等級区分構造用製材の基準強度と基準弾性係数

樹種	等級	基準強度 (N/mm ²)				基準弾性係数 (kN/mm ²)		
		Fc	Ft	Fb	Fs	E ₀	E _{0.05}	G ₀
スギ	E50	19.2	14.4	24.0	1.8	5.0	4.0	E ₀ の値の 1/15 と する。
	E70	24.0	18.0	29.4		7.0	6.0	
	E90	28.2	21.0	34.8		9.0	8.0	
	E110	32.4	24.6	40.8		11.0	10.0	
	E130	37.2	27.6	46.2		13.0	12.0	
	E150	41.4	31.2	51.6		15.0	14.0	
ヒノキ カラ マツ	E50	11.4	8.4	13.8	2.1	5.0	4.0	
	E70	18.0	13.2	22.2		7.0	6.0	
	E90	24.6	18.6	30.6		9.0	8.0	
	E110	31.2	23.4	38.4		11.0	10.0	
	E130	37.8	28.2	46.8		13.0	12.0	
	E150	44.4	33.0	55.2		15.0	14.0	

2.3.2 構造用集成材

「集成材の日本農林規格（農林水産省告示 475 号、令和元年 6 月 27 日）」（以下、集成材 JAS）は、造作用集成材、化粧ばり造作用集成材、構造用集成材、化粧ばり構造用集成柱の 4 品目から構成される。このうち、後者の 2 品目が構造用として使用され、構造用集成材では、製品の曲げ性能、ラミナの品質、接着の程度、含水率（15%以下）、表示寸法の許容差、ホルムアルデヒド放散量についての基準値がそれぞれ規定されている。また、構造用集成材は、断面の大きさによって大断面集成材、中断面集成材、小断面集成材に、ラミナ構成によって対称異等級構成集成材、非対称異等級構成集成材、特定対称異等級構成集成材同一等級構成集成材、内層特殊構成集成材に分けられる。

一般に、集成材の強度は、等級区分されたラミナを規格によって規定された断面構成で製造することで保証するシステムとなっている。対称異等級構成集成材の断面構成と等級ごとに指定されている各層の等級をそれぞれ図 2.1、表 2.35 に示した。

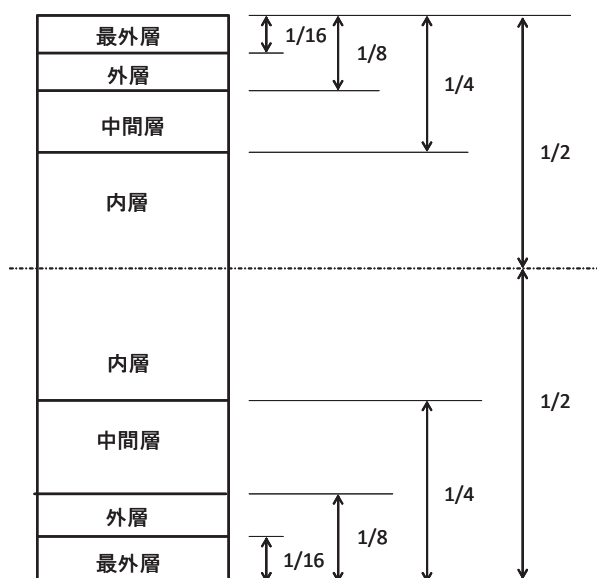


図 2.1 集成材 JAS における異等級構成構造用集成材（対称構成）の断面構成

表 2.35 集成材 JAS の異等級構成構造用集成材（対称構成）の強度等級別のラミナ構成

強度等級	最外層	外層	中間層	内層
E170-F495	L200	L180	L160	L125
E150-F435	L180	L160	L140	L110
E135-F375	L160	L140	L125	L100
E120-F330	L140	L125	L110	L90
E105-F300	L125	L110	L100	L80
E 95-F270	L110	L100	L90	L70
E 85-F255	L100	L90	L80	L60
E 75-F240	L90	L80	L70	L50
E 65-F225	L80	L70	L60	L50
E 65-F220	L80	L70	L60	L40
E 55-F200	L70	L60	L50	L30

ラミナの厚さは原則的に 50mm 以下とされている。また、ラミナの等級区分法として、「目視による等級区分法」、「機械等級区分(一般には E-rate と呼ばれる)」、及び「MSR 区分」の 3 種類が採用され、それぞれの区分法によってラミナの品質基準が規定されている。

構造用製材の曲げ性能に関する基準は、ラミナ構成別で定めた強度等級に対し曲げヤング係数の平均値と下限値、並びに曲げ強さが定められている。集成材 JAS の異等級構成集成材の曲げヤング係数及び曲げ強さの基準（抜粋）を表 2.36、集成材 JAS の同一

等級構成集成材の曲げヤング係数及び曲げ強さの基準を表 2.37 に示す。また、韓国の構造用集成材の強度等級に対応する日本の強度等級を表 2.38 に示す。

表 2.36 集成材 JAS の異等級構成集成材の曲げヤング係数及び曲げ強さの基準（抜粋）

	強度等級	曲げヤング係数 (GPa 又は 10^3N/mm^2)		曲げ強さ (MPa 又は N/mm^2)
		平均値	下限値	
対称異等級構成 集成材	E170-F495	17.0	14.0	49.5
	E150-F435	15.0	12.5	43.5
	E135-F375	13.5	11.5	37.5
	E120-F330	12.0	10.0	33.0
	E105-F300	10.5	9.0	30.0
	E 95-F270	9.5	8.0	27.0
	E 85-F255	8.5	7.0	25.5
	E 75-F240	7.5	6.5	24.0
	E 65-F225	6.5	5.5	22.5
	E 65-F220	6.5	5.5	22.0
	E 55-F200	5.5	4.5	20.0
特定対称異等級 構成集成材	ME120-F330	12.0	10.0	33.0
	ME105-F300	10.5	9.0	30.0
	ME 95-F270	9.5	8.0	27.0
	ME 85-F255	8.5	7.0	25.5
非対称異等級構 成集成材	E160-F480	16.0	13.5	48.0
	E140-F420	14.0	11.5	42.0
	E125-F360	12.5	10.5	36.0
	E110-F315	11.0	9.0	31.5
	E100-F285	10.0	8.5	28.5
	E 90-F255	9.0	7.5	25.5
	E 80-F240	8.0	6.5	24.0
	E 70-F225	7.0	5.5	22.5
	E 60-F210	6.0	5.0	21.0
	E 60-F205	6.0	5.0	20.5
	E 50-F170	5.0	4.5	17.0

表 2.37 集成材 JAS の同一等級構成集成材の曲げヤング係数及び曲げ強さの基準

積層数	強度等級	曲げヤング係数 (GPa 又は 10^3N/mm^2)		曲げ強さ (MPa 又は N/mm^2)
		平均値	下限値	
4 層以上	E190-F615	19.0	16.0	61.5
	E170-F540	17.0	14.0	54.0
	E150-F465	15.0	12.5	46.5
	E135-F465	13.5	11.5	46.5
	E120-F375	12.0	10.0	37.5
	E105-F345	10.5	9.0	34.5
	E 95-F315	9.5	8.0	31.5
	E 85-F300	8.5	7.0	30.0
	E 75-F270	7.5	6.5	27.0
	E 65-F255	6.5	5.5	25.5
	E 55-F225	5.5	4.5	22.5
3 層	E190-F555	19.0	16.0	55.5
	E170-F495	17.0	14.0	49.5
	E150-F435	15.0	12.5	43.5
	E135-F375	13.5	11.5	37.5
	E120-F330	12.0	10.0	33.0
	E105-F300	10.5	9.0	30.0
	E 95-F285	9.5	8.0	28.5
	E 85-F270	8.5	7.0	27.0
	E 75-F255	7.5	6.5	25.5
	E 65-F240	6.5	5.5	24.0
	E 55-F225	5.5	4.5	22.5
2 層	E190-F510	19.0	16.0	51.0
	E170-F450	17.0	14.0	45.0
	E150-F390	15.0	12.5	39.0
	E135-F345	13.5	11.5	34.5
	E120-F300	12.0	10.0	30.0
	E105-F285	10.5	9.0	28.5
	E 95-F270	9.5	8.0	27.0
	E 85-F255	8.5	7.0	25.5

	E 75-F240	7.5	6.5	24.0
	E 65-F225	6.5	5.5	22.5
	E 55-F200	5.5	4.5	20.0

表 2.38 韓国と日本の構造用集成材の強度等級の比較

区分	積層数	韓国の強度等級	日本の強度等級
対称異等級構成 集成材	—	15S-43B 13S-37B 12S-33B 10S-30B 9S-27B 8S-25B 7S-24B 6S-22B	E150-F435 E135-F375 E120-F330、 ME120-F330 E105-F300、 ME105-F300 E 95-F270、ME 95-F270 E 85-F255、ME 85-F255 E 75-F240 E 65-F220
非対称異等級構成 集成材	—	14S-42B 12S-36B 11S-31B 10S-28B 9S-25B 8S-24B 7S-22B 6S-21B	E140-F420 E125-F360 E110-F315 E100-F285 E 90-F255 E 80-F240 E 70-F225 E 60-F210
同一等級構成 集成材	4 枚以上	17S-54B 15S-46B 13S-40B 12S-37B 10S-34B 9S-31B 8S-30B 7S-27B 6S-25B	E170-F540 E150-F465 E135-F405 E120-F375 E105-F345 E 95-F315 E 85-F300 E 75-F270 E 65-F255
	3 枚	17S-49B 15S-43B 13S-37B 12S-33B 10S-30B 9S-28B 8S-27B 7S-25B 6S-24B	E170-F495 E150-F435 E135-F375 E120-F330 E105-F300 E 95-F285 E 85-F270 E 75-F255 E 65-F240

	2 枚	17S－45B	E170-F450
		15S－39B	E150-F390
		13S－34B	E135-F345
		12S－30B	E120-F300
		10S－28B	E105-F285
		9S－27B	E 95-F270
		8S－25B	E 85-F255
		7S－24B	E 75-F240
		6S－22B	E 65-F225

2.3.3 構造用合板

「合板の日本農林規格（農林水産省告示 475 号、令和元年 6 月 27 日）」（以下、合板 JAS）は、普通合板、コンクリート型枠用合板、構造用合板、化粧ばり構造用合板、天然木化粧合板、特殊加工化粧合板の 6 品目から構成される。このうち、2 品目が構造用であり、構造用合板は、さね加工を施したものも含め建築物の構造耐力上主要な部分に使用する合板、化粧ばり構造用合板は、構造用合板の表面又は裏面に木材質特有の美観を表すことを主たる目的とした化粧単板をはり合わせた合板のことである。また、構造用合板としては、接着の程度、含水率（同一試料から採取した試験片の含水率の平均値が 14%以下）、板面の品質、曲げ性能、面内せん断強さ、ホルムアルデヒド放散量、構成単板、反り又はねじれ、寸法の許容差、有効断面係数比についての基準値がそれぞれ規定されている。

構造用合板の接着の程度は、特類と 1 類があり、特類は連続煮沸試験、スチーミング繰返し試験、減圧加圧試験のいずれかの結果に基づき、平均木部破断率及びせん断強度が定められている。1 類は、煮沸繰返し試験、スチーミング処理試験、減圧加圧試験のいずれかの結果に基づき、特類と同様に平均木部破断率及びせん断強度が定められている。木部破断率及びせん断強度の基準は表 2.39 のとおりである。

表 2.39 合板の日本農林規格における木部破断率及びせん断強度の基準

その試験片に用いられている単板の樹種		平均木部破断率 (%)	せん断強度 (MPa 又は N/mm ²)
広葉樹	カバ		1.0
	ブナ、ナラ、イタヤカエデ、アカダモ、シオジ、ヤチダモ		0.9
	セン、ホオ、カツラ、タブ		0.8
	ラワン、シナその他広葉樹		0.7
針葉樹			0.7
		50	0.6

	65	0.5
	80	0.4

構造用合板 1 級の曲げヤング係数及び曲げ強さの基準は表 2.40 のとおりである。また、構造用合板 1 級で曲げヤング係数及び曲げ強さを記号 E と F で表すときの基準は、表 2.41 のとおりである。なお、灰色の網掛け部分は、韓国の構造用合板の規格に対応するものがない。

表 2.40 構造用合板 1 級の曲げヤング係数及び曲げ強さの基準

表示厚さ (mm)	曲げヤング係 数 (GPa 又は 10 ³ N/mm ²)		曲げ強さ (0°) (MPa 又は N/mm ²)			曲げ強さ (90°) (MPa 又は N/mm ²)
			板面の品質記号			
	0°	90°	A-A B-B	A-C B-C C-C	A-D B-D C-D D-D	
6.0 未満	8.5	0.5	42.0	38.0	34.0	8.0
6.0 以上 7.5 未満	8.0	1.0	38.0	36.0	32.0	14.0
7.5 以上 9.0 未満	7.0	2.0	34.0	32.0	28.0	12.0
9.0 以上 12.0 未満	6.5	2.5	32.0	28.0	26.0	16.0
12.0 以上 15.0 未満	5.5	3.5	26.0	24.0	22.0	20.0
15.0 以上 18.0 未満	5.0	4.0	24.0	22.0	20.0	
18.0 以上 21.0 未満	5.0	4.0	24.0	22.0	20.0	
21.0 以上	5.5	3.5	26.0	24.0	22.0	18.0

表 2.41 構造用合板 1 級で曲げヤング係数及び曲げ強さを記号 E と F で表すときの基準

強度等級	曲げヤング係数 (GPa 又は kN/mm^2)		曲げ強さ (MPa 又は N/mm^2)	
	0°	90°	0°	90°
E50-F160	5.0	単板数が 3 の場合 0.4	16.0	単板数が 3 の場合 5.0
E55-F175	5.5		17.5	
E60-F190	6.0	単板数が 4 の場合 1.1	19.0	単板数が 4 の場合 6.5
E65-F205	6.5		20.5	
E70-F220	7.0	単板数が 5 の場合 1.8	22.0	単板数が 5 の場合 9.0

E75-F245	7.5	単板数が 6 以上の場合 2.2	24.5	単板数が 6 以上の場合 10.0
E80-F270	8.0		27.0	

構造用合板 2 級の曲げヤング係数の基準は表 2.42 のとおりである。なお、灰色の網掛け部分は、韓国の構造用合板の規格に対応するものがない。

表 2.42 構造用合板 2 級の曲げヤング係数の基準

表示厚さ (mm)	曲げヤング係数 (GPa 又は 10^3N/mm^2)
6.0 未満	6.5
6.0 以上 7.5 未満	6.0
7.5 以上 9.0 未満	5.5
9.0 以上 12.0 未満	5.0
12.0 以上 24.0 未満	4.0
24.0 以上 28.0 未満	3.5
28.0 以上	3.3

第3章 構造の概要

本章では、木造軸組構法住宅の構造概要を説明し、必要最低限の仕様規定および必要最低限の構造規定を示す。

3.1 軸組構法の概要

木造軸組構法とは、梁・桁などの横架材と柱を基本とした軸組による構造方法で、軸組内には構造用合板などの構造用面材による耐力壁を有する。構造体(躯体)を構成する要素の名称を図3.1に、構造躯体の写真を図3.2～図3.4に示す。

近年の軸組構法住宅は、鉄筋コンクリートで作った基礎の上に土台を敷き、その上に柱を立て、梁・桁材で柱の頂部を繋ぐ事により軸組躯体を形成する。軸組材同士は継手・仕口といった加工を施して接合し、さらに金物を留め付けることで緊結する。床あるいは屋根には合板などの構造用パネルを釘打ちし、床面・屋根面を一体化する。壁にも合板などの構造用パネルを釘打ちし、地震や風に抵抗する壁とする。

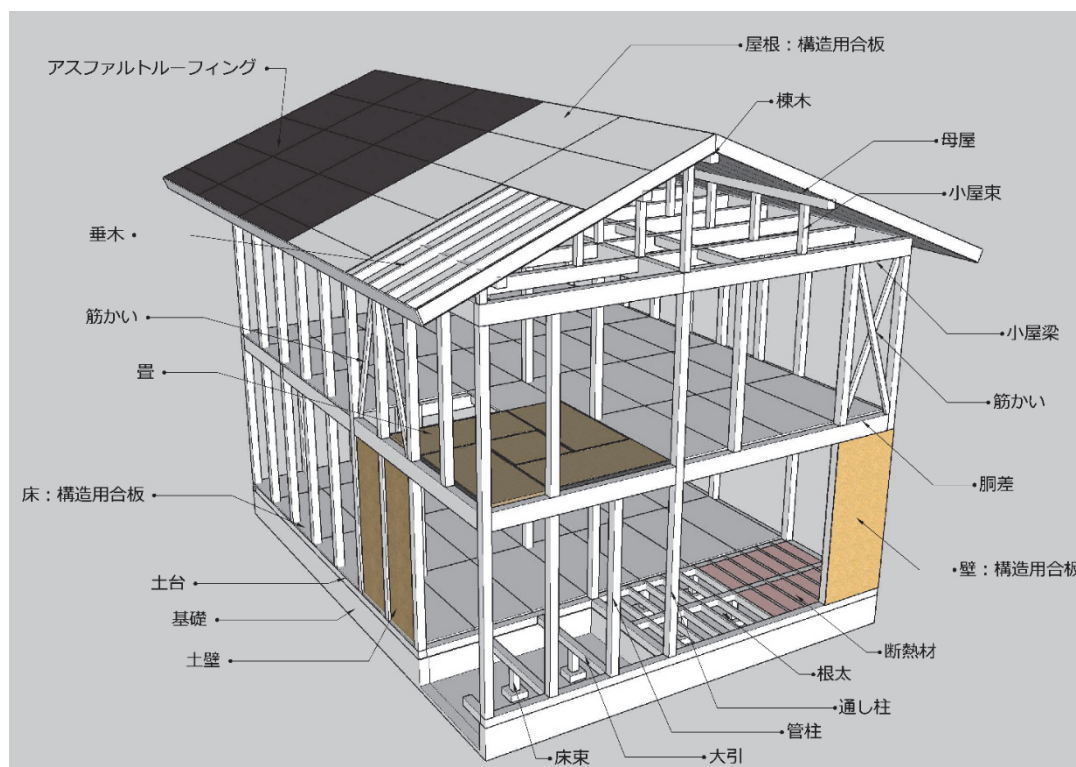


図 3.1 木造の構造体(躯体)を構成する要素

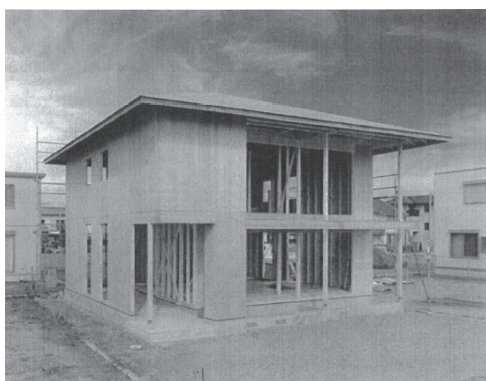


図 3.2 木造軸組構造の躯体写真



図 3.3 躯体完成時内部写真：小屋組

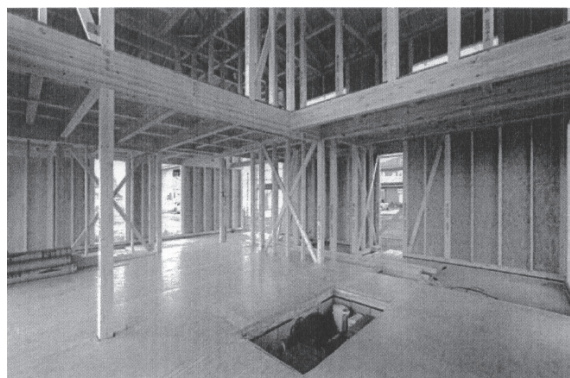


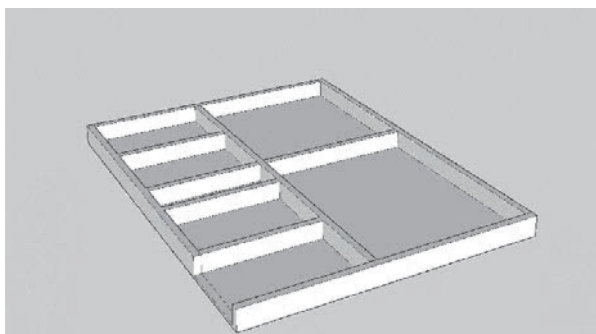
図 3.4 躯体完成時内部写真：床・壁

3.2 軸組構法の建て方

木造軸組構法住宅の建て方順序を以下に示す。なお、詳細な施工手順は第 9 章に示す。

① 基礎

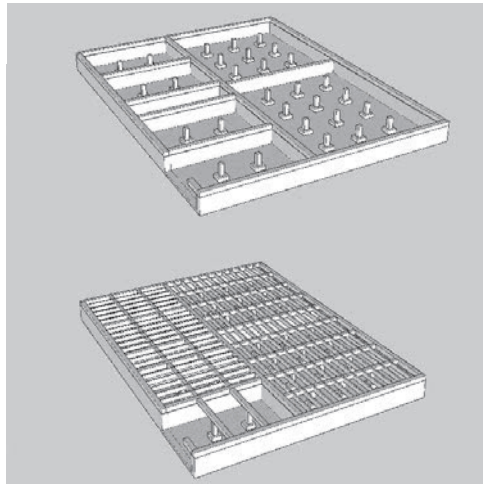
土台を留め付けるアンカーボルトを正確に設置し、基礎用の鉄筋を配筋した後、コンクリートを打設する。一般的に、土台に沿うように基礎を配置する布基礎か、床の下まで全てコンクリートで覆うベタ基礎の 2 通りの施工方法がある。



② 土台・束基礎・大引

基礎の上には土台を配置し、アンカーボルトによって緊結する。1階床を支えるための大引と束基礎を設ける。大引の配置間隔は900～1000mmを目安とする。なお、束は木製もあるが、今日では鋼製束が一般的である。

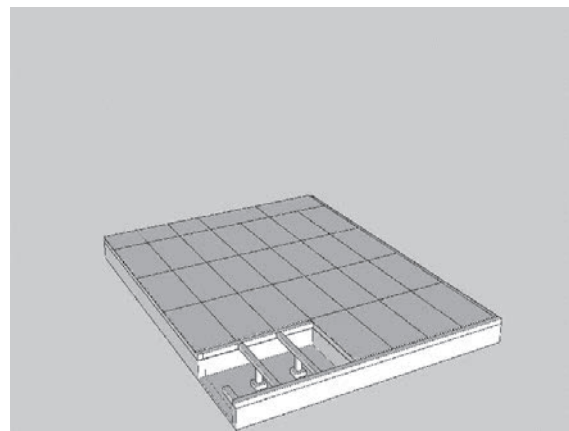
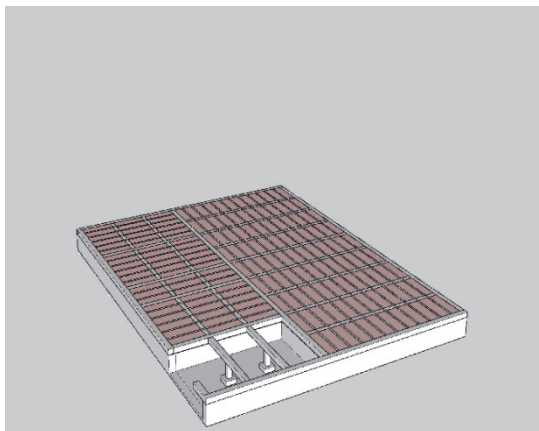
1階床に張る合板のたわみ防止として、土台と大引の間に1階床合板受材を設ける。1階床合板受材の配置間隔は900～1000mmを目安とする。なお、合板受材を省略する場合は、目地の不陸を防止するためにサネ付き合板を用いる。



③ 1階床

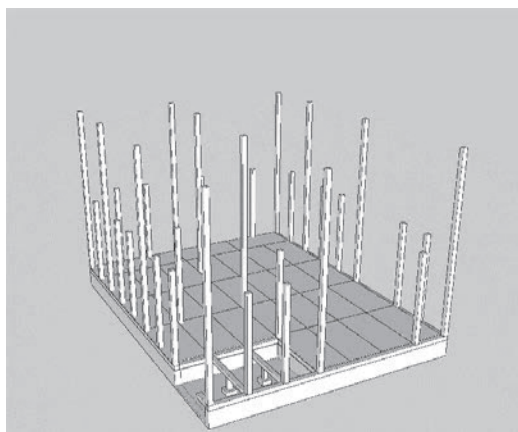
断熱材を敷く場合は、この時点で大引の間に断熱材を敷きつめる。

1階床下地用の合板を、土台、大引、1階床合板受材に対して釘打ちする。柱や間柱を設置する所は、予め合板を切り欠いておくことが重要である。



④ 1 階柱

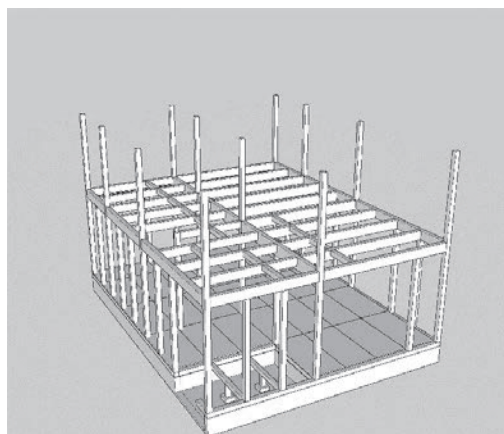
1 階土台の上に、1 階柱を配置する。家の四隅および構造上重要な箇所には、2 階まで連続する通し柱を配置する。



⑤ 2 階床梁

1 階柱の上に、2 階床梁と胴差を配置し、2 階床梁間には必要に応じて小梁を配置する。柱の上下端、および梁同士は金物で緊結する。小梁の配置間隔は 900～1000mm を目安とする。

軸組の倒壊防止のために仮設の斜材（仮筋かい）を設置する。

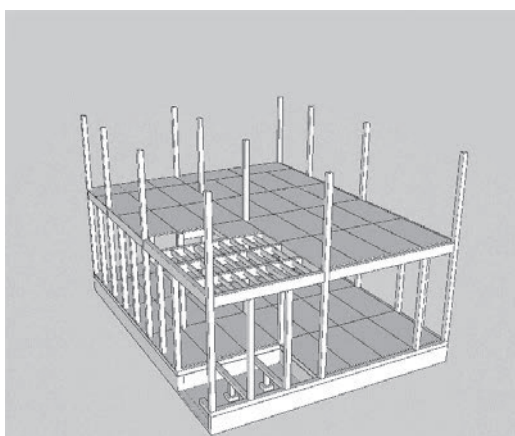


⑥ 2 階床

床構面の強度を高くし、合板のたわみを減少させる場合は、大梁や小梁の間に合板受材を設ける。合板受材の配置間隔は 900～1000mm を目安とする。

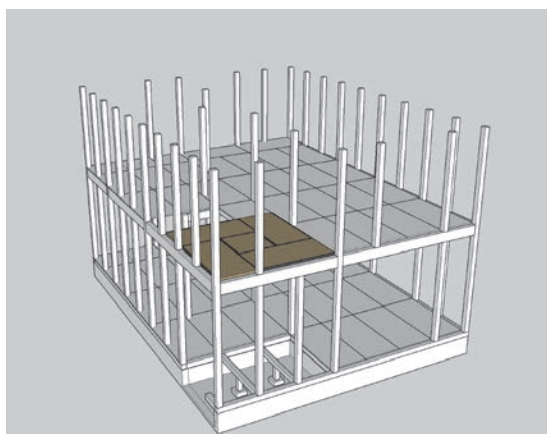
合板受材を省略する場合は、目地での不陸を防止するためにサネ付き合板を用いる。

続いて、2 階床下地用の合板を、2 階床梁、小梁、胴差、2 階床合板受材に対して釘打ちする。



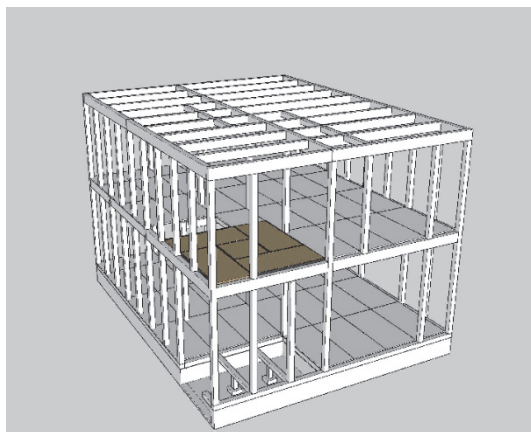
⑦ 2階柱

2階の柱を、2階床梁と胴差の上に配置する。なお、2階柱を設置する箇所の合板は予め切り欠いておく。



⑧ 小屋梁と桁

小屋梁と桁を、2階柱の上に配置する。2階柱の上下端および小屋梁同士は金物で緊結する。

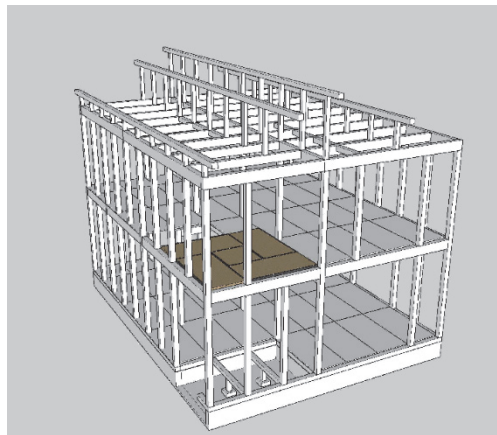


⑨ 小屋組

小屋梁構面の矩形を保つために、火打ち梁を柱が配置される区画の四隅に配置する。なお、小屋梁面にも合板を釘打ちする場合や、屋根構面が十分な耐力を有する場合は火打ち梁は不要である。

次に、小屋組（屋根）を形成するために、小屋束を小屋梁の上に配置する。小屋束の長さや配置は、屋根の形状や勾配によって決める。

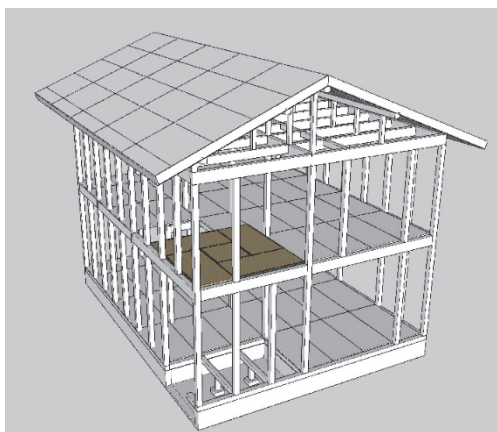
続いて、棟木、隅木、母屋を小屋束の上に配置する。各部材同士は釘打ちや金物で緊結する。



⑩ 垂木・屋根野地板

棟木、母屋、小屋梁に対し、垂木を配置する。垂木の間隔は 300～500mm 程度とする。横架材と交差する部分は釘打ちまたは金物で緊結し、特に軒桁とは風の吹き上げにも対処するため、専用金物で緊結する。なお、垂木を用いないで登り梁方式とする場合もある。

続いて、垂木に対して野地合板（屋根下地合板）を釘打ちする。



⑪ 壁の施工

その後、壁が入るところに間柱を配置する。間柱は、壁の面材や下地材の面外方向のたわみを防止するための部材である。

柱、間柱、土台、梁、小屋梁に対し外壁用の下地合板を釘打ちする。外壁では、垂れ壁、腰壁にも合板を釘打ちする。

続いて、内壁側に断熱材を入れ、内壁下地を張り、内装工事へと続いていく。

3.3 基礎

(1) 基礎の構成

基礎の構成を図 3.5 に示す。基礎は、鉄筋コンクリート造が基本であるが、土台下のみに基礎梁を設ける布基礎と、床下部分全面にも基礎スラブを敷き詰めるベタ基礎の 2 種類がある。建物の構造一体性や、床下部分の湿気防止・蟻害防止などを考慮すると、ベタ基礎とすることが望ましい。

なお、上部構造からの力を確実に地盤に伝達させるためにも、耐力壁線の直下には基礎梁を設けることが重要である。また、床下点検などに必要な人通口は、上部構造の大きな開口部（掃き出し開口部分）の直下を避けて配置する事が望ましい。

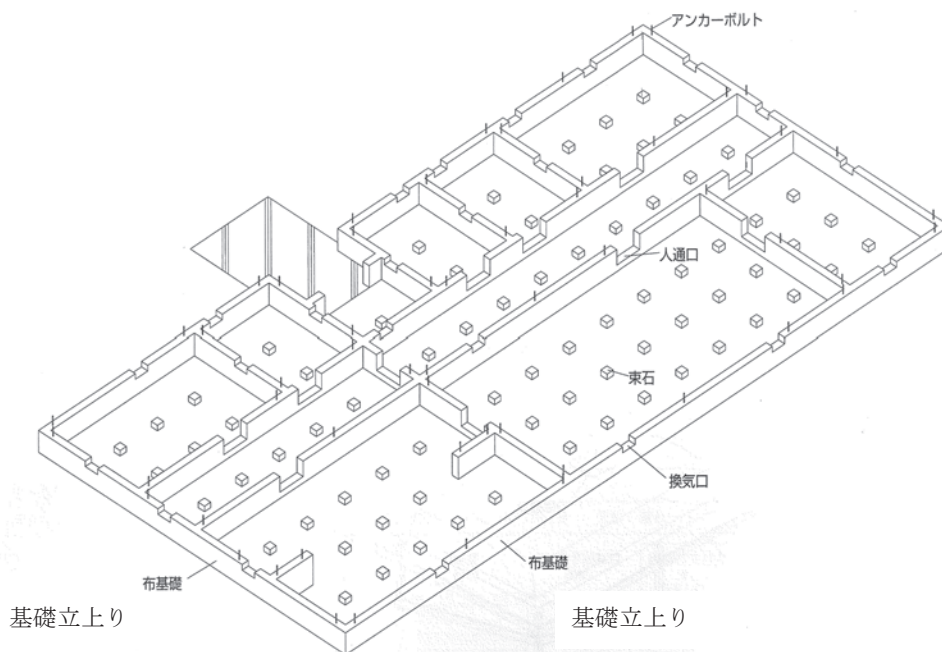


図 3.5 基礎の構成（ベタ基礎の例）

出典：鈴木秀三編 [図解]建築の構造と構法, 井上書院

(2) 基礎の断面

べた基礎の断面例を図 3.6 に示す。

基礎立ち上がり部分の幅は 150mm 以上を基本とし、その中に主筋、腹筋、あばら筋を配置する。主筋は基礎梁の幅の中心に来るように配置し、土台を緊結するためのアンカーボルトも、基礎の配筋時に同時に施工しておく（正確な位置を出しておかないと、土台の設置ができなくなることに注意）。

基礎の立ち上がり高さ（基礎スラブよりも上の長さ）は 300mm 以上とするが、耐久性的観点からは 400mm 以上とすることが望ましい。

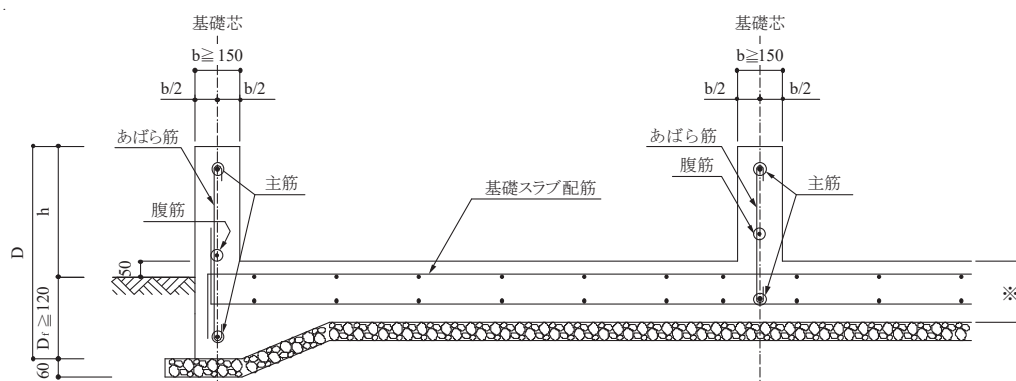


図 3.6 ベタ基礎の断面例

出典：小規模建築物基礎設計指針, (社) 日本建築学会

(3) 基礎の配筋

基礎の配筋例を図 3.7～図 3.9 に示す。上部構造からの力を地盤に伝達させるために、基礎梁には主筋(上端と下端)とせん断補強筋を配置する。開口部（換気口）周辺では、主筋の連続性を保つために、開口部斜め補強筋を必要な定着長さを確保して配筋する。

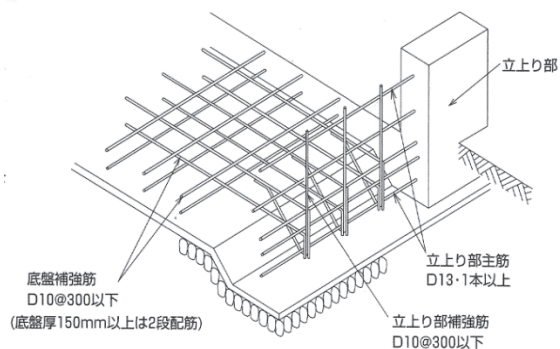


図 3.7 ベタ基礎の配筋

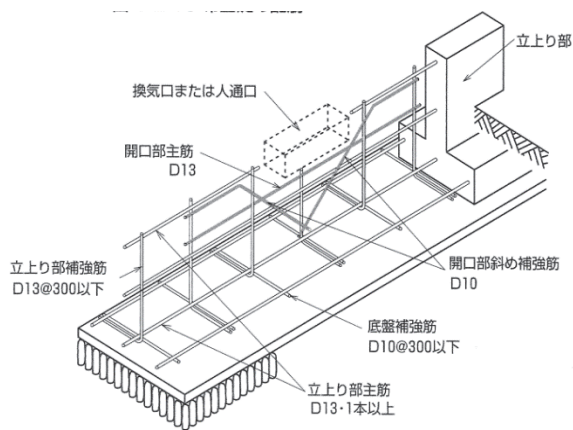


図 3.8 換気口の補強

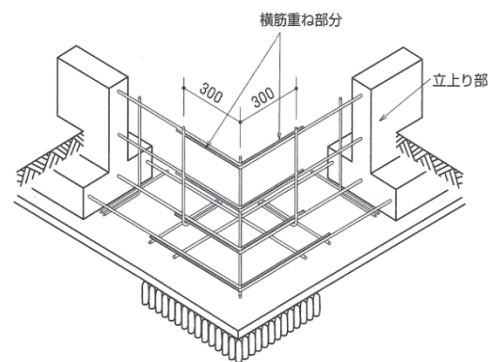


図 3.9 隅角部の補強

出典：鈴木秀三編 [図解]建築の構造と構法, 井上書院

3.4 軸組

(1) 土台

基礎と土台、および土台と土台の接合例を図 3.10 に示す。

基礎と土台はアンカーボルトで緊結する。土台の上に床下地用の合板を直接張る場合などアンカーボルトの余長やナットが気になる場合は、ボルト長さに注意しつつ、土台中に隠れるようなタイプのナットを用いると良い。

土台と土台の接合は、木材同士の継ぎ手加工の他に、図 3.10 に示すような接合金物を用いても良い。

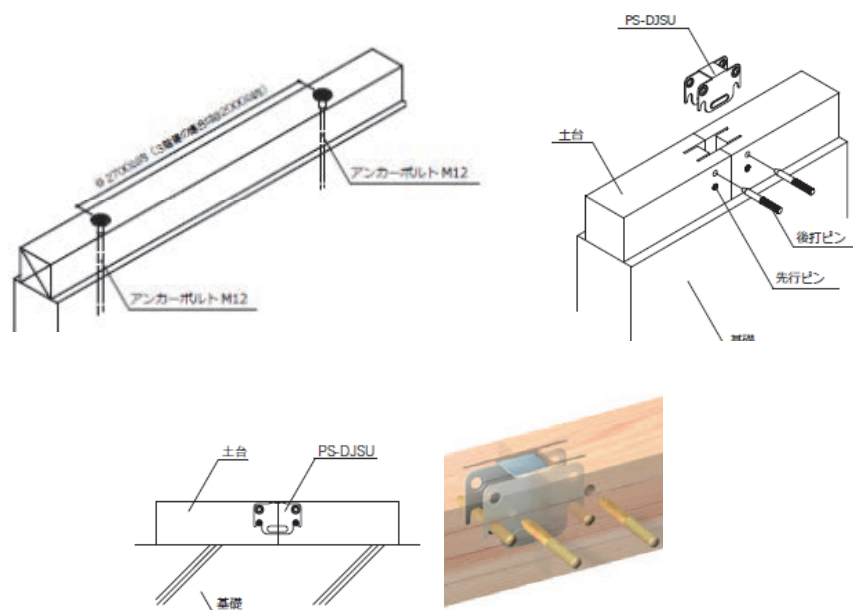


図 3.10 基礎と土台、土台と土台の接合

土台と柱の接合の例を図 3.11 に示す。

土台の材料は、耐腐朽性・耐蟻性の高いヒノキの心材が望ましいが、入手できない場合は防腐処理剤を塗布した材を使用する。土台の寸法は、柱と同等以上とする。

接合方法は、木材同士の仕口接合であるほぞ接合、あるいは金物による接合とする。耐力壁を構成する柱の場合などには、これらとは別に引き抜き力に抵抗する金物を設ける場合がある。詳細は「4 章 構造設計」を参照のこと。

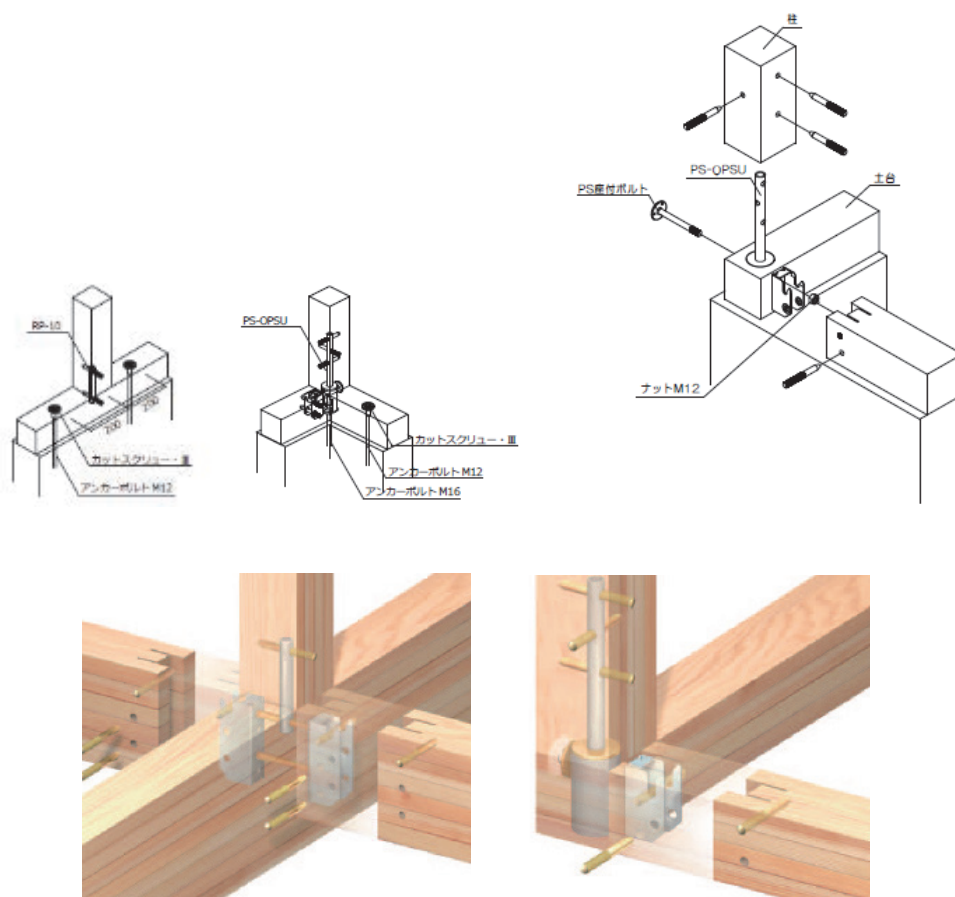


図 3.11 土台と柱の接合

・アンカーボルトの配置

アンカーボルトの設置方法を図 3.12 に示す。水平荷重(地震力・風圧力)による建物の浮き上がりや横ずれ防止のために、基礎と土台を緊結するためのアンカーボルトを設ける。

アンカーボルトの基礎への埋込み長さは、M12 ボルトの場合は 240mm 以上、M16 ボルト(ホールダウン金物用)の場合は 360mm 以上とする。

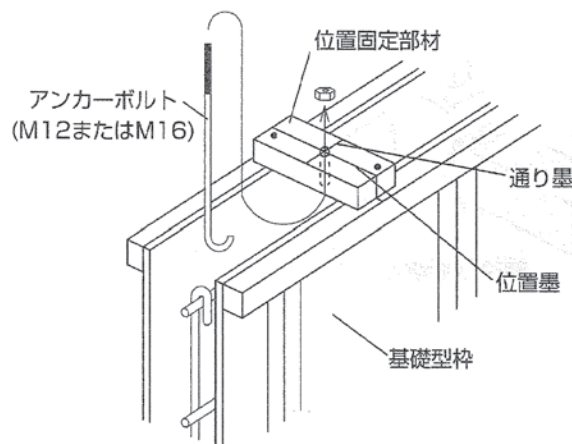


図 3.12 アンカーボルトの設置方法

出典：鈴木秀三編 [図解]建築の構造と構法, 井上書院

アンカーボルトは、次の場合には、柱の芯より 150mm 内外の位置に設けるようにする。それ以外の場合は、およそ 2.7m 間隔で設置すれば良い。

- ① 合板等の耐力壁の柱両側に近接した所
- ② 土台の端部や、継手の上側に配置される土台の端部
- ③ 筋かいが取り付く柱の下端部

(2) 柱

柱は、上部構造に作用する力を、土台を介して基礎に伝達させるものである。柱には継手を設けず単一の部材とし、各階で独立して設置する場合は“管柱”、1 階から 2 階までを 1 本の材とする場合は“通し柱”と呼ぶ。通し柱は、必要に応じて 2 階部分の四隅や、主要な軸組の交差部に設ける。

柱断面は 105mm 角から 120mm 角が標準的であるが、通常より大きな荷重を負担する柱は、状況に応じて、部分的あるいは構造全体の構造掲載により断面を算定する。

従来、柱と横架材の接合は、ほぞ加工などの木材同士の嵌合接合によっていたが、近年は梁受け金物などを使って接合する金物工法例が増えている。金物工法にはボルトやドリフトピンなどの金属接合具を用いることで接合部耐力が安定し、より粘り強い接合部とすることができるというメリットがある。

このような金物工法による柱と桁、床梁、小屋梁との接合を図 3.13、図 3.14 に、施工写真を図 3.15 に示す。

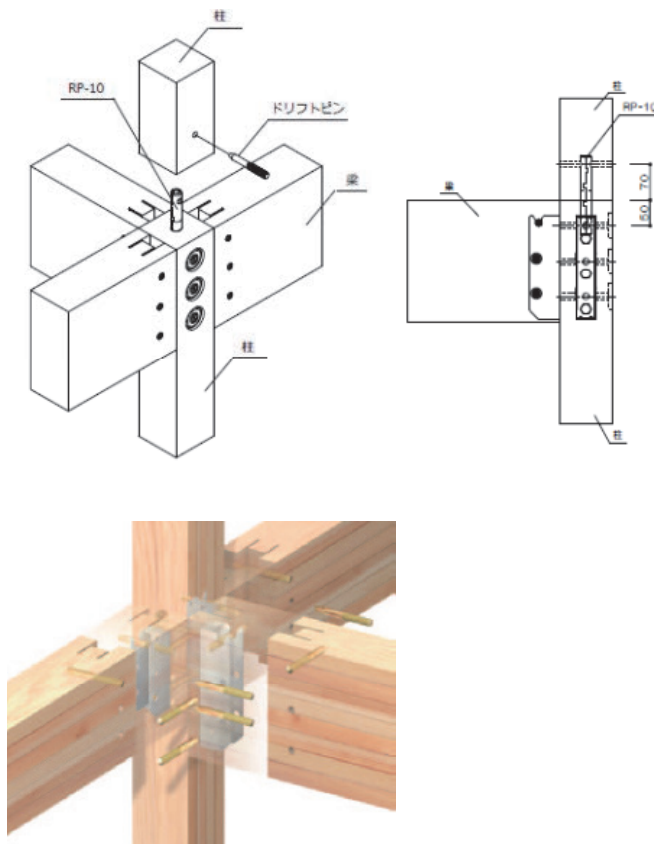


図 3.13 通し柱と梁の接合 1

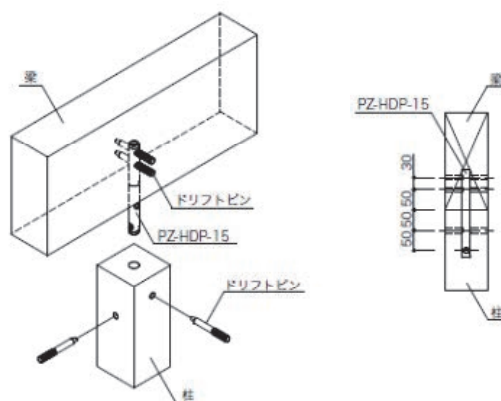


図 3.14 通し柱と梁の接合 2

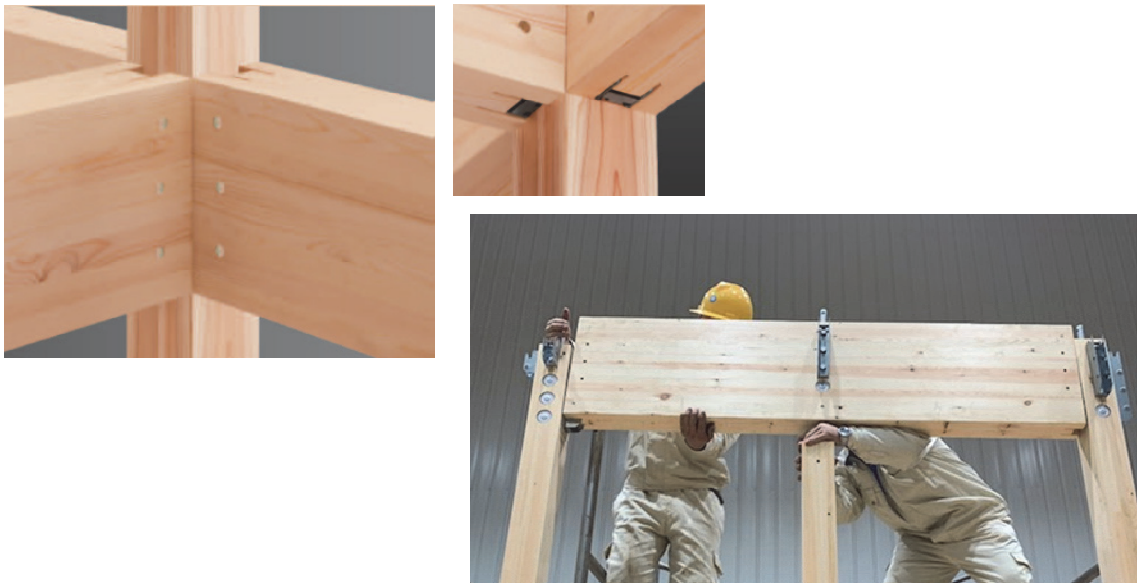


図 3.15 柱と梁の接合施工写真

(3) 梁等

梁、桁、胴差は、床や上階からの大きな荷重を支える部材である。そのため、樹種は曲げ強度の高いカラマツやヒノキなどが一般的である。梁、桁、胴差は、耐力壁線上は、1本の材で構成することを原則とするが、やむを得ずを継ぐ場合は、曲げ応力の小さな場箇所接合することとし、せん断応力を伝達できる方式とする。また、水平構面の外周に配置される場合は、引張応力をも伝達できる金物等により緊結する。

3.5 耐力壁

耐力壁は合板張りとし、柱と間柱および梁等の横架材に釘打ちして構成する。

耐力壁の構成を図 3.16 に、開口部の構成を図 3.17 に示す。

耐力壁は柱と横架材、間柱、継ぎ手間柱と、合板で構成される。合板の四周はなるべく 105mm 角以上の部材で構成することが望ましいが、やむを得ない場合は継ぎ手間柱を用いて張り継いでも構わない。間柱は、合板の面外方向への変形を抑制するためのものであり、地震等の水平力に対してはあまり抵抗力を持たない。

合板は四周を釘打ちすることとし、その釘打ちの詳細は「4 章 構造設計」を参照することとする。

窓などの開口部を設ける場合は、窓まぐさ、窓台、受け材で下地を構成し、合板を張る。ただし、この開口部上下に張った合板は、耐力壁とは見なさないこととする。

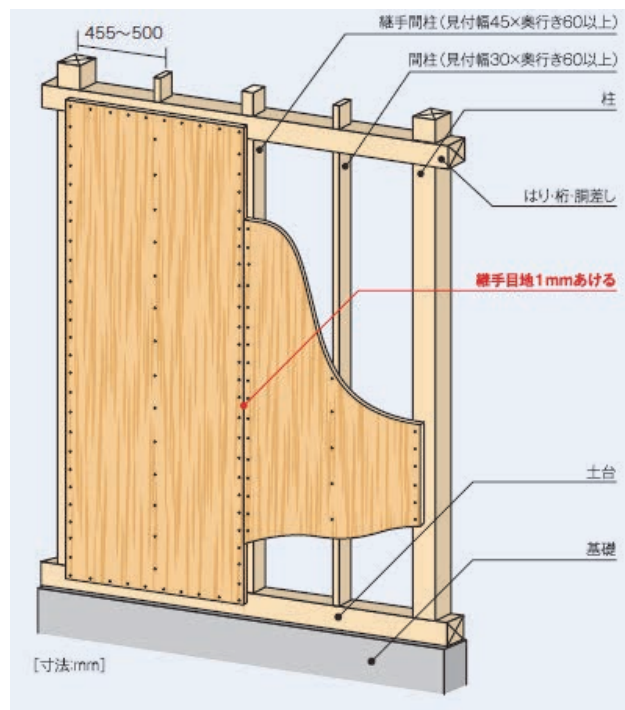


図 3.16 耐力壁の構成

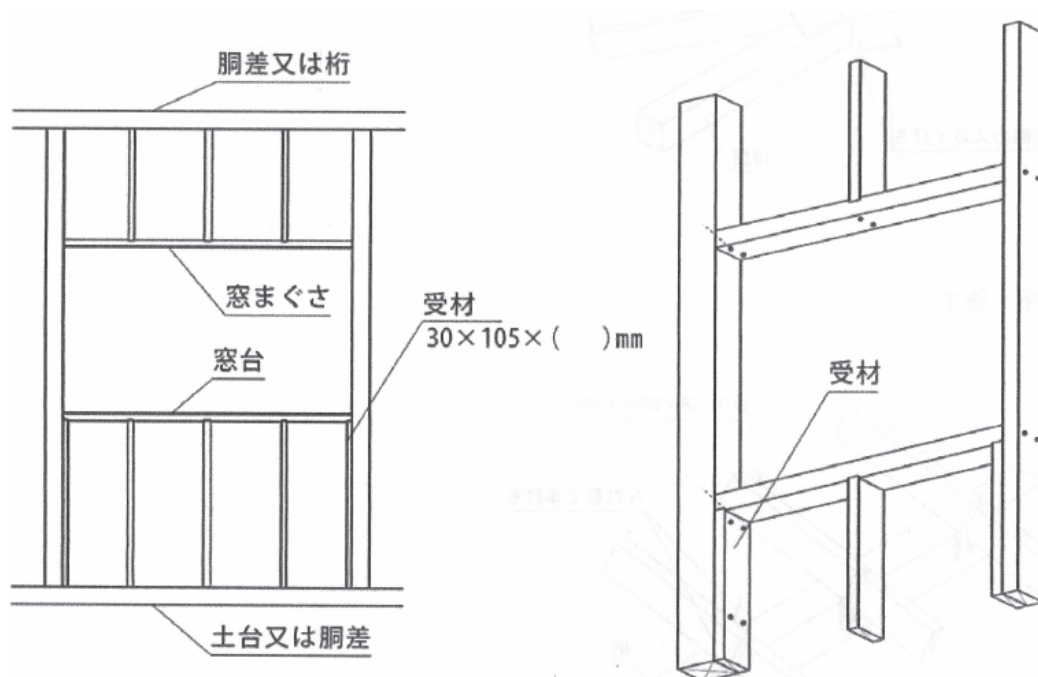


図 3.17 開口部の構成

3.6 床組

(1) 床構面の構成

床構面の構成を図 3.18 に示す。床は合板を釘打ちにて構成する。

床組は、床梁（大梁）と小梁で構成する。大梁同士の仕口は金物で補強し、地震を受けたときなどに接合部が先行して外れることのないようにする。小梁端部は、大梁を欠き込んで落とし込むか、梁受け金物などを使用する。

床組に合板を張る際、比較的薄い合板（厚さ 12mm 程度）を張るときは、梁の上に根太を 300mm 間隔程度で架け渡し、その上に合板を釘打ちする。一方、比較的厚い合板（厚さ 24mm 程度以上）を張るときは根太を省略して床組に直接釘打ちする。これらの床組の構成方法と釘打ちの仕方については、「4 章 構造設計」に詳細が書かれている。

また、床構面には、階段室や吹き抜けなどの開口部が設けられることが多い。開口部の周辺は構造的な弱点になりやすいので、開口隅部の接合部を金物でしっかりと緊結すると共に、必要に応じて開口周囲の合板の釘打ち間隔を狭めるなどの対策を取ることが望ましい。なお、開口を有する床構面の設計方法については、「4 章 構造設計」に解説されている。

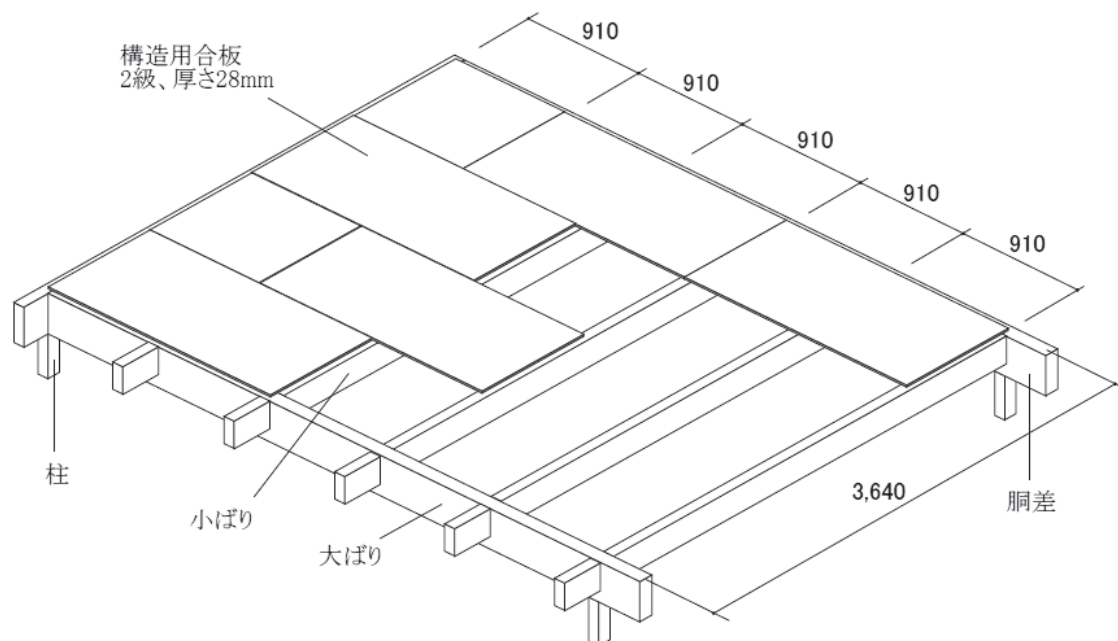


図 3.18 床構面の構成

3.7 小屋組

(1) 小屋組の構成

小屋ばり面には、火打材を設けて、水平構面の補強を行う。火打ちばりの仕口を図

3.19 に示す。木製の火打ちばりははりや桁を欠き込んで落とし込み、ボルト等で緊結する。一方、鋼製火打ちばりを用いる場合は、はりや桁に直接ボルト等で留め付ける。

なお、小屋ばり構面にも合板を張った場合、屋根面で十分な水平構面を構成する場合は、火打ちばりを設ける必要はない。

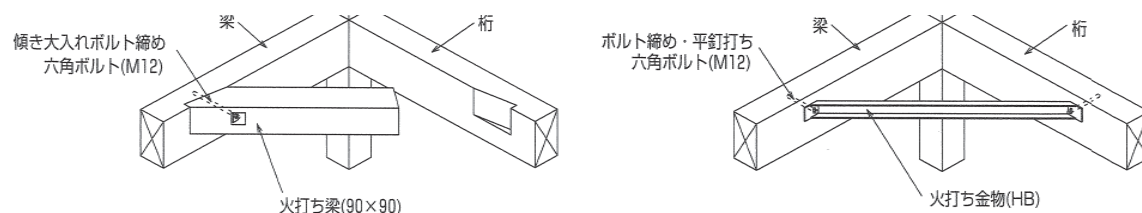


図 3.19 火打ち梁の仕口

切妻の小屋組図を図 3.20 に、寄棟の小屋組図を図 3.21 に示す。

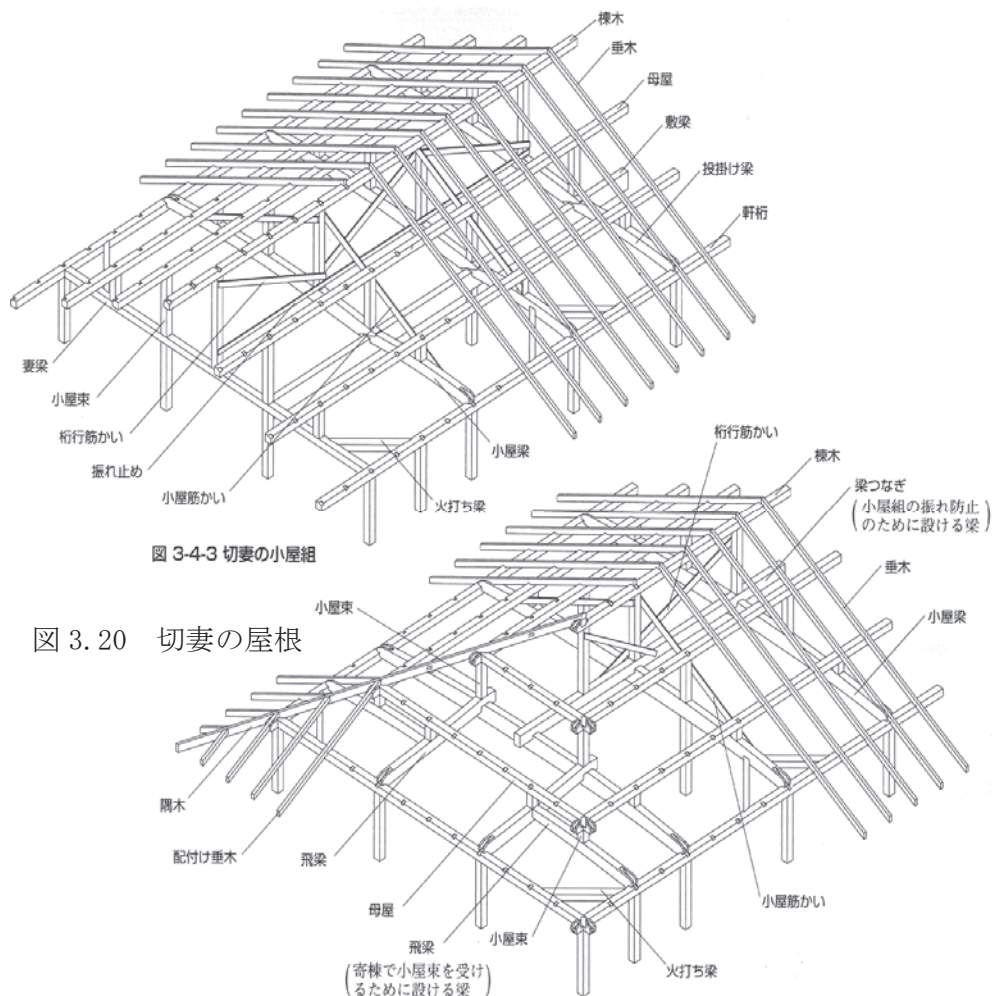


図 3.20 切妻の屋根

図 3.21 寄棟の屋根

ここで示したのは垂木を用いるタイプであるが、束や母屋を用いず、小屋梁から棟木にかけて登り梁を掛ける方法もある。こちらの方が構造的には明快なものになるが、部材にかかる応力も増えてくるため、十分な断面確保と接合部の緊結が重要となってくる。

小屋組の鉛直力に対する構造設計は容易であるが、地震や風圧などの水平力に対する設計は、屋根の形状が複雑な場合が多いことから、経験的に行われているのが実情である。小屋組は、地震等の水平力に対して、梁間方向は垂木と小屋梁からなるトラスで抵抗し、桁行方向は雲筋かいによって抵抗する構造である、その安全性は、これまでの大きな地震や台風に耐えてきた実績で確認されていると考えられる。

(2) 小屋組の各部詳細図

小屋組各部の詳細図を、図 3.22～図 3.28 に示す。

図 3.19～図 3.23 は隅木（あるいは谷木）の施工方法である。予め梁、桁、母屋を一部切り欠き、その上に隅木を載せて釘やかすがいなどで留め付ける。図 3.27 は垂木と桁の施工方法であるが、桁を切り欠いて、垂木を載せ、あおり留め金物で留め付けている。

図 3.25 は垂木に合板を釘打ちする方法である。壁や床と異なり合板の四周を釘打ちすることはできないので、合板の短辺方向のみ釘打ちすることとなる。垂木の代わりに登り梁を用いる小屋組の場合も同様で、基本的には屋根下地として張る合板の釘打ちは川の字打ちとなる事が多い。なお、これらの小屋組の構成方法と釘打ちの仕方については、「4 章 構造設計」に従って選定する。

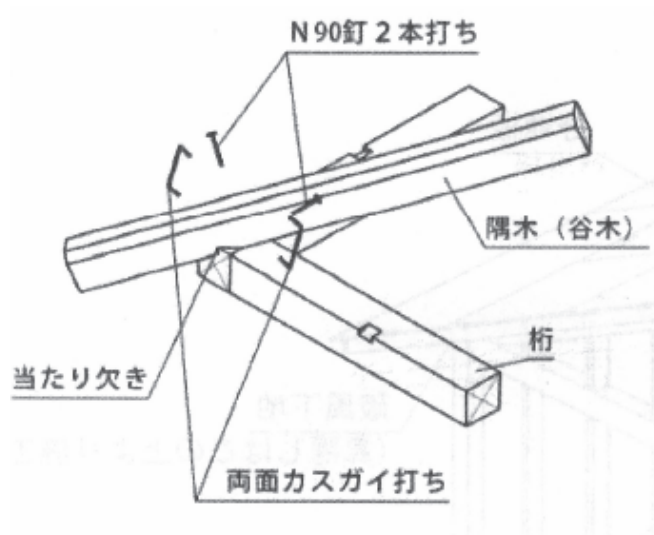


図 3.22 桁と隅木、谷木の接合

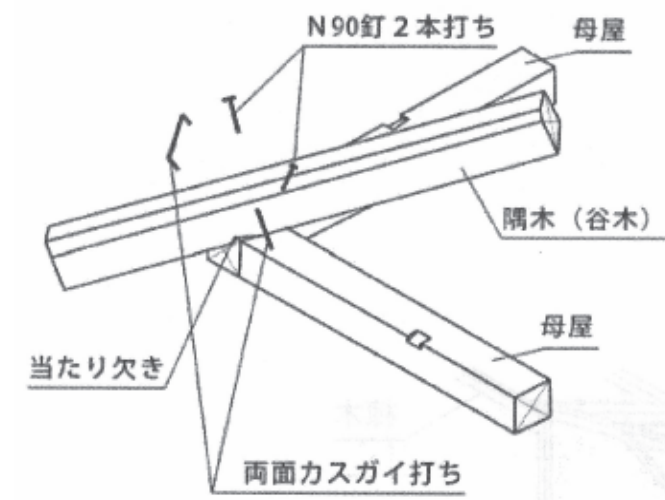


図 3.23 母屋と隅木の接合

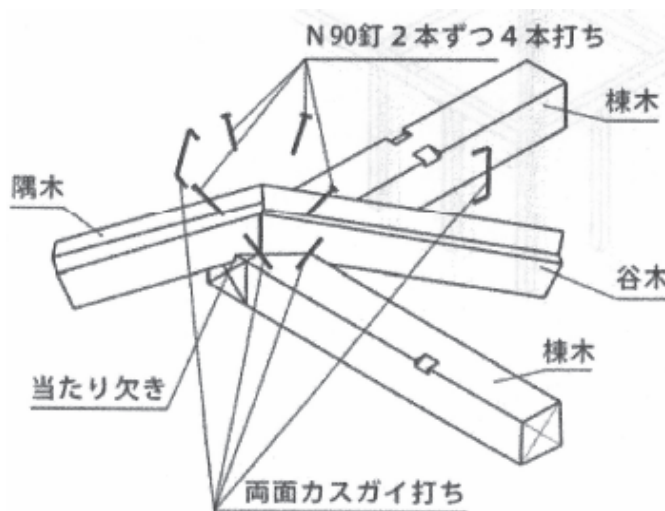


図 3.24 棟木と隅木、谷木の接合

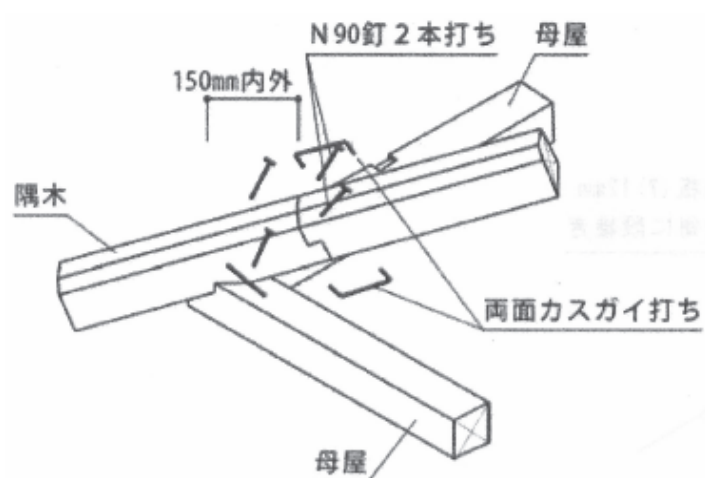


図 3.25 隅木の継手

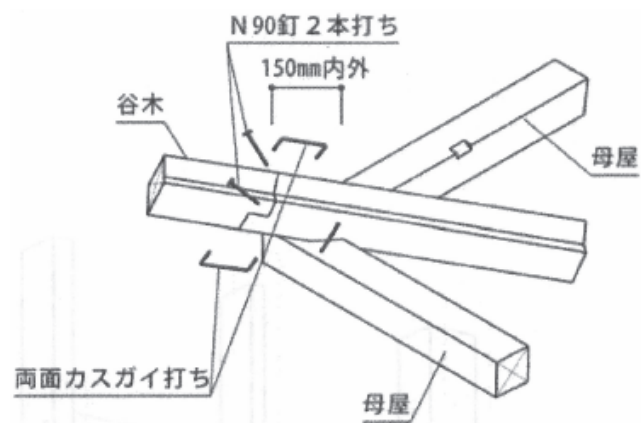


図 3.26 谷木の継手

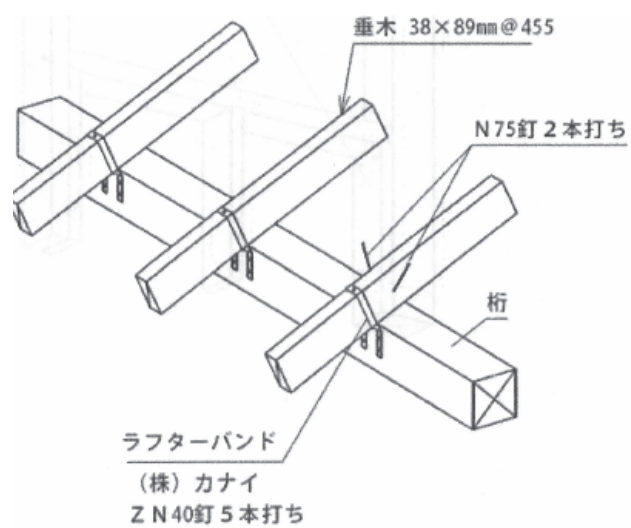


図 3.27 桁、垂木の接合

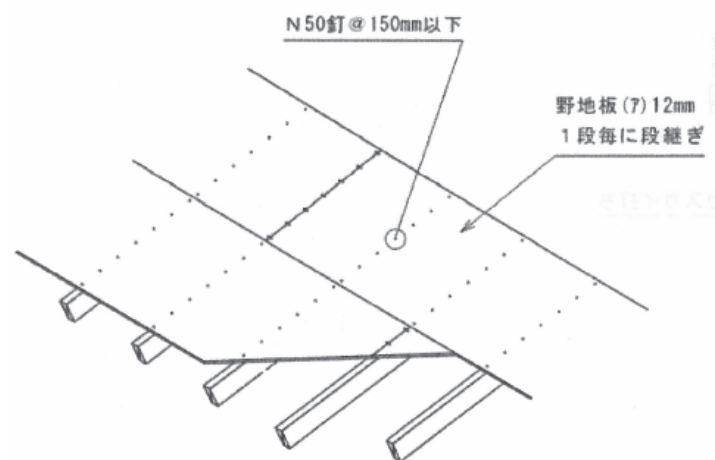


図 3.28 野地板合板と垂木の接合

第4章 構造設計

本章では、木造軸組構造の設計概要を説明する。

4.1 一般規定

軸組構法は、部材の自重、積載荷重、雪荷重などの鉛直荷重に対して、柱・はりで抵抗し、地震力や風圧力による水平力に対しては、耐力壁の鉛直構面と床・屋根の水平構面で抵抗する構造方法である。

軸組構法建物の平面計画は、できるだけバランスが取れたものとし、質量と剛性の偏りがなく、耐力と剛性を確保するため、全ての部材の接合部は存在応力に対して強固に緊結するとともに、構造部分を基礎にアンカーボルトで固定する。

軸組構法建物の部材と接合部は、樹種、材料の種別と等級、荷重、接合方式などにより、本規定に基づいて設計する。

4.2 荷重

軸組構法建物にかかる固定荷重、積載荷重、積雪荷重、風圧力は、KDS 41 10 15 「建築構造の規準設計荷重」に従う。

軸組構法建物にかかる地震力は KDS 41 17 00 「建築物耐震設計規準」に従う。水平方向の地震計算はベースシア法を用い、構造の基本固有周期は式 $T=0.0488H^{0.75}$ で計算する。ここで、H は基礎上端から建物の最高点までの高さ (m) である。

4.3 必要水平耐力の簡易算定

以下の規定を満たす場合、三階建て以下の建物の水平力は、KDS 41 17 00 「建築物耐震設計規準」に基づき、簡略化した以下の方法で計算することができる。

地震に対する必要水平耐力： $P_e=K_e \times A_e$ (式 4.1)

風圧力に対する必要水平耐力： $P_w=K_w \times A_w$ (式 4.2)

ここで、

K_e ＝表 4.1 または 4.2 に定める係数

K_w ＝表 4.3 または 4.4 に定める係数

A_e ＝1 階の床面積 (m²)

A_w ＝建物の見付面積 (m²)

ただし、

- ・階数は 3 以下とする。
- ・建築物各階の面積は 600m² 以下、階高は 3m 以下とする。

- ・棟高は最上階より 2m 以下とする。
- ・軒先長さは 1.2m 以下とする。
- ・床の活荷重値は 2.5kN/m^2 以下、屋根の活荷重は 0.5kN/m^2 以下とする。
- ・耐力壁間距離は 12m 以下とする。
- ・はりのスパンは 12m 以下とする。

表 4.1 建物該当階の地震力に対する係数 K_e (kN/m^2) (基準変形角 1/150)

建物の 重要度分類	耐震重要度 係数	耐震 等級	地震 区域	地震区域 係数	建物の該当階	地盤の種類				
						S_1	S_2	S_3	S_4	S_5
重要度 (2)	1	II	I	0.11	平屋建て	0.176	0.215	0.228	0.212	0.223
					2 階建ての 2 階	0.250	0.305	0.325	0.301	0.317
					2 階建ての 1 階	0.492	0.600	0.638	0.592	0.623
					3 階建ての 3 階	0.275	0.341	0.363	0.337	0.354
					3 階建ての 2 階	0.613	0.759	0.808	0.750	0.789
					3 階建ての 1 階	0.795	0.985	1.048	0.972	1.023
			II	0.07	平屋建て	0.113	0.140	0.157	0.149	0.165
					2 階建ての 2 階	0.160	0.199	0.223	0.211	0.235
					2 階建ての 1 階	0.315	0.392	0.438	0.415	0.461
					3 階建ての 3 階	0.175	0.223	0.249	0.236	0.262
					3 階建ての 2 階	0.389	0.497	0.555	0.526	0.584
					3 階建ての 1 階	0.505	0.644	0.720	0.682	0.757

※ 1 Siesta (階高さ 3000mm) の平均重量を基本重量とし、床面積は各階とも同じ面積とした。

※ 2 1FL床高さ：GL+500mm、2FL床高さ：GL+3500mm、3FL床高さ：GL+6500mm、3階桁高さ：GL+9500mm

※ 3 屋根の棟高さ：軒桁高さ + 2000mm

表 4.2 建物該当階の地震力に対する係数 K_e (kN/m^2) (基準変形角 1/225)

建物の 重要度分類	耐震重要度 係数	耐震 等級	地震 区域	地震区域 係数	建物の該当階	地盤の種類				
						S_1	S_2	S_3	S_4	S_5
重要度 (2)	1	II	I	0.11	平屋建て	0.117	0.143	0.152	0.141	0.149
					2 階建ての 2 階	0.167	0.203	0.216	0.201	0.211
					2 階建ての 1 階	0.328	0.400	0.425	0.395	0.415
					3 階建ての 3 階	0.184	0.227	0.242	0.224	0.236
					3 階建ての 2 階	0.409	0.506	0.539	0.500	0.526
					3 階建ての 1 階	0.530	0.656	0.699	0.648	0.682
			II	0.07	平屋建て	0.075	0.094	0.105	0.099	0.110
					2 階建ての 2 階	0.107	0.133	0.149	0.141	0.156
					2 階建ての 1 階	0.210	0.261	0.292	0.277	0.308
					3 階建ての 3 階	0.117	0.149	0.166	0.157	0.175
					3 階建ての 2 階	0.260	0.331	0.370	0.350	0.389
					3 階建ての 1 階	0.337	0.429	0.480	0.454	0.505

※ 1 Siesta (階高さ3000mm) の平均重量を基本重量とし、床面積は各階とも同じ面積とした。

※ 2 1 FL床高さ：GL+500mm、2FL床高さ：GL+3500mm、3FL床高さ：GL+6500mm、3階桁高さ：GL+9500mm

※ 3 屋根の棟高さ：軒桁高さ+2000mm

表 4.3 建物該当階の風圧力に対する係数 K_w (kN/m^2) (基準変形角 1/150)

	基準風速 $V_0(\text{cm/s})$										
	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44
平屋建て	0.46	0.54	0.63	0.72	0.82	0.92	1.04	1.15	1.28	1.41	1.55
2 階建て	0.58	0.68	0.78	0.90	1.03	1.16	1.30	1.45	1.60	1.77	1.94
3 階建て	0.67	0.78	0.91	1.04	1.19	1.34	1.50	1.68	1.86	2.05	2.25

※ 1 KDS 41 10 15 (建築構造基準 設計荷重) の「5.14 簡便法による風荷重」の方法により
受圧面積当たりの風荷重を算出した。

※ 2 風力係数 C_f は、風上面 0.6 および風下面 -0.5 (最大値) として 1.1 を使用した。

※ 2 1 FL床高さ：GL+500mm、各階の階高さ：3000mm

※ 3 屋根の棟高さ：軒桁高さ+2000mm

表 4.4 建物該当階の風圧力に対する係数 K_w (kN/m^2) (基準変形角 1/225)

	基準風速 $V_0(\text{cm/s})$										
	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44
平屋建て	0.31	0.36	0.42	0.48	0.55	0.62	0.69	0.77	0.85	0.94	1.03
2 階建て	0.38	0.45	0.52	0.60	0.68	0.77	0.86	0.96	1.07	1.18	1.29
3 階建て	0.45	0.52	0.61	0.70	0.79	0.89	1.00	1.12	1.24	1.37	1.50
※ 1 KDS 41 10 15 (建築構造基準 設計荷重) の「5.14 簡便法による風荷重」の方法により 受圧面積当たりの風荷重を算出した。											
※ 2 風力係数 C_f は、風上面 0.6 および風下面 -0.5 (最大値) として 1.1 を使用した。											
※ 2 1 FL 床高さ : GL + 500mm、各階の階高さ : 3000mm											
※ 3 屋根の棟高さ : 軒桁高さ + 2000mm											

4.4 耐力壁

4.4.1 建物のせん断耐力

算定した必要水平耐力に対して、建物のせん断耐力がそれ以上になるように耐力壁の選択、配置、接合を行う。

建物のせん断耐力は、耐力壁の種類毎に応じて規定されたせん断耐力にその長さを乗じた値を合計することによって求められる。

$$V = \sum f_{vd} l \quad (\text{式 4.3})$$

ここで、

f_{vd} : 耐力壁のせん断耐力 (kN/m) で、表 4.5 に規定する値。

l : 耐力壁の長さ (m)

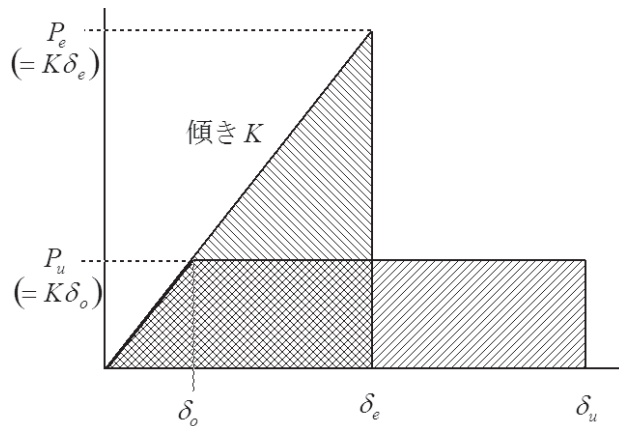
解説

建物に生じる地震力の算定と、それに抵抗するための鉛直構面と水平構面の設計方法との関係は、密接でなければならない。日本では、軸組構法の耐震設計方法は、大地震の経験と、実大建物をを用いた数多くの静加力実験や振動台実験により、何度かの改良を重ねて今日の方法となっている。

韓国における地震力の算定は、日本と同じベースシア法を採っており、その値は日本と韓国の地震の規模からすれば、同様な条件で算定されていると考えられる。一方、韓国には鉛直構面と水平構面の耐力の評価方法がない。そこで、本指針では、日本の評価方法を提案することとした。

建物に入力される地震力は、建物が弾性体であれば、振動理論から容易に求められる。しかし、建物が弾塑性体であり、損傷によりその力学的性質が変化する場合、入

力される地震力の計算は容易ではない。そこで、日本では次に示す Newmark のエネルギー一定則を用い、入力される地震力の大きさを推定している。



今、弾性体の建物に入力される地震力を P_e とすれば、完全弾塑性体の建物に入力される地震力は、図の三角形の面積と台形の面積が等しい条件から P_u となる。ここで、

$$P_u = P_e \cdot D_s$$

$$D_s = 1 / (2 \delta_o / \delta_u - 1)^{1/2}$$

である。日本の軸組構法の耐震設計では、 $D_s = 0.3$ を基準としている。

耐力壁の設計は、それを構成する各部材と接合部の応力を検定するのではなく、仕様を定めた耐力壁ごとの力学的特性を実験等で求めることにより、許容耐力を評価する方法を用いている。具体的には、包絡線を完全弾塑性にモデル化し、次の4つの因子の最低値としている。

- ・ P_y 見かけの比例限度耐力：中地震に対して修理可能とする。
- ・ $P_{(1/120)}$ 1/120rad 時の耐力：中地震に対して変形を 1/120rad 以下に抑える。
- ・ $2/3 \cdot P_{\max}$ 最大耐力に対して安全率 1.5 を確保する。
- ・ $0.3/D_s \cdot P_u$ 大地震時でも倒壊させない。

ここで、最後の因子は、耐力壁の D_s が 0.3 を上回った時に、建物の $D_s = 0.3$ を確保するための低減である。

なお、この設計法が成立するためには、建物内部にある個々の耐力壁の力学特性を合成したものが、建物の力学的特性にならないといけない。このため、耐力壁以外の部材や接合部は、耐力壁に先行して破壊しない強度を有するように設計することとしている。

建物にかかる地震力は、建物の質量を求めることから始めるが、この作業はかなり面倒である。そこで、一般には木造住宅の質量や積載荷重はある範囲に入っていることから、本手引きでは、建物の床面積から地震力を間接的に求める簡易計算方法を提

案している。以上の耐震設計のフィロソフィーと簡略計算法は、中国の木構造設計標準でも採用された。

4.4.2 耐力壁の構成

軸組構法の耐力壁は、柱と横架材、そして構造用木質面材（合板、OSB 等）により構成される（図 4.1）。

柱の断面寸法は $105 \times 105\text{mm}$ 以上とし、面材を張る耐力壁の両端には必ず柱を設けることとする。横架材（土台を含む）の断面寸法は $105 \times 105\text{mm}$ 以上とし、面材を張る耐力壁の上下には必ず横架材を設けることとする。これら軸組材同士はほぞ接合で接合し、耐力壁下地の軸組を構成する。

2 本の柱で構成される耐力壁の長さの最小値は 600mm 、最大値は 2000mm とし、面材の面外方向のたわみを抑制するために、 500mm 間隔程度に適切に間柱材を配置する。

また、面材を横方向に張り継ぐ場合は継手間柱材を、鉛直方向に張り継ぐ場合は胴つなぎ材を施工する。継ぎ手間柱材の断面寸法は $45 \times 60\text{mm}$ 以上、間柱材は $30\text{mm} \times 60\text{mm}$ 以上、胴つなぎ材は $45 \times 60\text{mm}$ 以上とし、それぞれ柱、横架材に対し斜め釘打ち等で緊結する。

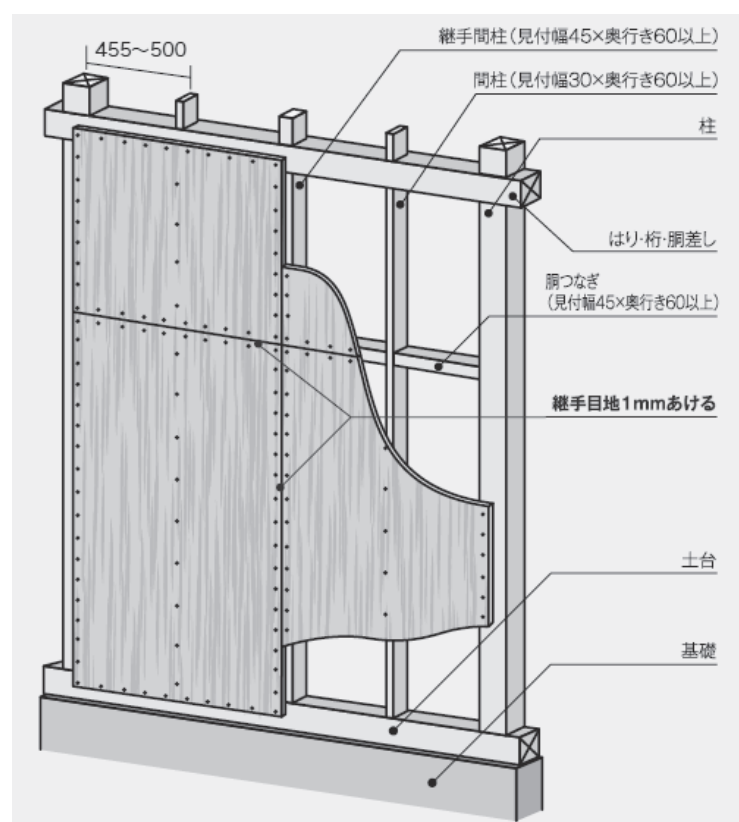
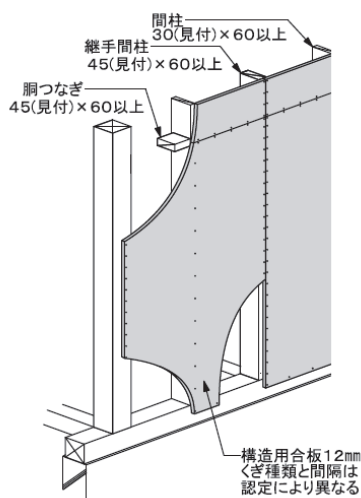


図 4.1 耐力壁の構成

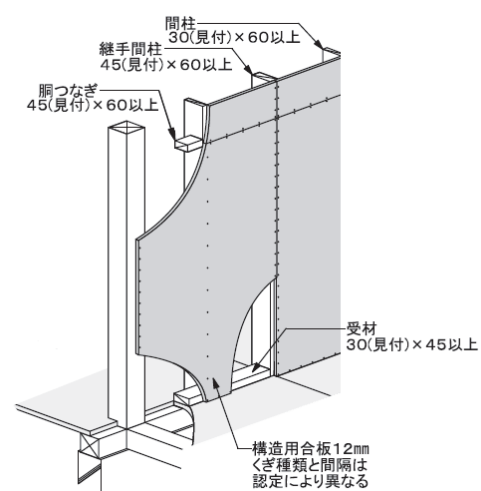
面材を張る軸組の仕様は、図 4.2 に示すように①大壁仕様、②床下地先行型の大壁仕様、③受け材真壁仕様、④床下地先行型の受け材真壁仕様の 4 種類を対象とし、釘打ち仕様が同じであれば、軸組の仕様が異なっても耐力壁の性能は同等と考える。

真壁仕様で用いる受け材、および床勝ち仕様で用いる受け材の断面寸法は $30 \times 45\text{mm}$ 以上とし、長さ 75mm 以上の釘で軸組材あるいは床下地材に留め付けるものとする。

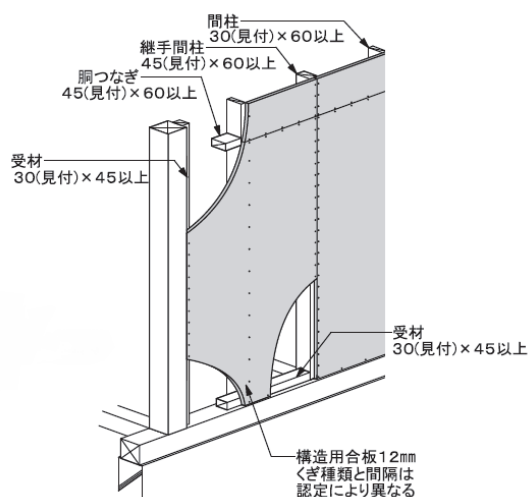
面材の張り方は、図 4.3 に示すように、縦張り、横張り、縦横張りなどがあるが、面材の四周を確実に釘打ちするのであれば、いずれの張り方も同等の性能と考える。



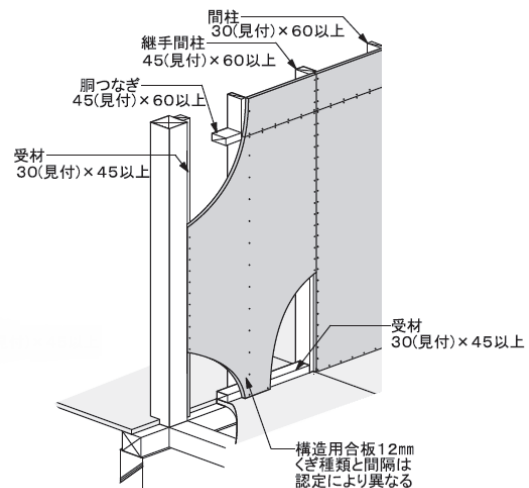
① 大壁仕様



② 床下地先行型の大壁仕様



③ 受け材真壁仕様



④ 床下地先行型の受け材真壁仕様

図 4.2 大壁、真壁、床下地先行型の軸組の仕様

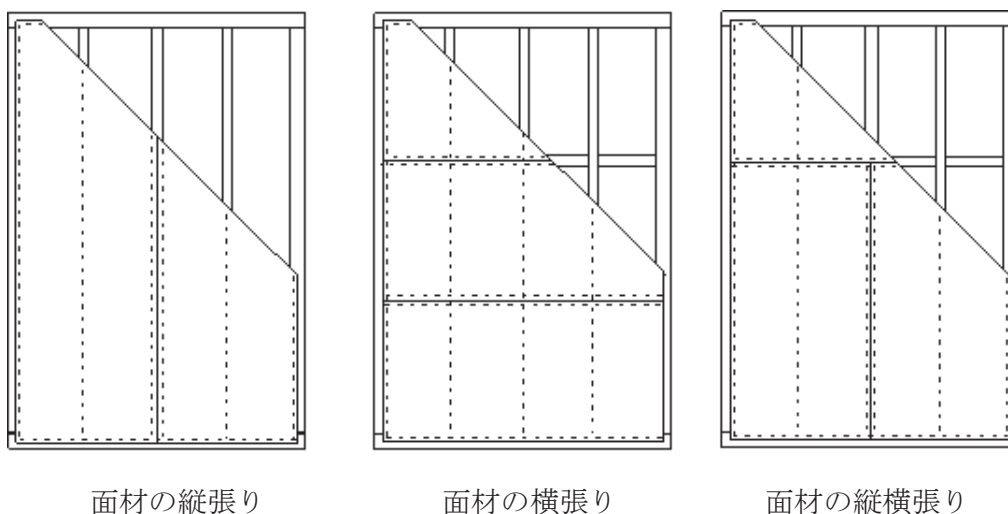


図 4.3 面材の張り方の例

4.4.3 耐力壁の許容せん断耐力

片面に構造用木質面材を釘打ちした耐力壁の許容せん断耐力は、面材の厚さ、釘の種類と釘打ち間隔に応じて表 5.1 のとおりとする。なお、壁の両面（表面と裏面）に面材を釘打ちする場合は、使われる面材の厚さや釘の種類に関わらず、耐力壁の許容せん断耐力は、壁の両面の許容せん断耐力の合計値として良い。

表 4.5 構造用木質面材を張った耐力壁の許容せん断耐力 P_a (kN/m)

面材厚 (mm)	釘		釘間隔			
	長さ (mm)	直径 (mm)	150mm	100mm	75mm	50mm
9	50	2.87	5.0	7.1	—	—
12	50	2.87	4.9	7.1	8.7	11.2
	65	3.33	5.8	7.9	9.6	12.2
24	75	3.76	9.8	14.2	17.4	22.4

注：表にない仕様の壁については、そのせん断許容耐力を 5.1.3 に示す実験的評価法、または理論解析により求めることができる。

解説

日本の合板と OSB の規格は、韓国のそれらの規格とほぼ同じであることから、日本の耐力壁の許容耐力をそのまま提案している。

日本には、合板や OSB 以外の様々な木質系面材や、非木質系面材を張った耐力壁があるが、材料規格が韓国と異なることや、メジャーではないことから、本手引きでは組み

入れてはいない。

軸組構法の耐震化は、筋かいを設けることから始まり、最近まではほとんどの建物で採用されてきた。しかし、近年になって、力学特性が力の方向（圧縮の場合と引張の場合）によって異なること、施工精度の影響が大きいこと、終局時に筋かいが面外座屈を生じること、断熱材が入れにくいこと、などから、急速に減少する傾向にある。このような状況と、日本の許容耐力は過去の値を引きずっていることなどから、本手引きでは採用しないこととした。

なお、表にない面材や筋かいを採用する場合は、細部の仕様を決めた上で、理論解析や、付録の試験方法と評価方法に従って、許容耐力を算定されたい。

4.4.4 耐力壁の配置

耐力壁の配置の安全性を確認するため、偏心率計算または四分割法行う。

偏心率計算による場合は、偏心率が 0.15 を超えないように耐力壁を配置する。偏心率が 0.15 を超え 0.3 以下の場合は、捻じれによる応力の補正を行い、安全性を確認する。

四分割法による場合は、次による。

建物の各階平面を張間方向に四分割し、外側の部分それぞれが独立した建物であると仮定して、仮定した建物ごとに、必要水平力に対する、それぞれに存在する壁の許容耐力の総和の比（耐力充足率という）を求め、以下の一つ以上が満足していることを確認する

- ① 二つの耐力充足率がともに 1 以上。
- ② 二つの耐力充足率のうち小さい方を大きい方で除した値が 0.5 以上。
- ③ 二つの耐力充足率がともに 0。

同様の確認を、桁行方向及び各階について行う。

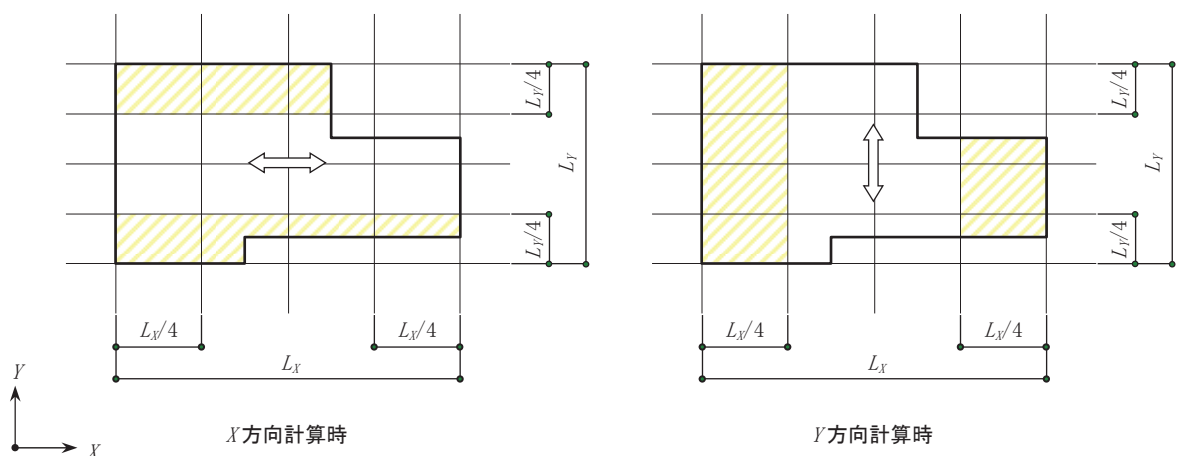


図 4.4 四分割法の説明図

ガレージのように、間口に耐力壁がない部分の出は 1.8m 以下とする（図 4.5）。

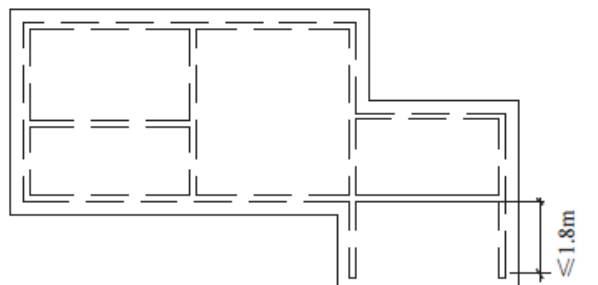


図 4.5 耐力壁がない区画の許容出っ張り長さ

4.4.5 耐力壁の接合（耐力壁両端の柱頭・柱脚の接合）

耐力壁に許容耐力が作用した時に両端の柱に生じる軸力は式 4.4 により計算できる（図 4.7 左を参照）。

$$N = \frac{M}{B} \quad (\text{式 4.4})$$

ここで、 N ：耐力壁端部の柱の軸力（kN）

M ：水平力（許容耐力）による耐力壁面内に生じるモーメント（kN m）

B ：耐力壁両端柱間の距離（m）

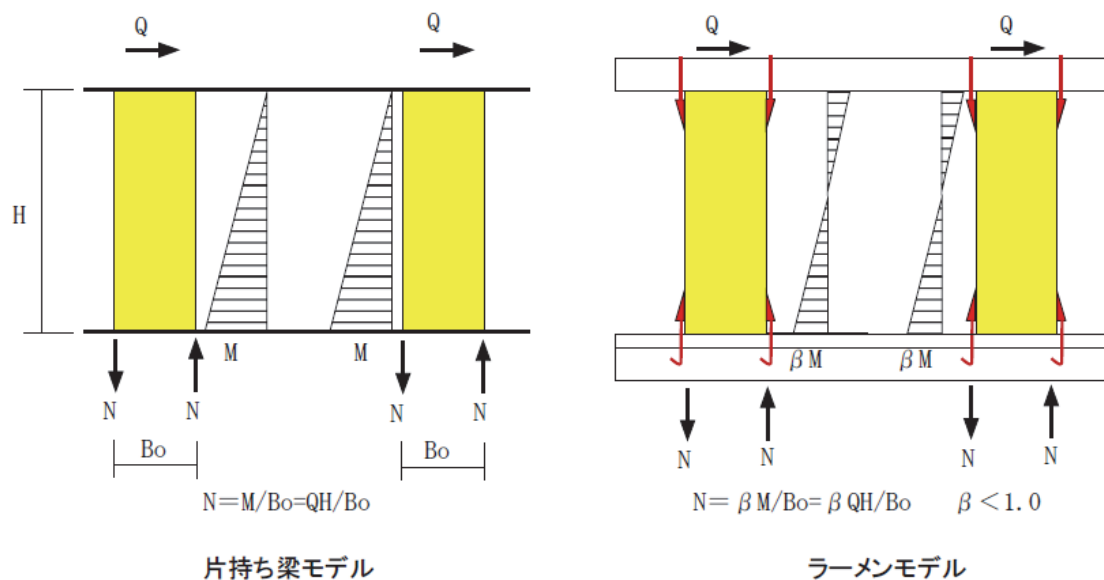


図 4.6 耐力壁の柱脚に生じる軸力（左：単純モデル、右：ラーメンモデル）

ただし、柱脚・柱頭を緊結することによるラーメン効果（図 4.6 右を参照）を考慮した次の N 値計算法を用いて計算してもよい。なお、N 値計算法では積載荷重や固定荷重も算入されている。

最上階の柱の軸力：

$$T = \Delta Q_1 \times H_1 \times B_1 - N_w \quad (\text{式 4.5})$$

上から 2 番目の階の柱の軸力：

$$T = \Delta Q_1 \times H_1 \times B_1 + \Delta Q_2 \times H_2 \times B_2 - N_w \quad (\text{式 4.6})$$

上から 3 番目の階の柱の軸力：

$$T = \Delta Q_1 \times H_1 \times B_1 + \Delta Q_2 \times H_2 \times B_2 + \Delta Q_3 \times H_3 \times B_3 - N_w \quad (\text{式 4.7})$$

ここで、 T ：当該階の柱に発生する軸力

$\Delta Q_1, \Delta Q_2, \Delta Q_3$ ：柱の両側の耐力壁のせん断強度特性値の差（kN/m）。 ΔQ_2 は当該柱に連続する上階柱。 ΔQ_3 は更にその上の階に連続する上階柱。

H_1, H_2, H_3 ： H_1 は当該階の階高（m）。 H_2 はその上階、 H_3 は更にその上階の階高。

B_1, B_2, B_3 ： B_1 は当該柱の周辺部材による曲げ戻し効果を現す係数で、出隅柱の場合は 0.8、中間柱の場合は 0.5。 B_2 はその上階、 B_3 は更にその上階で、以下同文。

N_w ：鉛直荷重により当該柱に加わる圧縮力（kN）。

解説

耐力壁の両端の柱には、水平力による引張・圧縮力応力が発生する。このため、柱頭・柱脚接合部は、これらの応力に対して接合する必要がある。

建物の耐震性は、「建物の力学的特性が、耐力壁の力学的性能の総合による」という前提で確保されることから、柱頭・柱脚接合部は、耐力壁に先行して破壊してはならない。そのため、柱に発生する引張・圧縮応力は、建物に作用する水平力ではなく、耐力壁が有する耐力に対して算定する必要がある

式 4.2 は、耐力壁を独立して立っている片持ちばりにモデル化したときの式である。しかし、実大の建物の静加力実験や振動台実験、実地震による被害調査等から、式 4.2 で計算した値が過大であることが分かっている。

実際の建物では、垂壁や腰壁のほか、柱脚・柱頭を緊結することにより、基礎ばりや水平構面が耐力壁を連結するはりとして働き、図 4.6 右図のように、ラーメン効果が生じると考えられる。そこで、このラーメン効果を考慮して導かれたのが N 値計算法である。なお、N 値計算法では、積載荷重や固定荷重の鉛直力も考慮されている。

求めた軸力 T が、表 4.6 に示す接合仕様の短期許容引張耐力 T_a を上回らないように

接合仕様を選定する。なお、表にない接合方法については、別途実験によって短期許容引張耐力を求めることが可能である。

表 4.6 柱頭柱脚接合部の短期許容引張耐力

柱頭柱脚接合部の仕様	短期許容引張耐力 T_a [kN]
短ほぞ差し	0.0
かすがい打ち	1.08
長ほぞ差し込み栓打ち	3.81
L字型のかど金物 くぎ CN65×10 本	3.38
T字型のかど金物 くぎ CN65×10 本	$3.38 \times 1.5 = 5.07$
山形プレート金物 くぎ CN90×8 本	$3.92 \times 1.5 = 5.88$
羽子板ボルト $\phi 12\text{mm}$ 又は短ざく金物	$5.00 \times 1.5 = 7.50$
羽子板ボルト $\phi 12\text{mm}$ 又は短ざく金物に長さ 50mm 径 4.5mm スクリュー釘×1 本	$5.00 \times 1.5 + 1.00 = 8.50$
引き寄せ金物 $\phi 12\text{mm}$ のボルト×2 本	10.0
引き寄せ金物 $\phi 12\text{mm}$ のボルト×3 本	15.0
引き寄せ金物 $\phi 12\text{mm}$ のボルト×4 本	20.0
引き寄せ金物 $\phi 12\text{mm}$ のボルト×5 本	25.0
引き寄せ金物 $\phi 12\text{mm}$ のボルト×3 本×2 セット	30.0

なお、柱は、面材の補剛効果を見逃し、両端ヒンジとして面内と面外の両方向についての圧縮および引張に対して構造安全性の確認を行う必要がある。柱は、また、両端ヒンジとして風荷重に対する構造安全性の確認を行う必要がある。

4.5 水平構面（床構面、屋根構面）

4.5.1 水平構面のせん断耐力

算定した必要水平耐力に対して、水平構面のせん断耐力がそれ以上になるように水平構面の選択と接合を行う。

床構面、屋根構面のせん断耐力は下式による。

$$V = f_{vd} B_e \quad (\text{式 4.8})$$

ここで、

f_{vd} ：床構面、屋根の許容せん断耐力（kN/m）で 4.4.3 による。

B_e ：床構面、屋根構面の荷重方向の有効長さ。

4.5.2 床構面の構成

軸組構法の床構面は、胴差し・桁・梁などの軸組材と根太で構成される床組に構造用木質面材を釘打ちして構成される。梁等の断面寸法は 105×105mm 以上とし、面材四周のうち少なくとも二辺は必ず梁や根太などの床組で支持されているものとする。軸組材同士の仕口接合部は羽子板ボルト等の金物で補強し、接合部で破壊が生じないように緊結する。

梁間隔は自重や積載荷重によるたわみなどによって決定されるが、最大でも面材の短辺方向の長さ（一般的には 900～1000mm 程度）となるように配置し、面材は梁間に架け渡すように張り付ける。厚さ 12mm の面材を張り付ける場合は床組に加えて根太も配置する必要がある。根太の断面寸法は 45×45mm 以上とし、面材へ局所的な積載荷重が作用した場合でも局部変形を生じないように適切に根太間隔を設定する。

床構面の仕様は図 4.7 に示すとおり、根太を軸組材の上に載せた“転ばし根太仕様”、軸組材を書き込んで根太上面のレベルが軸組材と揃うようにした“落とし込み根太仕様”、比較的厚い面材を用いる時の“根太省略仕様”（面材の張り方により複数の仕様あり）がある。

面材の張り方は、図 4.8 に示すように、面材の四周を釘打ちする方法、面材の短辺方向と構面外周部のみを釘打ちする方法、面材の短辺方向のみ釘打ちする方法の 3 種類があり、留め付け方の違いによって床組のせん断強度も異なる。

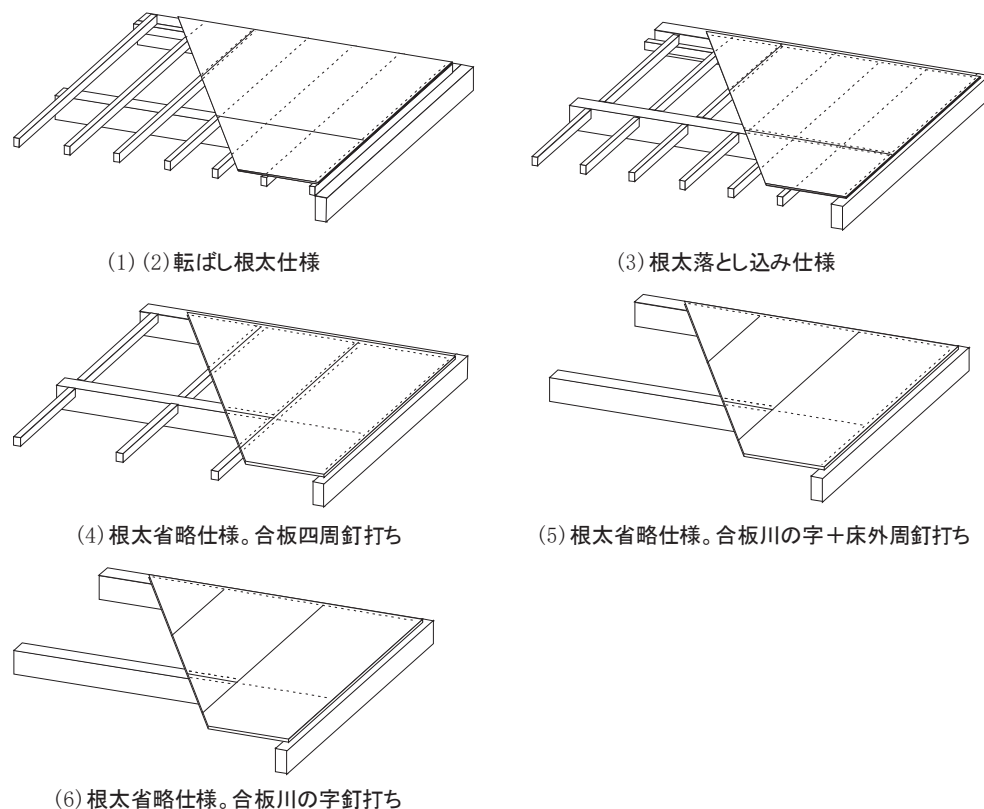


図 4.7 床の仕様

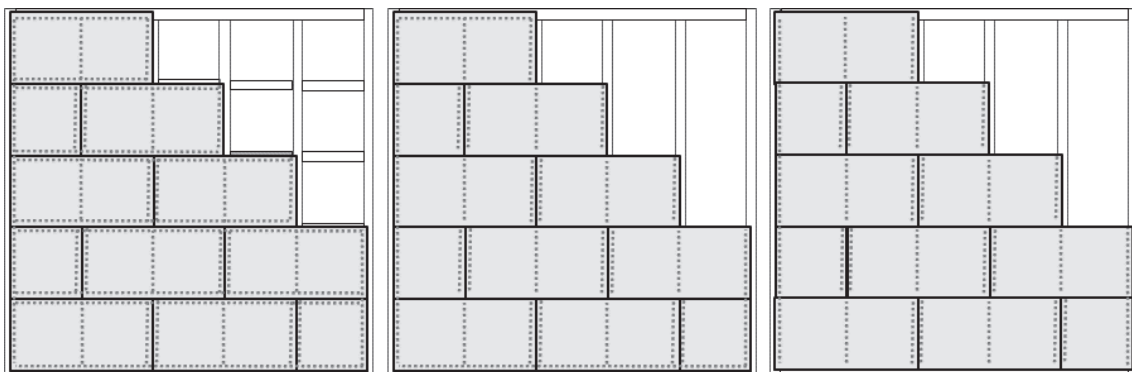


図 4.8 床の合板の釘打ち

4.5.3 屋根構面の構成

屋根構面（小屋組）は、桁・梁などの上に小屋束を立て、その上に母屋・棟木を掛けて垂木を渡しその上に面材を張り付ける方式と、小屋束と棟木と登り梁のみの小屋組に面材を張り付ける方式がある。小屋束等の部材の断面寸法は $90 \times 90\text{mm}$ 以上とし、垂木は $45 \times 75\text{mm}$ 程度以上、登り梁は $105 \times 105\text{mm}$ 以上の断面寸法とする。軸組材同士は短ほど接合や腰掛け鎌継ぎ接合等で接合してかど金物や釘打ちで補強し、垂木は軸組材の上に渡して斜め釘やあおり留め金物等で留め付ける。

構面の仕様は図 4.9 示すとおり、垂木を $300 \sim 500\text{mm}$ 間隔で母屋・棟木の上に掛けた“垂木仕様（転び止め有り／無し）”、登り梁を $450 \sim 1000\text{mm}$ 程度の間隔で並べた“登り梁仕様（釘打ち方法の違いなどにより 4 種類）”がある。それぞれ図 4.7 と同様に、釘打ちの方法によりせん断強度も異なる。小屋組の接合部で重要な箇所については、図 4.10、図 4.11 に接合詳細を示したので参照されたい。

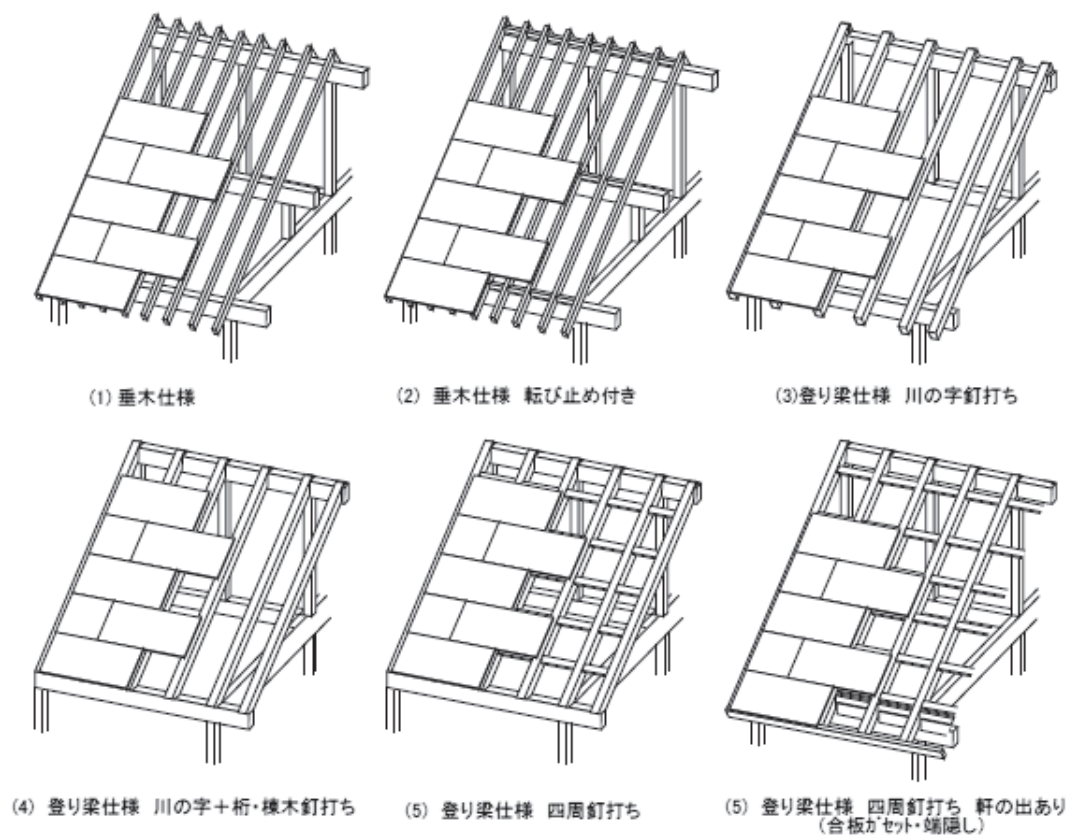


図 4.9 屋根の仕様

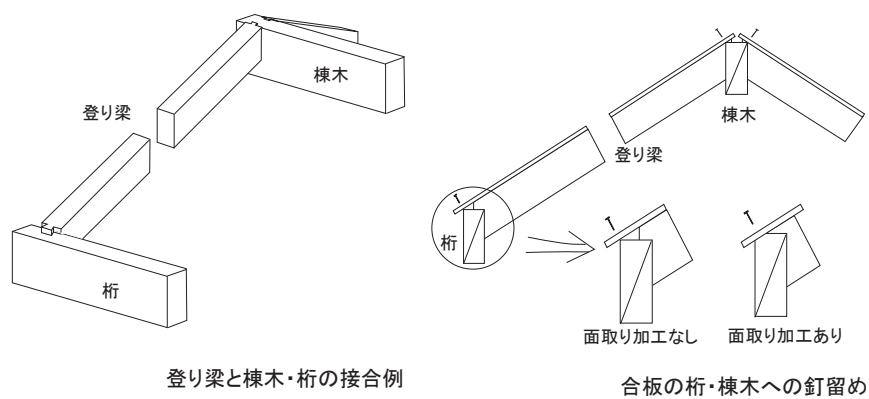


図 4.10 登り梁と棟木・桁の接合との合板の釘留めの例

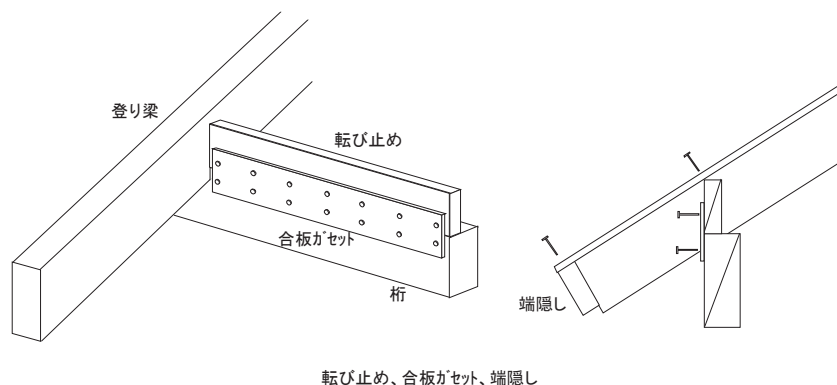


図 4.11 登り梁における転び止め、合板ガセット、端隠しの例

4.5.4 水平構面の許容せん断耐力

床梁や根太の上に構造用木質面材を釘打ちした床構面や、垂木あるいは登り梁の上に構造用木質面材を釘打ちした屋根構面の許容せん断耐力は、(式 4.9) で計算する。軸組の構成、面材の厚さ、釘の種類と釘打ち間隔に応じた単位壁長さあたりの許容せん断耐力は表 4.7 および表 4.8 に示した。なお、屋根構面の許容せん断耐力は屋根面に沿った方向の値であり、構面としての水平方向の許容せん断耐力は、勾配 θ に応じて $P_a \times \cos \theta$ として求めるものとする。

$$Q = \Sigma P_a \times L \quad (\text{式 4.9})$$

ここで、

P_a : 構造用木質面材を張った床構面および屋根のせん断強度設計値 (kN/m) で、表 4.7, 表 4.8 に基づいて決める。

L : 床構面および屋根の構造性能検討方向に平行な有効長さ (m)

表 4.7 構造用木質面材を張った床構面の許容せん断耐力 P_a (kN/m)

仕様		合板の 厚さ (mm)	釘寸法		せん断強度 P_a		
			長さ (mm)	直径 (mm)	釘間隔 (mm)		
					150	100	75
(1)	(転ばし根太仕様。根太間隔 350mm 以下) 梁の上に根太を間隔 350mm 以下で配置し、その上に合板を置き、合板を根太に釘留めする。	12 以上	50	2.75	1.98	—	—
(2)	(転ばし根太仕様。根太間隔 500mm 以下) 梁の上に根太を間隔 500mm 以下で配置し、その上に合板を置き、合板を根太に釘留めする。				1.39	—	—
(3)	(根太落とし込み仕様) 根太をその上端が梁や胴差の上端と同じ高さになるように配置し、その上に合板を置き、合板を梁、胴差し、根太に釘留めする。				3.96	—	—
(4)	(根太省略仕様。合板四周釘打ち) 間隔 1000mm 以下に配置した梁、胴差、受材等に、	24 以上	75	3.40	7.84	9.3	12.6

	合板を直接釘留めする。						
(5)	(根太省略仕様。合板川の字+床外周釘打ち) 間隔 1000mm 以下に配置した梁、胴差等に、 合板を直接釘留めする。				3.53	5.4	6.9
(6)	(根太省略仕様。合板川の字釘打ち) 間隔 1000mm 以下に配置した梁に、合板を直接釘留 めする				2.35	4.2	5.3

注：表にない仕様の壁については、そのせん断許容耐力を 5.1.3 に示す実験的評価法、または理論解析により求めることができる。

表 4.8 構造用木質面材張った屋根の許容せん断耐力： P_a (kN/m)

仕様		合板 厚さ (mm)	釘		せん断強度 P_a		
			長さ (mm)	直径 (mm)	釘間隔 (mm)		
					150	100	75
(1)	(垂木仕様、根太間隔 500mm 以下) 垂木 を間隔 500mm 以下で並べ、その上に合板を 置き、合板を垂木に釘留めする。垂木は桁 に金物等で緊結する。	12 以上	50	2.75	1.37	—	—
(2)	(垂木仕様、根太間隔 500mm 以下、転び止 め付き) 上記に加え、桁・垂木の継目が 乗る母屋・棟木の上面の垂木と垂木の間に、 垂木と同断面の転び止め材を設ける。	12 以上	50	2.75	1.96		
(3)	(登り梁仕様。合板川の字釘打ち) 登り 梁を間隔 1000mm 以下に配置し、合板を登り 梁に釘留めする。	24 以上	75	3.76	2.35	4.23	5.27
(4)	(登り梁仕様。合板川の字+桁・棟木部分に 釘打ち) 登り梁を間隔 1000mm 以下に配置 し、合板を登り梁、棟木に釘留めする。				3.53	5.41	6.85
(5)	(登り梁仕様。合板四周釘打ち) 登り梁 を間隔 1000mm 以下に配置するとともに、登 り梁の間に受材、桁上に転び留めを配置し て、合板を登り梁、棟木、受け材、転び留 めに釘留めする。転び止めは合板ガセット 等で桁に緊結するとともに、軒の出がある 場合は力学的に一体の端隠しを設けて合板 を釘留めする。				7.84	9.28	12.57

注：表にない仕様の壁については、そのせん断許容耐力を 5.1.3 に示す実験的評価法、または理論解析により求めることができる。

4.5.5 水平構面の開口と有効長さ

床構面、屋根構面の荷重方向に平行な有効長さ B_e は、開口を除いた長さとする。開口の大きさは階段用開口の程度とし、開口隅の接合部は羽子板ボルト等で緊結する。

開口が大きい場合は、開口によるせん断力の分布と開口隅部における軸力を計算し、せん断力が集中する部分の釘の打ち増しや、開口隅部等における軸組接合部の適切な設計を行う。

4.5.6 水平構面外周部材の継ぎ手

床構面、屋根構面の外縁となる横架材には水平力による軸力が発生するので、力学的に連続でなければならない。横架材に継手を設ける場合は、継手を軸力に対して設計する。このとき、床構面、屋根構面の面材を継手に利用してはならない。

4.5.7 スキップフロア

隣接床構面の上下方向のずれは、はりせい以下とする。これを超える場合は、スキップフロアであるとみなし、それに起因する地震力と風圧力に対する構造安全性を別途検討しなくてはならない。

第5章 接合設計

5.1 概要

木造建築物の接合部は、かつての金物を用いない伝統的な仕口・継手を接合金物で補強する方法と、専用に開発された接合金物を用いる方法に分類できる。

なお、接合金具や接合金物は、使用環境を考慮して、必要に応じて防せい防食処理を行うことが必要である。

5.2 接合部の形

5.2.1 標準的な接合部

標準的な接合部における接合金物と部材の取合いを整理すると表5.1～表5.4のとおりである。これらの接合部に使用する接合金物や接合金具は、公益財団法人日本住宅・木材技術センター（以下、「住木センター」と略称する。）が定める木造建築用接合金物規格である。この規格は、木造建築業界ではデファクトスタンダード (de facto standard) といえる。

表 5.1 柱の取合い

種類	取合い図	用途
柱脚金物		玄関の独立柱等の柱脚支持
引張金物		基礎と柱の接合

ホールダウン金物	柱 ホールダウン金物 S-HD15 横架材 柱 ホールダウン金物 S-HD10 角座金 座金付きボルト M16W 土台 基礎 アンカーボルト M12 柱 ホールダウン金物 HD-S8 構造用平座金 M16-200J (JIS B 1220) 両ねじボルト M16 胴差 ホールダウン金物 HD-S8 タッピンねじ STS-HC90 柱 柱 ホールダウン金物 HD-S8 構造用平座金 M16-200J (JIS B 1220) タッピンねじ STS-HC90 土台 基礎 アンカーボルト M16	土台又は基礎と柱の接合及び上下階の柱相互の接合
かど金物	柱 土台 基礎 かど金物 CP-T けた 柱 かど金物 CP-T	柱の上下の接合
短ざく金物	短ざく金物 S-S 柱 胴差 柱 通し柱 横架材 短ざく金物 S	上下階の柱相互又は胴差相互の接合

表 5.2 柱と床の横架材の取合い

種類	取合い図	用途
かね折り金物	通し柱 胴差 かね折り金物 SA かたぎ大入れ 短ぼぞ差し	通し柱と胴差の接合

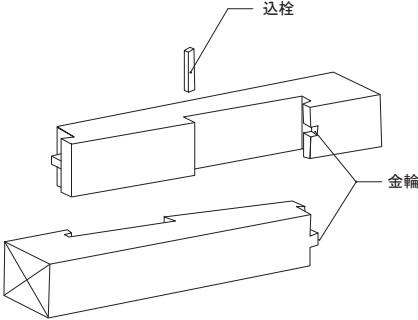
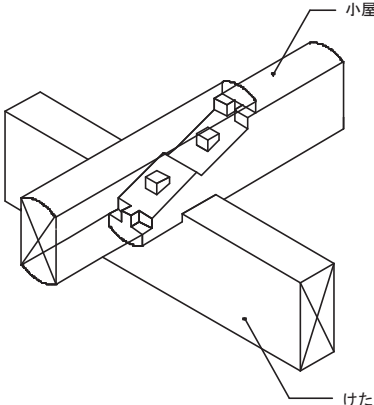
表 5.3 小屋組みの取合い

種類	取合い図	用途
羽子板ボルト	軒げた 小屋ばり 柱 軒げた 羽子板ボルト 小屋ばり 軒げた 柱 軒げた 羽子板ボルト	小屋ばりと軒げたとの接合

くら金物		たる木と軒げた又もや接合
ひねり金物		
火打ち金物		小屋組の隅角部の補強

表 5.4 その他の横架材の取合い

種類	取合い図	用途
追っかけ大栓継ぎ		横架材の継ぎ手

金輪継ぎ		
台持ち継ぎ		柱又は横架材の直上で継ぐ場合

5.2.2 プレカット

木造軸組構法の伝統的な継手・仕口は、かつては大工職人の手加工により製作していたが、ここ 20 年程で住宅用プレカット加工機（図 5.1）による加工方法が主流となった。このプレカットを用いた生産システムの導入により、加工スピードを上げることに
 による工期短縮および加工コストの削減、加工精度の向上、加工形状の標準化など様々な
 メリットが生じ、木造軸組構法の合理化を進展させた（図 5.2）。

なお、プレカットが主流となった現在でも、大工職人の手加工は適材適所で用いられている。複雑な形状の継手仕口の加工においては、手加工の方が加工精度を確実に保てたり、経済的だったりする場合がある。

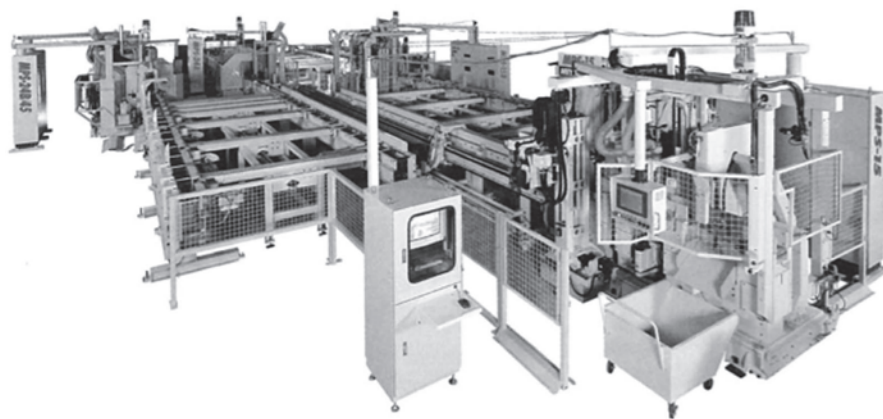


図 5.1 住宅用プレカット加工機の例

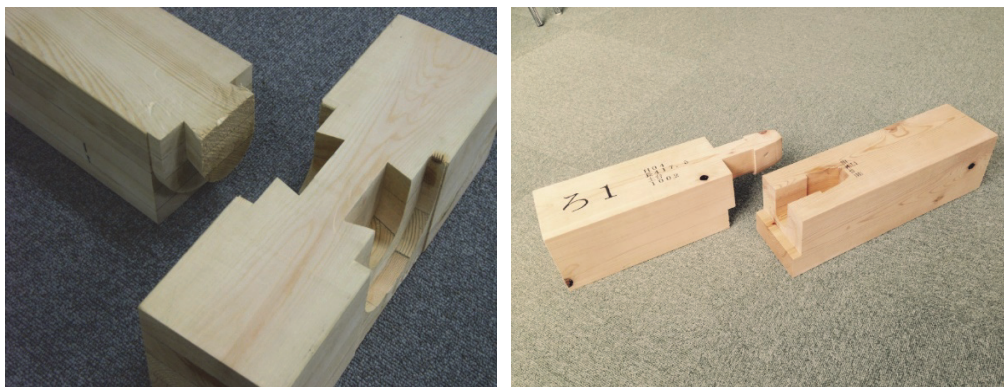


図 5.2 プレカットによる継手・仕口の例

5.2.3 金物工法の接合部

伝統的な仕口・継手に補強を行う代わりに、専用の金物によって構造耐力上主要な接合部応力を伝達する工法は金物工法と呼ばれる。

従来の接合法と金物工法の主な違いを表 5.5 に示す。従来の接合法では、かたぎ大入れや長ほぞ差し込み栓打ちなどの仕口・継手を、簡単な補強金物や込み栓で補強するのに対し、金物工法では、部材端部を突き付け程度の簡単な形状にして、梁受け金物やほぞパイプなどの専用金物で接合する。

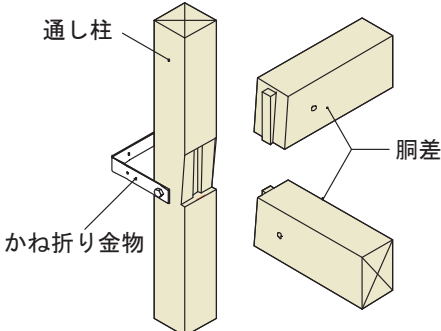
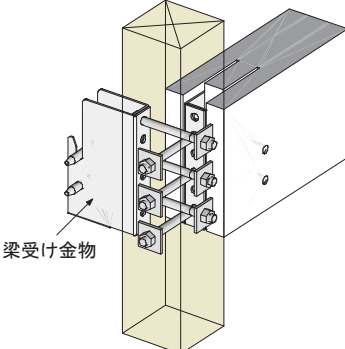
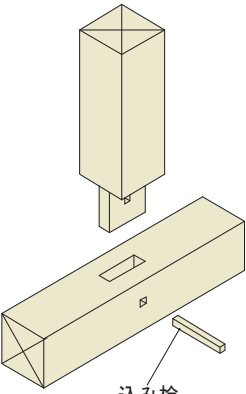
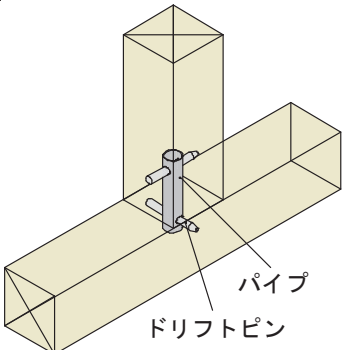
金物工法は、表 5.5 のとおり特殊な加工や技術等を要しないことから、次のようなメリットがある。

【接合金物によるメリット】

- ① 仕口・継手の断面欠損が小さい。
- ② 仕口・継手は、丸鋸やドリル等の単純な機械で、短時間で加工できる。
- ③ 施工時間が短い。

このようなことから、金物工法は増加傾向にあるが、コスト高になる傾向があることから、両者の特長を活かした折衷工法も行われている。例えば、構造的な弱点となりやすい通し柱の四方差しを、梁受け金物で接合する方法である。断面欠損率は、四方差しが約7割に対し、梁受け金物はボルト孔の欠損だけで約1割に過ぎない。

表 5.5 軸組構法と金物工法との取合い

軸組構法	金物工法
 かたぎ大入れ短ほぞ差し	 梁受け金物
 長ほぞ差し込み栓打ち	 パイプほぞ差しドリフトピン打ち

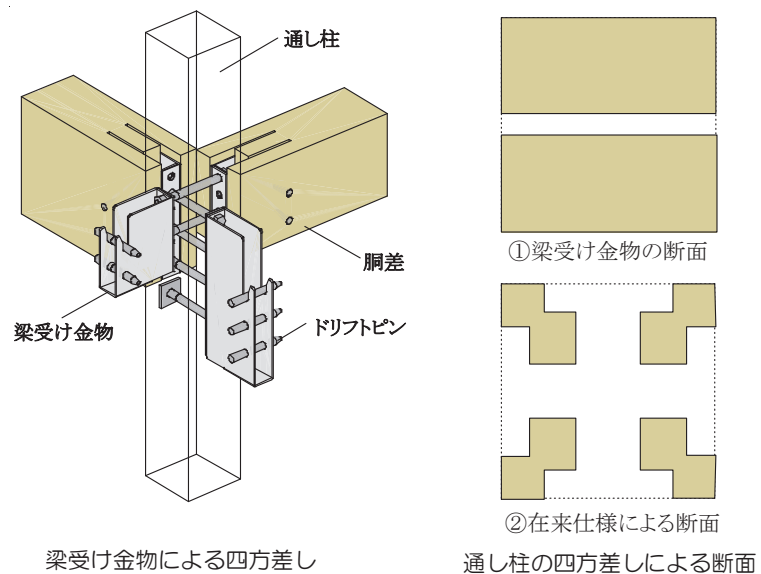


図 5.3 通し柱の四方差しによる断面欠損

次に、接合金物の例を紹介する。

接合金物には、住木センターによる統一規格の Z マーク金物と、金物メーカーが開発した金物とがある。

梁受け金物の例として、写真 5.1 の住木センター規格の Z マーク金物と、写真 5.2 の金物メーカーが開発した梁受け金物とを紹介する。両者の大きな違いは、Z マーク金物が、柱に接する端部からドリフトピンまでの距離を長くとり、底部に横架材を受ける受材があるのに対して。金物メーカーの梁受け金物は、材端からのドリフトピンまでの距離が短く、横架材はドリフトピンだけで受けている。つまり、Z マーク金物は、伝統工法の仕口・継手に腰掛け蟻継ぎのように横架材を受ける腰掛けがあるが、金物メーカーの金物にはない。このため、金物メーカーの金物は、製材によりも品質が安定した構造用集成材等に限定している。



写真 5.1 Z マーク金物の梁受け金物



写真 5.2 金物メーカーの梁受け金物

写真 5.3 は、ワンスリットタイプの梁受け金物に横架材を落とし込んでいるところである。梁受け金物には、このように一枚刃のワンスリットタイプと写真 5.1 の Z マーク金物のように二枚刃のツースリットタイプがあるが、過半が後者のタイプである。これは、ワンスリットタイプは、写真 5.3 のように鋳鉄による成形や写真 5.4 のように溶接加工等を必要とするためにコストアップになることが原因である。

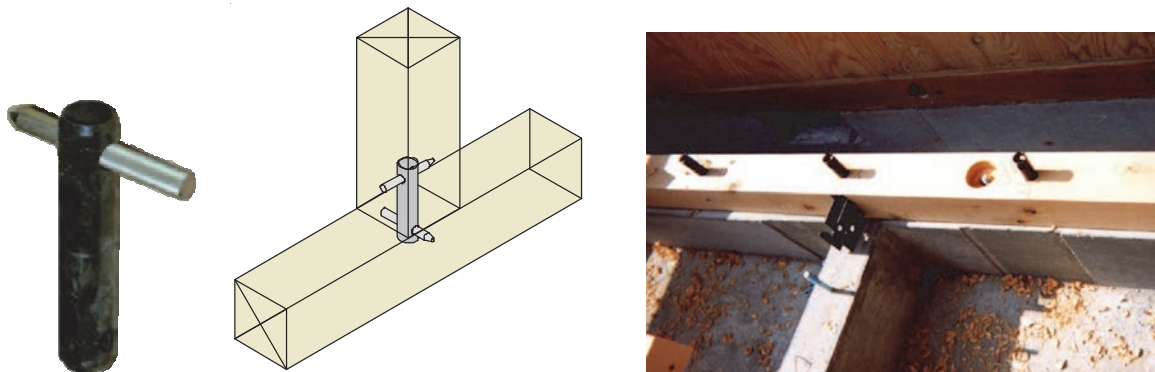


写真 5.3 梁受け金物に横架材を取付け



写真 5.4 一枚刃の梁受け金物の例

写真 5.5 は、ほぞパイプの施工写真である。土台や胴差などの横架材には、あらかじめプレカットした穴にほぞパイプとドリフトピンを差し込んでおく。写真は、ドリフトピンを一本ずつ差し込むタイプであるが、より高い引抜耐力を必要とする場合用として、ドリフトピンを 2 本以上差し込むタイプもある。



①ドリフトピン ②ほぞパイプを柱と土台に緊結 ③土台にほぞパイプを取付け

写真 5.5 ほぞパイプの取付け例

5.3 接合金物と接合具

5.3.1 接合金物

住木センター規格の接合金物を図 5.4 に示す。許容耐力は樹種ごとに定められており、その値を付録 E に示す。

接合金物の材料には、火打ち金物や引張金物であれば構造用鋼板、かね折り金物や筋かいプレートなどは溶融亜鉛めっき鋼板などが使用されている。いずれも、日本産業規格の JIS に適合する材料である。

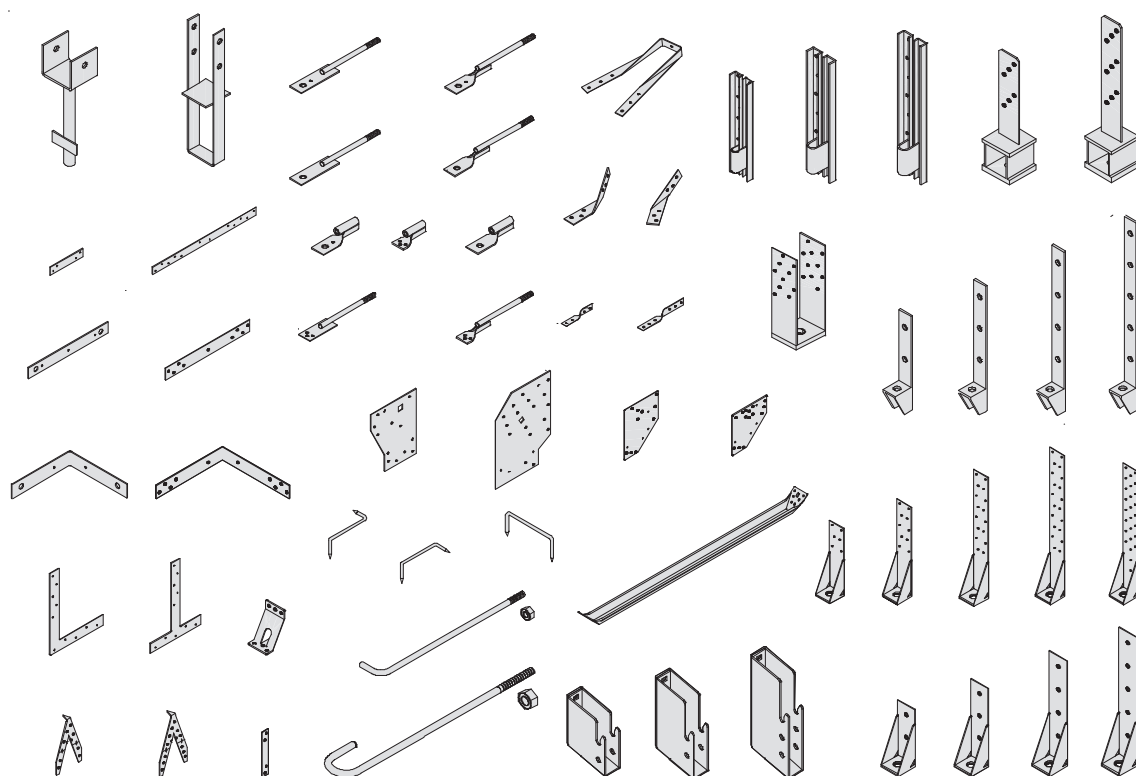


図 5.4 (公財) 日本住宅・木材技術センター規格金物の接合金物

5.3.2 接合金具

住木センター規格の接合金具を図 5.5 に示す。くぎなどの許容耐力は付録 E のとおりである。

接合金具の材料は、くぎやかすがいであれば、JIS G 3532 (鉄線) に規定する機械的性質 SWM-N に適合するもので、六角ボルト、アンカーボルト及び羽子板ボルトのボルトは、製品が JIS B 1180 (六角ボルト) 附属書 JA に規定する機械的性質の強度区分 4.6 又は 4.8 に適合する炭素鋼としている。その他の接合金具の材料も、日本産業規格の JIS に適合するものとしている。

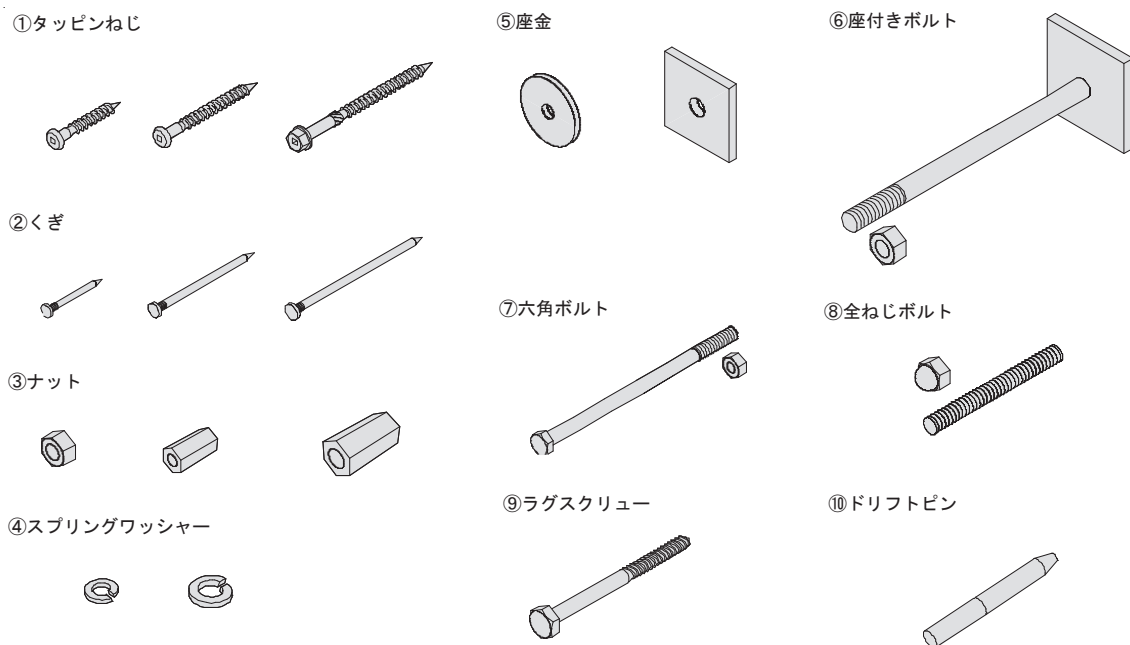


図 5.5 (公財) 日本住宅・木材技術センター規格金物の接合具

5.3.3 防錆防食処理

接合金物及び接合具の防せい防食処理（表面処理）は、使用環境を考慮する必要がある。韓国の気候は、日本と同様に四季がはっきりしており梅雨もある。冬は大陸性高気圧の影響を受けるので寒くて乾燥するが、夏は高温多湿の北太平洋高気圧の影響で蒸し暑く熱帯夜が続くこともある。

このように日本と同様な環境であることから、接合金物や接合具の防せい防食処理については、国土交通省大臣官房官庁営繕部「公共建築木造工事標準仕様書」（以下、「木造工事標準仕様書」という。）が定めている基準を紹介する。この木造工事標準仕様書は、国の統一基準として公的な木造建築物に使用されている。この木造工事標準仕様書では、接合金物は、住木センターが規定する「接合金物規格」に適合するもので、使用環境2の区分のものとしている。この使用環境2の区分は、表5.6のとおりである。接合金物や接合具は、直接雨に暴露されない屋外環境又は多湿な屋内環境での使用を想定した防せい防食処理を求めている。例えば、引張金物やタッピンねじ（ビス）であれば、JIS H 8610(電気亜鉛めっき)Ep-Fe/Zn20/CM1 としている。このめっき厚さは $20\mu\text{m}$ であるが、溶融亜鉛めっき鋼板を用いた接合金物と接合具のめっき厚さは、同値になるようにしている。

住木センターの接合金物規格は、住宅金融支援機構「木造住宅工事仕様書」、日本建築学会「建築工事標準仕様書 JASS11 木工事」などにも引用されている。

表 5.6 接合金物に対する使用環境と防せい防食処理

種類		使用環境 1	使用環境 2	使用環境 3
		室内のような乾燥した環境での使用	直接雨に暴露されない屋外環境又は多湿な屋内環境での使用	直接雨に曝される屋外環境での使用
接合金物	・引張金物		・JIS H 8610(電気亜鉛めっき) Ep-Fe/Zn20/CM1 ・その他、同等以上の処理	・JIS H 8641(溶融亜鉛めっき) 2 種 HDZ35 ・JIS G 3302(溶融亜鉛めっき鋼板及び鋼帯) Z35 NC ・その他、同等以上の処理
	・引き寄せ金物 (ホールダウン金物)		・JIS H 8641(溶融亜鉛めっき) 1 種 A HDZ A ・JIS H 8610(電気亜鉛めっき) Ep-Fe/Zn8/CM2 ・その他、同等以上の処理	
	・その他*1		・JIS G 3302(溶融亜鉛めっき鋼板及び鋼帯) Z27 NC ・その他、同等以上の処理	
接合具等	・タッピンねじ ・めり込み防止座金 ・偏心丸座金	・JIS H 8610(電気亜鉛めっき) Ep-Fe/Zn5/CM2 ・その他、同等以上の処理	・JIS H 8610(電気亜鉛めっき) Ep-Fe/Zn20/CM1 ・その他、同等以上の処理	・JIS H 8610(電気亜鉛めっき) Ep-Fe/Zn25/CM2 ・その他、同等以上の処理
	・くぎ類*2		・JIS H 8641(溶融亜鉛めっき) 1 種 A HDZ A ・その他、同等以上の処理	
	・ボルト類*3		・JIS H 8610(電気亜鉛めっき) Ep-Fe/Zn8/CM2	
	・その他*4		・その他、同等以上の処理	

凡例

*1 その他：短ざく金物、ひら金物、かね折り金物、ひねり金物、折曲げ金物、くら金物、火打金物、コーナー金物、かど金物、山形プレート、筋かいプレート、梁受け金物、小型角座金、

*2 くぎ類：太めくぎ、平くぎ、スクリーなくぎ

*3 ボルト類：六角ボルト、角根六角ボルト、角根平頭ボルト、両ねじボルト、全ねじボルト、アンカーボルト、座金付きボルト、六角ナット、六角袋ナット、ジョイントナット

*4 その他：ラグスクリー、ドリフトピン、角座金、丸座金、柱脚金物、羽子板ボルト、羽子板パイプ、座金用スプリング、かすがい、手違いかすがい

第6章 防耐火設計

6.1 防火設計の目的

木造軸組構法による建築物の防耐火設計は、建築物又は建築物の部分の防耐火性能を確保し、火災の拡大（延焼）防止や他の建築物への類焼防止とともに、火気使用室等の内装制限による火災発生の危険性の低減や延焼拡大時間の遅延等による在館者の避難の確保等を図ることを目的とする。

ここでは、まず建築物の火災安全性を確保するための基本的な考え方を記述するとともに、防耐火設計に関する法規制の日韓の違いについて解説する。

また、日本における防耐火設計の詳細について、建設地や木造建築物の規模、用途等に応じ建築物に求められる防耐火性能については付録に掲載した。

6.2 火災安全性に対する考え方

建築物の設計者として建築物での火災安全性を考える際には、まず火災という現象においてどのようなことが起こるのかを理解し、どのようなリスクがありどこが弱点となりうるのか、どのような対策が考えられるかを意識することが肝要である。必要な対策のある程度の部分は建築基準法などの法規制により整備されており、設計者としてはその法規をクリアすることのみを目標としがちである。しかしながら、後述のように特に住宅に関して居住者の安全性に対する法規制は希薄であり、法規制を満足するのみでは危険な設計となりうる。本マニュアルが対象としている木造軸組構法は、比較的小規模な建築物が主たる適用物件となると考えられ、住宅はその最たる適用用途であろう。一般の建築主が木造と聞いて抱くネガティブイメージの主たるものに“木は燃える”ということがあり、今後木造軸組の建築物の更なる普及を図ろうとする設計者や施工業者にあっては、実際に火災に安全なものを供給するとともに世間一般に対して“木造であっても十分な対策をすることで他の工法と変わらない火災安全性のものが造れる”ということを周知することも必要である。その一環として、例えば新築物件の相談に来た施主に対して火災安全に関する性能や技術、取組みについて説明を行ったり、木造軸組構法の住宅を建てた施主に対して居住者として安全に住まうための心得や火災等非常時の対応をまとめた資料を配布・説明する、といった対応により火災安全性を周知することが出来れば理想である。

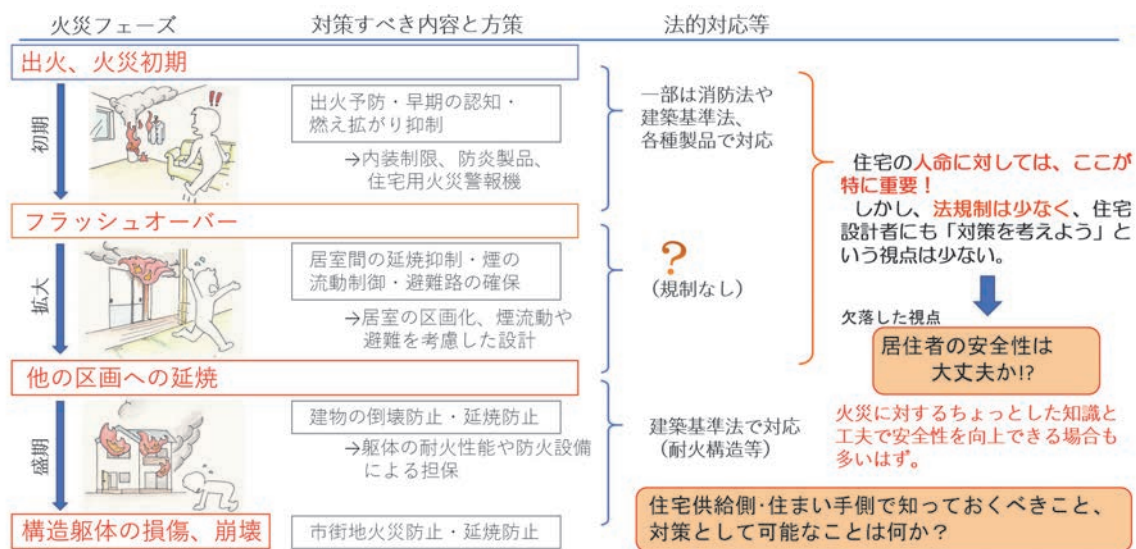
6.3 建築物の火災の進展と法的対応

表 6.1 は住宅内部での出火を想定した場合の火災進展の概略と、それぞれのフェーズにおいて必要な対策および法的対応例である。出火の原因は様々であるが、コンロ、たばこ、放火、ストーブ、配線器具などが主な出火源となっている。火災での人命被害はその多くが一酸化炭素中毒等の煙による被害であることを認識する必要がある。屋内

で出火した場合を例に火災の進展を述べると、まず出火源近傍の軽く薄い可燃物を中心に燃え広がってゆく。この初期の段階では火災からの加熱も比較的弱く、柱のような大きな断面の木質構造材がいきなり燃えることはほぼない。燃焼するのは主に居住者が居室に持ち込んだ収納可燃物であり、服やソファーといった布製品やプラスチック等の可燃部分があるごみ箱、家電、家具などである。燃え広がりには上方への伝播が早く、横方向への広がりには遅い。この段階までは建築物の仕様が燃え広がりには与える影響はわずかで、収納可燃物の配置等、住まい手の居住状況の影響がほとんどだが、壁面仕上り材料の燃焼性向上や、燃えにくい造り付け家具への収納などにより火災進展を遅らせることが出来る。

燃焼範囲が広がり、天井に火災が到達する頃になると天井付近に高温ガスが滞留し、天井仕上り材料の燃焼性が大きく影響する。天井仕上り材が可燃の物である場合、かなり早い段階で天井全体が火災に包まれる状態となり、燃え広がりが格段に速くなるため、法規での規制がかかっていなくとも石膏ボード等の燃焼性の低い材料とすることを強く推奨する。天井付近の温度が高くなってくると、直接火災に近接しない離れた可燃物も強い加熱を受けるようになり、出火源付近と区画上部のみならずこれらからも可燃ガスが発生し始める。

表 6. 1 火災の進展フェーズごとの防耐火対策、法的対応



天井付近に可燃ガスがたまり、温度が十分に上昇すると一気に火災が広がる場合があり、一般にフラッシュオーバーと呼ばれる状態に至る。この段階で火災室と他の区画との間が有効に遮断されていない場合、多量の煙が廊下や他の居室へと流れ、特に出火階よりも上の階で煙による人命被害が生じる危険性がある。また、フラッシュオーバーに至る前であっても、可燃物の種類や燃焼時間によっては煙による被害が生じえる。防耐

火性能が低い壁や床の場合は一部で燃え抜けが生じ隣接区画へ延焼したり、構造的損傷が生じることがある。

その後、主にドアや開口部を介して隣接する区画や上階へと燃え広がり、やがて建物全体への延焼、構造部材の炭化による架構の崩壊、隣接する建築物への延焼などに繋がる。付与した耐火性能のレベルにより構造部材が木質であるかどうかの影響はだす時間は変化するが、木造軸組みを石膏ボードで被覆した大壁構造や床などであればかなりの時間、RC造や鉄骨造と同程度の燃え広がり速さに抑制することが出来る。

このような火災の進展に対し、火災被害を低減するために必要な対策とそれを規定する建築関係の法規制を見てみると、まず火災初期のフェーズにおいては内装制限や火災報知器の設置、防災製品の使用などの対策が取られており、日本において内装制限は建築基準法、火災報知器と防災製品は消防法により規定されている。しかし、住宅においては内装制限はキッチン等の火気使用室のみであり、防災製品はホテルや事業所などでの規定である。＜韓国での規制があれば言及＞住宅用火災警報器の設置は、日本では2006年に消防法により義務化され、住宅での火災による死者数低減に大きく寄与したと考えられている。火災がフラッシュオーバーに至った段階付近での対策としては、居室間の延焼遅延や煙の流動制御、避難路の確保などがあげられ、そのためにはドアといった居室境界部分の建具の改善などによる区画化、煙流動や2方向避難を意識した設計が必要となる。不特定多数が利用する特殊建築物や大型の建築物等においては、排煙や在館者の避難に関する規定が細かく定められているが、住宅においてはこれらについての法規上の規制は特に存在しない。フラッシュオーバー以降の、構造躯体の損傷や隣棟への延焼が問題となる段階においては、建物の倒壊防止や延焼防止を目的として建築基準法により柱や梁、壁、床などの耐火性能の規定、開口部の防火設備に関する規定が定められている。

以上をまとめると、木造軸組みの主たる適用対象と思われる住宅においては、火災初期の燃え広がりや煙の被害抑制、避難路の確保といった居住者の生命に直結する部分の法規制が十分とは言いきれないことが分かる。その理由として、これらへの対策は居住者の快適性や自由度を損なうことに繋がるため法規制による締め付けが難しい、ということがあげられる。逆に言うと、これらの部分について軽微な平面設計の工夫や居住者へのレクチャーにより、大幅に火災安全性を向上できる可能性があり、それら法規以上の安全性を目指す姿勢を施主に示すことは、より一層の木造軸組みの普及へと繋がると考える。

6.4 日本と韓国の耐火性能に関する考え方の違い

表 7.2 に、日本の建築基準法と韓国の建築基準<KS F 1611-1:2007>における防耐火に関する規定の違いを示した。これを見ると、韓国での耐火性能は火災後の自立を前提とする日本の耐火構造とは異なり、一定時間のあいだ火災に耐える性能＝準耐火の性能で

記述されていることがわかる。さらに、外壁に関しては、屋内側加熱のみを想定しており、隣棟火災や市街地火災による延焼はあまり想定されていないように見受けられる。

表 6.2 日本の建築基準法と韓国の法規との違い

部位	耐火時間	日本（防火、準耐火）	韓国 <KS F 1611-1:2007>
外壁	30 分	屋外側例 石膏ボード 12mm＋金属板 屋内側 石膏ボード 9.5mm	屋外側 合板等：12mm＋外壁仕上げ 屋内側 防火石膏ボード 15mm
	1 時間		屋外側 合板等 12mm＋外壁仕上げ 屋内側 防火石膏ボード 12.5mm×2
間仕切	1 時間	・強化石膏ボード 16mm ・石膏ボード 12mm×2 ・強化石膏ボード 12mm ＋石膏ボード 9mm	防火石膏ボード 12.5mm×2 (スタッド幅が 140mm 以上なら 防火石膏ボード 15mm)

第7章 耐久設計

7.1 耐久設計の要点

7.1.1 目的

木造軸組住宅の耐久設計とは、建物またはその部分の性能をある水準以上の状態で継続して維持させるための設計である。ここでは目標とする建物の耐用年数を定めて、建物全体及び各部位、部材、部品に耐久性能を付与した建物の設計ならびに施工上の仕様を示す。

7.1.2 適用範囲及び前提条件

本仕様は、木造軸組構法による建物延べ面積 600 m²未満で 3 階建てまでの建物を対象とする。

さらに、一般木造建築物の構造部分及び他の構造と併用した建築物の木造部分として、地面から純木造部分の屋根高さが18m 以下または軒高さが15m 以下で、延べ面積3,000 m²以下（1,000m²毎に防火区画をする）である場合。但し、スプリンクラーを設置した場合には、延べ面積 6,000m²（2,000m²毎に防火区画をする）まで適用できる。

7.1.3 適用地域

本仕様の適用範囲は韓国国内とする。

7.1.4 耐久計画の基本方針

耐久計画の基本方針は、以下の通りである。

(1) 耐久性に関する目標（目標耐用年数）設定

耐久性に関する目標（目標耐用年数）は、「構造耐力上主要な部分」が1）または2）に示す状態（限界状態という）になるまでの年数として、75年～90年以上を目標とする。

- 1）通常の居住に耐えられる（構造設計で設定した構造安全性能）限界を超え、かつ、通常の修繕や部分的な交換によって通常の居住に耐えられる（通常の居住に耐えられる安全性能）状態まで回復できない状態
- 2）通常の修繕や部分的な交換により通常の居住に耐えられる状態（通常の居住に耐えられる安全性能）まで回復できるが、継続的に使用することが経済的に不利になると予測される状態

(2) 建築物の全使用期間を通じた耐久性の重視

建物の耐久性を向上させるためには、設計段階での配慮と同様、各種工事段階における設計図書に基づいた検査項目や検査方法などの監理が重要となり、これらの設定も必要である。さらに、設計や施工段階で耐久性に対する配慮がなされていたとしても、維

持管理が適切になされていなければ耐久性は低下する。

(3)維持保全計画の周知

建物の計画や設計の段階から構造材などの点検の周期や項目（数）、点検や再処理等のしやすさの程度（点検口がある、部材が露出している等）、さらに、防腐・防蟻の再処理年数の設定などを含む維持管理計画の実施が重要となる。

7.1.5 耐久性を考慮した計画設計の方法

耐久性を考慮した計画設計は、耐久計画の基本方針に則り、目標使用年数を設定して実施する。使用年数は、建築物全体と各部位、部品、器具ごとに推定し、性能の低下に伴う推定値を基にして、腐朽防止のための処理方法を配慮して設計する。

耐久性の設計方法は、7.1.4 の(1)の耐久性に関する目標（目標耐用年数）設定に基づき、

- ① 目標とする耐用年数を設定する。耐用年数を決定する際には建物が耐用年数に達したと考えられる状態を予め検討しておく必要がある。
- ② 使用する木材等の種類・断面寸法、防腐・防蟻薬剤処理を各部位毎に設定する。
- ③ 建物が建設される地域における腐朽菌やシロアリの分布による地域劣化外力区分、さらに建物の部位別の劣化外力を設定する。
- ④ 床、壁、屋根等の主要構造部の構法種別を設定し、耐用年数を検討する。これにより建物の各部位で耐用年数に差があるような場合には、この時点で材料や構法を変更し部位間で耐用年数に差を生じないように繰り返し検討する。
- ⑤ 耐久性に関連する施工管理のレベルを設定する。
- ⑥ ここまでの結果から、推定耐用年数が目標耐用年数と同等かそれ以上の場合には終了する。
- ⑦ さらに、維持管理を検討する場合には、維持管理を考慮した推定耐用年数を検討し、推定耐用年数が目標耐用年数と同等かそれ以上であることを確認し耐久設計を終了する。

7.2 防腐・防蟻措置

7.2.1 防腐・防蟻措置の種類

防腐・防蟻措置には構造法と防腐・防蟻薬剤処理法がある。その際、防腐・防蟻薬剤処理法は最小とし、構造法を優先する。なお、防蟻措置は、シロアリの種類、近くの建物の被害程度、建築物の構造、用途、規模及び使用年限等に応じた措置を適用する。

木材防腐・防蟻薬剤処理に関しては、ISO において劣化危険度（ハザードクラス）と部材の使用環境との関係が、表 7.1 のように区分されている。防腐・防蟻処理基準は、表 7.2 に木材保存薬剤と各ハザードクラスに対応した木材保存薬剤の保有量の適合基準、さらに、表 7.3 にハザードクラスと薬剤浸潤度の適合基準が示されている。防腐木

材等を使用する場合は、これらの基準に則ったものを使用する。

7.2.2 防腐・防蟻薬剤処理

- (1) 木材防腐薬剤の品質基準は、韓国産業規格 KSM1701 に準ずる。
- (2) 木材防腐・防蟻処理基準は、山林庁で告示した木材の防腐・防虫処理基準に準ずる。
- (3) 継手などの木材の加工部位は、継手施工後、木材加工部位は防腐・防蟻薬剤で塗布または吹付処理をする。
- (4) 施工は有資格者によって実施し、施工中の防腐・防蟻処理材や土壌処理現場の養生、薬剤の保管、作業場の安全性に配慮する。

7.2.3 床下地面の防蟻措置

(1) 適用

床下地面に用いる防蟻措置は、次のいずれかによる。

- 1) 鉄筋コンクリート造のべた基礎
- 2) 地面を一様に打設したコンクリート（布基礎と鉄筋により一体となったものに限る）で覆う。
- 3) 薬剤を用い、布基礎の立ち上がり部分内周辺及び独立基礎の周囲の土壌処理を行なう。

(2) 薬剤による土壌処理

薬剤による土壌処理を行なう場合は、次のいずれかによる。

- 1) 土壌の防蟻処理に使用する薬剤の品質は、韓国産業規格 KSM1701 に準ずる。薬剤の種類と処理方法は、山林庁告示で規定された木材の防腐・防虫処理基準に従う。
- 2) 建物に接触する部分の土壌を薬剤で処理してシロアリの侵入を防ぐ。
- 3) 土壌処理法の施工は、有資格者によって実施し、養生、薬剤の保管、作業場の安全性に留意する。

表 7.1 ISO におけるハザードクラスと部材の使用環境

ハザード クラス	部材の曝露環境	一般部材例
1	内装で乾燥環境	内部造作材、小屋組材、仕上材
2	内装で湿潤環境	水回り部材
3	外周部で保護環境	外周壁内の部材
	常時曝露環境	ウッドデッキ、バルコニー
4	接地環境	柵、杭
5	海中	杭

表 7.2 木材保存薬剤の薬剤保有量の適合基準

木材保存薬剤		最小薬剤保有量の適合基準 (構成主成分として保有量基準、kg/m ³)				
化合物の名称	記 号	H3 *1		H4		H5
		H3A	H3B	H4A	H4B	
銅・アルキルアンモニウム化合物 (Alkaline Copper Quat)	ACQ-1	4.0	4.0	6.4	6.4	—
	ACQ-2	2.6	2.6	5.2	5.2	—
クロム・フッ化銅・亜鉛化合物 (Copper chromated fluoride zinc)	CCFZ	6.0	6.0	8.0	8.0	—
酸化クロム・銅化合物 (Acid copper chromate)	ACC	6.0	6.0	9.0	—	—
クロム・銅・ホウ素化合物 (Chromated copper boron)	CCB	6.0	6.0	9.0	9.0	—
ナフテン酸銅 *2 (Copper Naphthenate) (Cu 基準)	NCU-0	0.8	0.8	—	—	—
	NCU-W	1.0	1.0	—	—	—
ナフテン酸亜鉛 *3 (Zinc Naphthenate) (Zn 基準)	NZN-0	1.6	1.6	—	—	—
	NZN-W	2.0	2.0	—	—	—
銅・アゾール化合物 (Copper Azole)	CUAZ-1	2.6	2.6	5.2	5.2	—
	CUAZ-2	1.0	1.0	2.0	5.0	—
	CUAZ-3	0.96	0.96	2.4	5.0	—
銅・シクロヘキシルダイアゼニウムジオキシーマイナスイオン化合物 (Bis(N-cyclohexyl-diazenium-dioxy)-copper)	CuHDO-1	3.0	3.0	4.0	—	—
	CuHDO-2	1.24	1.24	2.48	—	—
	CuHDO-3	0.92	0.92	1.85	2.53	—
テブコナゾール、プロピコナゾール、3-ヨード-2-プロピニルブチルカーバメート (Tebuconazole, Propiconazole, 3-iodo-2-propynyl butyl carbamate)	Tebuconazole, Propiconazole, IPBC	0.23	0.23	—	—	—

マイクロナイズド銅・ アルキルアンモニウム化合物 (Micronized Copper Quat)	MCQ	2.6	2.6	5.2	－	－
クレオソート油 (Creosote oil)	A	－	－	80	80	170

*1：〈付録A〉のH1とH2使用環境で防腐木材の使用が必要な場合にはH3を使用する。

*2、*3：NCU-O及びNZN-Oは油溶性、NCU-W及びNZN-Wは油化性薬剤を表す。

－：該当薬剤は適合基準がないため使用できない。

表 7.3 浸潤度の適合基準

使用 環境 区分		区分		適合基準	
		材種	測定部位	測定部位の浸 潤度(%)	材面からの 浸潤深さ(mm)
H3	H3A	辺材	辺材部分の全層	80 以上	－
	H3B	心材	材面から10mmまで	80 以上	8 以上
H4	H4A H4B	辺材	辺材部分の全層	80 以上	－
		心材 (太さ90mm以下製材)	材面から10mmまで	80 以上	8 以上
		心材 (太さ90mm以上製材)	材面から15mmまで	80 以上	12 以上
H5		辺材	辺材部分の全層	80 以上	－
		心材 (太さ90mm以下製材)	材面から15mmまで	80 以上	12 以上
		心材 (太さ90mm以上製材)	材面から20mmまで	80 以上	16 以上

* 〈付録A〉の H1 及び H2 使用環境で防腐木材の使用が必要な場合には H3 を使用する。

7.3 接合金物・接合具の耐久性向上

7.3.1 接合金物・接合具の耐久性向上措置

屋外にさらされたり常に湿潤状態に維持される場合、防錆処理をしたり、またはこれと同等以上の保護処理がされた製品を使用する。

7.3.2 接合金物等の腐食防止

- (1) 鋼材の置かれている環境から腐食要因を遠ざける。
- (2) ステンレス鋼材及び耐候性鋼を用いる。
- (3) 鋼材を防錆処理すること。接合金物等の防錆処理の種類には、表 7.4 に示すような各種の処理方法があるが、「亜鉛めっき＋有機被膜」のような複合被膜が最も耐久性

に優れている。

表 7.4 接合金物・接合具の防錆処理一覧

	防錆処理	使用される主な接合金物	その他
ZおよびCマーク金物に使用されている防錆処理	溶融亜鉛めっき鋼板(Z27)	プレス加工だけで製品化できる接合金物。火打ち、短冊金物など。	亜鉛めっきの上に薄くクロメート処理が施されているのが一般的。これに代わるノンクロム鋼板も多い。
	電気亜鉛めっきクロメート(Ep-Fe/Zn8/CM2)	ボルト・ナット類。座金など鋼板の板厚が高い接合金物。	自動車部品業界や弱電業界の部品に三価クロメート処理が採用されているが、クロメート処理代替のノンクロム処理は今後の開発課題となっている。
	溶融亜鉛めっき(HDZ-A)	引寄せ金物SHD・太め釘など。亜鉛めっき鋼板では製作できない接合金物や、製作上、溶接工程などが必要な接合金物に適用。	亜鉛めっきの上に薄くクロメート処理が施されているのが一般的。クロメートに代わるクロムを含まない化成処理などが開発されている。
同等認定金物等に使用されている防錆処理	合金亜鉛めっき鋼板	プレス加工だけで製品化できる接合金物。火打ち、短冊金物など。	合金亜鉛めっきの上に薄くクロメート処理が施されているのが一般的。これに代わるノンクロム鋼板も多い。
	合金亜鉛めっき	引寄せ金物・太め釘など。合金亜鉛めっき鋼板では製作できない接合金物や、製作上、溶接工程などが必要な接合金物にも適用できる。	合金亜鉛めっきの上に薄くクロメート処理が施されているのが一般的。これに代わるノンクロム処理も開発されている。ボルト・ナットなどねじの勤合を必要とする接合金物には適さない。
	複合皮膜(代表的な複合皮膜は下地に亜鉛めっき、上部に塗装して有機皮膜を乗せる、無機と有機の複合皮膜である。)	接合金物全般に処理可能である。	複合皮膜は木材との接触という腐食環境の調査から開発された皮膜であり、木酸などの酸や防腐防蟻木材との接触腐食に対し、高い耐食性を示す。ノンクロムの複合皮膜も開発されている。

7.4 耐久性向上のための各部の構造方法等

日本における木造住宅の耐久性に関連する各種の仕様等の中で、木造軸組構法工事仕様書(住宅金融支援機構編)の長期優良住宅(構造躯体について通常想定される自然条件及び維持管理条件において住宅が限界状態に至るまでの期間が75～90年以上)の構造躯体等の劣化対策に関連する各部の仕様を主に示している。一方、韓国の規格等において各部位の耐久性仕様が例示されている場合には、その仕様を日本の仕様と比較検討し、相違点がない場合には韓国の例をそのまま示し、違いがある場合には、異なる点を精査し韓国の仕様に変更を加えて示している。

7.4.1 基礎、床スラブ

(1) 一般事項

- 1) すべてのせん断壁の下には、布基礎またはべた基礎を設置し、すべての柱の下には、独立基礎やべた基礎を設置する。
- 2) 布基礎、べた基礎と独立基礎は鉄筋コンクリート構造にし、布基礎、べた基礎と独立基礎の下部には、厚さ50mm以上の捨てコンクリートを設置する。
- 3) 鉄筋は、KSD3504によるKS認証を取得した異形鉄筋として、直径10mmまたは13mmのSD400(公称降伏強度400MPa)を使用する。直径10mmと13mmの鉄筋の配置間隔は、それぞれ250mmと300mm以下とする。下付近の被覆厚さは80mmと上付近の被覆厚さは40mmとする。
- 4) 建物の外壁の下の部分に位置する布基礎と独立基礎の底面とべた基礎のせん断壁の下補強部分の底面が、該当地域の凍結深度の下にくるように設置する。

- 5) 地面から1階の床コンクリートスラブの上部までの高さは300mm以上と地面から独立基礎のコンクリート柱の上部までの高さは200mm以上とする。

(2) 布基礎とべた基礎

- 1) 布基礎で基礎壁の厚さは、図 7.1 のように地上部の最下層の壁の厚さの 1.5 倍以上及び 300mm 以上とする。
- 2) 布基礎で基礎板の厚さは、基礎壁の厚さの 1 倍以上及び 300mm 以上とする。
- 3) 布基礎で基礎底版の幅は基礎壁の厚さの 3 倍以上及び 900mm 以上とする。

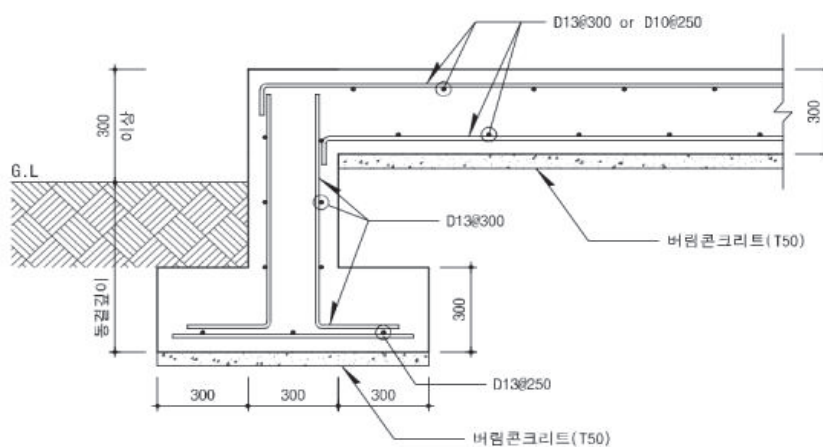


図 7.1 布基礎(単位: mm)

- 4) 벳基礎でせん断壁の下の補强部分は、図 7.2 に示すように、1 階の床スラブの底面から幅 400mm 以上と深さ 300mm 以上とする。

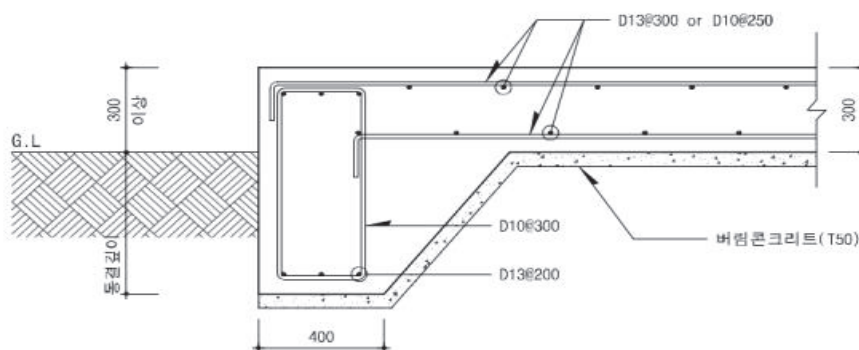


図 7.2 벳基礎(単位: mm)

- 5) べた基礎で柱の下の補強部分は 1 階スラブの底面から横及び縦それぞれ 600mm 以上と深さ 300mm 以上とする。

(3) 独立基礎

- 1) 1 階のすべての柱の下には、独立基礎を設置し、べた基礎の上に柱が位置する場合、床スラブの底面を縦と横それぞれ 600mm 以上、深さ 300mm 以上で補強する。
- 2) 独立基礎は、図 7.3 のように縦と横をそれぞれ 900mm 以上とし厚さは 300mm 以上とする。

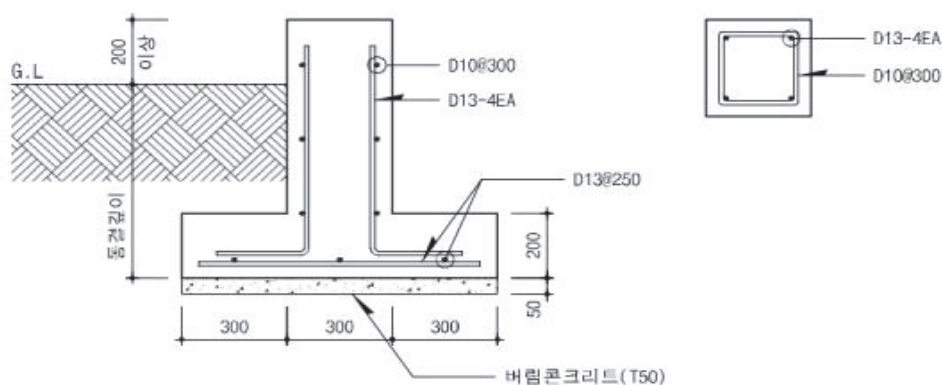


図 7.3 独立基礎(単位: mm)

- 3) 柱の下部と独立基礎の間には、独立基礎の中央部に柱の断面寸法以上であり、300mmx300mm 以上の断面を有する鉄筋コンクリート柱を立てる。柱の長さ方向鉄筋は独立基礎で 90° フックで定着する。

(4) 床スラブ

- 1) 1 階床は、厚さ 300mm 以上の鉄筋コンクリートスラブとし、鉄筋は上部と下部で横及び縦方向に配置する。
- 2) 鉄筋の直径に沿った配置間隔と位置による被覆の厚さは、下付近が 80mm、上付近が 40mm とする。
- 3) 階スラブ鉄筋の端部は、布基礎またはべた基礎の補強部分に配置される鉄筋と 90° フックで定着する。

(5) 床下換気

- 1) 床下空間が生じる場合の床下換気措置は、ねこ土台を使用し、外(内)周部の土台の全周にわたって、1m当り有効面積 75 cm^2 以上の換気口を設ける (図 7.4(a) 参照)。
- 2) 外周部の床下換気口には、ねずみ等の侵入を防ぐため、スクリーンなどを堅固に取り付ける (図 7.4(b) 参照)。

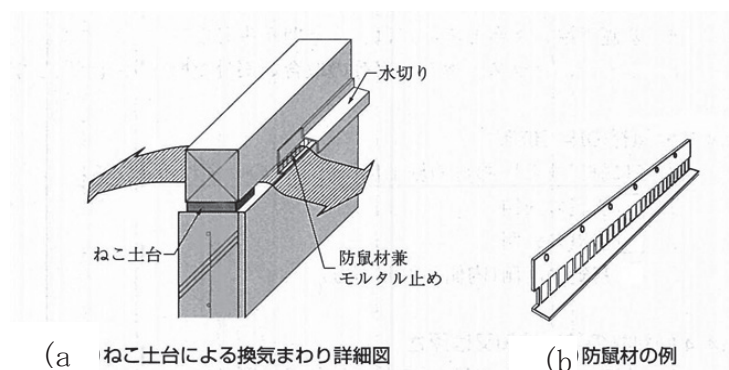


図 7.4 床下換気

7.4.2 土台の防腐・防蟻措置

土台は、国立山林科学院告示木材の防腐・防虫処理基準規定(国立山林科学院告示第2016-2号)に規定された木材の使用環境カテゴリ H3 に対応する防腐木材を使用する。さらに、金属板（アリ返し）を設置してシロアリの侵入を防ぐ。

7.4.3 外壁軸組の防腐・防蟻措置

(1) 地面からの高さが 1m 以内の外壁軸組の防腐・防蟻措置は次のいずれかによる。

- 1) ヒノキ、ひば、くり、けやき、すぎ、からまつ等を用いた製材、もしくはこれらの樹種を使用した構造用集成材または構造用単板積層材とする。
- 2) 断面寸法 $120\text{mm} \times 120\text{mm}$ 以上の製材、構造用集成材または構造用単板積層材を用いる。
- 3) ①または②の薬剤処理をした製材、構造用集成材または構造用単板積層材を用いる。
 - ① 防腐・防蟻処理材（防腐木材）として、工場で処理したもの。
 - ② 韓国産業規格 KSM1701 に準ずる表 7.2 に掲げる防腐・防蟻薬剤を、現場で塗布、吹付けまたは浸漬したもの。

(2) 外壁の通気工法

- 1) 構造用木材（KSF3020：日本では、ひのき、ひば、くり、けやき、すぎ、からまつ等を使用）を用いた下地材を用いる。構造用木質パネルとして、構造用合

板（KSF311 3）や構造用 OSB（KDS413302）等を用いる。なお、木材防腐処理は、山林庁で告示した木材の防腐・防虫処理基準に準じ、木材用防腐薬剤（韓国産業規格：KSM1701）を使用して、加圧注入・浸漬と塗布などの方法で防腐処理する。

- 2) 外壁内に通気層を設け、壁体内通気を可能とする構造とする（図 7.5 参照）。外壁の外側面には、構造用木質パネル等を設置し、さらに木質パネルの外側面には、透湿防水性能を有するハウスラップ（透湿防水シート：タイベックス）、さらにその外側面に降水遮断層（rain screen：通気層）を設置した後、外壁仕上げを施す。降水遮断層は厚さ 20mm 以上及び幅 35mm 以上の防腐木材を 650mm 以下の間隔で設置し、その真ん中の空いた空間を通して外壁の仕上げ材を通過した雨水が流れ落ちるようにする。降水遮断層の上下部には、丈夫な材質の網を設置して虫や異物の侵入を防止する。
- 3) 屋根構造内に浸透した水分がスムーズに排出されるように、屋根覆いのすぐ下に軒から屋根棟まで、連続した換気通路を確保する。
- 4) 切り妻壁を除くすべての壁の上部の軒下に外部空気が流入される軒換気口を壁の外側面と、軒先の間位置に軒に沿って連続的に設置する。
- 5) 屋根の上の部分には、軒から流入した空気が抜けていくことができる屋根棟通気口が屋根の全長にわたって連続的に設置する。
- 6) 軒下換気口から屋根棟通気口まで断熱材押さえ板などを設置して、屋根覆いのすぐ下に連続換気通路を確保する。

(3) 外壁の真壁構造

屋根の軒と庇は、採光及び構造上支障のない限り長く（軒の出を 90cm 以上）し、かつ柱が直接外気に接する構造（真壁構造）とする。

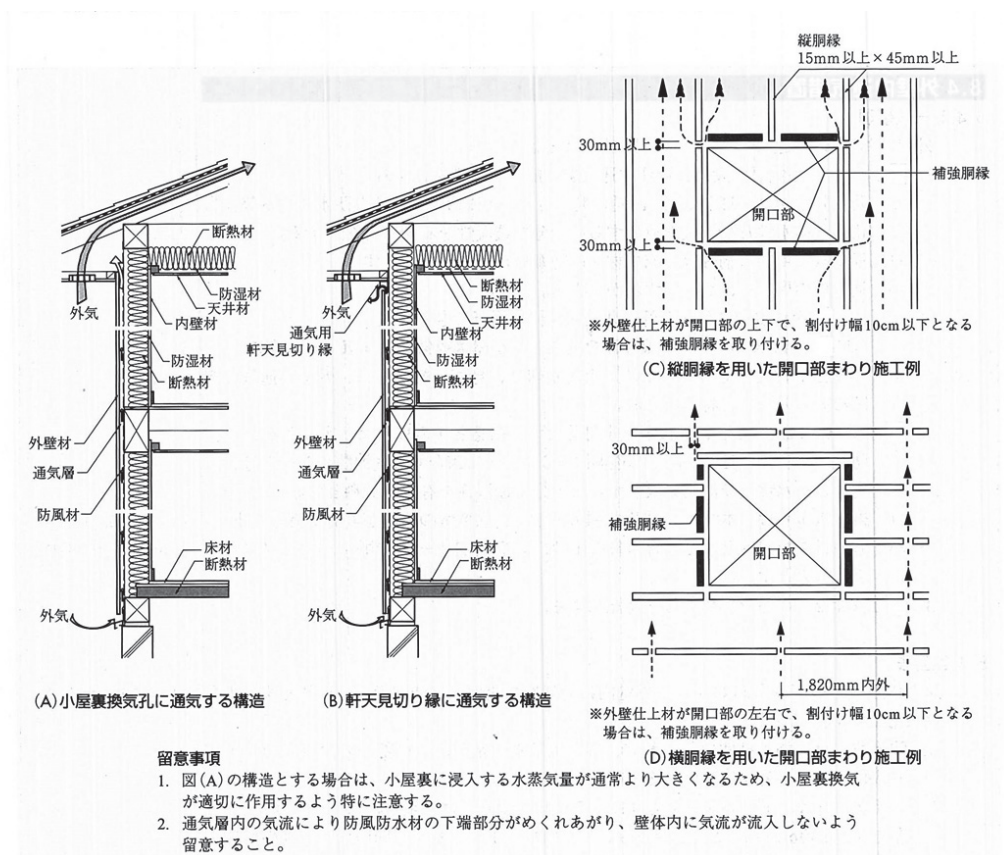


図 7.5 外壁の通気工法

7.4.4 開口部

(1) 材料

- 1) 窓は、サッシ (JISA4706) に適合するもの、またはこれと同等以上の品質と性能を有するものとする。
- 2) 扉は、ドアセット (JISA4702) に適合するもの、またはこれと同等以上の品質と性能を有するものとする。
- 3) 金属製雨戸の品質は、住宅用雨戸 (JISA4713) に適合するもの、またはこれと同等以上の品質と性能を有するものとする。
- 4) 防火戸の指定は、特記による。なおアルミ製建具の場合は、建築基準法に基づき指定を受けたものとする。
- 5) 金属製網戸の品質は、外面おさまり全可動式とし、網は合成樹脂製とする。
- 6) 外部建具に用いるガラスの品質及び種類は、JIS 規格による。

(2) サッシの取付け

サッシの取付けは、原則として、次のいずれかの方法による。ただし、これらにより

がたい場合は、防水紙とサッシの取合い、サッシの取付け安定性、外壁仕上げ材の損傷防止等に考慮し、特記による。

- 1) 軸組の上に防風防水材を張る構造の場合は、柱、まぐさ、窓台等にサッシを堅固に取り付ける。
- 2) ラス下地板、構造用面材等、柱の外側に板材またはボード類を張る構造の場合は、板材またはボード類と同じ厚さの面合せ材を張り、この上にサッシくぎ打ちフィンを被せて取り付ける
- 3) 外張り断熱工法とする場合は、十分な断面寸法の面合せ材に取り付ける。
- 4) 内付けサッシを取り付ける場合は、各製造所の指定する方法とする。

(3) 建具まわりの止水

- 1) 外壁開口部の窓台には、先張りシートを張る。窓台と柱の入隅部は、防水テープまたはサッシ枠材角部防水役物等を用いて、隙間が生じないように止水処理を施す。
- 2) 前項の止水処理後、サッシを取り付ける。
- 3) サッシ周囲の防水テープは、サッシのたて枠と上枠に貼る。防水テープの貼りは、両たて枠、上枠の順とする。
- 4) 防風防水材の張り方は、先張り防水シートの裏に差込み、開口部両側、開口部上部の順に張る。
- 5) 乾式外壁仕上げは、サッシの周囲をシーリング処理する。

7.4.5 バルコニー

- (1) 跳出しバルコニーの外壁芯からの跳出し長さは、概ね 1m 以下とし、これを超える場合は特記による。
- (2) 跳出し長さは、屋内側の床ばりのスパンの 1/2 以下とし、先端部分は、つなぎばりで固定する。
- (3) 下地板は 1/50 以上の勾配を設け、溝部分は 1/200 以上の勾配を設ける。2 枚以上重ねる場合は、継目が重ならないようにし、目違い、段差及び不陸が生じないようにする。

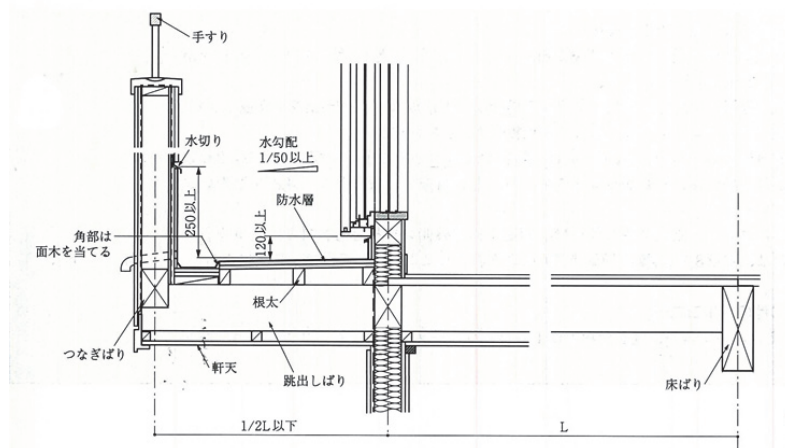


図 7.6 跳出しバルコニー断面図

7.4.6 浴室・台所等の防水措置

浴室・台所等の水が接する部分には防水を施し、乾燥をよくし部材が湿潤しない構造とする。

(1) 浴室の壁の軸組等（木質の下地材・室内側に露出した部分を含む）、床組み（地上 2 階以上にある場合は下地材を含む）及び天井は、次のいずれかの防水措置を行なう。

- 1) 浴室ユニット
- 2) 浴室の壁の軸組等、床組み及び天井に対して、防水上有効な仕上げを行なう。
- 3) 浴室の壁の軸組等、床組み及び天井に対して、防腐・防蟻措置を行なう。

(2) 脱衣室・台所の壁の軸組等（木質の下地材・室内側に露出した部分を含む）、床組み（地上 2 階以上にある場合は下地材を含む）及び天井は、次のいずれかの防水措置を行なう。

- 1) 脱衣室の壁の軸組等、床組みに対して、防水紙、ビニル壁紙、シーリングせつこうボード、ビニル床シート、または耐水合板を用いる。
- 2) 脱衣室の壁の軸組等、床組み及び天井に対して、防腐・防蟻措置を行なう。

7.4.7 小屋裏換気口

(1) 小屋裏換気口

小屋裏空間が生じる場合の小屋裏換気は、次による。ただし、天井面ではなく屋根面に断熱材を施行する場合は、小屋裏換気口は設置しないこととする。

- 1) 小屋裏換気口は、独立した小屋裏ごとに 2 箇所以上、換気に有効な位置に設ける。
- 2) 換気口の有効換気面積は、次のいずれかによる（図 7.7 参照）。
 - ① 両妻壁にそれぞれ換気口（吸排気両用）を設ける場合は、換気口をできる

だけ上部に設けることとし、換気口の面積の合計は、天井面積の $1/300$ 以上とする。

- ② 軒裏に換気口（吸排気両用）を設ける場合は、換気口の面積の合計は、天井面積の $1/250$ 以上とする。
- ③ 軒裏または小屋裏の壁のうち、屋外に面するものに吸気口を、妻壁に排気口を、垂直距離で 900mm 以上離して設ける場合は、それぞれの換気口の面積を天井面積の $1/900$ 以上とする。
- ④ 排気筒その他の器具を用いた排気口は、できるだけ小屋裏頂部に設けることとし、排気口の面積は天井面積の $1/600$ 以上とする。また、軒裏または小屋裏の壁のうち、屋外に面するものに設ける吸気口の面積は、天井面積の $1/900$ 以上とする。
- ⑤ 軒裏または小屋裏の壁のうち、屋外に面するものに吸気口を設け、かつ、棟部に排気口を設ける場合は、吸気口の面積を天井面積の $1/900$ 以上とし、排気口の面積を天井面積の $1/1600$ 以上とする。

(2) スクリーン

小屋裏換気口には、雨、雪、虫等の侵入を防ぐ為、スクリーン等を堅固に取り付ける。

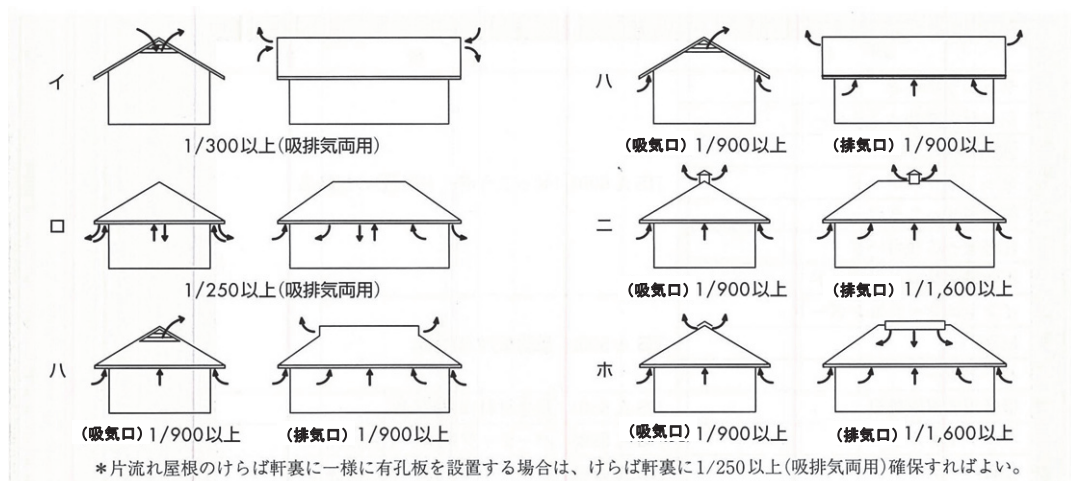


図 7.7 換気口の有効面積

参考文献

- ① KDS413308 木構造 耐久計画及び工法
- ② 韓国規格 付属書2 防腐木材
- ③ KDS413307 木構造 枠組み壁工法
- ④ KDS419033 小規模建築構造基準 木構造
- ⑤ 第8章 耐久設計 (中国) 2019

第8章 設計例

8.1 設計の概要

8.1.1 設計条件

設計事例として扱う建築物の概要を表 8.1 に示す。構造計算の条件を表 8.2 に示す。また、この建築物の平面図および立面図を図 8.1～図 8.6 に示す。外壁の構造仕様（許容せん断耐力 7.1kN/m）は、大壁仕様で構造用合板（厚さ 9mm）、釘長さ 50mm（直径 2.87mm）、釘打ち間隔 100mm である。内壁の構造仕様（許容せん断耐力 7.1kN/m）は、真壁仕様で構造用合板（厚さ 9mm）、釘長さ 50mm（直径 2.87mm）、釘打ち間隔 100mm である。

地震時建物重量は、2 階部分（2 階の階高さ中央から上側の重量）は 92.75kN、1 階部分（2 階の階高さ中央から下側の重量＋1 階の階高さ中央から上側の重量）は 175.86kN である。2 階床部分には床暖房分の重量としてコンクリート $t=40\text{mm}$ （単位重量：1.19kN/m²、総重量 62.09kN）を想定した。

尚、この設計事例の建物の構造性能は、日本における建築基準法相当、耐風等級 2 相当である。

表 8.1 建築物の概要

名称	韓国モデルハウス 01	
用途	専用住宅	
階数	2 階建て	
延べ面積（m ² ）	104.341	
各階面積（m ² ）	1 階	52.170
	2 階	52.170
最高高さ（m）	7.400	
軒の高さ（m）	5.740	
各階の高さ（m）	1 階	2.700
	2 階	2.457

表 8.2 構造計算の条件

構造計算の方法	簡易計算	「地震時必要水平耐力計算」
		「四分割法」
		「N 値計算」
地震力の計算条件	重要度分類	重要度（2）
	耐震等級	Ⅱ
	重要度係数	1
	行政区域	ソウル
	地震区域	I
風圧力の計算条件	地盤の種類	S5
	基準風速	26m/s

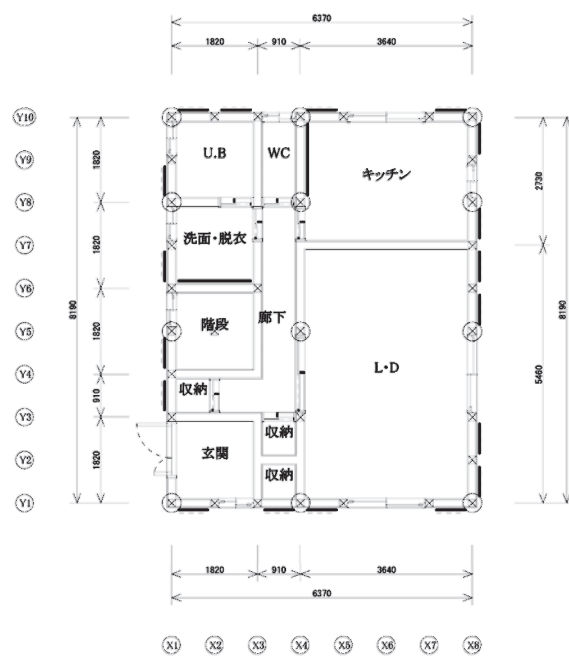


図 8.1 1 階平面図・耐力壁配置図

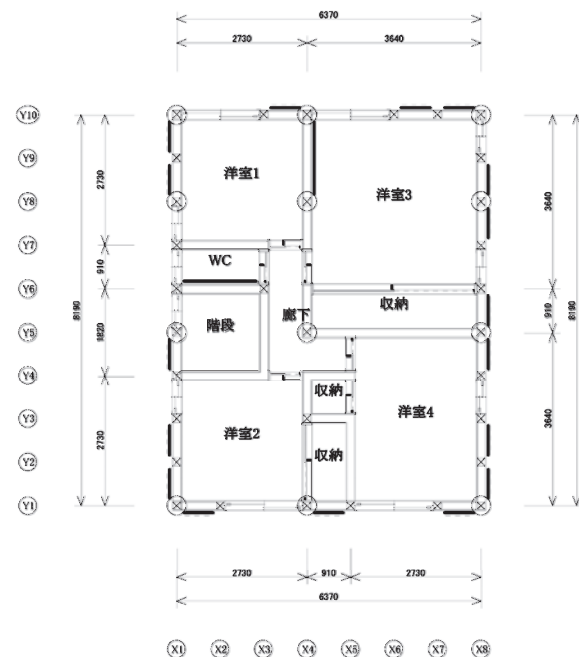


図 8.2 2 階平面図・耐力壁配置図

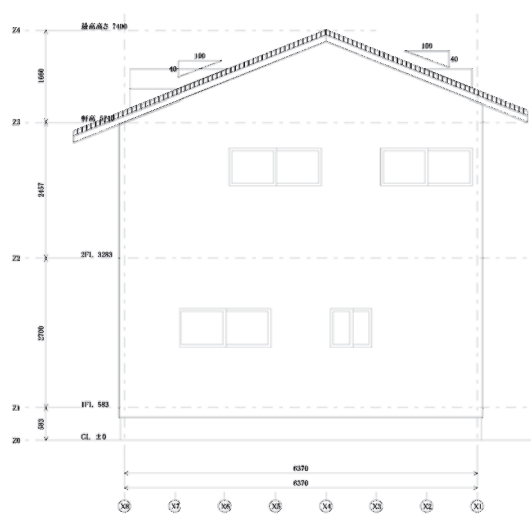


図 8.3 北立面図

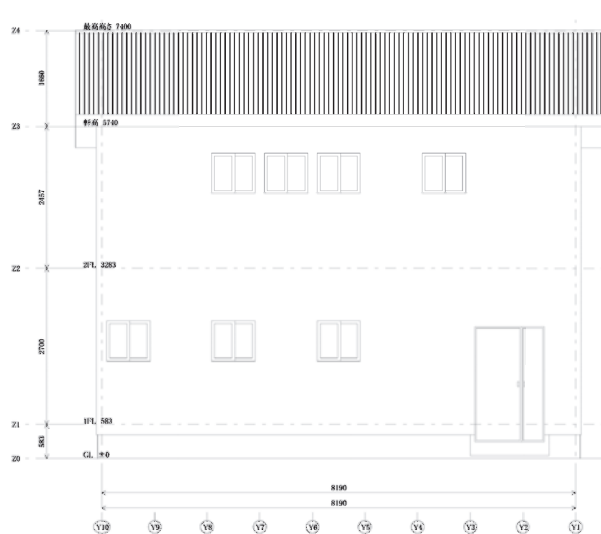


図 8.4 西立面図

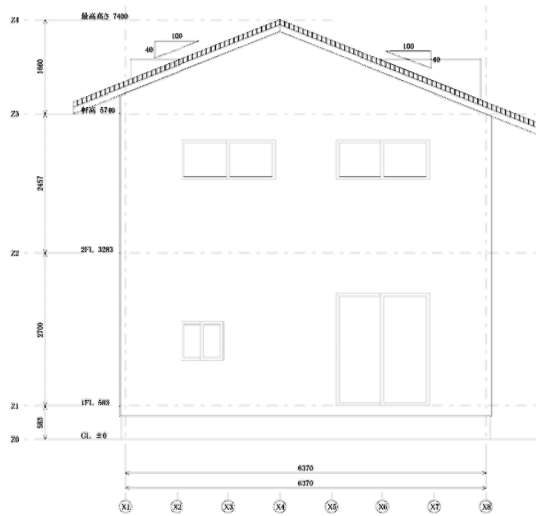


図 8.5 南立面図

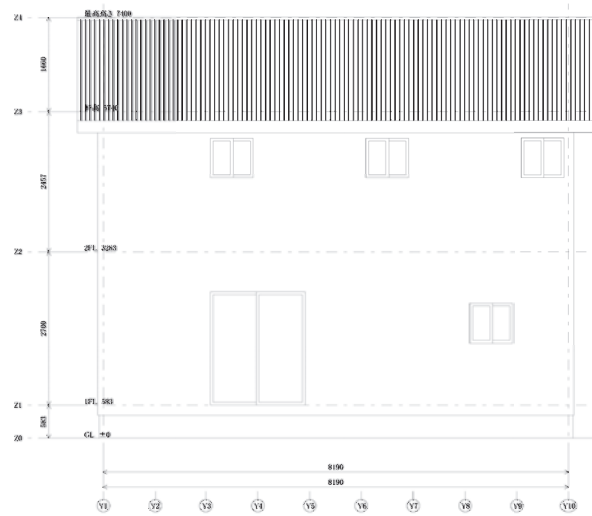


図 8.6 東立面図

8.1.2 水平耐力計算による耐力壁の強度設計

1. 必要水平耐力

(1) 地震時の必要水平耐力 Q_E は以下による。

ソウルの地震区域は I であり、地震区域係数 (Z) は 0.11 である。設計スペクトル加速度算定のための有効な地盤加速度 (S) は、地震区域係数 (Z) に 2400 年再現周期に対応するリスク係数 (I) 2.0 を乗じた値とし、0.22 となる。

KDS 41 17 00 (建築物耐震設計基準) の「4.1.1 地盤の種類」(3)では、「対象地域の地盤を分類することができる材料が十分ではなく、地盤の種類が S5 である可能性がない場合には、地盤の種類 S4 を適用することができる。」とされている。しかし、現状韓国では地盤調査を行っていない場合には地盤の種類として S5 を採用しているため、ここでも地盤の種類を S5 とする。

KDS 41 17 00 (建築物耐震設計基準) の「4.2.2 短周期と 1 秒周期の設計スペクトル加速度」(1)では、短周期と周期 1 秒の設計スペクトル加速度 SDS 、 $SD1$ は下式により算定する。ここで、 F_a と F_v は、それぞれ下表に規定された地盤増幅係数である。

$$S_{DS} = S \times 2.5 \times F_a \times 2/3$$

$$S_{D1} = S \times F_v \times 2/3$$

また、KDS 41 17 00 (建築物耐震設計基準) の「4.2.2 短周期と 1 秒周期の設計スペクトル加速度」(3)では、地盤分類が S5 で基盤岩の深さが不明な場合は、 F_a と F_v 値の 110% を適用する。

表 8.3 短周期地盤増幅係数 F_a

地盤の種類	地震地域		
	$S \leq 0.1$	$S = 0.2$	$S = 0.3$
S1	1.12	1.12	1.12
S2	1.4	1.4	1.3
S3	1.7	1.5	1.3
S4	1.6	1.4	1.2
S5	1.8	1.3	1.3
*S は設計スペクトル加速度算定式 (4.2-1) に適用された値である。上の表では、S の中間値に対して直線補間する。			

表 8.4 1 秒周期地盤増幅係数 F_v

地盤の種類	地震地域		
	$S \leq 0.1$	$S = 0.2$	$S = 0.3$
S1	0.84	0.84	0.84
S2	1.5	1.4	1.3
S3	1.7	1.6	1.5
S4	2.2	2.0	1.8
S5	3.0	2.7	2.4
*S は設計スペクトル加速度算定式 (4.2-1) に適用された値である。上の表では、S の中間値に対して直線補間する。			

KDS 41 17 00 (建築物耐震設計基準) の「6.1 地震力抵抗システムの設計係数」では、反応修正係数 R 、システム超過強度係数 Ω_0 、変位増幅係数 C_d が定められている。木構造に適用される地震力抵抗システムの設計係数を下表に示す。

表 8.5 木構造の地震力抵抗システムの設計係数

基本地震力 抵抗システム	設計係数			耐震設計のカテゴリ に応じたシステムの制 限と高さ (m) 制限		
	反応修正係 数 R	システム超過 強度係数 Ω_0	変位増幅 係数 Cd	A また は B	C	D
1. 耐力壁システム						
1-e 軽骨木造耐震壁	6.0	3.0	4.0	可能	可能	可能
2. 建物骨組システム						
2-r 軽骨木造耐震壁	6.5	2.5	4.5	可能	可能	可能

ここで、耐力壁システムは、垂直荷重と横荷重を壁に支持する地震力抵抗システムで、壁は地震荷重に対して十分な面内せん断剛性とせん断強度を発揮しなければならない。建物骨組システムは、垂直荷重は梁、スラブ、柱で構成された骨組が抵抗し、地震荷重はせん断壁や筋かい骨組などが抵抗する地震力抵抗システムである。従って、木造軸組構法は「建物骨組システム」として設計する。

KDS 41 17 00（建築物耐震設計基準）の「7.2.1 底面せん断力」では、底面せん断力 V は下式に基づいて求める。

$$V = C_s W$$

ここで、 C_s ：地震応答係数

W ：固定荷重等を含む有効建物の重量

KDS 41 17 00（建築物耐震設計基準）の「7.2.2 地震応答係数」では、地震応答係数 C_s は下式に基づいて求める。

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left[\frac{R}{I_E} \right]}$$

この式に基づいて算定した地震応答係数は、次の値を超えてなくてもよい。

$$T \leq T_L : C_s = \frac{S_{D1}}{\left[\frac{R}{I_E} \right]^T}$$

$$T > T_L : C_s = \frac{S_{D1} T_L}{\left[\frac{R}{I_E} \right] T^2}$$

しかし、地震応答係数 C_s は、次の値以上でなければならない。

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_E \geq 0.01$$

ここで、 I_E ：建築物の重要度係数

R ：応答修正係数

S_{DS} ：短周期の設計スペクトル加速度

S_{D1} ：周期 1 秒での設計スペクトル加速度

T ：建築物の固有周期（秒）

T_L ：5 秒

KDS 41 17 00（建築物耐震設計基準）の「7.2.4 固有周期の略算法」では、近似固有周期 T_a （秒）は下式に基づいて求める。木構造の近似基本振動周期（ T_a ）を算定するために 0.0488 の値を適用できる。

$$T_a = C_t h_n^x$$

ここで、 $C_t=0.0466$, $x=0.9$ ：鉄筋コンクリートモーメント骨組

$C_t=0.0724$, $x=0.8$ ：鉄骨モーメント骨組

$C_t=0.0731$, $x=0.75$ ：鉄骨偏心ブレース骨組と鉄骨座屈防止ブレース骨組

$C_t=0.0488$, $x=0.75$ ：鉄筋コンクリート耐震壁の構造、その他の骨組

h_n ：建築物の底面から最上階までの全体の高さ（m）

KDS 41 17 00（建築物耐震設計基準）の「7.2.5 地震力の鉛直分布」では、底面せん断力を垂直分布させた各階地震力 F_x は下式に基づいて求める。木構造では地震力の鉛直分布算定に適用される建物周期に応じた分布係数 k の値に木構造建築物に対しては、1 を適用する。

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

ここで、 C_{vx} ：垂直分布係数

k ：建築物の周期に応じた分布係数

k=1 : 0.5 秒以下の周期を持つ建築物

k=2 : 2.5 秒以上の周期を持つ建築物

ただし、0.5 秒と 2.5 秒との間の周期を持つ建築物の場合、k は、1 と 2 の間の値を直線補間して求める。

h_i, h_x : 底面から i または x 層までの高さ

V : 底面せん断力

w_i, w_x : i または x 階での重量

n : 階数

KDS 41 17 00 (建築物耐震設計基準) の「7.2.6.1 水平せん断力の計算」では、x 層での層せん断力 V_x は下式に基づいて求める。

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

ここで、 F_i : i 階に作用する地震力

短周期の地盤増幅係数

$$F_a = 1.30 \times 1.10 = 1.430 \quad (S=0.22)$$

周期 1 秒の地盤増幅係数

$$F_v = 2.64 \times 1.10 = 2.904 \quad (S=0.22)$$

短周期の設計スペクトル加速度

$$S_{DS} = S \times 2.5 \times F_a \times 2/3 = 0.22 \times 2.5 \times 1.430 \times 0.667 = 0.524$$

周期 1 秒の設計スペクトル加速度

$$S_{D1} = S \times F_v \times 2/3 = 0.22 \times 2.904 \times 0.667 = 0.426$$

近似固有周期

$$T_a(s) = CT \times h n^x = 0.0488 \times 7.40^{0.75} = 0.219(\text{sec})$$

地震応答係数

$$C_s = S_{DS} \times I_E / R = 0.524 \times 1 / 6.5 = 0.081$$

$$T < T_L : C_{s, \max} = S_{D1} \times I_E / (R \times T_a) = 0.426 \times 1 / (6.5 \times 0.219) = 0.300$$

$$T > T_L : C_{s, \max} = S_{D1} \times T_L \times I_E / (R \times T_a^2) = 0.426 \times 5 \times 1 / (6.5 \times 0.219^2) = 6.834$$

$$C_{s, \min} = 0.044 \times S_{DS} \times I_E = 0.044 \times 0.524 \times 1 = 0.023$$

$$C_{s, \min} = 0.010$$

以上より、 $C_s = 0.081$

底面せん断力

$$V = C_s \times W = 0.081 \times 268.61 = 21.757 \text{ kN}$$

垂直分布係数

$k=1$ とすると、

$$\sum w \cdot h^k = w_2 \times (h_2)^k + w_R \times (h_R)^k = 175.86 \times 3.28 + 92.75 \times 5.74 = 1109.56$$

$$C_{VR} = w_R \times (h_R)^k / \sum w \cdot h^k = 92.75 \times 5.74 / 1110 = 0.4799$$

$$C_{V1} = w_2 \times (h_2)^k / \sum w \cdot h^k = 175.86 \times 3.28 / 1110 = 0.5202$$

各階地震力

$$F_R = C_{VR} \times V = 0.480 \times 21.757 = 10.441 \text{ kN}$$

$$F_2 = C_{V1} \times V = 0.520 \times 21.757 = 11.318 \text{ kN}$$

層せん断力

$$V_2 = F_R = 10.441 \text{ kN}$$

$$V_1 = F_2 + V_2 = 21.760 \text{ kN}$$

従って、この建築物の地震時の必要水平耐力 Q_E は、

2階 x 方向 : 10.441 kN、2階 y 方向 : 10.441 kN

1階 x 方向 : 21.760 kN、1階 y 方向 : 21.760 kN

となる。

(2) 風圧時の必要水平耐力 Q_W は以下による。

KDS 41 10 15 (建築構造基準 設計荷重) の「5.14 簡便法による風荷重」の方法により風荷重を算出する。この方法では、次のすべての条件を満たしている小さな規模の建築物を対象に簡単に風荷重を算定する際に適用できる。

1) $H \leq 20 \text{ m}$

2) $\frac{H}{\sqrt{B \cdot D}} \leq 1.0$ または $\frac{H}{\sqrt{A_f}} \leq 1.0$

3) 形状が整形的で、断面は対称に近くなければならない。

ここで、 H : 建築物の基準高さ (m)

B : 建築物の代表幅 (m)

D：建築物の深さ（m）

A_f：建築物の床面積（m²）

この建築物では、建築物の基準高さ $H = (7.40 + 5.74) / 2 = 6.57 \text{ m} \leq 20 \text{ m}$ 【OK】、

$$\frac{H}{\sqrt{B \cdot D}} = \frac{6.57}{\sqrt{6.37 \cdot 8.19}} = 0.910 \leq 1.0 \text{ 【OK】}, \frac{H}{\sqrt{A_f}} = \frac{6.57}{\sqrt{52.17}} = 0.910 \leq 1.0 \text{ 【OK】}, \text{形状が整}$$

形的である【OK】、以上より、簡便法による風荷重算出ができる。

簡便法による設計用水平風荷重 W_{SF} は、次式のより求める。

$$W_{SF} = 0.25 \cdot V_0^2 \cdot H^{0.44} \cdot C_e \cdot C_f \cdot A$$

ここで、 V_0 ：基本風速（m / s）

H：建築物の基準高さ（m）

C_e ：建設地周辺の地表面の状況に応じて定める環境係数で通常 1.0 を使用して、障害物がない平坦地である場合には 1.5、海がある場合には 2.0 とする。

C_f ：風力係数 この計算では、最大値となる 1.1 を使用した。

A：有効受圧面積（m²） この計算では、各階床より上の面積とした。

この建築物では、x 方向耐力壁の風荷重は

$$W_{SF} = 0.25 \cdot 26^2 \cdot 6.57^{0.44} \cdot 1.0 \cdot 1.1 \cdot 35.25 = 15.004 \text{ kN（2 階 x 方向）}$$

$$W_{SF} = 0.25 \cdot 26^2 \cdot 6.57^{0.44} \cdot 1.0 \cdot 1.1 \cdot 57.88 = 24.637 \text{ kN（1 階 x 方向）}$$

y 方向耐力壁の風荷重は

$$W_{SF} = 0.25 \cdot 26^2 \cdot 6.57^{0.44} \cdot 1.0 \cdot 1.1 \cdot 22.53 = 9.588 \text{ kN（2 階 y 方向）}$$

$$W_{SF} = 0.25 \cdot 26^2 \cdot 6.57^{0.44} \cdot 1.0 \cdot 1.1 \cdot 40.24 = 17.127 \text{ kN（1 階 y 方向）}$$

となる。

従って、この建築物の風圧時の必要水平耐力 Q_w は、

2 階 x 方向：15.004 kN、2 階 y 方向：9.588 kN

1 階 x 方向：24.637 kN、1 階 y 方向：17.127 kN

となる。

2. 建物の水平耐力

建物の水平耐力 Q_a は、次式による。

$$Q_a = \sum (P_a \times L_w) \times 150 / (1 / \Delta_a \times C_d)$$

ここで、 P_a ：耐力壁の許容せん断耐力

L_w ：耐力壁の長さ (m)

$150 / (1 / \Delta_a \times C_d)$ ： P_a は 1/150rad 時の耐力のため、「重要度 (2)」の場合、許容変形 $\Delta_a (=0.020\text{rad})$ を、変位増幅係数 $C_d (=4.5)$ で除した変形角 (1/225rad) が設計時の許容変位になるため、せん断耐力を調整する係数 (150/225) を乗じる。

Δ_a ：許容変形

C_d ：変位増幅係数

本建物で使用する耐力壁の許容せん断耐力 P_a は、次のとおりである。

- 1) 外壁の構造仕様： $P_a=7.1 \text{ kN/m}$

大壁仕様で構造用合板 (厚さ 9mm)、釘長さ 50mm (直径 2.87mm)、釘打ち間隔 100mm 以下

- 2) 内壁の構造仕様： $P_a=7.1 \text{ kN/m}$

真壁仕様で構造用合板 (厚さ 9mm)、釘長さ 50mm (直径 2.87mm)、釘打ち間隔 100mm 以下

各階各方向の水平耐力を表 8.6 に示す。

表 8.6 各階各方向の水平耐力

階	方向	通り	Pa (kN/m)	Lw (m)	Pa×Lw (kN)	Σ (Pa×Lw) (kN)	150/(1/Δa×Cd) (kN)	Qa (kN)
2	X	Y1	7.1	2.73	19.38	51.688	150/225	34.459
		Y6	7.1	1.82	12.92			
		Y10	7.1	2.73	19.38			
階	方向	通り	Pa (kN/m)	Lw (m)	Pa×Lw (kN)	Σ (Pa×Lw) (kN)	150/(1/Δa×Cd) (kN)	Qa (kN)
2	Y	X1	7.1	4.55	32.31	83.993	150/225	55.995
		X4	7.1	1.82	12.92			
		X8	7.1	5.46	38.77			
階	方向	通り	Pa (kN/m)	Lw (m)	Pa×Lw (kN)	Σ (Pa×Lw) (kN)	150/(1/Δa×Cd) (kN)	Qa (kN)
1	X	Y1	7.1	3.64	25.84	64.610	150/225	43.073
		Y6	7.1	1.82	12.92			
		Y10	7.1	3.64	25.84			
階	方向	通り	Pa (kN/m)	Lw (m)	Pa×Lw (kN)	Σ (Pa×Lw) (kN)	150/(1/Δa×Cd) (kN)	Qa (kN)
1	Y	X1	7.1	3.64	25.84	77.532	150/225	51.688
		X4	7.1	1.82	12.92			
		X8	7.1	5.46	38.77			

3. 水平耐力充足率

各階各方向における水平耐力が、地震時の必要水平耐力 Q_E 以上であることかつ風圧時の必要水平耐力 Q_W 以上であることを確認するため、次式による水平耐力充足率を算定する。下表にその計算結果を示す。

地震時の水平耐力充足率： $Q_a / Q_E \geq 1.0$

風圧時の水平耐力充足率： $Q_a / Q_W \geq 1.0$

表 8.7 地震力と風圧力に対する必要水平耐力（要求値）

階	方向	地震力の計算							風圧力の計算					
		床面積	各階重量	建物重量	地震応答係数	垂直分布係数	各階地震力	要求値	基準風速	基準高さ	環境係数	風力係数	受圧面積	要求値
		A _f	W _i	W	C _s	C _v	F	Q _E	V ₀	H	C _e	C _f	A	Q _W
		(㎡)	(kN)	(kN)			(kN)	(kN)	(m/s)	(m)			(㎡)	(kN)
2	X	52.1703	92.75	268.61	0.081	0.4799	10.441	10.441	26	6.570	1.0	1.1	35.25	15.004
	Y	52.1703	92.75	268.61	0.081	0.4799	10.441	10.441	26	6.570	1.0	1.1	22.53	9.588
1	X	52.1703	175.86	268.61	0.081	0.5202	11.318	21.760	26	6.570	1.0	1.1	57.88	24.634
	Y	52.1703	175.86	268.61	0.081	0.5202	11.318	21.760	26	6.570	1.0	1.1	40.24	17.127

表 8.8 水平耐力充足率の判定

階	方向	地震力	風圧力	設計値	水平耐力充足率					
		要求値	要求値		地震時			風圧時		
		Q _E	Q _W	Q _a	Q _a /Q _E	判定		Q _a /Q _W	判定	
		(kN)	(kN)	(kN)						
2	X	10.441	15.004	34.459	3.300	≧ 1.0	OK	2.297	≧ 1.0	OK
	Y	10.441	9.588	55.995	5.363	≧ 1.0	OK	5.840	≧ 1.0	OK
1	X	21.760	24.634	43.073	1.980	≧ 1.0	OK	1.749	≧ 1.0	OK
	Y	21.760	17.127	51.688	2.375	≧ 1.0	OK	3.018	≧ 1.0	OK

8.1.3 四分割法による耐力壁の配置設計

(1) 四分割部分（側端部）の必要水平耐力

各階各方向における 1/4 分割部分（側端部）の必要水平耐力 Q_E は、建物全体の必要水平耐力を床面積で按分した値とする。各階各方向の側端部を図 8.7～図 8.10 示す。また、側端部の地震力による必要水平耐力を表 8.9 に示す。

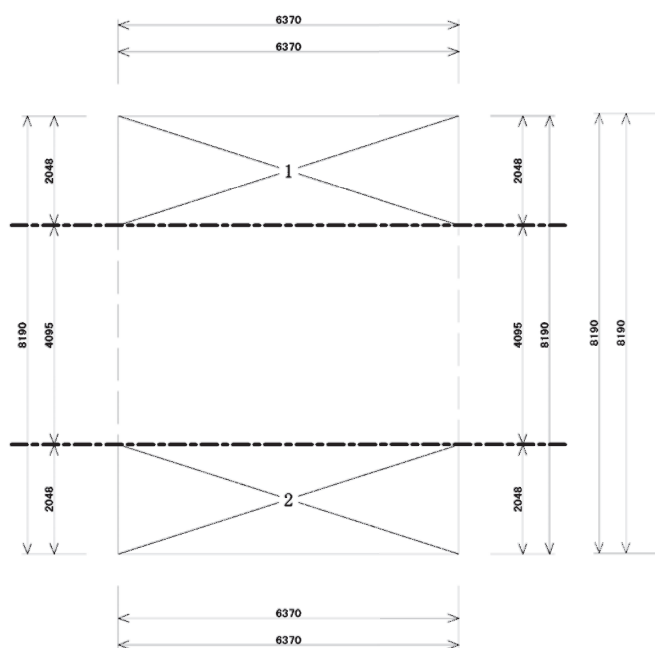


図 8.7 2階 X 方向 1/4 側端部

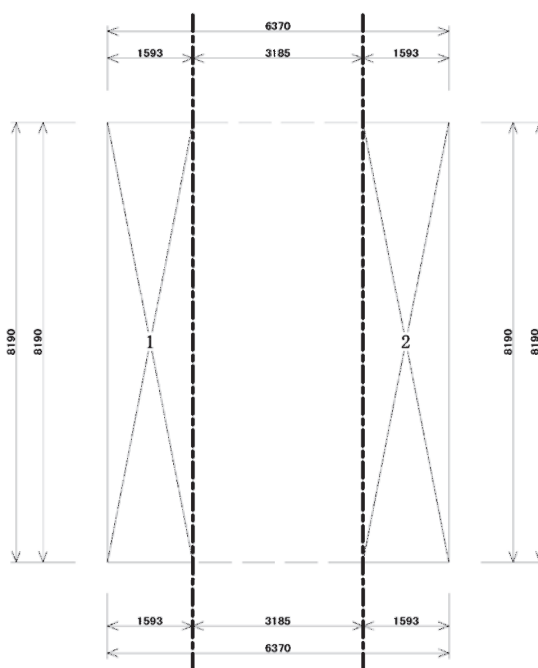


図 8.8 2階 Y 方向 1/4 側端部

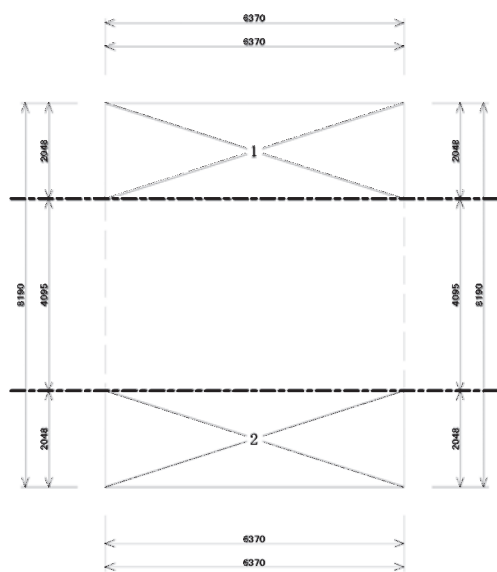


図 8.9 1階 X 方向 1/4 側端部

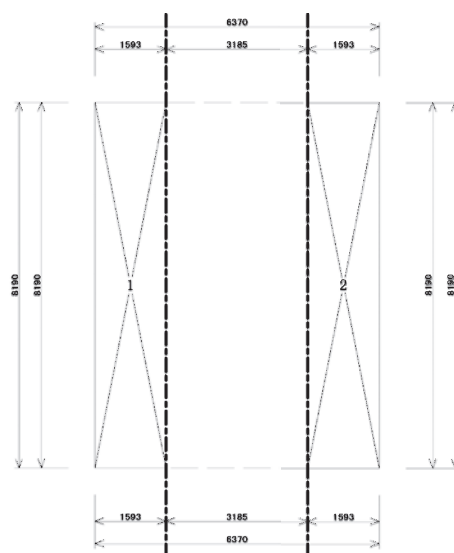


図 8.10 1階 Y 方向 1/4 側端部

表 8.9 側端部の地震力に対する必要水平耐力（要求値）

階	方向	側端部	地震力	床面積		地震力
			当該階全体	当該階全体	側端部床面積	側端部要求値
				Af	Ai	Q _E
			(kN)	(㎡)	(㎡)	(kN)
2	X	北側 1/4	10.441	52.170	13.043	2.610
		南側 1/4	10.441	52.170	13.043	2.610
	Y	西側 1/4	10.441	52.170	13.043	2.610
		東側 1/4	10.441	52.170	13.043	2.610
1	X	北側 1/4	21.760	52.170	13.043	5.440
		南側 1/4	21.760	52.170	13.043	5.440
	Y	西側 1/4	21.760	52.170	13.043	5.440
		東側 1/4	21.760	52.170	13.043	5.440

(2) 側端部の水平耐力を表 8.10 に示す。

表 8.10 側端部の水平耐力

階	方向	側端部	通り	Pa (kN/m)	Lw (m)	Pa×Lw (kN)	Σ (Pa×Lw) (kN)	150/(1/Δa×Cd) (kN)	側端部Qa (kN)
2	X	北側 1/4	Y10	7.1	2.73	19.38	19.38	150/225	12.922
		南側 1/4	Y1	7.1	2.73	19.38	19.38	150/225	12.922
階	方向	通り	通り	Pa (kN/m)	Lw (m)	Pa×Lw (kN)	Σ (Pa×Lw) (kN)	150/(1/Δa×Cd) (kN)	側端部Qa (kN)
2	Y	西側 1/4	X1	7.1	4.55	32.31	32.31	150/225	21.537
		東側 1/4	X8	7.1	5.46	38.77	38.77	150/225	25.844
階	方向	通り	通り	Pa (kN/m)	Lw (m)	Pa×Lw (kN)	Σ (Pa×Lw) (kN)	150/(1/Δa×Cd) (kN)	側端部Qa (kN)
1	X	北側 1/4	Y10	7.1	3.64	25.84	25.84	150/225	17.229
		南側 1/4	Y1	7.1	3.64	25.84	25.84	150/225	17.229
階	方向	通り	通り	Pa (kN/m)	Lw (m)	Pa×Lw (kN)	Σ (Pa×Lw) (kN)	150/(1/Δa×Cd) (kN)	側端部Qa (kN)
1	Y	西側 1/4	X1	7.1	3.64	25.84	25.84	150/225	17.229
		東側 1/4	X8	7.1	5.46	38.77	38.77	150/225	25.844

(3) 側端部の水平耐力充足率

側端部の水平耐力充足率を求める。

また、各側端部の水平耐力充足率の内、小さい方の充足率を大きい方の充足率で除した値を充足率比として計算する。

計算結果を下表に示す。

表 8.11 側端部の水平耐力充足率

階	方向	側端部	地震力	設計値	水平耐力充足率					
			要求値		側端充足率			充足率比		
			Q_E	Q_a	Q_a/Q_E	判定		側端充足率 (小) / (大)		判定
			(kN)	(kN)						
2	X	北側 1/4	2.610	12.922	4.950	> 1.0	OK	1.000	≥ 0.5	OK
		南側 1/4	2.610	12.922	4.950	> 1.0	OK			
	Y	西側 1/4	2.610	21.537	8.251	> 1.0	OK	0.833	≥ 0.5	OK
		東側 1/4	2.610	25.844	9.901	> 1.0	OK			
1	X	北側 1/4	5.440	17.229	3.167	> 1.0	OK	1.000	≥ 0.5	OK
		南側 1/4	5.440	17.229	3.167	> 1.0	OK			
	Y	西側 1/4	5.440	17.229	3.167	> 1.0	OK	0.667	≥ 0.5	OK
		東側 1/4	5.440	25.844	4.751	> 1.0	OK			

判定は以下の一を満たせば OK とする。

- ① 当該階の当該方向の二つの側端部充足率がともに 1 以上
- ② 当該階の当該方向の二つの側端部充足率がともにゼロ
- ③ 当該階の当該方向の充足率比が 0.5 以上

本建物は①を満たしているので OK。

8.1.4 柱頭柱脚接合部の設計

(1) 柱頭柱脚接合部の引張耐力の要求値

耐力壁の両側に取り付く柱の柱頭柱脚接合部の引張耐力要求値 T は、以下のように計算する。なお、柱頭接合部と柱脚接合部の引張耐力要求値は、同じ値とする。

(1)-1 2 階建ての 2 階における柱の場合（平屋部分の柱の場合を含む）

$$T = \Delta Q_{a1} \times H_1 \times B_1 - N_w$$

ここで、 ΔQ_{a1} ：当該柱の両側に取り付く耐力壁の許容せん断耐力の差

$$\Delta Q_{a1} = |P_{aL1} - P_{aR1}|$$

P_{aL1}, P_{aR1} : 当該柱の左側（右側）における耐力壁の許容せん断耐力（kN）

H_1 : 当該階の階高さ（m）

B_1 : 当該柱の周辺部材による曲げ戻し効果を表す係数

出隅の柱の場合：0.8、その他の柱の場合：0.5

N_w : 鉛直荷重による当該柱の圧縮力（kN）

ただし、柱の圧縮力を計算しない場合には、次の値を採用してもよい。

出隅の柱の場合：2.12kN、その他の柱の場合：3.18kN

(1)-2 2階建ての1階における柱の場合

$$T = \Delta Q_{a1} \times H_1 \times B_1 + \Delta Q_{a2} \times H_2 \times B_2 - N_w$$

ここで、 ΔQ_{a1} : 当該柱の両側に取り付く耐力壁の許容せん断耐力の差

$$\Delta Q_{a1} = |P_{aL1} - P_{aR1}|$$

$$\Delta Q_{a2} = |P_{aL2} - P_{aR2}|$$

P_{aL1}, P_{aR1} : 当該柱の左側（右側）における耐力壁の許容せん断耐力（kN）

P_{aL}, P_{aR} : 当該柱に連続する2階柱の左側（右側）における耐力壁の許容せん断耐力（kN）

H_1 : 当該階の階高さ（m）

H_2 : 当該階の階高さ（m）

B_1 : 当該柱の周辺部材による曲げ戻し効果を表す係数

出隅の柱の場合：0.8、その他の柱の場合：0.5

B_2 : 当該柱に連続する2階柱の周辺部材による曲げ戻し効果を表す係数

2階部分の出隅の柱の場合：0.8、2階部分のその他の柱の場合：0.5

N_w : 鉛直荷重による当該柱の圧縮力（kN）

ただし、柱の圧縮力を計算しない場合には、次の値を採用してもよい。

出隅の柱の場合：5.30kN、その他の柱の場合：8.48kN

(2) 柱頭柱脚接合部の引張耐力の設計値

柱頭柱脚接合部の引張耐力設計値 T_a は、接合方法に応じて表 4.6 による。

(3) 柱頭柱脚接合部の金物算定

各階各方向における耐力壁の両側に取り付く柱の柱頭柱脚接合部の引張耐力設計値 T_a が、当該接合部の引張耐力要求値 T 以上となるように当該接合部の接合方法を決定する。

柱頭柱脚金物位置図を図 8.11、図 8.12 に示す。柱頭柱脚接合部の金物算定を表 8.15 に示す。

凡例	
<金物>	
柱頭金物 柱脚金物	
<耐力壁>	
$\frac{X+方向壁倍率}{X-方向壁倍率}$ $\frac{Y+方向壁倍率}{Y-方向壁倍率}$	

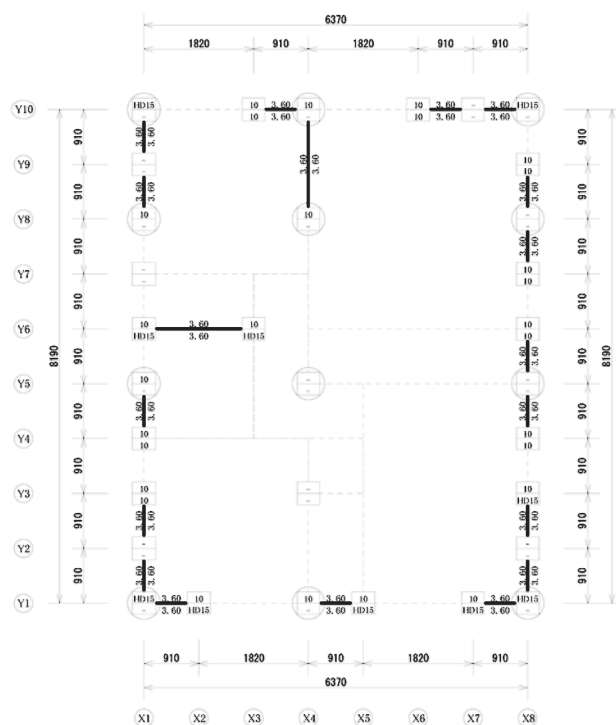


図 8.11 柱頭柱脚金物位置図（2階）

凡例	
<金物>	
柱頭金物 柱脚金物	
<耐力壁>	
$\frac{X+方向壁倍率}{X-方向壁倍率}$ $\frac{Y+方向壁倍率}{Y-方向壁倍率}$	

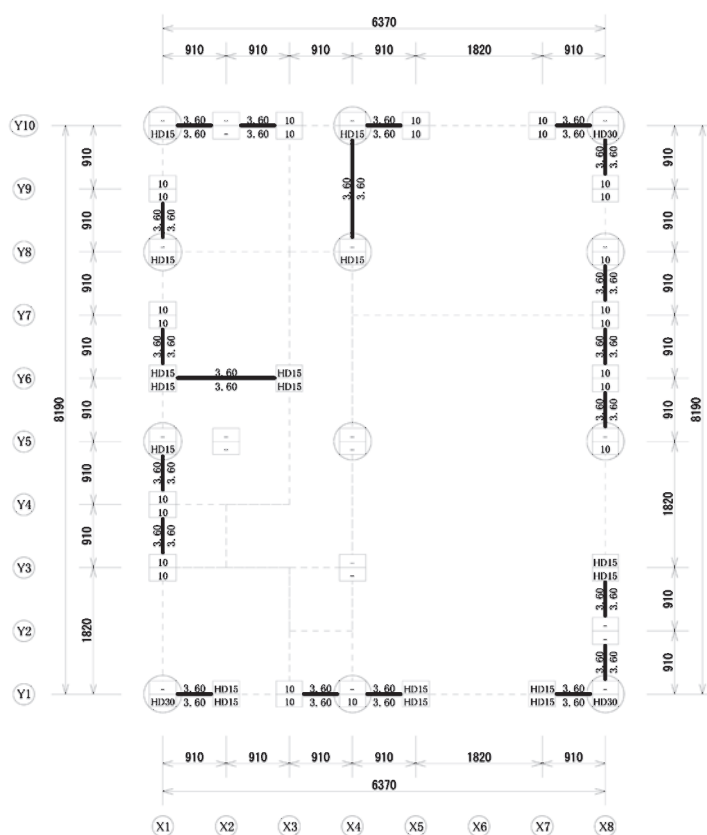


図 8.12 柱頭柱脚金物位置図（1階）

(4) 柱頭柱脚接合部の金物算定

各階各方向における耐力壁の両側に取り付く柱の柱頭柱脚接合部の引張耐力設計値 T_a が、当該接合部の引張耐力要求値 T 以上となるように当該接合部の接合方法を決定する。

表 8.12 柱頭柱脚接合部の金物算定（その 1）

階	符号	方向	B_1	ΔQ_{a1}	H_1	上階の $\Delta Q_{a2} \cdot B_2$	N_w	T_u	T		柱頭金物名称	記号	許容引張耐力	検定値	判定
											柱脚金物名称	記号			
2	X1	X +	0.8	7.100	2.5	0.000	2.12	0.0	12.08	12.08	15kN HD金物	HD15	15	0.81	OK
	Y1	X -	0.8	-7.100	2.5	0.000	2.12	0.0	-19.87						
		○Y +	0.8	7.100	2.5	0.000	2.12	0.0	12.08						
		Y -	0.8	-7.100	2.5	0.000	2.12	0.0	-19.87						
X2	X +	X +	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y1	○X -	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70						
		Y +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18		15kN HD金物	HD15	15	0.38	OK
		Y -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
X4	X +	○X +	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y1	X -	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93						
		Y +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
X5	X +	X +	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y1	○X -	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70						
		Y +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18		15kN HD金物	HD15	15	0.38	OK
		Y -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
X7	X +	○X +	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y1	X -	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93						
		Y +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18		15kN HD金物	HD15	15	0.38	OK
		Y -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
X8	X +	X +	0.8	-7.100	2.5	0.000	2.12	0.0	-19.87	12.08	15kN HD金物	HD15	15	0.81	OK
	Y1	○X -	0.8	7.100	2.5	0.000	2.12	0.0	12.08						
		Y +	0.8	7.100	2.5	0.000	2.12	0.0	12.08						
		Y -	0.8	-7.100	2.5	0.000	2.12	0.0	-19.87						
X1	X +	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	-3.18					
	Y2	○X -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
X8	X +	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	-3.18					
	Y2	○X -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
X1	X +	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y3	X -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y +	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93		10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
		○Y -	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70						
X4	X +	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	-3.18					
	Y3	○X -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
X8	X +	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y3	X -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y +	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93		15kN HD金物	HD15	15	0.38	OK
		○Y -	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70						

表 8.12 柱頭柱脚接合部の金物算定 (その2)

階	符号	方向	B ₁	ΔQ _{a1}	H ₁	上階の	N _w	T _u	T	柱頭金物名称		記号	許容引張耐力	検定値	判定
						ΔQ _{a2} ・B ₂				柱脚金物名称	記号				
2	X1	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y4	X −	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		○Y +	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70		10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
		Y −	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93						
	X8	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y4	X −	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		○Y +	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70		10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
		Y −	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93						
	X1	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y5	X −	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y +	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93						
		○Y −	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70						
	X4	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	-3.18					
	Y5	○X −	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y −	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
	X8	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	-3.18					
	Y5	○X −	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y −	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
	X1	○X +	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y6	X −	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93						
		Y +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18		15kN HD金物	HD15	15	0.38	OK
		Y −	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
	X3	X +	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y6	○X −	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70						
		Y +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18		15kN HD金物	HD15	15	0.38	OK
		Y −	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
	X8	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y6	X −	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y +	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93		10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
		○Y −	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70						
	X1	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	-3.18					
	Y7	○X −	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y −	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
	X8	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y7	X −	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		○Y +	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70		10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
		Y −	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93						
	X1	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y8	X −	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		○Y +	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70						
		Y −	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93						
	X4	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y8	X −	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		○Y +	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70						
		Y −	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93						
	X8	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	-3.18					
	Y8	○X −	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y −	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						

表 8.12 柱頭柱脚接合部の金物算定 (その3)

階	符号	方向	B ₁	ΔQ_{a1}	H ₁	上階の	N _w	T _u	T		柱頭金物名称	記号	許容引張耐力	検定値	判定
						$\Delta Q_{a2} \cdot B_2$					柱脚金物名称	記号			
2	X1	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	-3.18					
	Y9	○ X -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
	X8	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y9	X -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y +	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93		10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
		○ Y -	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70						
	X1	X +	0.8	0.000	2.5	0.000	2.12	0.0	-2.12	12.08	15kN HD金物	HD15	15	0.81	OK
	Y10	X -	0.8	0.000	2.5	0.000	2.12	0.0	-2.12						
		Y +	0.8	-7.100	2.5	0.000	2.12	0.0	-19.87						
		○ Y -	0.8	7.100	2.5	0.000	2.12	0.0	12.08						
	X3	○ X +	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y10	X -	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93						
		Y +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18		10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
		Y -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
	X4	X +	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y10	○ X -	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70						
		Y +	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93						
		Y -	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70						
	X6	○ X +	0.5	7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	5.70	5.70	10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
	Y10	X -	0.5	-7.100	2.5	0.000	3.18	0.0	-20.93						
		Y +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18		10 k N 接合金物	10	10	0.57	OK
		Y -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
	X7	X +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18	-3.18					
	Y10	○ X -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y +	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
		Y -	0.5	0.000	2.5	0.000	3.18	0.0	-3.18						
	X8	X +	0.8	-7.100	2.5	0.000	2.12	0.0	-19.87	12.08	15kN HD金物	HD15	15	0.81	OK
	Y10	○ X -	0.8	7.100	2.5	0.000	2.12	0.0	12.08						
		Y +	0.8	0.000	2.5	0.000	2.12	0.0	-2.12						
		Y -	0.8	0.000	2.5	0.000	2.12	0.0	-2.12						
	1 X1	○ X +	0.8	7.100	2.7	5.680	5.29	0.0	25.38	25.38					
	Y1	X -	0.8	-7.100	2.7	-5.680	5.29	0.0	-39.80						
		Y +	0.8	0.000	2.7	5.680	5.29	0.0	10.04		30N HD金物	HD30	30	0.85	OK
		Y -	0.8	0.000	2.7	-5.680	5.29	0.0	-20.63						
	X2	X +	0.5	-7.100	2.7	-3.550	8.47	0.0	-37.22	10.70	15kN HD金物	HD15	15	0.71	OK
	Y1	○ X -	0.5	7.100	2.7	3.550	8.47	0.0	10.70						
		Y +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47		15kN HD金物	HD15	15	0.71	OK
		Y -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
	X3	○ X +	0.5	7.100	2.7	0.000	8.47	0.0	1.12	1.12	10 k N 接合金物	10	10	0.11	OK
	Y1	X -	0.5	-7.100	2.7	0.000	8.47	0.0	-27.64						
		Y +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47		10 k N 接合金物	10	10	0.11	OK
		Y -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
	X4	○ X +	0.5	0.000	2.7	3.550	8.47	0.0	1.12	1.12					
	Y1	X -	0.5	0.000	2.7	-3.550	8.47	0.0	-18.05						
		Y +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47		10 k N 接合金物	10	10	0.11	OK
		Y -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
	X5	X +	0.5	-7.100	2.7	-3.550	8.47	0.0	-37.22	10.70	15kN HD金物	HD15	15	0.71	OK
	Y1	○ X -	0.5	7.100	2.7	3.550	8.47	0.0	10.70						
		Y +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47		15kN HD金物	HD15	15	0.71	OK
		Y -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						

表 8.12 柱頭柱脚接合部の金物算定 (その4)

階	符号	方向	B_1	ΔQ_{a1}	H_1	上階の	N_w	T_u	T		柱頭金物名称	記号	許容引張耐力	検定値	判定
						$\Delta Q_{a2} \cdot B_2$					柱脚金物名称	記号			
1	X7	○ X +	0.5	7.100	2.7	3.550	8.47	0.0	10.70	10.70	15kN HD金物	HD15	15	0.71	OK
	Y1	X -	0.5	-7.100	2.7	-3.550	8.47	0.0	-37.22						
		Y +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47		15kN HD金物	HD15	15	0.71	OK
		Y -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
	X8	X +	0.8	-7.100	2.7	-5.680	5.29	0.0	-39.80	25.38					
	Y1	○ X -	0.8	7.100	2.7	5.680	5.29	0.0	25.38						
		Y +	0.8	7.100	2.7	5.680	5.29	0.0	25.38		30N HD金物	HD30	30	0.85	OK
		Y -	0.8	-7.100	2.7	-5.680	5.29	0.0	-39.80						
	X8	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	-8.47					
	Y2	○ X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
	X1	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	-8.47	10 k N 接合金物	10	10	0.00	OK
	Y3	○ X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y +	0.5	7.100	2.7	-3.550	8.47	0.0	-8.47		10 k N 接合金物	10	10	0.00	OK
		Y -	0.5	-7.100	2.7	3.550	8.47	0.0	-18.05						
	X4	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	-8.47					
	Y3	○ X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
	X8	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	10.70	15kN HD金物	HD15	15	0.71	OK
	Y3	X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y +	0.5	-7.100	2.7	-3.550	8.47	4.4	-32.78		15kN HD金物	HD15	15	0.71	OK
		○ Y -	0.5	7.100	2.7	3.550	8.47	0.0	10.70						
	X1	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	1.12	10 k N 接合金物	10	10	0.11	OK
	Y4	X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		○ Y +	0.5	0.000	2.7	3.550	8.47	0.0	1.12		10 k N 接合金物	10	10	0.11	OK
		Y -	0.5	0.000	2.7	-3.550	8.47	0.0	-18.05						
	X1	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	10.70					
	Y5	X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y +	0.5	-7.100	2.7	-3.550	8.47	0.0	-37.22		15kN HD金物	HD15	15	0.71	OK
		○ Y -	0.5	7.100	2.7	3.550	8.47	0.0	10.70						
	X2	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	-8.47					
	Y5	○ X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
	X4	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	-8.47					
	Y5	○ X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
	X8	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	5.56					
	Y5	X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		○ Y +	0.5	7.100	2.7	0.000	8.47	4.4	5.56		10 k N 接合金物	10	10	0.56	OK
		Y -	0.5	-7.100	2.7	0.000	8.47	0.0	-27.64						
	X1	○ X +	0.5	7.100	2.7	3.550	8.47	0.0	10.70	10.70	15kN HD金物	HD15	15	0.71	OK
	Y6	X -	0.5	-7.100	2.7	-3.550	8.47	0.0	-37.22						
		Y +	0.5	7.100	2.7	0.000	8.47	0.0	1.12		15kN HD金物	HD15	15	0.71	OK
		Y -	0.5	-7.100	2.7	0.000	8.47	0.0	-27.64						
	X3	X +	0.5	-7.100	2.7	-3.550	8.47	0.0	-37.22	10.70	15kN HD金物	HD15	15	0.71	OK
	Y6	○ X -	0.5	7.100	2.7	3.550	8.47	0.0	10.70						
		Y +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47		15kN HD金物	HD15	15	0.71	OK
		Y -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						

表 8.12 柱頭柱脚接合部の金物算定 (その5)

階	符号	方向	B ₁	ΔQ_{a1}	H ₁	上階の	N _w	T _u	T		柱頭金物名称	記号	許容引張耐力	検定値	判定
						$\Delta Q_{a2} \cdot B_2$					柱脚金物名称	記号			
1	X8	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	1.12	10 k N 接合金物	10	10	0.11	OK
	Y6	X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y +	0.5	0.000	2.7	-3.550	8.47	0.0	-18.05		10 k N 接合金物	10	10	0.11	OK
		○ Y -	0.5	0.000	2.7	3.550	8.47	0.0	1.12						
	X1	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	1.12	10 k N 接合金物	10	10	0.11	OK
	Y7	X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y +	0.5	-7.100	2.7	0.000	8.47	0.0	-27.64		10 k N 接合金物	10	10	0.11	OK
		○ Y -	0.5	7.100	2.7	0.000	8.47	0.0	1.12						
	X8	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	1.12	10 k N 接合金物	10	10	0.11	OK
	Y7	X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		○ Y +	0.5	0.000	2.7	3.550	8.47	0.0	1.12		10 k N 接合金物	10	10	0.11	OK
		Y -	0.5	0.000	2.7	-3.550	8.47	0.0	-18.05						
	X1	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	10.70					
	Y8	X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		○ Y +	0.5	7.100	2.7	3.550	8.47	0.0	10.70		15kN HD金物	HD15	15	0.71	OK
		Y -	0.5	-7.100	2.7	-3.550	8.47	0.0	-37.22						
	X4	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	10.70					
	Y8	X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		○ Y +	0.5	7.100	2.7	3.550	8.47	0.0	10.70		15kN HD金物	HD15	15	0.71	OK
		Y -	0.5	-7.100	2.7	-3.550	8.47	0.0	-37.22						
	X8	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	1.12					
	Y8	X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y +	0.5	-7.100	2.7	0.000	8.47	0.0	-27.64		10 k N 接合金物	10	10	0.11	OK
		○ Y -	0.5	7.100	2.7	0.000	8.47	0.0	1.12						
	X1	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	1.12	10 k N 接合金物	10	10	0.11	OK
	Y9	X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y +	0.5	-7.100	2.7	0.000	8.47	0.0	-27.64		10 k N 接合金物	10	10	0.11	OK
		○ Y -	0.5	7.100	2.7	0.000	8.47	0.0	1.12						
	X8	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	-8.47	10 k N 接合金物	10	10	0.00	OK
	Y9	○ X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y +	0.5	7.100	2.7	-3.550	8.47	0.0	-8.47		10 k N 接合金物	10	10	0.00	OK
		Y -	0.5	-7.100	2.7	3.550	8.47	0.0	-18.05						
	X1	○ X +	0.8	7.100	2.7	0.000	5.29	0.0	10.04	10.04					
	Y10	X -	0.8	-7.100	2.7	0.000	5.29	0.0	-24.46						
		Y +	0.8	0.000	2.7	-5.680	5.29	0.0	-20.63		15kN HD金物	HD15	15	0.67	OK
		Y -	0.8	0.000	2.7	5.680	5.29	0.0	10.04						
	X2	X +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	-8.47					
	Y10	○ X -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
		Y -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
	X3	X +	0.5	-7.100	2.7	3.550	8.47	0.0	-18.05	-8.47	10 k N 接合金物	10	10	0.00	OK
	Y10	○ X -	0.5	7.100	2.7	-3.550	8.47	0.0	-8.47						
		Y +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47		10 k N 接合金物	10	10	0.00	OK
		Y -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						
	X4	X +	0.5	7.100	2.7	-3.550	8.47	0.0	-8.47	10.70					
	Y10	X -	0.5	-7.100	2.7	3.550	8.47	0.0	-18.05						
		Y +	0.5	-7.100	2.7	-3.550	8.47	0.0	-37.22		15kN HD金物	HD15	15	0.71	OK
		○ Y -	0.5	7.100	2.7	3.550	8.47	0.0	10.70						
	X5	X +	0.5	-7.100	2.7	0.000	8.47	4.4	-23.20	1.12	10 k N 接合金物	10	10	0.11	OK
	Y10	○ X -	0.5	7.100	2.7	0.000	8.47	0.0	1.12						
		Y +	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47		10 k N 接合金物	10	10	0.11	OK
		Y -	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47						

表 8.12 柱頭柱脚接合部の金物算定（その 6）

階	符号	方向	B ₁	ΔQ _{a1}	H ₁	上階の	N _w	T _u	T	柱頭金物名称	記号	許容引張耐力	検定値	判定
						ΔQ _{a2} ・B ₂				柱脚金物名称	記号			
	X7	○X+	0.5	7.100	2.7	0.000	8.47	4.4	5.56	10kN 接合金物	10	10	0.56	OK
	Y10	X-	0.5	-7.100	2.7	0.000	8.47	0.0	-27.64					
		Y+	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47	10kN 接合金物	10	10	0.56	OK
		Y-	0.5	0.000	2.7	0.000	8.47	0.0	-8.47					
	X8	X+	0.8	-7.100	2.7	-5.680	5.29	0.0	-39.80	25.38				
	Y10	○X-	0.8	7.100	2.7	5.680	5.29	0.0	25.38					
		Y+	0.8	-7.100	2.7	0.000	5.29	0.0	-24.46	30N HD金物	HD30	30	0.85	OK
		Y-	0.8	7.100	2.7	0.000	5.29	0.0	10.04					

8.2 振動解析による構造検討

8.2.1 設計加速度応答スペクトル

KDS 41 17 00（建築物耐震設計基準）の「4.2.2 短周期と 1 秒周期の設計スペクトル加速度」(1)では、短周期と周期 1 秒の設計加速度スペクトル SDS、SD1 は下式により算定する。ここで、Fa と Fv は、それぞれ下表に規定された地盤増幅係数である。

$$S_{DS} = S \times 2.5 \times F_a \times 2/3$$

$$S_{D1} = S \times F_v \times 2/3$$

また、KDS 41 17 00（建築物耐震設計基準）の「4.2.2 短周期と 1 秒周期の設計スペクトル加速度」(3)では、地盤分類が S5 で基盤岩の深さが不明な場合は、Fa と Fv 値の 110%を適用する。

表 8.13 短周期地盤増幅係数、Fa

地盤の種類	地震地域		
	S ≤ 0.1	S = 0.2	S = 0.3
S1	1.12	1.12	1.12
S2	1.4	1.4	1.3
S3	1.7	1.5	1.3
S4	1.6	1.4	1.2
S5	1.8	1.3	1.3
*S は設計スペクトル加速度算定式 (4.2-1) に適用された値である。上の表では、S の中間値に対して直線補間する。			

表 8.14 1 秒周期地盤増幅係数、Fv

地盤の種類	地震地域		
	$S \leq 0.1$	$S = 0.2$	$S = 0.3$
S1	0.84	0.84	0.84
S2	1.5	1.4	1.3
S3	1.7	1.6	1.5
S4	2.2	2.0	1.8
S5	3.0	2.7	2.4

* S は設計スペクトル加速度算定式 (4.2-1) に適用された値である。上の表では、S の中間値に対して直線補間する。

両式中の「2/3」は、耐震等級Ⅱの建築物に対して崩壊防止を要求している「再現周期 2400 年の地震」から、同建物に対して人命保護を要求している「再現周期 1000 年の地震」への変換をしている。

地震の設計加速度応答スペクトルは次式に基づいて算定する。

$$【0 \leq T \leq T_0】 \quad S_a = 0.6 \frac{S_{DS}}{T_0} T + 0.4 S_{DS}$$

$$【T_0 \leq T \leq T_s】 \quad S_a = S_{DS}$$

$$【T_s \leq T】 \quad S_a = \frac{S_{DS}}{T}$$

ここで、T：構造物の固有周期（秒）

$$T_0 = 0.2 \times S_{D1} / S_{DS}$$

$$T_s = S_{D1} / S_{DS}$$

$$T_L = 5 \text{ 秒}$$

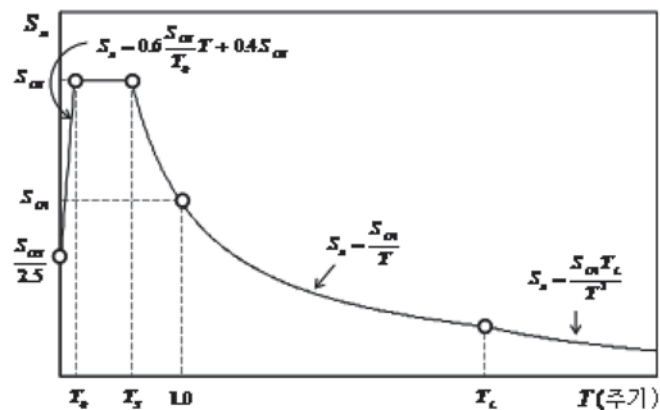


図 8.13 設計加速度応答スペクトル

8.2.2 地震波形の作成

設計加速度応答スペクトルから設計用地震波形を作成した。耐震等級Ⅱ、地震区域Ⅰ、地盤S5を想定し、「再現周期1000年の地震」に相当する地震波形（L1とする）を作成した。また、「再現周期2400年の地震」に相当する地震波形（L2）を作成した。

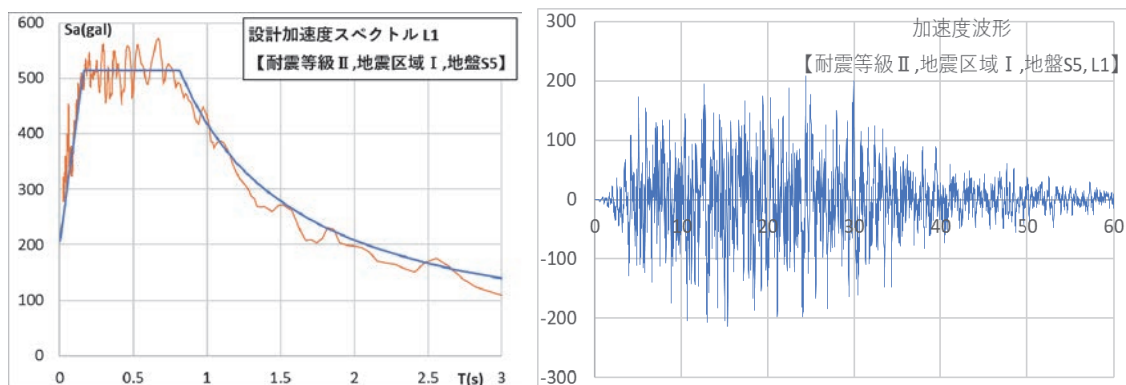


図 8.14 設計用加速度応答スペクトルと加速度波形（再現周期 1000 年の地震：L1）

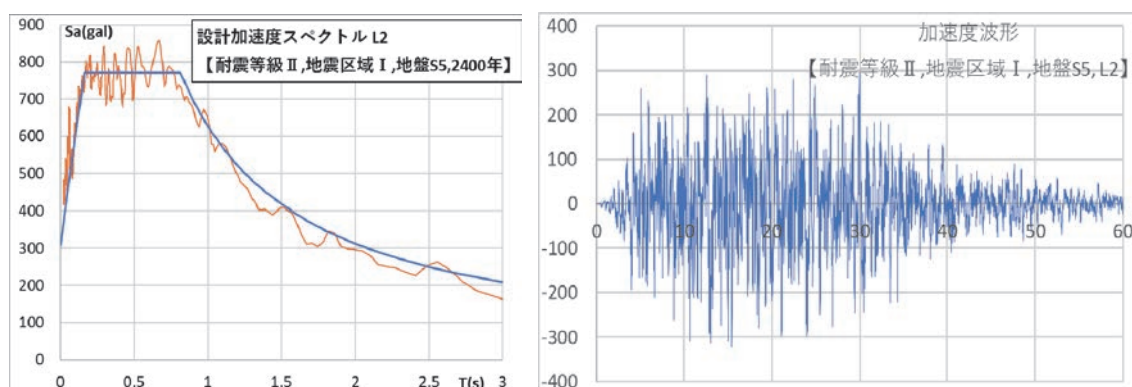


図 8.15 設計用加速度応答スペクトルと加速度波形（再現周期 2400 年の地震：L2）

8.2.3 振動解析

韓国で建設された4棟（Type A-D）および前章設計事例の「韓国モデルハウス 01」の2階床に床暖房設置を想定した建物を解析モデルの対象とした。これらの解析モデルを下図に示す。いずれも2階建て木造軸組構法であり、延べ床面積は110m²-150m²程度である。1階の水平耐力充足率は1.6-2.0程度である。尚、いずれのモデルも2階床に床暖房設備（湿式）が設置されている（韓国モデルハウス 01 では、設置を想定した）。

解析はWallStatを利用して実施した。入力地震動は、作成した「再現周期1000年の地震」（L1）、「再現周期2400年の地震」（L2）、日本の告示波の希地震（BCJ-L1）および

極稀地震（BCJ-L2）とした。振動解析結果の一覧表を表 8.15～表 8.19 に示す。



図 8.16 Type A

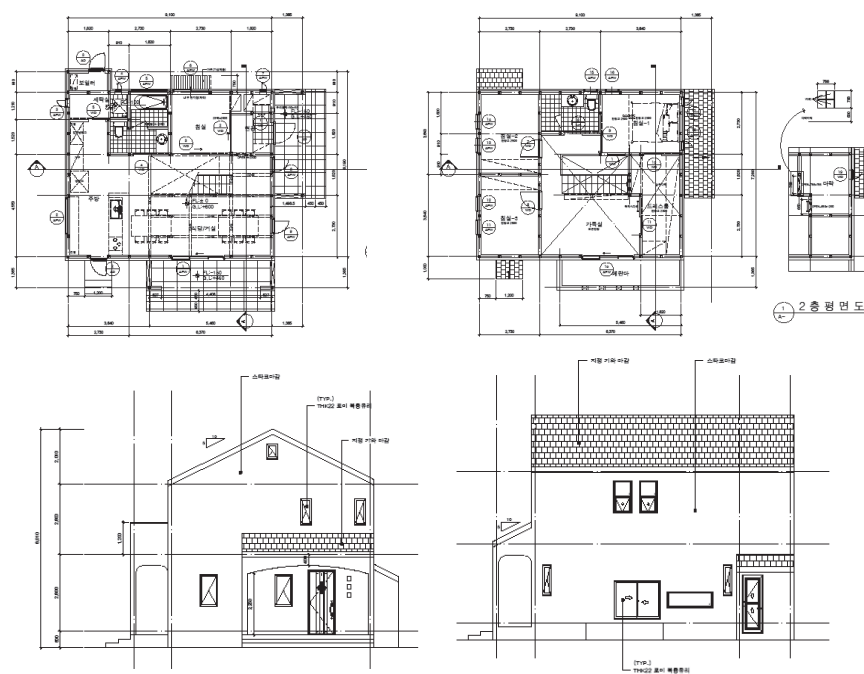


図 8.17 Type B



図 8.18 Type C



図 8.19 TypeD

表 8.15 Type A の振動解析結果

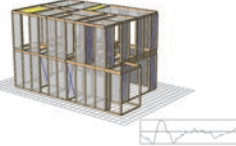
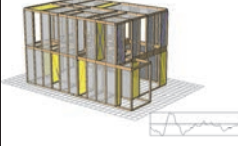
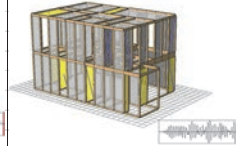
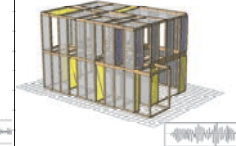
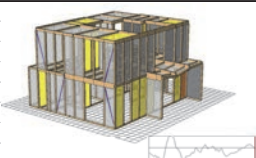
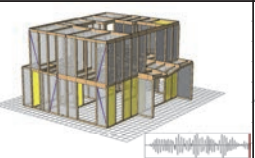
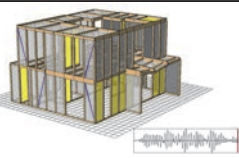
解析対象	稀地震 (BCJ-L1×0.85)	極稀地震(BCJ-L2×0.85)	韓国地震 (Korea-wave2-1 L1×1.0)	韓国地震 (Korea-wave2-1 L2×1.0)
GE-SIESTA-BH01				
<壁量計算> 1 F-X方向 2.368 1 F-Y方向 2.639 2 F-X方向 3.977 2 F-Y方向 2.878				
加振方向：X				
<層間変形最大値>				
<重量設定> M2屋根：103.20kN M1 2階：288.40kN M0 1階：412.30kN				
1層 X方向：最大 17.8mm 1層 Y方向：最大 9.0mm 2層 X方向：最大 6.9mm 2層 Y方向：最大 7.9mm	1層 X方向：最大 104.8mm 1層 Y方向：最大 21.6mm 2層 X方向：最大 20.1mm 2層 Y方向：最大 18.3mm	1層 X方向：最大 39.4mm 1層 Y方向：最大 15.6mm 2層 X方向：最大 14.2mm 2層 Y方向：最大 11.4mm	1層 X方向：最大 67.6mm 1層 Y方向：最大 27.3mm 2層 X方向：最大 16.0mm 2層 Y方向：最大 17.1mm	
加振方向：Y				
<層間変形最大値>				
1層 X方向：最大 11.4mm 1層 Y方向：最大 13.7mm 2層 X方向：最大 4.5mm 2層 Y方向：最大 9.8mm	1層 X方向：最大 10.9mm 1層 Y方向：最大 91.3mm 2層 X方向：最大 11.6mm 2層 Y方向：最大 22.5mm	1層 X方向：最大 15.3mm 1層 Y方向：最大 28.7mm 2層 X方向：最大 12.2mm 2層 Y方向：最大 16.6mm	1層 X方向：最大 22.3mm 1層 Y方向：最大 48.1mm 2層 X方向：最大 12.4mm 2層 Y方向：最大 19.7mm	

表 8.16 Type B の振動解析結果

解析対象	稀地震 (BCJ-L1×0.85)	極稀地震(BCJ-L2×0.85)	韓国地震 (Korea-wave2-1 L1×1.0)	韓国地震 (Korea-wave2-1 L2×1.0)
CJ-JEJU-SIESTA				
<壁量計算> 1 F-X方向 1.636 1 F-Y方向 2.112 2 F-X方向 5.184 2 F-Y方向 4.009				
加振方向: X				
<層間変形最大値> 1層 X方向: 最大 29.6mm 1層 Y方向: 最大 4.5mm 2層 X方向: 最大 18.0mm 2層 Y方向: 最大 1.9mm	<層間変形最大値> 1層 X方向: 最大 116.0mm 1層 Y方向: 最大 13.2mm 2層 X方向: 最大 26.5mm 2層 Y方向: 最大 5.9mm	<層間変形最大値> 1層 X方向: 最大 65.3mm 1層 Y方向: 最大 4.9mm 2層 X方向: 最大 22.9mm 2層 Y方向: 最大 3.2mm	<層間変形最大値> 1層 X方向: 最大 82.6mm 1層 Y方向: 最大 5.4mm 2層 X方向: 最大 24.8mm 2層 Y方向: 最大 3.7mm	
<重量設定> M2屋根: 109.10kN M1 2階: 363.70kN M0 1階: 507.10kN				
加振方向: Y				
<層間変形最大値> 1層 X方向: 最大 20.0mm 1層 Y方向: 最大 21.9mm 2層 X方向: 最大 16.0mm 2層 Y方向: 最大 5.5mm	<層間変形最大値> 1層 X方向: 最大 43.9mm 1層 Y方向: 最大 117.6mm 2層 X方向: 最大 21.2mm 2層 Y方向: 最大 21.2mm	<層間変形最大値> 1層 X方向: 最大 33.5mm 1層 Y方向: 最大 57.9mm 2層 X方向: 最大 17.3mm 2層 Y方向: 最大 11.0mm	<層間変形最大値> 1層 X方向: 最大 56.6mm 1層 Y方向: 最大 106.6mm 2層 X方向: 最大 20.8mm 2層 Y方向: 最大 13.9mm	

Type A、B、C、D は1階の階高さは 2.8m であるため、韓国の設計基準では許容層間変位は 56mm ($=2800\text{mm} \times 1/50\text{rad}$) である。韓国モデルハウス 01 は1階の階高さは 2.7m および2階の階高さは 2.457m であるため、韓国の設計基準では1階の許容層間変位は 54mm ($=2700\text{mm} \times 1/50\text{rad}$)、2階の許容層間変位は 49mm ($=2457\text{mm} \times 1/50\text{rad}$) である。「再現周期 1000 年の地震」(L1) を入力した際の層間変位は Type A、C、D では許容層間変位以下であった。

日本の設計基準では Type A、B、C、D の許容層間変位は 18.6mm ($=2800\text{mm} \times 1/150\text{rad}$)、韓国モデルハウス 01 の1階の許容層間変位は 18mm ($=2700\text{mm} \times 1/150\text{rad}$)、2階の許容層間変位は 16mm ($=2457\text{mm} \times 1/150\text{rad}$) である。希地震 (BCJ-L1) を入力した際の層間変位をみると、Type A、C、D では許容層間変位以下であった。その他のモデルも水平耐力充足率で2程度以上ある状態で許容層間変位に近い層間変位があったこと、水平耐力充足率で1.6程度 (1階 X 方向) ある TypeB や韓国モデルハウス 01 であっても許容層間変位を超えたことは、2階床に床暖房設備が設置の影響により地震力が大きいためであると考えられる。

表 8.17 Type C の振動解析結果

解析対象	稀地震 (BCJ-L1×0.85)	極稀地震(BCJ-L2×0.85)	韓国地震 (Korea-wave2-1 L1×1.0)	韓国地震 (Korea-wave2-1 L2×1.0)
CJ-CHONG-SIESTA1				
<壁量計算>				
1 F-X方向 2.445				
1 F-Y方向 2.117				
2 F-X方向 2.773				
2 F-Y方向 2.878				
加振方向：X	加振方向：X	加振方向：X	加振方向：X	加振方向：X
<層間変形最大値>	<層間変形最大値>	<層間変形最大値>	<層間変形最大値>	<層間変形最大値>
<重量設定>				
M2屋根：89.80kN	1層 X方向：最大 18.4mm	1層 X方向：最大 92.5mm	1層 X方向：最大 53.1mm	1層 X方向：最大 88.1mm
M1 2階：277.90kN	1層 Y方向：最大 4.3 mm	1層 Y方向：最大 22.6mm	1層 Y方向：最大 7.2mm	1層 Y方向：最大 11.1mm
M0 1階：414.10kN	2層 X方向：最大 6.9mm	2層 X方向：最大 22.2mm	2層 X方向：最大 13.3mm	2層 X方向：最大 18.4mm
	2層 Y方向：最大 4.3mm	2層 Y方向：最大 9.3mm	2層 Y方向：最大 5.4mm	2層 Y方向：最大 7.5mm
加振方向：Y	加振方向：Y	加振方向：Y	加振方向：Y	加振方向：Y
<層間変形最大値>	<層間変形最大値>	<層間変形最大値>	<層間変形最大値>	<層間変形最大値>
	1層 X方向：最大 7.6mm	1層 X方向：最大 16.3mm	1層 X方向：最大 4.3mm	1層 X方向：最大 8.1mm
	1層 Y方向：最大 18.5mm	1層 Y方向：最大 81.0mm	1層 Y方向：最大 22.6mm	1層 Y方向：最大 39.1mm
	2層 X方向：最大 2.9mm	2層 X方向：最大 7.4mm	2層 X方向：最大 2.0mm	2層 X方向：最大 3.1mm
	2層 Y方向：最大 8.5mm	2層 Y方向：最大 26.1mm	2層 Y方向：最大 13.0mm	2層 Y方向：最大 19.1mm

表 8.18 Type D の振動解析結果

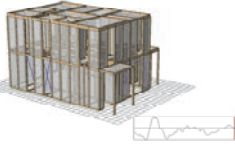
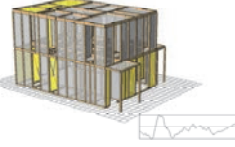
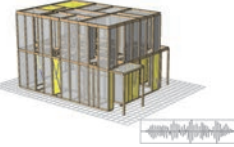
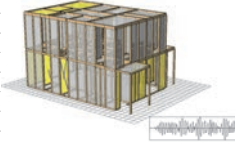
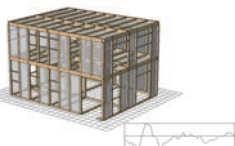
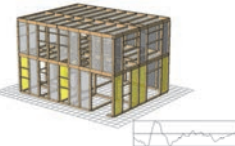
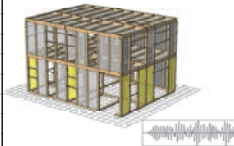
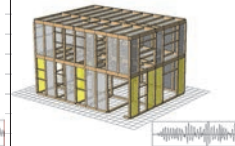
解析対象	稀地震 (BCJ-L1×0.85)	極稀地震(BCJ-L2×0.85)	韓国地震 (Korea-wave2-1 L1×1.0)	韓国地震 (Korea-wave2-1 L2×1.0)
CJ-CHONG-SIESTA2				
<壁量計算>				
1 F-X方向 2.440				
1 F-Y方向 2.461				
2 F-X方向 2.773				
2 F-Y方向 3.794				
加振方向：X				
<層間変形最大値>				
1層 X方向：最大 18.1mm				
1層 Y方向：最大 3.5mm				
M2屋根：108.20kN				
M1 2階：291.90kN				
M0 1階：418.20kN				
2層 X方向：最大 5.8mm				
2層 Y方向：最大 4.8mm				
加振方向：Y				
<層間変形最大値>				
1層 X方向：最大 2.4mm				
1層 Y方向：最大 14.5mm				
2層 X方向：最大 3.2mm				
2層 Y方向：最大 8.0mm				

表 8.19 韓国モデルハウス 01 の振動解析結果

解析対象	稀地震 (BCJ-L1×0.85)	極稀地震(BCJ-L2×0.85)	韓国地震 (Korea-wave2-1 L1×1.0)	韓国地震 (Korea-wave2-1 L2×1.0)
韓国モデルハウス01				
<壁量計算>				
1 F-X方向 1.606				
1 F-Y方向 1.927				
2 F-X方向 2.326				
2 F-Y方向 3.779				
加振方向：X				
<層間変形最大値>				
1層 X方向：最大 20.0mm				
1層 Y方向：最大 1.9mm				
M2屋根：102.58kN				
M1 2階：305.48kN				
M0 1階：437.925kN				
2層 X方向：最大 7.6mm				
2層 Y方向：最大 1.0mm				
加振方向：Y				
<層間変形最大値>				
1層 X方向：最大 10.0mm				
1層 Y方向：最大 21.4mm				
2層 X方向：最大 3.6mm				
2層 Y方向：最大 4.3mm				

参考文献

- ① 福本満夫、小原勝彦：「2階建て木造住宅構造計算書 7×9 モデル」、岐阜県立森林文化アカデミー 専門技術者研修 許容応力度計算演習 テキスト（2020年4月）
- ② 韓国設計基準 KDS (Korean Design Standard) KDS 41 17 00（建築物耐震設計基準）
- ③ 韓国設計基準 KDS (Korean Design Standard) KDS 41 10 15（建築構造基準 設計荷重）
- ④ 中川貴文：「大地震動時における木造軸組構法住宅の倒壊解析手法の開発」建築研究資料、第128号（2010年11月）
- ⑤ 小原勝彦：「韓国版壁量計算マニュアル2017版」、韓国木造建築技術協会 技術支援テキスト（2018年1月）
- ⑥ 小原勝彦：「構造安全性と耐震設計書（5階建て以下の建築物など）作成マニュアル」、GE Group 技術支援テキスト（2020年7月）
- ⑦ 小原勝彦：「韓国への岐阜県産材の展開のための構造技術支援に関する研究」、岐阜県立森林文化アカデミー2019、Annual Report vol.3（2020年9月）

第9章 施工手順と主要工事の要点

9.1 基礎工事

9.1.1 配筋工事

捨てコンに基礎の位置、配管などのためのマーキング（墨出し）を行った後に配筋作業となる。配筋は基礎の強度や耐久性に関わるため、意匠設計者や構造設計者がコンクリート打設前に確認検査を行う。不具合があれば直される。

外周型枠を配筋作業前に設置する。基礎の形状や高さなどから判断して、木製型枠もしくは鋼製型枠を選定する。木製型枠は現場での加工が容易であり、基礎の形状などが変則的な場合でも設置しやすいという利点がある。また、鋼製型枠は再利用できるため長期的に考えると施工者のコストを抑えることができるという利点がある。

捨てコンに墨出した基礎の位置をもとにして、基礎の配筋を実施する。基礎の配筋は、外周立ち上がり部分、ベース部分、内部立ち上がり部分の順番で施工する。また、立ち上がり部分や補強筋など、予め鉄筋を曲げておくと作業しにくい箇所については、現場にてベンダーなどで加工する。

木造住宅ではべた基礎や布基礎があり、その配筋例を写真 9.2、写真 9.3 に示す。



写真 9.1 外周型枠と配筋作業

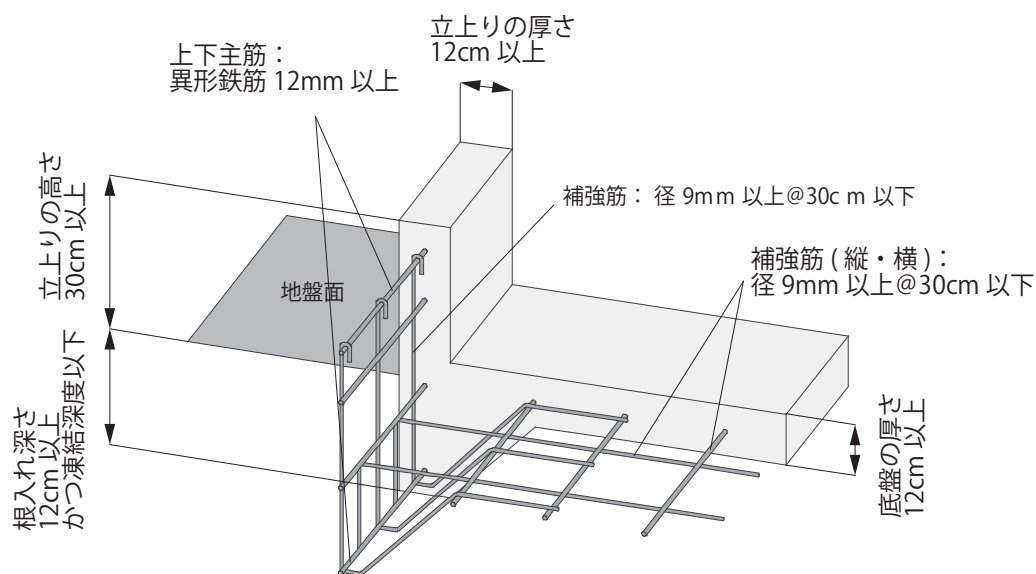


写真 9.2 ベタ基礎の配筋例

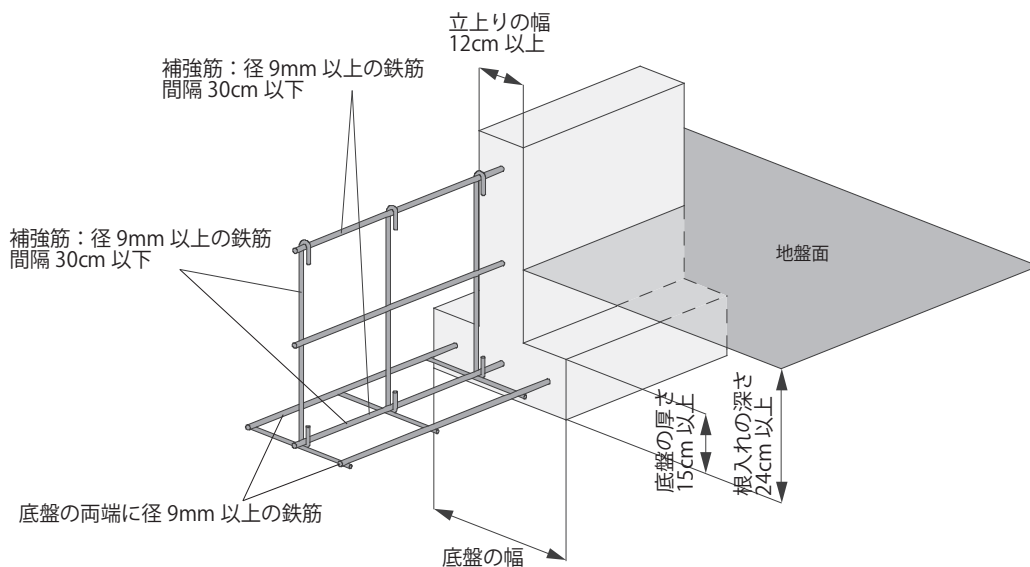


写真 9.3 布基礎の配筋例

コンクリート打設時に鉄筋の位置がずれないように結束線（線径 0.9mm 以上）を用いて鉄筋どうしを緊結する。定着長さに留意しながら、コーナー部などの配筋を行う。鉄筋の長さが不足する場合には、重ね継手として継手長さが適切になるようにする。継手長さの位置は集中させないように、相互にずらして配置する。定着長さおよび重ね継手長さを表 9.1 に示す。

表 9.1 鉄筋の重ね継手長さと定着長さ

鉄筋の種類	コンクリートの 設計基準強度 Fc(N/mm2)	フックの 有無	L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	L ₃ (mm)	
					小梁	スラブ
SD295	21,24,27	有	30d	25d	15d	---
		無	40d	35d	25d	10dかつ 150mm以上
	18	有	35d	30d	15d	---
		無	45d	40d	25d	10dかつ 150mm以上

- ・L₁: 重ね継手長さ、L₂およびL₃以外の定着長さ
- ・L₂: カツレツ破壊のおそれのない箇所への定着長さ
- ・L₃: 小梁及びスラブの下端筋の定着長さ
- ・フック部分の長さをL₁、L₂、L₃には含まない。
- ・直径が異なる鉄筋の重ね継手は、細い径の鉄筋の継手長さとする。
- ・隣り合う重ね継手は、0.5・L₁ずらして配置する。

配筋した鉄筋が腐食しにくくなるようにして基礎の耐久性を確保するために、コンクリート面から鉄筋までの距離（かぶり厚さ）を一定程度確保する必要がある。かぶり厚さをスペーサーにより確保する。かぶり厚さを表 9.2 に示す。

表 9.2 かぶり厚さ

部位	仕上げ ⁽¹⁾ の有無	JASS 5 ⁽²⁾		建築基準法 施行令
		設計かぶり厚さ (mm)	最少かぶり厚さ (mm)	かぶり厚さの規定
基礎(立ち上がり部分)	有	---	40 以上	---
	無	50 以上	40 以上	4cm以上
基礎(ベース部分)	有	70 以上	60 以上	---
	無	70 以上	60 以上	6cm以上
(1) 耐久性上有効な仕上げ(モルタル塗りなどの仕上げのあるもの。鉄筋の耐久性上有効でない仕上げ塗装などを除く。)				
(2) かぶり厚さは普通コンクリートに適用し、軽量コンクリートの場合は10mm増の値とする。				

基礎伏図を参照し、アンカーボルトを設置する。コンクリート打設時にアンカーボルトの位置がずれないように固定治具などを利用して固定する。アンカーボルト設置時にはコンクリート面の天端レベル（高さ）と位置を確認する。

9.1.2 配管スリーブ

配筋後に配管スリーブの設置を行う。配管が連続する箇所については基礎打設による不具合（ジャンカやひび割れ）の対策を行う。配管スリーブ径の3倍以上の間隔を配管スリーブ間に確保する。メンテナンスを考慮して、配管類は立ち上がり部分に設置することが望ましい。また、スリーブと鉄筋の間には40mm以上のかぶり厚さを設ける。開口部の径が80mm以上の場合は補強筋が必要となる。

9.1.3 配筋検査

配筋および配管スリーブの設置作業が完了した時点で、コンクリートを打設する前に、意匠設計者、構造設計者、現場監督者による配筋検査を行い。鉄筋径、鉄筋の間隔、かぶり厚さ、鉄筋の定着長さ、重ね継手長さ、補強筋の位置、アンカーボルトの位置などを確認する。



写真 9.4 配筋

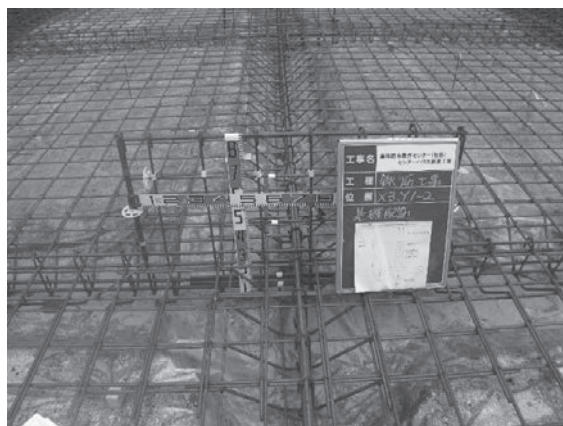


写真 9.5 配筋検査

9.1.4 コンクリート打設

コンクリート打設前に生コンの受入検査を行う。スランプ・フロー試験、空気量の測定、テストピース採取などを行う。配合計画書など相違が無いか確認する。



写真 9.6 生コン受け入れ

生コン車が到着した時点で、運搬時間が 90 分以内であることを確認し、試験結果の許容数値を確認したうえで、コンクリート設計強度、スランプ・フロー試験、空気量の測定などを行う。不適切な場合には受け入れ拒否ができるように生コン業者と事前に打ち合わせをしておく必要がある。圧縮強度試験用のテストピースは 7 日後および 28 日後に 3 本ずつ圧縮強度試験を行い、試験報告書で強度に問題がないことを確認する。



写真 9.7 スランプ・フロー試験

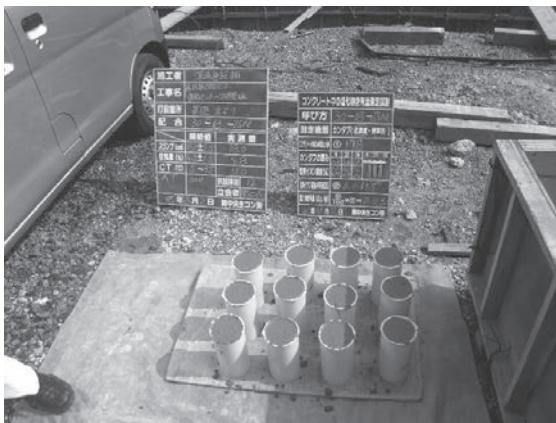


写真 9.8 テストピース採取

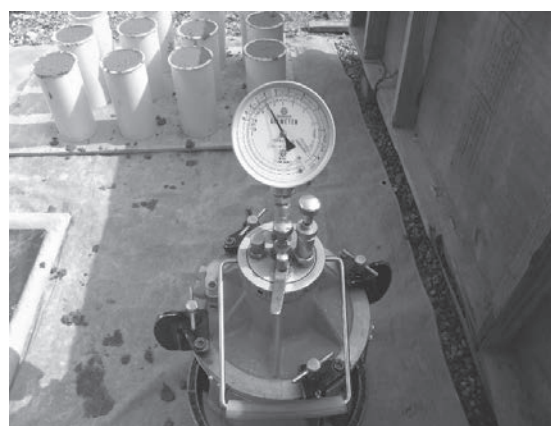


写真 9.9 空気量試験

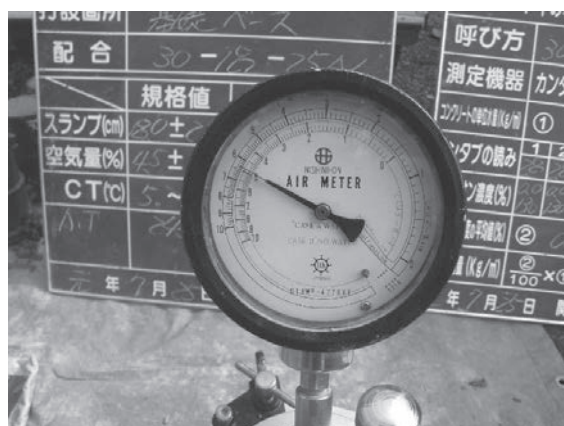


写真 9.10 タンピング

コンクリートを流し込むのと同時にバイブレータで締め固めていく。その後、打設したコンクリート表面をトンビや鋤で均す。ひび割れを防止するためにタンバーで、打設したコンクリート表面をたたき、余分な水分や空気を抜いて締め固めるタンピングを行う。打設したコンクリートから浮き出てきた水分はスポンジなどで吸い取る。

ベース部分のコンクリート打設が終わってから、立ち上がり部分の型枠を設置する。立ち上がり部分のコンクリート打設時にコンクリートが跳ね上がりねじ部分にコンクリートが付着しないように、アンカーボルトなどのねじ部分にあらかじめテープなどで養生をしておく。また、打設後に型枠を外しやすいように型枠の内側には剥離剤を塗布しておく。型枠内で鉄筋のかぶり厚さが十分に確保できていることを確認する。

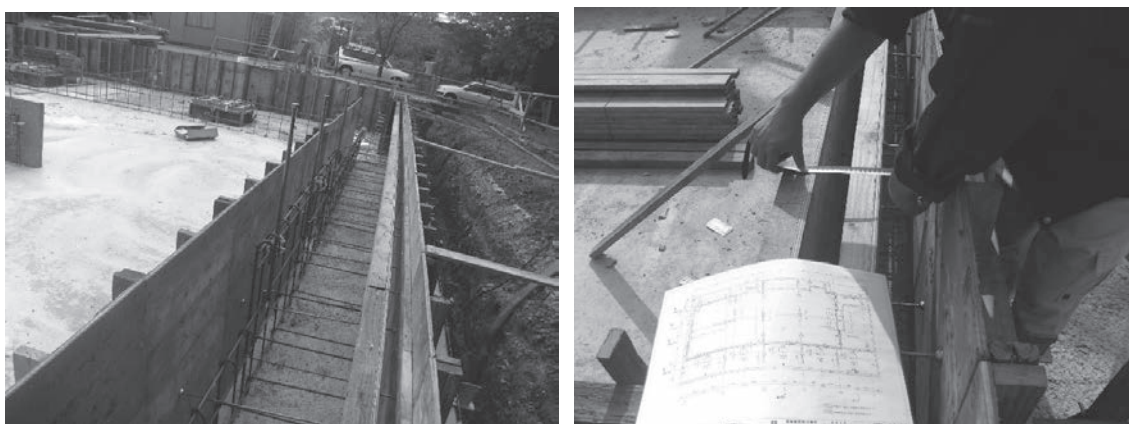


写真 9.11 立ち上がり部分の型枠設置

立ち上がり部分のコンクリート打設の際に、立ち上がり部分の天端までコンクリートを流さず、天端の少し下までとする。その後、1回目のレベラー（天端仕上げ材）で水平な天端をつくる。コンクリートが少し乾き、1回目のレベラーの軟らかさがなくなってきた時点で、2回目のレベラーを天端まで流し込む。コンクリートが硬化した後、型枠を外す。

コンクリートは完全に乾燥すると強度が低下するため、シートで覆ったり散水したりなどして湿潤状態を保つように水分を維持しながら養生を行う。

型枠を外した後、外部配管の敷設を行う。給水管については異常が無いかどうか、水圧検査を行う。



写真 9.12 外部配管の敷設



写真 9.13 水圧検査

基礎工事が完了したら、設計図との相違が無いかどうかを確認する。基礎形状やアンカーボルトの位置などを確認し、シュミットハンマーなどを用いてコンクリートの反発係数を調査する。

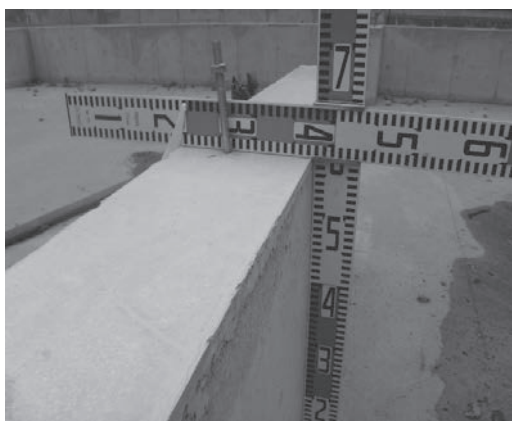


写真 9.14 基礎の検査



写真 9.15 基礎の検査(シュミットハンマー)

9.2 建方（軸組の組立）

9.2.1 木材と資材の受け入れ

木材と資材が現場に搬入されてくる。木材の受け入れでは、木材の数量や品質、木材に印字されている番付、木材の寸法、仕口・継手の加工位置、産地指定をしている場合にはトレーサビリティなどを確認する。また、主要な構造材については、現場でできる簡易な含水率測定などを行う。

構造用面材の受け入れでは、面材の数量や品質、面材の寸法や加工位置、産地指定をしている場合にはトレーサビリティなどを確認する。



写真 9.16 木材の受け入れと寸法検査



写真 9.17 木材の含水率検査



写真 9.18 構造用合板の受け入れ

金物の受け入れでは、金物の数量や品質、金物の寸法などを確認する。特殊金物の受け入れでは、特殊金物の数量や品質、特殊金物の寸法、加工位置などを確認する。

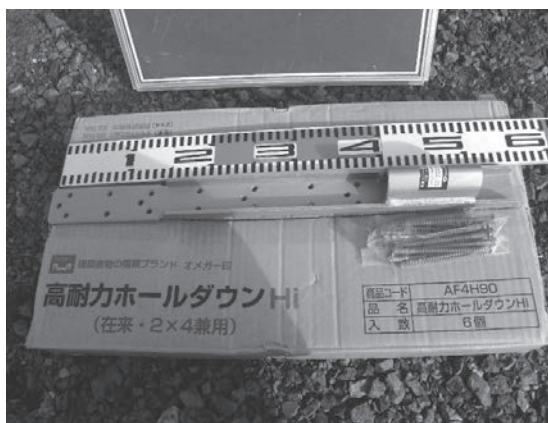


写真 9.19 金物の受け入れ

9.2.3 土台敷き

上部構造と基礎との接続部材としての土台をしっかりと設置する。土台敷きの前後に仮設足場を設置する。

基礎の上面に土台を設置する位置の墨出しをする。同時にアンカーボルトの位置を1階床伏図により確認する。もしも位置が異なる場合には現状の位置を測り、現状のアンカーボルトの位置を土台に書き写して土台に孔あけをする。

基礎の上に基礎パッキンを敷いていく。一般的には通気パッキンを設置し、気密化が必要な箇所には気密パッキンを用いる。非連続タイプのパッキンの場合には、土台の水平性を保つためアンカーボルト、柱、土台継手の下に設置する。

土台に付けられた番付を確認しながら、図面のとおり土台を敷く。土台の継手の形状により女木（凹型）を先に敷き、その後から男木（凸型）をはめ込んでいく。土台の設置後に大引を取り付ける。鋼製束を大引に留め付けておくと効率よく設置できる。土台の設置後に土台及び大引の水平を確認する。アンカーボルトの位置、土台の欠点部分との干渉、土台のほぞ穴との干渉などを確認しながらアンカーボルトを固定する。

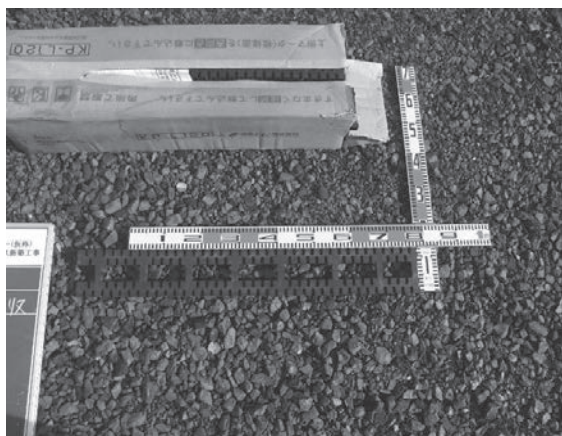


写真 9.20 基礎パッキン



写真 9.21 仮設足場の設置



写真 9.22 土台敷き

9.2.4 床断熱材の設置

最下階の床は全面に断熱材を施工する。床合板は、下地のある部分で継ぐか、実付のものを使用し、それ以外の場合は、気密テープで目地処理を行う。

また、外気に接する床の施工（ポーチや車庫の上など二階に張り出した居室の床）二階の床合板を張る前に根太の間に受け材を施工し、断熱材を設置する。外気に接する床は一般の床よりも高い断熱性能が必要となる。床合板は下地のある部分で継ぐか、実付のものを使用し、それ以外の場合は、気密テープで目地処理を行う。

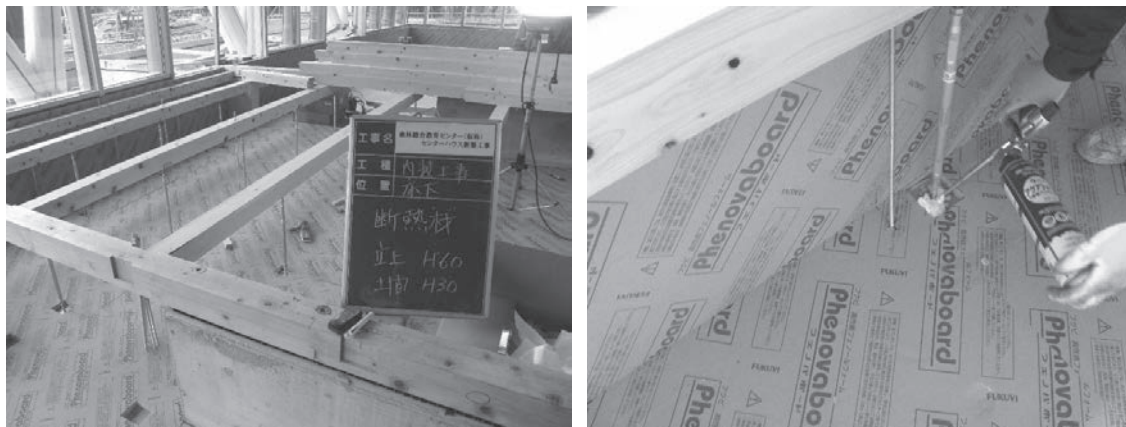


写真 9.23 床下断熱材の施工（べた基礎の底盤上に断熱材を施工する場合）

9.2.5 1階床オンドル（温水循環式）の設置

床暖房は、床から直接接触面（足裏など）に伝わる熱「伝導熱」と、床から部屋全体に広がる熱「ふく射熱」を組み合わせ、部屋全体を暖める方法である。床暖房の種類は、電気ヒーター式と温水循環式とがある。

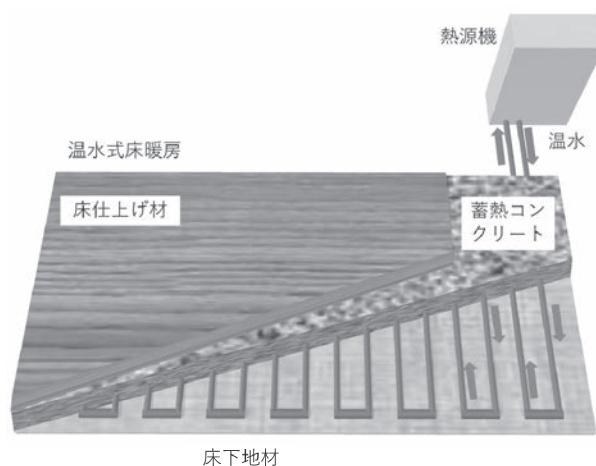


写真 9.24 オンドル（温水循環式床暖房）の仕組み

電気ヒーター式は、床仕上げ材の下に電気ヒーターを敷設し電気を通して発熱させて暖める。設置費用が温水式より安く、施工しやすい。しかし、電気代が高く、暖まるの

に時間がかかり、低温やけどのリスクがあり、暖まる場所にムラが生じる。

- ① 電熱線ヒーター式：床下に電熱線をしくシンプルな構造である。
- ② 蓄熱式：深夜電力を利用して蓄熱材に熱を貯めて、夜に発熱する。電気代を抑えて 24 時間の床暖房が可能である。
- ③ PTC ヒーター式：室内の温度差を感知して熱を調整するため、室内の温度や床の温度を一定に保つことができる。

温水循環式は、電気やガス、灯油、太陽熱、ヒートポンプなどで温水を作り、それを床仕上げ材の下に敷設した温水マットなどに循環させて暖める。ガス温水式の場合、1 台の熱源機で複数部屋に設置も可能で、暖まりが早く、広範囲を温めることができ、長時間使用に強いことが特徴である。温水をつくる熱源機を設置する分、初期費用が電気ヒーター式より高く、給湯器のスペースが必要であり、修理費用が高くなる傾向がある。また、ヒートポンプ式の温水床暖房は、大気のをくみ上げて温水をつくるため、電気ヒーター式に比べて少ないエネルギー（電気）で済み、省エネ性と経済性で優れる。しかし、初期費用が高く、暖まるのが遅い。

床暖房を採用する際は、床暖房の熱でフローリングが変形することを考慮して、目地に少し余裕をもたせた「床暖房用」のフローリングを設置する。また、床暖房を設置しても気密性・断熱性が低いと発熱しても熱がどんどん外に逃げてしまい暖房効率を下げてしまう。したがって、壁や天井の断熱はもちろん、床下の断熱をしっかりと実施する必要がある。



写真 9.25 1 階床 オンドル（温水循環式）の施工と配管

9.2.6 1階床板の施工

1階床下地の構造用合板や床板などを根太、土台、大引き、1階床合板受けに対して釘打ちする。

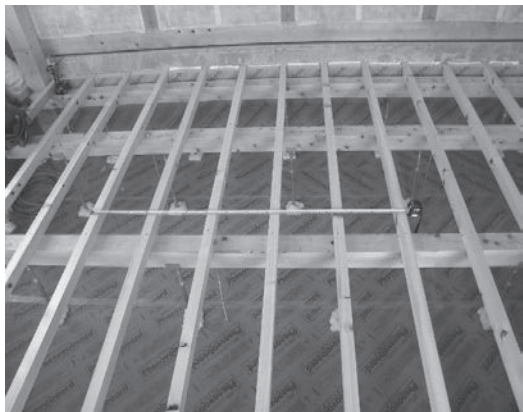


写真 9.26 床組（根太、大引き、土台）



写真 9.27 床合板の施工

9.2.7 1階柱の施工

通し柱を立てる。通し柱の垂直を確保する。通し柱以外の管柱は、敷地の奥から手前の順に立てていく。管柱の垂直を確保する。



写真 9.28 1階柱の施工

9.2.8 2階床梁の施工

1階の柱を立て終えたら、横架材を架ける。外周部を固めて、大梁、小梁の順に架けていく。横架材を架け渡して軸組が固まったところで、接合部を金物で固定する。接合方法によっては、横架材を架ける前に予め金物やボルトなどを横架材や柱にセットしておくが必要になる場合もあるので、注意が必要である。

軸組の水平・垂直が確保できたら、仮筋かいを取り付けて、これを保持する。



写真 9. 29 2 階床梁の施工

9. 2. 9 2 階床板の施工

1 階軸組を架け終えたところで、2 階の床に床下地となる構造用合板を張る。ただし、構造用合板は水に濡れてしまうと耐力が低下するので、一般的には小屋組が完成して野地板を張り、雨をしのげる状態にしてから各階の床を張ることが多い。



写真 9. 30 2 階床板の施工

9. 2. 10 2 階床オンドル（温水循環式）の設置

2 階床への床暖房（温水循環式）の設置の際には、下地の床合板の上に気密シートを敷き、気密防水テープで目張りを行う。外周部・間仕切り壁の取り合い部にはコンクリート流出を防ぐ為の材を設置し、木部とコンクリート部との取り合い部への緩衝材としてポリスチレンフォーム保温板などを打ち付ける。

2 階床に床暖房を設置することにより 2 階床の荷重が大きくなるため、2 階床を支持する 2 階の床梁材の断面や 1 階の構造を十分に設計する必要がある。



写真 9.31 2階床オンドル（温水循環式）の施工と配管

9.2.11 2階柱の施工

2階の柱を敷地の奥に位置する柱から立て込んでいく。胴差や1階床梁などの横架材のホゾ穴に柱を差し込んでいく。管柱の垂直を確保する。



写真 9.32 2階柱の施工

9.2.12 小屋梁の施工

2階の柱を立て終えたら、横架材を架ける。外周部横架材を先行して架け渡し、大梁、小梁の順に架けていく。横架材を架け渡して軸組が固まったところで、接合部を金物で緊結する。接合方法によっては、横架材を架ける前に予め金物やボルトなどを横架材や

柱にセットしておくことが必要になる場合もあるので、注意が必要である。

軸組の水平・垂直が確保できたら、仮筋かいを取り付けて、これを保持する。



写真 9. 33 小屋梁の施工

9. 2. 13 小屋組みの施工

小屋梁のホゾ穴に小屋束を差し込んでいく。小屋束に母屋を架け、軸組の一番高いところに棟木を架ける。棟木、隅木、母屋などの上に垂木を配置する。



写真 9. 34 小屋束、母屋の施工



写真 9. 35 垂木の施工

9.2.14 屋根の野地板の施工

屋根下地となる野地板（構造用合板：12mm 厚など）を軒先から棟に向かって順に張っていく。野地板を垂木、登り梁、棟木、隅木、母屋などに留め付ける。



写真 9.36 屋根下地の野地板（構造用合板）の施工

9.3 屋根工事

屋根は、垂木、野地板（構造用合板などの面材）、下葺き材（アスファルトルーフィング）等の屋根下地と、瓦や金属等の仕上げ材で構成される。



写真 9.37 透湿防水シートと桟木の施工

写真 9.38 アスファルトルーフィング



写真 9.39 屋根葺き材の施工

9.4 断熱、防湿工事

9.4.1 断熱工事

木造住宅での断熱の方法は、充填断熱工法と外張り断熱工法がある。外壁下地と間柱の設置の後、断熱材を設置する。断熱材にもいろいろあり、最もよく使用されているのが、費用対効果の優れるグラスウールである。それ以外にもロックウール、現場発泡系ウレタンフォーム、押出法ポリスチレンフォーム（XPS）、ビーズ法ポリスチレンフォーム（EPS）、硬質ウレタンフォーム、フェノールフォーム、セルローズファイバー、羊毛断熱材など断熱材には色んな種類がある。



写真 9.40 床下断熱材



写真 9.41 外壁断熱材



写真 9.42 天井断熱材



写真 9.43 屋根断熱材

9.4.2 防湿工事

外壁内部の配線や配管、断熱工事の後、防湿・気密工事を行う。断熱性能や気密性能の向上とともに、壁体内結露が生じやすくなるため、防湿や通気工事は重要な工事である。内部結露対策の基本は、①屋根や壁の中に湿気を入れないこと、さらに、②入ってしまった湿気を抜いてあげること、の2つである。

気を付けなければならないのは、外壁や屋根の外装材廻りである。防水効果が高いた

めに排湿もうまくいかず、そのままでは、内部に溜まった湿気を外に排出することができない。そのために、外装の内側に通気層という湿気を排湿する層を確保する。



写真 9.44 壁の透湿防水シート



写真 9.45 壁の通気層（縦桟）

9.5 造作、内装工事

9.5.1 床

床には、根太工法と根太レス工法がある。根太工法は大引や床梁に 303mm 程度の間隔で根太を配置して厚さ 12mm 程度の構造用合板を張る方法である。根太レス工法は大引や床梁に厚さ 24mm 以上の構造用合板を直接張る方法である。

2階床などの場合、設計時に要求される水平構面の剛性によって、床下地は張り方や釘やビスなど留め付け方の方法などが異なる。



写真 9.46 床束の配置



写真 9.47 床材（構造用合板）

9.5.2 内部壁

設計時に要求される鉛直構面の剛性・強度によって、内部壁下地は張り方や釘やビスなど留め付け方の方法などが異なる。筋かい筋かいは筋かい端部の接合金物に留意する。



写真 9.48 耐力壁（構造用合板）

9.5.3 天井

天井の木下地は野縁と野縁受け、吊木、吊木受けから構成される。野縁は天井の仕上げ材を張りつけるための下地材（断面：30×40mm 程度）、野縁受けは野縁を留めるための部材（断面：45×45mm 程度）で、吊木に留め付ける。際野縁は野縁受け下地材で、野縁を取り付ける際の目安（天井高さの目安）として壁際に取り付けられる。吊木は天井下地を水平に支持するために用いる部材で、小屋梁や床梁などに取り付けた吊木受け（梁などに直接吊木を留め付け、吊木受けを省略する場合も多い）に留め付ける。

9.5.4 開口部

窓枠、まぐさ、間柱などの開口部の下地は、そこに設置されるサッシの重量を支持するための強度が求められる。近年サッシは高性能化とともに重量が増加しているため、下地材の配置に注意する。



写真 9.49 サッシの搬入



写真 9.50 サッシの取り付け

9.6 その他工事

9.6.1 塗装工事

塗装面を平滑化するために、ボードの継ぎ目やビス穴など段差のある部分にパテ処理を行い、塗装面の素地こしらえを行う。下塗り塗料（シーラー等）処理をした後、仕上げが切り替わる部分にマスキングテープを貼るなどの保護をして、塗装して仕上げていく。

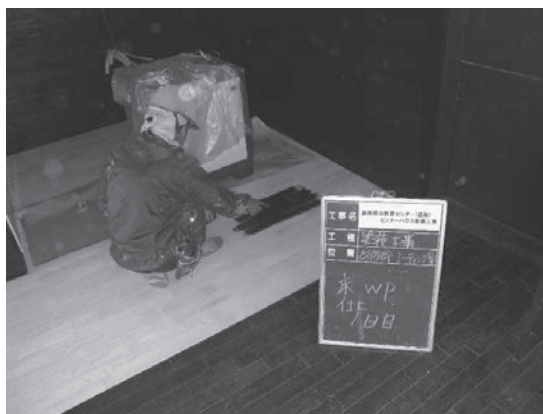


写真 9.51 塗装（床面）



写真 9.52 塗装（壁面）

9.6.2 左官工事

湿式の仕上げとして左官仕上げがある。基本的に下地材の継ぎ目に対して、クラック対策としてファイバーメッシュを留め付け、ビス穴など段差のある部分を含めてパテ処理を行う。入隅や出隅などコーナー部分はコーナー材で補強する。下塗りをした後、下塗りが乾燥したら中塗りを行う。中塗りの養生期間をとった後、仕上げ材を調合し、鍔で壁に押さえつけて上塗りする。



写真 9.53 左官工事

9.6.3 設備工事

建物内の配線工事が必要な箇所については、外壁下地工事が始まると同時に配線工事

が始まる。配線が引き込めるかどうか事前に電気設備図で分電盤の位置を確認する。配線の際には最短距離で配線されているか、たるんでいないかなどを確認する。配線で構造材を切り欠くことの無いように注意する。

建て方が終わり、1階床が張られる前に建物内部の配管工事が始まる。基礎の上に給排水管を適切な勾配（75mm 径未満：1/50、75mm 径以上：1/100）にて設置する。給水管や給湯管は金物でしっかりと固定する。外部貫通部分はブチルテープなどを用いて気密処理を行う。冬期に凍結しないように断熱材で覆うことが必要となる。また、排水管は遮音シートを用いて防音する。配管で構造材を切り欠くことの無いように注意する。

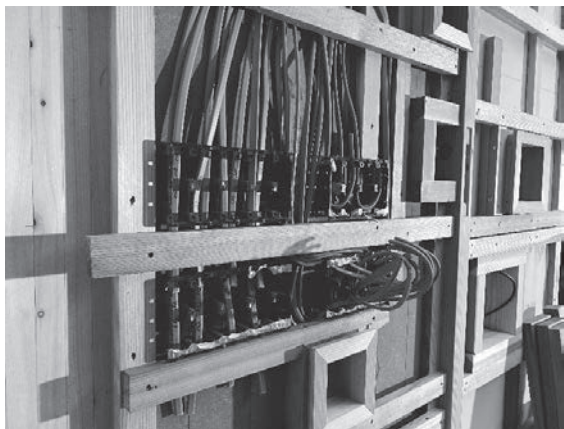


写真 9.54 配線工事



写真 9.55 配管工事



写真 9.56 空調機器

参考文献

- ① 岐阜県立森林文化アカデミー morinos 建築秘話,
<https://www.forest.ac.jp/facilities/morinos/>
- ② 一般社団法人 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事
- ③ 建築基準法 施行令

付録 A 軸組構造接合部の試験方法と評価方法

1 適用範囲

接合部に関する試験は、以下の 4 種類に大別される。

- a) 接合部の剛性と耐力を接合部への直接加力により求める接合部の強度試験。
- b) 接合部の剛性と耐力を計算で求めるための主材等の材料の支圧強度試験。
- c) 接合部の剛性と耐力を計算で求めるための接合具の強度試験。
- d) 接合部の剛性と耐力に対する含水率や荷重継続期間等の影響に関する各種調整係数を求めるための接合部を用いた試験。

本規格では、これらの試験の内、上記 a) に関する標準的な試験方法と評価方法について規定する。

2 用語の定義

2.1 接合部

二つ以上の部材が接合される部分の総称。

2.2 仕口

二つ以上の部材が直角又はある角度をもって接合される部分。

2.3 継手

二つの部材同士がその材軸方向に接合される部分。

2.4 柱頭柱脚接合部

柱頭接合部と柱脚接合部。

2.5 横架材接合部

柱梁接合部と梁梁接合部。

2.6 柱脚接合部

柱材と土台の仕口、及び柱材と基礎の仕口。

なお、柱材が土台端部に接合される場合を「隅柱型」と呼び、柱材が土台中央に接合される場合を「中柱型」と呼ぶ。また、柱材が基礎に直接される場合を「アンカー型」と呼ぶ。

2.7 柱頭接合部

横架材通し方式(いわゆる梁勝ち形式)の梁材と柱材の仕口。

2.8 柱梁接合部

鉛直材通し方式(いわゆる柱勝ち形式)の柱材と梁材の仕口。

2.9 梁梁接合部

梁材相互の仕口と梁材相互の継手。

3 試験の種類

- 3.1 柱頭柱脚接合部の引張試験
- 3.2 柱頭柱脚接合部のせん断試験
- 3.3 横架材端接合部の材軸方向引張試験
- 3.4 横架材端接合部の材成方向順せん断試験
- 3.5 横架材端接合部の材成方向逆せん断試験
- 3.6 横架材端接合部の材幅方向せん断試験

4 試験条件

- 4.1 試験体の材料は、以下の規定に適合することを標準とする。
 - 1 木材の品質は、実際に使用する木材の強度等級以下の等級に適合するものとする。なお、強度等級 TC11B に適合する木材を用いて試験体を作製した場合、当該試験結果は強度等級 TC11B 以上の等級を有する全ての樹種に適用できる。
 - 2 木材の含水率は、18%以下とする。
 - 3 木材の密度は、 $0.32\text{t/m}^3 \sim 0.58\text{t/m}^3$ の範囲(含水率が 15%の時)を標準とし、実際に使用する樹種の中で、最も密度が低い樹種を試験体材料に採用することを原則とする。
- 4.2 試験体に用いる部材の断面寸法は、建築物で使用される実際のものと同一の寸法・形状を原則とする。なお、試験体に用いる部材の長さは、試験結果に影響が出ないように設定する。
- 4.3 同一形状・寸法の試験体数は、予備試験では 1 体、本試験では 6 体以上を原則とする。但し、各部の寸法や材料の品質をパラメーターとした一連の試験による場合には、同一条件の試験体数を 6 体未満とすることができる。
- 4.4 気温 $20 \pm 3^\circ\text{C}$ 、湿度 $65 \pm 5\%$ の恒温恒湿条件で調湿した試験体を用いることを標準とする。但し、特異な使用環境で使用される接合部の試験など特別な目的のための試験の場合、又は試験場の制約などのために上記の条件と異なる場合には、その調湿条件を記録する。
- 4.5 試験の実施機関と実施場所は、国内と国外のどちらでも良い。なお、国外の実施機関による試験報告書は、韓国語又は英語に翻訳する。

5 試験方法

- 5.1 試験体の設置方法は、以下の規定に適合することを標準とする。
 - (1) 柱頭柱脚接合部の引張試験では、図 A. 5. 1-1 に示すような方法で試験体を設置する。

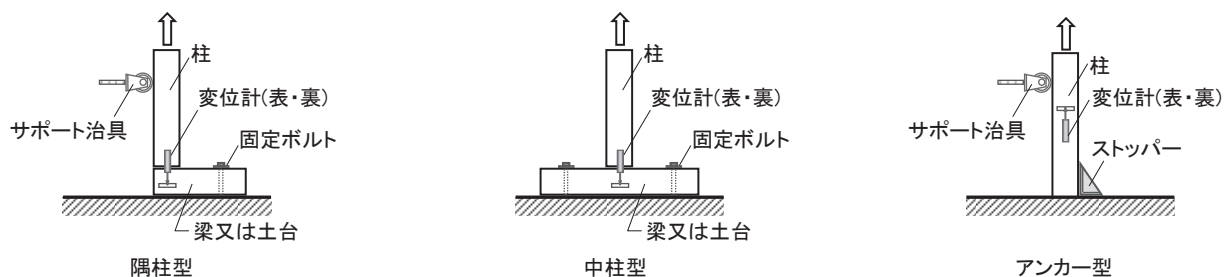


図 A. 5. 1-1 柱頭柱脚接合部の引張試験の試験体設置方法例

(2) 柱頭柱脚接合部のせん断試験では、図. 5. 1-2 に示すような方法で試験体を設置する。

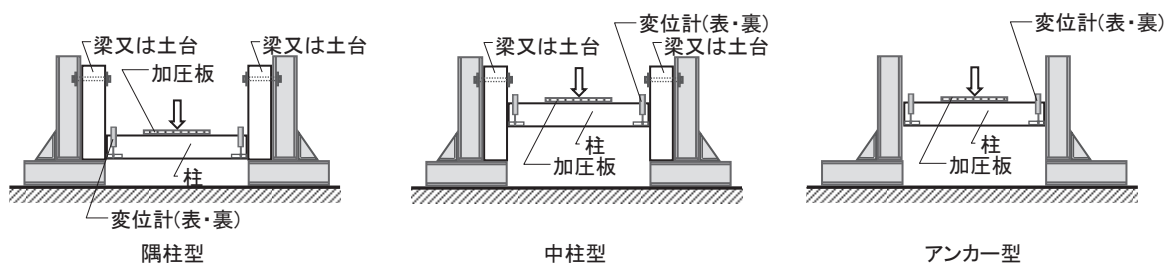


図 A. 5. 1-2 柱頭柱脚接合部のせん断試験の試験体設置方法例

(3) 横架材端接合部の材軸方向引張試験では、図. 5. 1-3 に示すような方法で試験体を設置する。

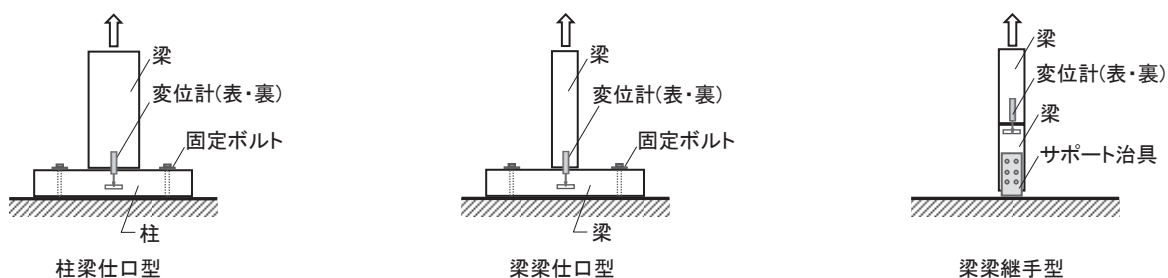


図 A. 5. 1-3 横架材端接合部の引張試験の試験体設置方法例

(4) 横架材端接合部の材成方向順せん断試験では、図 A. 5. 1-4 に示すような方法で試験体を設置する。

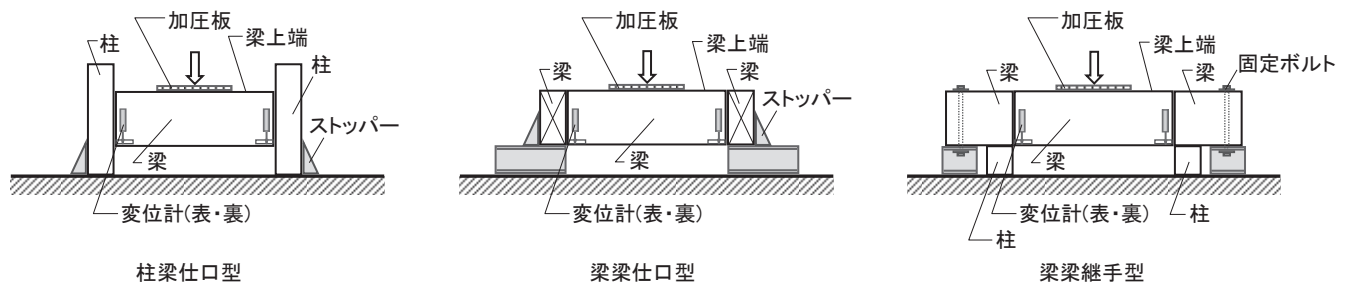


図 A. 5. 1-4 横架材端接合部の材成方向順せん断試験の試験体設置方法例

(5) 横架材端接合部の材成方向逆せん断試験では、図 A. 5. 1-5 に示すような方法で試験体を設置する。

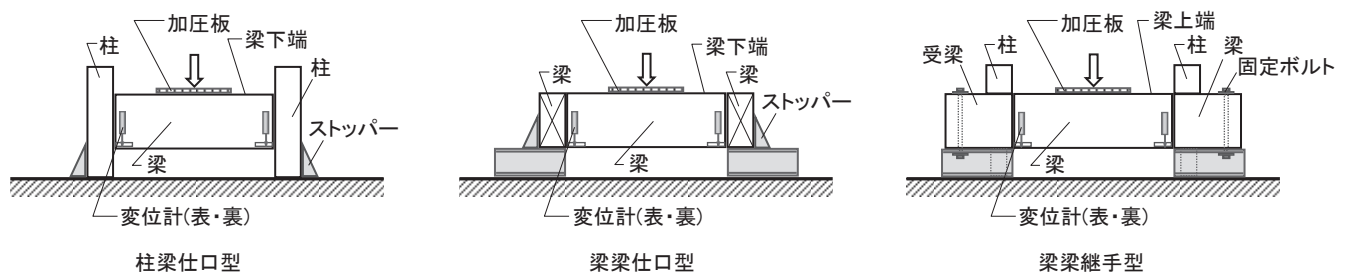


図 A. 5. 1-5 横架材端接合部の材成方向逆せん断試験の試験体設置方法例

(6) 横架材端接合部の材幅方向せん断試験では、図 A. 5. 1-6 に示すような方法で試験体を設置する。

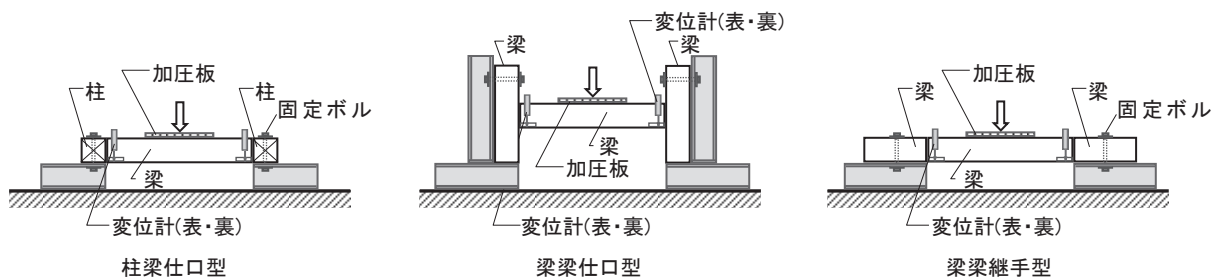


図 A. 5. 1-6 横架材端接合部の材幅方向せん断試験の試験体設置方法例

5.2 接合部試験の加力方法は、以下の規定に適合することを標準とする。

- 1 予備試験では単調加力とし、本試験では片側繰返し加力とする。
- 2 本試験では、単調加力試験から得られた降伏変位の 1/2、1、4、6、8、12、16 倍の順で繰返し加力を行う。なお、降伏変位が得られない場合には、最大荷重時変位の 1/10、2/10、3/10、4/10、5/10、6/10、7/10、1 の順で繰返

し加力を行う。

- 3 加力は最大荷重を経過した後、最大荷重の 80% に荷重が低下する時点又は接合部が破壊する時点のいずれかの時点まで行う。
 - 4 単調加力では、試験における最大荷重に達するまでの時間を 5 分から 10 分を標準とする。なお、繰返し加力の加力速度は、毎秒 0.1mm から 10mm の範囲で適切に定めた一定の速度とすることが望ましい。
- 5.3 変位計測は、以下の規定に適合することを標準とする。
- 1 変位計を用いて部材間の相対変位と部材の絶対変位のいずれか又は両方を測定する。
 - 2 試験体の前後 2 箇所に変位計を設置する場合、測定変位の平均値を当該部分の変位とする。

6 評価方法

- 6.1 構造特性値は、以下の規定に適合することを標準とする。
- 1 接合部の包絡線は、最終的に破壊した接合部の荷重変位曲線から作成する。最初の立ち上がりの計測点をピークまで結ぶ。その後は、各繰返し加力のピーク及びその間の計測点を順次結び、最大荷重以降は計測点を全て結ぶ。
 - 2 降伏耐力 P_y は、 $0.1P_{\max}$ と $0.4P_{\max}$ を結ぶ直線と、 $0.4P_{\max}$ と $0.9P_{\max}$ を結ぶ直線勾配で荷重変位曲線(包絡線)に接する直線との交点における荷重の値とする。ここで、 $P_{\max}$ は最大耐力とする。
 - 3 降伏変位 δ_y は接合部がはじめて降伏耐力 P_y に達した時の変位とする。
 - 4 最大耐力 $P_{\max}$ は、終局変位 δ_u に達するまでの最大荷重の値とする。
 - 5 終局変位 δ_u は、接合部の破壊時変位、最大荷重経過後の $0.8P_{\max}$ に達した時の変位、特定変位の内、最小の値とする。なお、標準的な特定変位の値は 30mm とする。
 - 6 初期剛性 K は、原点と降伏点を結ぶ直線の傾きとする。但し、常に一方向の力を受ける接合部にあっては、初期スリップを除いて評価して良い。
 - 7 終局耐力 P_u は、終局変位 δ_u までのエネルギー吸収量が、荷重変位曲線(包絡線)と等価となるように置換された完全弾塑性型モデルの降伏耐力の値とする。
 - 8 降伏点変位 δ_v は、終局耐力 P_u に達した時の完全弾塑性型モデルの変位とする。
 - 9 塑性率 μ は、終局変位 δ_u を降伏点変位 δ_v で除した値($=\delta_u/\delta_v$)とする。

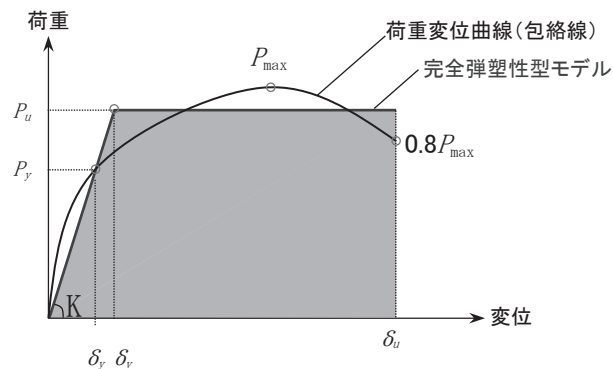


図 A. 6. 1 構造特性値の評価

K : 初期剛性

P_y : 降伏耐力

P_u : 終局耐力

$P_{\max}$: 最大耐力

δ_y : 降伏変位

δ_v : 降伏点変位

δ_u : 終局変位

μ : 塑性率 ($=\delta_u / \delta_v$)

6.2 設計用強度と設計用剛性は、以下の規定に従って求めることを標準とする。

- 1 設計用強度は、降伏耐力 P_y 又は最大耐力 $P_{\max}$ の 2/3 の平均値に、それぞれのばらつき係数を乗じて算出した値の内の小さい方とする。
- 2 前号のばらつき係数は、母集団の分布形を正規分布とみなし、統計処理に基づく信頼水準 75% の 95% 下側許容限界値を基に式 (6.2) により求める。

$$C_{TL} = 1 - C_V \cdot k \quad (6.2)$$

C_{TL} : ばらつき係数。

C_V : 変動係数。

k : 信頼水準 75% の 95% 下側許容限界値を求めるための係数で、表 6.2 の規定に基づいて値を求める。

- 3 設計用剛性は、初期剛性の信頼水準 75% の 50% 下側許容限界値を適用することを標準とする。なお、信頼水準 75% の 50% 下側許容限界値を求めるための係数 k には、表 6.2 の数値を適用する。

表 A. 6. 2 k の値

試験体数	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
信頼水準 75% の 95% 下側許容限界値を求 めるための k の値	3.1 52	2.6 81	2.4 64	2.3 36	2.2 51	2.1 89	2.1 42	2.1 04	2.0 74	2.0 48
信頼水準 75% の 50% 下側許容限界値を求 めるための k の値	0.4 71	0.3 83	0.3 31	0.2 97	0.2 71	0.2 51	0.2 35	0.2 22	0.2 11	0.2 03

6.3 その他の設計用特性値は、必要に応じて、試験結果を統計的に処理して適切に算出するものとする。

付録 B 木造軸組構法の耐力壁のせん断試験方法・評価方法

第 5 章の表 5.1 に記載されていない仕様の壁については、下記に示す試験法（若しくは ISO 21581 Timber structures –Static and cyclic lateral load test methods for shear walls）を使ってせん断強度設計値 P_d を求めることができる。

(1) 試験体

試験体は、図 B.1 に示すように、柱と横架材からなる軸組に構造用木質パネルを釘打ちしたものとする。実際の仕様に合わせて、軸組材の樹種や断面寸法、パネルの厚さや釘の種類、釘打ち間隔などを適切に施工する。間柱材などについても同様とする。試験体の高さ、幅についても、実際に使用する壁に合わせた標準的な寸法とする。

柱頭柱脚の仕口は短ほぞ接合とし、長さ 90mm 程度の釘を打つ。また、柱頭柱脚接合部が先行破壊しないように、引き寄せ金物（Hold-down 金物）にて緊結する。

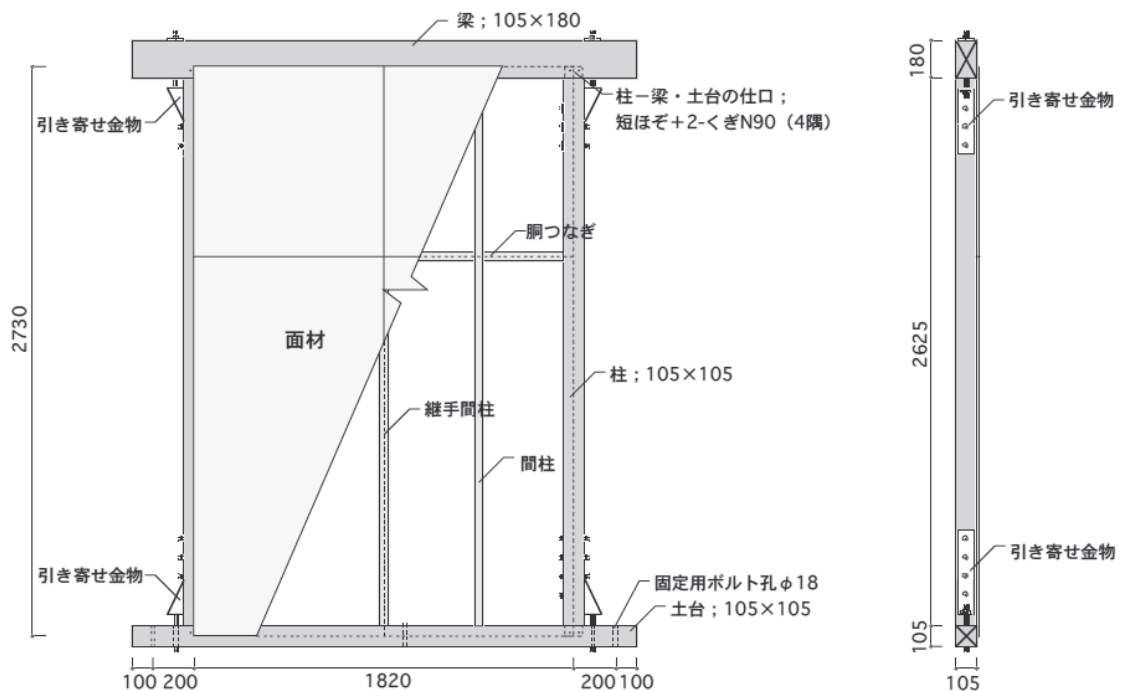


図 B.1 耐力壁試験体の構成例

(2) 加力方法

加力は図 B.2 に示すように、柱脚固定式の面内せん断試験とする。試験体は基礎相当架台にアンカーボルトで固定し、柱脚接合部に取り付けた引き寄せ金物のボルトを架台に緊結する。桁の一方をジャッキで掴み、水平力を与える。加力は正負交番加力とし、せん断変形角で $1/450\text{rad}$ から $1/50\text{rad}$ まで徐々に変形角を大きくしながら繰り返し加

力を行い、最終的に一方向に試験体が破壊するか、 $1/15\text{rad}$ を超えるまで加力を行う。

試験体の桁及び土台の水平変位、および両端柱の鉛直方向変位を変位計にて計測し、ジャッキに取り付けたロードセルにて荷重を計測する。

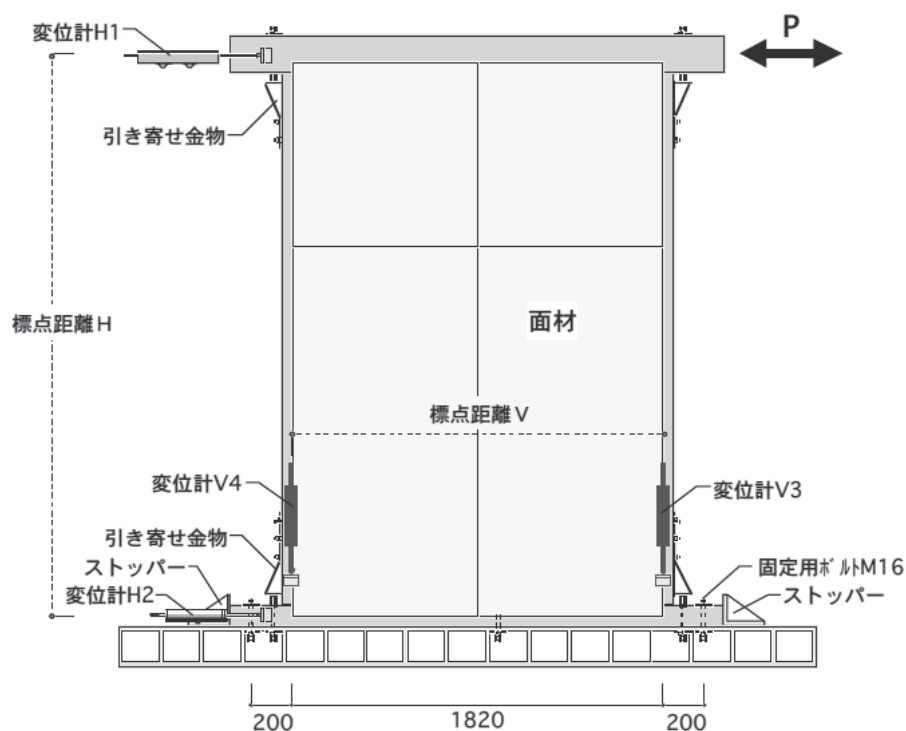


図 B. 2 加力方法

(3) 評価方法

① 荷重－変形角関係

試験体に加えられた荷重と各部変形量から求めたせん断変形角より、下記に従って荷重－変形角関係を求め、それを元に包絡線を求める。

○せん断変形角の算出

$$\text{見かけのせん断変形角 } \gamma = (\delta_1 - \delta_2) / H \quad (\text{rad})$$

$$\text{脚部のせん断変形角 } \theta = (\delta_3 - \delta_4) / V \quad (\text{rad})$$

$$\text{真のせん断変形角 } \gamma_0 = \gamma - \theta \quad (\text{rad})$$

但し、 δ_1 ：梁材の水平方向変位 (mm) (変位計 H1)

δ_2 ：土台の水平方向変位 (mm) (変位計 H2)

H：変位計 H1 と H2 の間の距離 (mm)

δ_3 ：柱脚部の鉛直方向変位 (mm) (変位計 V3)

δ_4 ：柱脚部の鉛直方向変位 (mm) (変位計 V4)

V：変位計 V3 と V4 の間の距離 (mm)

○包絡線の作成

包絡線は、図 B. 3 に示すように最終破壊させた側の荷重－変形角曲線より作成する。包絡線は曲線の最も外側の測定点を結ぶようにして作成し、破壊により急激に荷重低下した場合や最大荷重以降は、荷重低下部分も包絡線に含めるものとする。

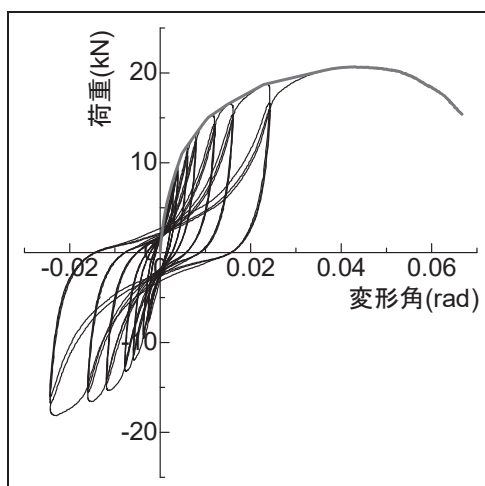


図 B. 3 荷重-変形角曲線を元にした包絡線の取り方の例

② せん断強度設計値 P_a の算定

せん断強度設計値 P_a は、包絡線を図 B. 4 に示す方法で完全弾塑性モデル化して各種特性値を求め、以下の(a)～(d)の最小値を求めて得られた耐力壁の基準せん断耐力 P_0 (kN/m) に、耐久性や施工性を考慮した低減係数 α を乗じて決定する。

$$P_0 = \min(P_{1/120}, 2/3 P_{\max}, P_y, 0.2 P_u / D_s) \quad (\text{kN/m})$$

$P_{1/120}$: みかけのせん断変形角 γ が $1/120\text{rad}$ 時の耐力

$2/3 P_{\max}$: 最大耐力 $P_{\max}$ に $2/3$ を乗じた値

P_y : 降伏耐力

$0.2 P_u / D_s$: 終局耐力 P_u に $(0.2 / D_s)$ を乗じた値

なお、これらの値は試験結果のばらつきを考慮した信頼水準 75% の 50% 下限許容限界値とする。また、せん断強度設計値 P_a は、基準せん断耐力 P_0 に低減係数 α を乗じて決定する。 α は、下記の 4 つの影響を勘案して決めるものとし、0.7～1.0 の範囲で決定する。

$$P_a = P_0 \times \alpha \quad (\text{kN/m})$$

低減係数 α として考慮すべき項目：

- (1)：長期的に使用することによるパネルや釘の強度低下
- (2)：建設時に雨濡れを生じた場合の強度低下
- (3)：釘の打ち損じ等、施工のばらつきに関する強度低下
- (4)：粘りが無い等により工学的判断が必要と考えられる場合の強度の低減

③ せん断剛性 K の算定

せん断剛性 K は、次の式で求める。

$$\text{せん断剛性 } K = P_y / D_y \quad (\text{kN/m/rad})$$

ただし、 D_y ：降伏耐力時の変形角 (rad)

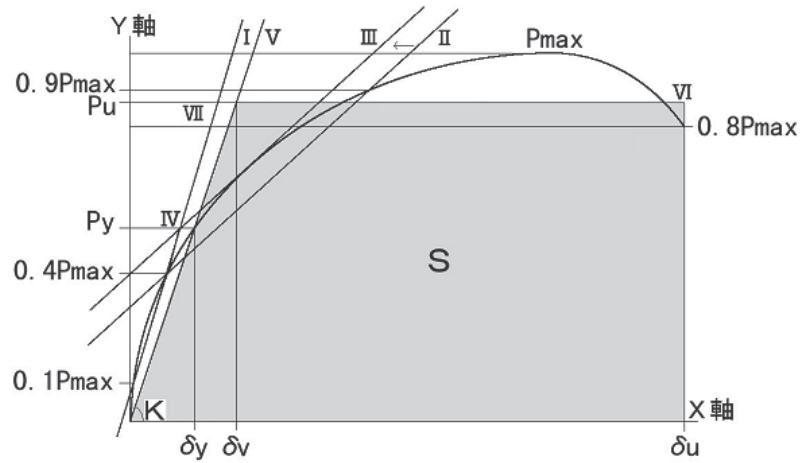


図 B. 4 包絡線の完全弾塑性モデル化と特性値の算定

付録 C 木造軸組構法の床組、小屋組耐力壁のせん断試験方法・評価方法

第 5 章の表 5. 2、表 5. 3 に記載されていない仕様の床組、屋根については、付録 B と同様の試験法を使ってせん断強度設計値 P_d を求めることができる。

(1) 試験体

構造用木質パネルを張った床構面の面内せん断試験体の例を図 C. 1 に、屋根構面の面内せん断試験体の例を図 C. 2 に示した。耐力壁の試験と同様、実際の仕様に合わせて、木材の樹種や断面寸法、パネルの厚さや釘の種類、釘打ち間隔などを適切に施工する。

(2) 加力方法

付録 B (2) と同様とする。

(3) 評価方法

付録 B (3) と同様とする。

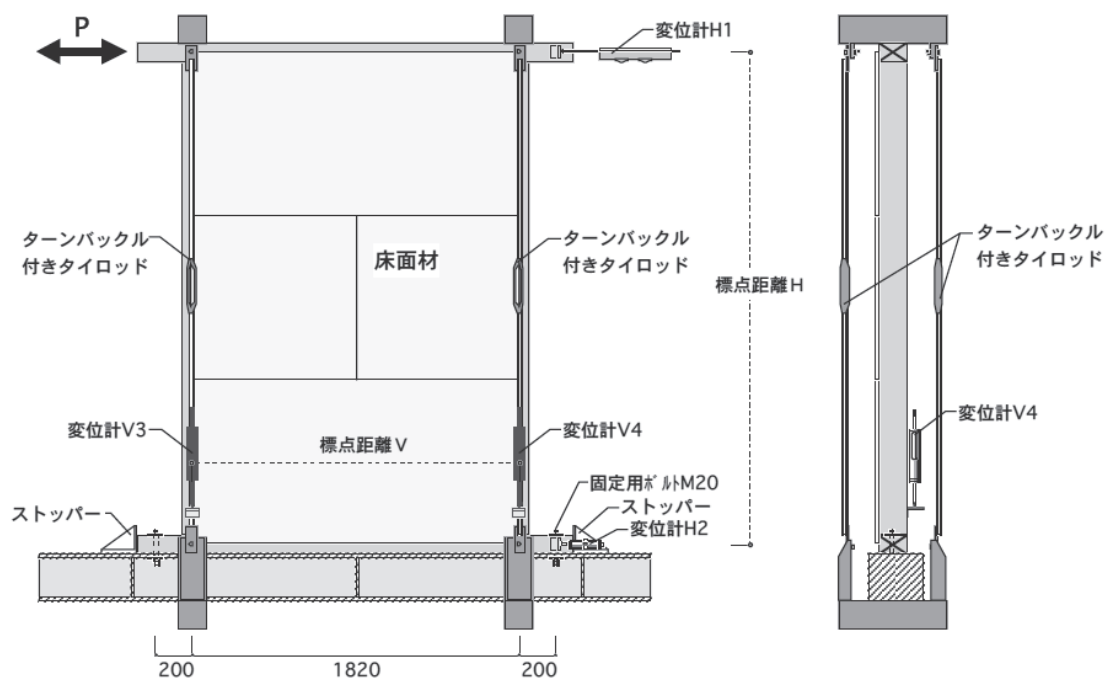


図 C. 1 床構面試験体の構成例

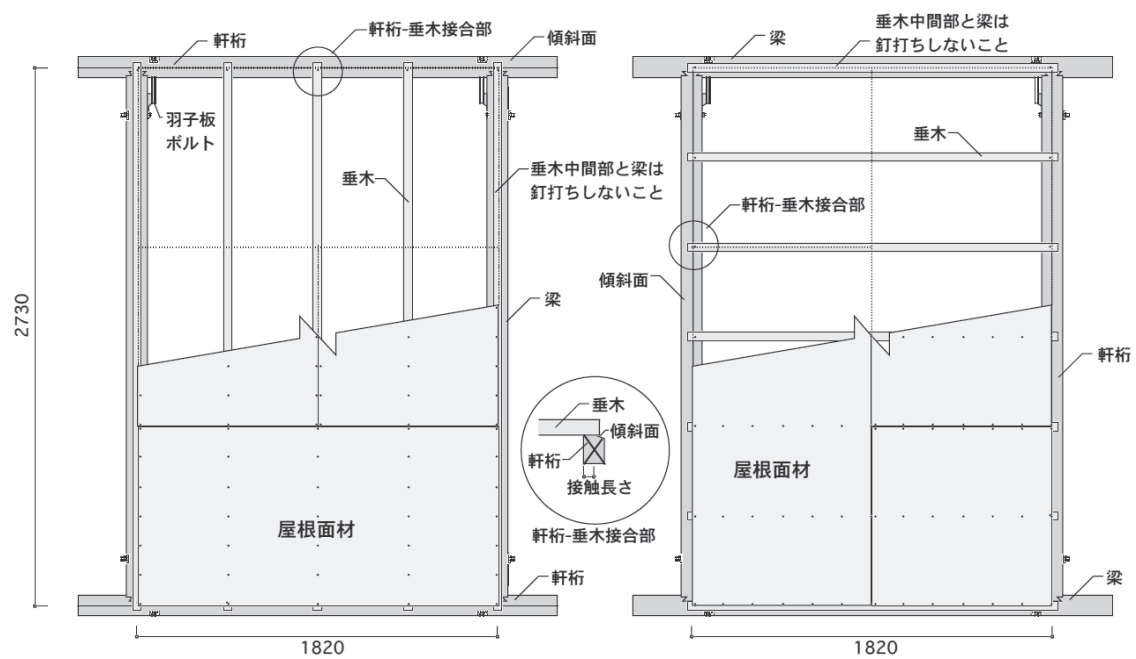


図 C.2 屋根構面試験体の構成例

付録D 風圧力と地震力の算定方法と簡易計算法（必要水平耐力計算法）の誘導方法

1 建物の重要度と重要度係数 (I_E 、 I_W 、 I_S)

1.1 建物の重要度と重要度係数 (I_E 、 I_W 、 I_S)

建築物の重要度（KDS 41 10 05 : 3. 建築物の重要度分類）は、用途や規模に応じて、次のように重要度（特）、重要度（1）、重要度（2）と重要度（3）に分類する。ただし、2つ以上の建物に共有された部分または1つの構造物が同じ重要度に属していない2つ以上の用途に使用される場合には、最も高い重要度を適用しなければならない。

【重要度（特）】

- (1) 延べ床面積 1,000 m^2 以上の危険物の保存と処理施設
- (2) 延べ床面積 1,000 m^2 以上の国又は地方自治団体の庁舎・外国公館・消防署・発電所・放送局・電信電話局
- (3) 総合病院、手術施設や救急施設がある病院
- (4) 地震や台風や他の非常時の緊急避難収容施設に指定された建築物

【重要度（1）】

- (1) 延べ床面積 1,000 m^2 未満の危険物の保存と処理施設
- (2) 延べ床面積 1,000 m^2 未満の国又は地方自治団体の庁舎・外国公館・消防署・発電所・放送局・電信電話局
- (3) 延べ床面積 5,000 m^2 以上の会場・集会場・観覧場・展示場・運動施設・販売施設・運輸設備（貨物ターミナルと集配送施設は除く）
- (4) 児童関連施設・老人福祉施設・社会福祉施設・勤労福祉施設
- (5) 5階以上の宿泊施設・オフィスビル・寮・アパート
- (6) 学校
- (7) 手術施設と救急施設の両方のない病院、その他の延べ床面積 1,000 m^2 以上の医療施設として重要度（特）に該当しない建築物

【重要度（2）】

- (1) 重要度（特）、（1）、（3）に該当しない建築物

【重要度（3）】

- (1) 農業施設、小規模倉庫
- (2) 仮設構造物

地震力に対する重要度係数 I_E （KDS 41 17 00 : 2.2 建築物の耐震等級と重要度係数）、風圧力に対する重要度係数 I_W （KDS 41 10 15 : 5 風荷重）、積雪荷重に対する重要度係

数 I_s (KDS 41 10 15 : 4 積雪荷重) を下表に示す。

表 D.1 地震力に対する重要度係数 I_E

建築物の重要度 ¹⁾	耐震評価	耐震設計の重要度係数 I_E
重要度(特)	特	1.5
重要度(1)	I	1.2
重要度(2)、(3)	II	1.0
¹⁾ KDS 41 10 05(3)による。		

表 D.2 風圧力に対する重要度係数 I_w

重要度分類	超高層建築物	特	1	2	3
重要度係数 I_w	1.05	1.00	1.00	0.95	0.90
注) 超高層建築物は、50 階建ての以上の建築物または 200m 以上の建築物					

表 D.3 積雪荷重に対する I_s

重要度	特	1	2	3
重要度係数 I_s	1.2	1.1	1	0.8

2 地震力に対する必要耐力の算出

最大考慮地震は、耐震設計で考慮される最大の地震として国家地震ハザードマップの 2400 年再現周期に相当する。基本設計地震は、スペクトル加速度が最大考慮地震による値の 2/3 レベルに対応する地震とする。(KDS 41 17 00 : 2.3 地震リスク)

耐震安全性のために建築物の耐震設計で考慮されるべき耐震等級別最低性能目標 (KDS 41 17 00 : 2.4 性能の目標) は、下表のとおりである。

表 D.4 建築物の耐震等級別最低性能目標

耐震評価	性能の目標		設計地震
	再現周期	性能レベル	
特	2400 年	人命保護	基本設計地震×重要度係数 (I_E)
	1000 年	機能の実行	－
I	2400 年	崩壊防止	－
	1400 年	人命保護	基本設計地震×重要度係数 (I_E)

II	2400 年	崩壊防止	－
	1000 年	人命保護	基本設計地震×重要度係数 (I _E)

地震区域、地震区域係数 (Z)、平均再現周期年リスク係数 (I) は下表のとおりである。(KDS 17 10 00 : 4.2 地震災害)

設計スペクトル加速度算定のための有効な地盤加速度 (S) は、地震区域係数 (Z) に 2400 年再現周期に対応するリスク係数 (I) 2.0 を乗じた値にするか、国地震ハザードマップ (図 D.1) から求めることができる。ただし、国家地震ハザードマップを利用して決定した S は地震区域係数リスク係数を乗じて求めた S 値の 80% より小さくしてはならない。(KDS 41 17 00 : 3 地震区域及び地震区域係数)

表 D.5 地震区域

地震区域	行政区域	
I	市	ソウル、仁川、大田、釜山、大邱、蔚山、光州、世宗
	道	競技、忠北、忠南、慶尚北道、慶尚南道、全羅北道、全羅南道、江原南部 ¹
II	道	江原北部 ² 、済州
¹ 江原南部 (群、市) : 寧越、上等、三陟、江陵、東海、円周、太白 ² 江原北部 (群、市) : 洪川、鉄原、華川、横城、平昌、区、インジェ、古城、襄陽、春川、束草		

表 D.6 地震区域係数 (平均再現周期 500 年に相当)

地震区域	I	II
地震区域係数	0.11	0.07

表 D.7 リスク係数

平均再現周期 (年)	50	100	200	500	1,000	2,400	4,800
リスク係数	0.40	0.57	0.73	1	1.4	2.0	2.6

局地的な土質条件、地質条件と指標と地下地形が地盤の動きに及ぼす影響を考慮するために地盤を S1、S2、S3、S4、S5、S6 の 6 種に分類する。ただし、基盤岩はせん断波速度が 760m/s 以上の層で定義する。(KDS 17 10 00 : 4.2.1.2 地盤の分類)

表 D. 8 地盤の分類

地盤の種類	地盤の種類の呼称	分類基準	
		基盤岩の深さ, H (m)	土層の平均せん断波速度, (m/s)
S1	岩盤地盤	1 未満	-
S2	浅く固体地盤	1~20 以下	260 以上
S3	浅く柔らかい地盤		260 未満
S4	深く堅い地盤	20 を超える	180 以上
S5	深く柔らかい地盤		180 未満
S6	敷地固有の特性評価と地盤応答解析が必要な地盤		

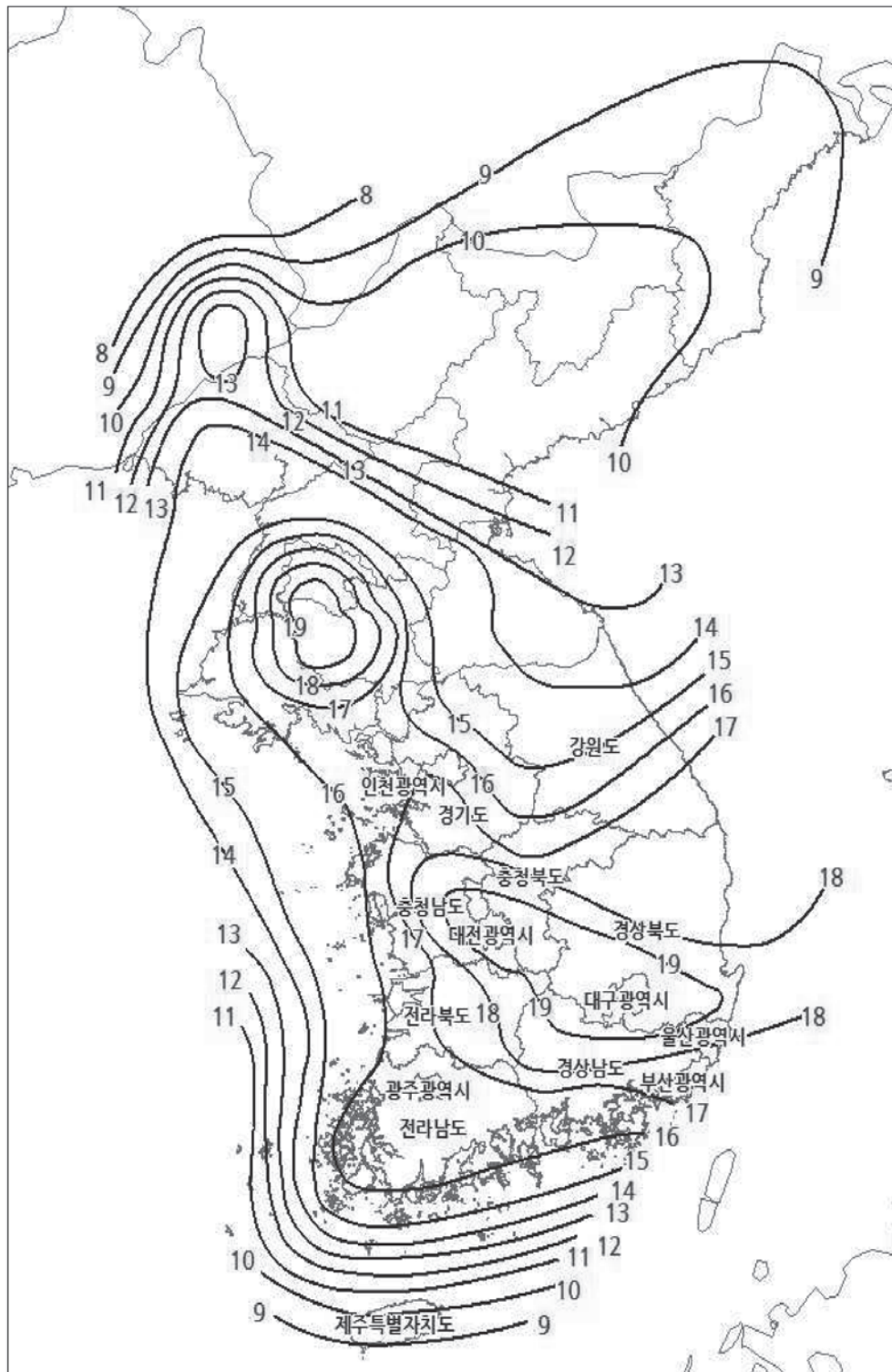


図 D. 1 国地震危険地図、再現周期 2400 年最大の考慮地震の有効地盤加速度 (S) % (消防防災庁、2013)

短周期と周期 1 秒の設計スペクトル加速度 SDS、SD1 は下式により算定する。ここで、 F_a と F_v は、それぞれ下表に規定された地盤増幅係数である。(KDS 41 17 00 : 4. 2. 2 短周期と 1 秒周期の設計スペクトル加速度)

$$S_{DS} = S \times 2.5 \times F_a \times 2/3$$

$$S_{D1} = S \times F_v \times 2/3$$

また、地盤分類が S5 で基盤岩の深さが不明な場合は、 F_a と F_v 値の 110%を適用する。
(KDS 41 17 00 : 4. 2. 2 短周期と 1 秒周期の設計スペクトル加速度)

表 D. 9 短周期地盤増幅係数 F_a

地盤の種類	地震地域		
	$S \leq 0.1$	$S = 0.2$	$S = 0.3$
S1	1.12	1.12	1.12
S2	1.4	1.4	1.3
S3	1.7	1.5	1.3
S4	1.6	1.4	1.2
S5	1.8	1.3	1.3
* S は設計スペクトル加速度算定式に適用された値である。上の表では、S の中間値に対して直線補間する。			

表 D. 10 1 秒周期地盤増幅係数、 F_v

地盤の種類	地震地域		
	$S \leq 0.1$	$S = 0.2$	$S = 0.3$
S1	0.84	0.84	0.84
S2	1.5	1.4	1.3
S3	1.7	1.6	1.5
S4	2.2	2.0	1.8
S5	3.0	2.7	2.4
* S は設計スペクトル加速度算定式に適用された値である。上の表では、S の中間値に対して直線補間する。			

反応修正係数 R 、システム超過強度係数 Ω_0 、変位増幅係数 C_d が定められている。木構造に適用される地震力抵抗システムの設計係数を下表に示す。(KDS 41 17 00 : 6.1 地震力抵抗システムの設計係数)

表 D.11 木構造の地震力抵抗システムの設計係数

基本地震力 抵抗システム	設計係数			耐震設計のカテゴリに応じたシステムの制限と高さ (m) 制限		
	反応修正 係数 R	システム 超過強度 係数 Ω_0	変位増幅 係数 C_d	A または B	C	D
1. 耐力壁システム						
1-e 軽骨木造耐震壁	6.0	3.0	4.0	可能	可能	可能
2. 建物骨組システム						
2-r 軽骨木造耐震壁	6.5	2.5	4.5	可能	可能	可能

ここで、耐力壁システムは、垂直荷重と横荷重を壁に支持する地震力抵抗システムで、壁は地震荷重に対して十分な面内横剛性と横強度を発揮しなければならない。建物骨組システムは、垂直荷重は梁、スラブ、柱で構成された骨組が抵抗し、地震荷重はせん断壁や筋かい骨組などが抵抗する地震力抵抗システムである。従って、木造軸組構法は「建物骨組システム」として設計する。

底面せん断力 V は下式に基づいて求める。(KDS 41 17 00 : 7.2.1 底面せん断力)

$$V = C_s W$$

ここで、 C_s : 下式に基づいて算定した地震応答係数

W : 固定荷重等を含む有効建物の重量

地震応答係数 C_s は下式に基づいて求める。(KDS 41 17 00 : 7.2.2 地震応答係数)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left[\frac{R}{I_E}\right]}$$

この式に基づいて算定した地震応答係数は、次の値を超えてなくてもよい。

$$T \leq T_L : \quad C_s = \frac{S_{D1}}{\left[\frac{R}{I_E}\right] T}$$

$$T > T_L : \quad C_s = \frac{S_{D1} T_L}{\left[\frac{R}{I_E}\right] T^2}$$

しかし、地震応答係数 C_s は、次の値以上でなければならない。

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_E \geq 0.01$$

ここで、 I_E : 建築物の重要度係数

R : 応答修正係数

S_{DS} : 短周期の設計スペクトル加速度

S_{D1} : 周期 1 秒での設計スペクトル加速度

T : 建築物の固有周期 (秒)

T_L : 5 秒

近似固有周期 T_a (秒) は下式に基づいて求める。木構造の近似基本振動周期 (T_a) を算定するための値で 0.0488 を適用できる。(KDS 41 17 00 : 7.2.4 固有周期の略算法)

$$T_a = C_t h_n^x$$

ここで、 $C_t=0.0466$, $x=0.9$: 鉄筋コンクリートモーメント骨組

$C_t=0.0724$, $x=0.8$: 鉄骨モーメント骨組

$C_t=0.0731$, $x=0.75$: 鉄骨偏心ブレース骨組と鉄骨座屈防止ブレース骨組

$C_t=0.0488$, $x=0.75$: 鉄筋コンクリート耐震壁の構造、その他の骨組

h_n : 建築物の底面から最上階までの全体の高さ (m)

底面せん断力を垂直分布させた各階地震力 F_x は下式に基づいて求める。木構造では地震力の鉛直分布算定に適用される建物周期に応じた分布係数 k の値に木構造建築物に対しては、1 を適用する。(KDS 41 17 00 : 7.2.5 地震力の鉛直分布)

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

ここで、 C_{vx} ：垂直分布係数

k ：建築物の周期に応じた分布係数

$k=1$ ：0.5 秒以下の周期を持つ建築物

$k=2$ ：2.5 秒以上の周期を持つ建築物

ただし、0.5 秒と 2.5 秒との間の周期を持つ建築物の場合、 k は、1 と 2 の間の値を直線補間して求める。

h_i, h_x ：底面から i または x 層までの高さ

V ：底面せん断力

w_i, w_x ： i または x 階での重量

n ：階数

x 層での層せん断力 V_x は下式に基づいて求める。(KDS 41 17 00 : 7.2.6.1 水平せん断力の計算)

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

ここで、 F_i ： i 階に作用する地震力

各階での層せん断力を、建物の各階の地震時のせん断要求値 Q_E とする。

3 風圧力に対する必要耐力の算出

次のすべての条件を満たしている小さな規模の建築物を対象に簡単に風荷重を算定する際に適用できる。(KDS 41 10 15 : 5.14 簡便法による風荷重)

1) $H \leq 20 \text{ m}$

2) $\frac{H}{\sqrt{B \cdot D}} \leq 1.0$ または $\frac{H}{\sqrt{A_f}} \leq 1.0$

3) 形状が整形的で、断面は対称に近くなければならない。

ここで、 H ：建築物の基準高さ (m)

B ：建築物の代表幅 (m)

D ：建築物の深さ (m)

A_f ：建築物の床面積 (m²)

簡便法による設計用水平風荷重 W_{SF} は、次式のより求める。

$$W_{SF} = 0.25 \cdot V_0^2 \cdot H^{0.44} \cdot C_e \cdot C_f \cdot A$$

ここで、 V_0 ：基本風速（m / s）

H ：建築物の基準高さ（m）

C_e ：建設地周辺の地表面の状況に応じて定める環境係数で通常 1.0 を使用して、障害物がない平坦地である場合には 1.5、海がある場合には 2.0 とする。

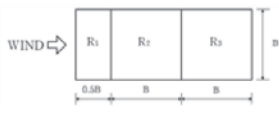
C_f ：風力係数

A ：有効受圧面積（m²）

表 D. 12 低層建築物の設計用外圧係数

対象	区分	C_e
尚面 C_{e1}	$B/H > 1$	0.6
風と C_{e2}	$D/B = 0 \sim 1$	-0.5
	$D/B \geq 2$	-0.3
屋根面 C_{e3}	R_1	-1.0
	R_2	-0.7
	R_3	-0.3

注) R_1 ：尚側の屋根端から風下側へ $0.5B$ の距離までの屋根
 R_2 ：距離 $0.5B$ から $1.5B$ の距離までの屋根
 R_3 ：距離 $1.5B$ から風下側端までの屋根
 D/B と $R_1 \sim R_3$ の中間値は、直線補間して使用する。



屋根面

基本風速は、地上 10m の高さで 10 分間の平均風速の再現期間 100 年の値であり、建設場所がある地域に応じて、図 D. 2 または表 D. 13 で定める。ただし、建設地点付近の

有効な風観測データがある場合には、その値に応じて設定することができる。この場合、風速のデータを処理する際に、認定された極端統計解析法を使用して、材料の長さ、測定誤差、評価時間、風速計高さ、風速計の周りの地表面の状態などを考慮し、風速のデータは、地表面粗区分である地上 10 m で 10 分間の平均風速の再現期間 100 年値で均質化しなければならない。風は常に水平方向から吹いてくることを想定している。(KDS 41

10 15 建築構造の基準設計荷重：5.5.2 基本的な風速)

各階での層せん断力を、建物の各階の風圧時のせん断要求値 Q_w とする。

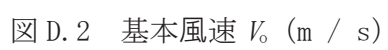


表 D.13 地域の基本風速 V_0 (m / s)

地域		V_0 (m / s)
ソウル特別市 仁川広域市 京畿道	漣	30
	仁川、強化、鞍山、始興、平沢	28
	ソウル、金浦、銅、水原、軍浦、誤算、火星、王、富川、高揚、安養、果川、光明、議政府、東豆川、洋酒、坡州、抱川、南楊州、加平、河南、城南、光州、楊平、容認	26
	安城、漣川、苦瓜、利川	24
江原道	束草、襄陽、江陵、古城	34
	東海、三陟、洪川、上等、インジェ	30
	区	26
	鉄原、華川、春川、横城、円周、平昌、寧越、太白	24
大田広域市 チュンチョン ナムブクも	西山、泰安	34
	唐津	32
	舒川、保寧、洪城、清酒、請願	30
	予算、世宗、大田、プリンセス、付与	28
	牙山、鶏竜、鎮川	26
	天安、曾坪、青陽、論山、錦山、音声、忠州、提川、丹陽、槐山、報恩、永、沃川	24
釜山広域市 大邱広域市 蔚山広域市 経常南北	鬱陵（独島）	40
	釜山	38
	浦項、レース、キビ、統営、巨済	36
	量産、金海、南海、蔚山、蔚州	34
	盈徳、古城	32
	蔚珍、昌原、四川省、永川	30
	青松、タラ、慶山、青島、密陽、河東	28
	栄養、軍威、漆谷、城主、達成するため、咸安、高齡、昌寧、真珠	26
	奉化、永住、醴泉、聞慶、常駐、秋風嶺、安東、城、欧米、金泉、宜寧、途方もなく、山清、陝川、涵養	24
光州広域市 全裸南道	莞島、海南	36
	進歩、麗水、高興、新案、務安、長興	34
	木浦、扶安、靈岩、康津	32
	栄光、咸平、羅州	30
	益山、金堤、順天、高敞、光陽	28
	光州、宝城、完走、全州、長城	26
	茂朱、鎮安、長寿、任実、井邑、淳昌、南原、潭陽、谷城、求礼	24
済州島	西帰浦、済州	44
注1) 表に示した地域の名称は、統計庁の2012年1月25日現在"韓国の行政区域に分類"によって時と軍を最小単位として作成した。 2) 表および図5.5-1に示す地域名称の太字と●は気象官庁がある地域に気象官庁があるところ、一般的な文字と○は気象官庁がない地域で視聴や郡の首都が位置するところである。 3) 表に示した基本的な風速 V_0 は、市や郡の行政区域の中で最も大きな値を図5.5-1から求めたものである。		

4 地震力に対する必要水平耐力の試算

(1) 既存韓国住宅 Siesta の重量算定

Siesta の各構造部位の想定単位荷重を表 D.14 に示す。これらを用いて、既に韓国で建築されている Siesta（4 棟）について重量算定を実施した。ただし、階高さを 3m として計算した。重量算定の結果を表 D.15～E.18 に示す。

表 D. 14 【Siesta】各構造部位の想定単位荷重と各種地震力に関する係数

屋根	仕上げ	カバラス瓦				441	N/m ²			
	下地	30×30 @290				15	N/m ²			
	野地板	t=12				59	N/m ²			
	垂木	38×89 @455				36	N/m ²			
	小屋組み	105×105 @910				59	N/m ²			
	断熱材	グラスウール(R-30)				59	N/m ²			
	仕上げ	石膏ボード t=12.5				115	N/m ²			
	合計					784	N/m ²	→	790	N/m ²
屋根勾配		5寸勾配	1.119	×	790	=	885	N/m ²	→	890 N/m ²
天井	仕上げ	石膏ボード t=12.5				115	N/m ²			
	さお縁					35	N/m ²			
	合計					150	N/m ²	→	150	N/m ²
	屋根勾配	5寸勾配	1.119	×	150	=	168	N/m ²	→	170 N/m ²
2階床	仕上げ	t=6				29	N/m ²			
	RC+配管	t=42	24000	×	0.042	=	1008	N/m ²		
	断熱材	t=50				13	N/m ²			
	水平構面	構造用合板 t=28				137	N/m ²			
	床組み	105×270 @455				271	N/m ²			
	合計					1459	N/m ²	→	1460	N/m ²
2階床・床+天井			150	+	1460	=	1610	N/m ²	→	1610 N/m ²
外壁	仕上げ	スタッコ10 (モルタルメッシュ5+仕上げ5)	24000	×	0.01	=	240	N/m ²		
	断熱材	t=50				13	N/m ²			
	構造用合板	t=9				44	N/m ²			
	軸組	105×105 @455				119	N/m ²			
	仕上げ	石膏ボード t=12.5				115	N/m ²			
	合計					531	N/m ²	→	540	N/m ²
内壁	仕上げ	石膏ボード t=12.5				115	N/m ²			
	軸組	105×105 @455				119	N/m ²			
	仕上げ	石膏ボード t=12.5				115	N/m ²			
	合計					348	N/m ²	→	350	N/m ²
1階床	仕上げ	t=6				29	N/m ²			
	RC+配管	t=43	24000	×	0.043	=	1032	N/m ²		
	断熱材	t=50				13	N/m ²			
	合計					1075	N/m ²	→	1080	N/m ²
基礎	RC	t=250	24000	×	0.25	=	6000	N/m ²		
	断熱材	t=100				66	N/m ²			
	RC	t=50	24000	×	0.05	=	1200	N/m ²		
	捨てコン	t=200	24000	×	0.2	=		N/m ²		
	合計					7266	N/m ²	→	7270	N/m ²

表 D. 15 【Siesta01】重量算定の結果（階高さ：3000mm）

GE-SIESTA-BH01										
建築部位		水平投影面積、鉛直面積						単位重量		建物重量
M2	屋根	9.205 ×	6.57	=	60.477 m ²	→	60.477 m ²	×	890 N/m ²	= 53.82 kN
	天井(斜め)	2.73 ×	4.55	=	12.422 m ²	→	12.422 m ²	×	170 N/m ²	= 2.11 kN
	天井(水平)	3.64 ×	4.55	=	16.562 m ²					
		6.37 ×	4.55	=	28.984 m ²	→	45.546 m ²	×	150 N/m ²	= 6.83 kN
	2階外壁(上半分)	12.74 ×	3 /	2 =	19.110 m ²					
		18.2 ×	3 /	2 =	27.300 m ²	→	46.410 m ²	×	540 N/m ²	= 25.06 kN
	2階内壁(上半分)	18.2 ×	3 /	2 =	27.300 m ²					
		10.92 ×	3 /	2 =	16.380 m ²	→	43.680 m ²	×	350 N/m ²	= 15.29 kN 合計 103.20 kN
M1	2階外壁(下半分)	12.74 ×	3 /	2 =	19.110 m ²					
		18.2 ×	3 /	2 =	27.300 m ²	→	46.410 m ²	×	540 N/m ²	= 25.06 kN
	2階内壁(下半分)	18.2 ×	3 /	2 =	27.300 m ²					
		10.92 ×	3 /	2 =	16.380 m ²	→	43.680 m ²	×	350 N/m ²	= 15.29 kN
	2階床	3.64 ×	3.64	=	13.250 m ²					
		6.37 ×	5.46	=	34.780 m ²					
		0.91 ×	3.64	=	3.312 m ²	→	51.343 m ²	×	2060 N/m ²	= 105.77 kN
	屋根	2.38 ×	1.465	=	3.487 m ²					
		0.9625 ×	2.085	=	2.007 m ²	→	5.494 m ²	×	890 N/m ²	= 4.89 kN
	天井(斜め)	2.38 ×	1.465	=	3.487 m ²					
		0.9625 ×	2.085	=	2.007 m ²	→	5.494 m ²	×	170 N/m ²	= 0.93 kN
	天井(水平)	3.64 ×	4.55	=	16.562 m ²					
		6.37 ×	4.55	=	28.984 m ²	→	45.546 m ²	×	150 N/m ²	= 6.83 kN
	1階外壁(上半分)	12.74 ×	3 /	2 =	2.95 m ²					
		18.2 ×	3 /	2 =	27.300 m ²	→	30.250 m ²	×	540 N/m ²	= 16.34 kN
	1階内壁(上半分)	7.84 ×	3 /	2 =	11.760 m ²					
		11.375 ×	3 /	2 =	17.063 m ²	→	28.823 m ²	×	350 N/m ²	= 10.09 kN 合計 185.20 kN
M0	1階外壁(下半分)	12.74 ×	3 /	2 =	2.95 m ²					
		18.2 ×	3 /	2 =	27.300 m ²	→	30.250 m ²	×	540 N/m ²	= 16.34 kN
	1階内壁(下半分)	7.84 ×	3 /	2 =	11.760 m ²					
		11.375 ×	3 /	2 =	17.063 m ²	→	28.823 m ²	×	350 N/m ²	= 10.09 kN
	1階床	6.37 ×	9.1	=	57.967 m ²	→	57.967 m ²	×	1680 N/m ²	= 97.38 kN 合計 123.90 kN
	基礎(べた部分)	6.37 ×	9.1	=	57.967 m ²	→	57.967 m ²	×	7270 N/m ²	= 421.42 kN 合計 545.30 kN
	基礎(立ち上がり部分)									

表 D. 16 【Siesta02】重量算定の結果（階高さ：3000mm）

CJ-JEJU-SIESTA												
建築部位		水平投影面積、鉛直面積						単位重量		建物重量		
M2	屋根	9.205 ×	7.385	=	67.979 m ²	→	67.979 m ²	×	890 N/m ²	=	60.50 kN	
	天井(斜め)	4.55 ×	4.55	=	20.703 m ²							
		0.91 ×	8.19	=	7.453 m ²	→	28.156 m ²	×	170 N/m ²	=	4.79 kN	
	天井(水平)	2.73 ×	7.28	=	19.874 m ²							
		1.82 ×	10.01	=	18.218 m ²	→	38.093 m ²	×	150 N/m ²	=	5.71 kN	
	2階外壁(上半分)	14.56 ×	3 /	2 =	21.840 m ²							
		18.2 ×	3 /	2 =	27.300 m ²	→	49.140 m ²	×	540 N/m ²	=	26.54 kN	
	2階内壁(上半分)	9.1 ×	3 /	2 =	13.650 m ²							
12.74 ×		3 /	2 =	19.110 m ²	→	32.760 m ²	×	350 N/m ²	=	11.47 kN		
									合計	109.10 kN		
M1	2階外壁(下半分)	22.75 ×	3 /	2 =	34.125 m ²							
		18.2 ×	3 /	2 =	27.300 m ²	→	61.425 m ²	×	540 N/m ²	=	33.17 kN	
	2階内壁(下半分)	9.1 ×	3 /	2 =	13.650 m ²							
		12.74 ×	3 /	2 =	19.110 m ²	→	32.760 m ²	×	350 N/m ²	=	11.47 kN	
	2階床	3.64 ×	15.015	=	54.655 m ²							
		1.82 ×	9.1	=	16.562 m ²							
		1.365 ×	4.55	=	6.211 m ²	→	77.428 m ²	×	2060 N/m ²	=	159.50 kN	
	屋根	4.655 ×	1.4175	=	6.598 m ²							
		1.2 ×	1	=	1.200 m ²							
		0.9625 ×	2.085	=	2.007 m ²	→	9.806 m ²	×	890 N/m ²	=	8.73 kN	
	天井(斜め)	4.655 ×	1.4175	=	6.598 m ²							
		1.2 ×	1	=	1.200 m ²							
		0.9625 ×	2.085	=	2.007 m ²	→	9.806 m ²	×	170 N/m ²	=	1.67 kN	
	天井(水平)	3.64 ×	14.105	=	51.342 m ²							
		1.82 ×	7.735	=	14.078 m ²							
		1.365 ×	4.55	=	6.211 m ²	→	71.631 m ²	×	150 N/m ²	=	10.74 kN	
	1階外壁(上半分)	16.38 ×	3 /	2 =	2.95 m ²							
		18.2 ×	3 /	2 =	27.300 m ²	→	30.250 m ²	×	540 N/m ²	=	16.34 kN	
	1階内壁(上半分)	15.47 ×	3 /	2 =	23.205 m ²							
		9.1 ×	3 /	2 =	13.650 m ²	→	36.855 m ²	×	350 N/m ²	=	12.90 kN	
										合計	254.60 kN	
M0	1階外壁(下半分)	16.38 ×	3 /	2 =	2.95 m ²							
		18.2 ×	3 /	2 =	27.300 m ²	→	30.250 m ²	×	540 N/m ²	=	16.34 kN	
	1階内壁(下半分)	15.47 ×	3 /	2 =	23.205 m ²							
		9.1 ×	3 /	2 =	13.650 m ²	→	36.855 m ²	×	350 N/m ²	=	12.90 kN	
	1階床	9.1 ×	7.28	=	66.248 m ²							
		0.91 ×	1.82	=	1.656 m ²	→	67.905 m ²	×	1680 N/m ²	=	114.08 kN	
										合計	143.40 kN	
	基礎(べた部分)	6.37 ×	9.1	=	57.967 m ²	→	57.967 m ²	×	7270 N/m ²	=	421.42 kN	
									合計	564.80 kN		
基礎(立ち上がり部分)												

表 D. 17 【Siesta03】重量算定の結果（階高さ：3000mm）

CJ-CHONG-SIESTA1										
建築部位		水平投影面積、鉛直面積					単位重量		建物重量	
M2	屋根	9.365 ×	6.689	=	62.642 m ²	→ 62.643 m ²	×	890 N/m ²	=	55.75 kN
	天井(斜め)	4.55 ×	1.82	=	8.281 m ²					
		6.37 ×	1.82	=	11.593 m ²					
		9.1 ×	2.73	=	24.843 m ²	→ 44.718 m ²	×	890 N/m ²	=	39.80 kN
	天井(水平)	4.55 ×	1.82	=	8.281 m ²					
		2.73 ×	1.82	=	4.969 m ²	→ 13.250 m ²	×	150 N/m ²	=	1.99 kN
	2階外壁(上半分)	12.74 ×	1.865	／ 2 =	23.760 m ²					
		18.2 ×	3	／ 2 =	27.300 m ²					
		12.74 ×	3	／ 2 =	19.110 m ²	→ 70.171 m ²	×	540 N/m ²	=	37.89 kN
	2階内壁(上半分)	9.1 ×	3	／ 2 =	13.650 m ²					
		10.01 ×	3	／ 2 =	15.015 m ²	→ 28.665 m ²	×	350 N/m ²	=	10.03 kN
									合計	89.80 kN
M1	2階外壁(下半分)	18.2 ×	3	／ 2 =	27.300 m ²					
		12.74 ×	3	／ 2 =	19.110 m ²	→ 46.410 m ²	×	540 N/m ²	=	25.06 kN
	2階内壁(下半分)	9.1 ×	3	／ 2 =	13.650 m ²					
		10.01 ×	3	／ 2 =	15.015 m ²	→ 28.665 m ²	×	350 N/m ²	=	10.03 kN
	2階床	9.1 ×	3.64	=	33.124 m ²					
		6.37 ×	2.73	=	17.390 m ²	→ 50.515 m ²	×	2060 N/m ²	=	104.06 kN
	屋根	3.926 ×	1.385	=	5.438 m ²					
		2.561 ×	1.36	=	3.483 m ²	→ 8.921 m ²	×	890 N/m ²	=	7.94 kN
	天井(斜め)	3.926 ×	1.385	=	5.438 m ²					
		2.561 ×	1.36	=	3.483 m ²	→ 8.921 m ²	×	170 N/m ²	=	1.52 kN
	天井(水平)	4.55 ×	1.82	=	8.281 m ²					
		2.73 ×	6.37	=	17.390 m ²	→ 25.672 m ²	×	150 N/m ²	=	3.85 kN
	1階外壁(上半分)	30.94 ×	3	／ 2 =	46.410 m ²					
		2.73 ×	3	／ 2 =	4.095 m ²	→ 50.505 m ²	×	540 N/m ²	=	27.27 kN
	1階内壁(上半分)	10.465 ×	3	／ 2 =	15.698 m ²					
		5.46 ×	3	／ 2 =	8.190 m ²	→ 23.888 m ²	×	350 N/m ²	=	8.36 kN
									合計	188.10 kN
M0	1階外壁(下半分)	30.94 ×	3	／ 2 =	46.410 m ²					
		2.73 ×	3	／ 2 =	4.095 m ²	→ 50.505 m ²	×	540 N/m ²	=	27.27 kN
	1階内壁(下半分)	10.465 ×	3	／ 2 =	15.698 m ²					
		5.46 ×	3	／ 2 =	8.190 m ²	→ 23.888 m ²	×	350 N/m ²	=	8.36 kN
	1階床	9.1 ×	6.37	=	57.967 m ²					
		1.365 ×	1.365	=	1.863 m ²	→ 59.831 m ²	×	1680 N/m ²	=	100.52 kN
	基礎(べた部分)	9.1 ×	6.37	=	57.967 m ²					
		1.365 ×	1.365	=	1.863 m ²	→ 59.831 m ²	×	7270 N/m ²	=	434.97 kN
	基礎(立ち上がり部分)								合計	571.20 kN

表 D. 18 【Siesta04】重量算定の結果（階高さ：3000mm）

CJ-CHONG-SIESTA2										
建築部位		水平投影面積、鉛直面積					単位重量		建物重量	
M2	屋根	9.365 ×	6.689	=	62.642 m ²	→ 62.643 m ²	×	890 N/m ²	=	55.75 kN
	天井(斜め)	2.73 ×	2.73	=	7.453 m ²					
		3.64 ×	1.82	=	6.625 m ²					
		1.82 ×	1.82	=	3.312 m ²					
		2.73 ×	3.64	=	9.937 m ²	→ 27.328 m ²	×	170 N/m ²	=	4.65 kN
	天井(水平)	6.37 ×	2.73	=	17.390 m ²					
		2.73 ×	3.64	=	9.937 m ²					
		1.82 ×	1.82	=	3.312 m ²	→ 30.640 m ²	×	150 N/m ²	=	4.60 kN
	2階外壁(上半分)	12.74 ×	1.865	／	2 = 11.880 m ²					
		18.2 ×	3	／	2 = 27.300 m ²					
		12.74 ×	3	／	2 = 19.110 m ²	→ 58.291 m ²	×	540 N/m ²	=	31.48 kN
	2階内壁(上半分)	9.555 ×	3	／	2 = 14.333 m ²					
		12.74 ×	3	／	2 = 19.110 m ²	→ 33.443 m ²	×	350 N/m ²	=	11.71 kN 合計 108.20 kN
M1	2階外壁(下半分)	18.2 ×	3	／	2 = 27.300 m ²					
		12.74 ×	3	／	2 = 19.110 m ²	→ 46.410 m ²	×	540 N/m ²	=	25.06 kN
	2階内壁(下半分)	9.555 ×	3	／	2 = 14.333 m ²					
		12.74 ×	3	／	2 = 19.110 m ²	→ 33.443 m ²	×	350 N/m ²	=	11.71 kN
	2階床	6.37 ×	2.73	=	17.390 m ²					
		9.1 ×	3.64	=	33.124 m ²	→ 50.515 m ²	×	2060 N/m ²	=	104.06 kN
	屋根	3.926 ×	1.508	=	5.920 m ²					
		1.36 ×	2.561	=	3.483 m ²	→ 9.404 m ²	×	890 N/m ²	=	8.37 kN
	天井(斜め)	3.926 ×	1.508	=	5.920 m ²					
		1.36 ×	2.561	=	3.483 m ²	→ 9.404 m ²	×	170 N/m ²	=	1.60 kN
	天井(水平)	6.37 ×	2.73	=	17.390 m ²					
		9.1 ×	3.64	=	33.124 m ²	→ 50.515 m ²	×	150 N/m ²	=	7.58 kN
	1階外壁(上半分)	18.2 ×	3	／	2 = 2.95 m ²					
		15.47 ×	3	／	2 = 23.205 m ²	→ 26.155 m ²	×	540 N/m ²	=	14.12 kN
	1階内壁(上半分)	12.427 ×	3	／	2 = 18.641 m ²					
		8.75 ×	3	／	2 = 13.125 m ²	→ 31.766 m ²	×	350 N/m ²	=	11.12 kN 合計 183.70 kN
M0	1階外壁(下半分)	18.2 ×	3	／	2 = 2.95 m ²					
		15.47 ×	3	／	2 = 23.205 m ²	→ 26.155 m ²	×	540 N/m ²	=	14.12 kN
	1階内壁(下半分)	12.427 ×	3	／	2 = 18.641 m ²					
		9.66 ×	3	／	2 = 14.490 m ²	→ 33.131 m ²	×	350 N/m ²	=	11.60 kN
	1階床	6.37 ×	9.1	=	57.967 m ²					
		1.365 ×	1.365	=	1.863 m ²	→ 59.831 m ²	×	1680 N/m ²	=	100.52 kN 合計 126.30 kN
	基礎(べた部分)	6.37 ×	9.1	=	57.967 m ²					
		1.365 ×	1.365	=	1.863 m ²	→ 59.831 m ²	×	7270 N/m ²	=	434.97 kN 合計 561.30 kN
	基礎(立ち上がり部分)									

(2)Siesta の地震時重量（階高さ：3000mm）

算出した Siesta（4 棟）の各階単位地震時重量を表 D. 19 に示す。各階単位地震時重量はばらつきがあるが、その平均は、2 階では 1.835 (kN/m²)、1 階では 4.964 (kN/m²) であった。また、2 階の壁（外壁＋内壁）重量に対する、1 階の壁（外壁＋内壁）重量の比は、平均で 0.76 であった。

表 D. 19 シエスタ（4 棟）の各階単位地震時重量（階高さ：3000mm）

No.	物件名称	意匠階	面積 (m ²)	構造階	各階重量 (kN)	地震時重量 (kN)	各階 単位重量 (kN/m ²)	各階単位 地震時重量 (kN/m ²)	壁重量 (kN/m ²)	壁重量比 (1F/2F)	備考
1	GE-SIESTA-BH01	2階	51.340	M2	103.20	103.20	2.010	2.010	85.586	0.679	
		1階	57.970	M1	185.20	288.40	3.195	4.975	58.138		
2	CJ-JEJU-SIESTA	2階	77.428	M2	109.10	109.10	1.409	1.409	89.476	0.738	
		1階	67.905	M1	254.60	363.70	3.749	5.356	66.036		
3	CJ-CHONG-SIESTA1	2階	50.515	M2	89.80	89.80	1.778	1.778	76.177	0.936	
		1階	59.831	M1	188.10	277.90	3.144	4.645	71.319		
4	CJ-CHONG-SIESTA2	2階	50.515	M2	108.20	108.20	2.142	2.142	81.024	0.687	
		1階	59.831	M1	183.70	291.90	3.070	4.879	55.649		
5		2階		M2							
		1階		M1							
平均		2階	57.450	M2	102.58	102.58	1.835	1.835	83.066	0.760	
		1階	61.384	M1	202.90	305.48	3.290	4.964	62.786		
最大		2階	77.428	M2	109.10	109.10	2.142	2.142	89.476	0.936	
		1階	67.905	M1	254.60	363.70	3.749	5.356	71.319		

(3)地震力に対する必要水平耐力の試算の前提条件

韓国の法令に適合して「2. 2 地震力に対する必要耐力の算出」で述べた、建物の各階の地震時のせん断要求値 Q_E を求める方法を用いて、地震力に対する必要水平耐力（床面積当たりの耐震必要水平耐力）の試算を行う。

一般的な木造住宅を想定し、建物の重要度分類を「重要度（2）」とし、耐震重要度係数を「1.0」、耐震等級を「Ⅱ」とする。また、地震区域（地震区域係数）を「Ⅰ（0.11）」および「Ⅱ（0.07）」を想定し、地盤の種類を「 S_1 、 S_2 、 S_3 、 S_4 、 S_5 」の5種類として、地震力に対する必要水平耐力の試算を試算する。

木造軸組構法は、垂直荷重を梁、スラブ、柱で構成された骨組が抵抗し、地震荷重をせん断壁や筋かい骨組などが抵抗する地震力抵抗システムであるため、地震力抵抗システムの設計係数として、「2-r 建物骨組システム」の値を使用し、反応修正係数 $R=6.5$ 、システム超過強度係数 $\Omega_0=2.5$ 、変位増幅係数 $C_d=4.5$ を用いる。

なお、既存韓国住宅 Siesta（2 階床に湿式床暖房設備有り）の重量を参考にして地

震力の算出を行う。Siesta（階高さ 3000mm）の各階単位重量の平均を基本重量とし、床面積は各階とも同じ面積（60 m²）とする。建物の高さについて、1FL 床高さを GL+500mm、2FL 床高さを GL+3500mm、3FL 床高さを GL+6500mm、3 階桁高さを GL+9500mm、屋根の棟高さを軒桁高さ+2000mm と想定した。

(4) 地震力に対する必要水平耐力の試算例

地震区域（地震区域係数）を「I（0.11）」、地盤の種類を「S5」、2 階建て建物として、地震力に対する必要水平耐力の試算例を以下に示す。

- ・短周期の地盤増幅係数

$$F_a = 1.30 \times 1.10 = 1.430 \quad (S=0.22)$$

- ・周期 1 秒の地盤増幅係数

$$F_v = 2.64 \times 1.10 = 2.904 \quad (S=0.22)$$

- ・短周期の設計スペクトル加速度

$$S_{DS} = S \times 2.5 \times F_a \times 2/3 = 0.22 \times 2.5 \times 1.430 \times 0.667 = 0.524$$

- ・周期 1 秒の設計スペクトル加速度

$$S_{D1} = S \times F_v \times 2/3 = 0.22 \times 2.904 \times 0.667 = 0.426$$

- ・近似固有周期

$$T_a(s) = CT \times h_n^x = 0.0488 \times 8.50^{0.75} = 0.243(\text{sec})$$

- ・地震応答係数

$$C_s = S_{DS} \times I_E / R = 0.524 \times 1 / 6.5 = 0.081$$

$$T < T_L : C_{s, \max} = S_{D1} \times I_E / (R \times T_a) = 0.426 \times 1 / (6.5 \times 0.243) = 0.270$$

$$T > T_L : C_{s, \max} = S_{D1} \times T_L \times I_E / (R \times T_a^2) = 0.426 \times 5 \times 1 / (6.5 \times 0.243^2) = 5.552$$

$$C_{s, \max} = 0.044 \times SDS \times I_E = 0.044 \times 0.524 \times 1 = 0.023$$

$$C_{s, \max} = 0.010$$

以上より、 $C_s = 0.081$

- ・底面せん断力

$$V = C_s \times W = 0.081 \times 307.50 = 24.908 \text{ kN}$$

- ・垂直分布係数

$k=1$ とすると、

$$\sum w \cdot h^k = w_2 \times (h_2)^k + w_R \times (h_R)^k = 197.40 \times 3.50 + 110.10 \times 6.50 = 1406.55$$

$$C_{VR} = w_R \times (h_R)^k / \sum w \cdot h^k = 110.10 \times 6.50 / 1407 = 0.5088$$

$$C_{V1} = w_2 \times (h_2)^k / \sum w \cdot h^k = 197.40 \times 3.50 / 1407 = 0.4913$$

・ 水平耐力計算逆算

許容変形 階高さ

$$\delta_{a2}(\text{cm}) = 0.020(\text{rad}) \times 300.00(\text{cm}) = 6.000(\text{cm})$$

$$\delta_{a1}(\text{cm}) = 0.020(\text{rad}) \times 300.00(\text{cm}) = 6.000(\text{cm})$$

$$IE/Cd \times \delta_a(\text{cm})$$

$$\delta_2(\text{cm}) = 1/4.5 \times 6.000 = 1.333(\text{cm})$$

$$\delta_1(\text{cm}) = 1/4.5 \times 6.000 = 1.333(\text{cm})$$

$$C_v \times C_s \times W(\text{kN/m}^2) + V_{x+1}$$

$$V_2(\text{kN/m}^2) = 0.5088 \times 0.081 \times 5.125 + 0.000 = 0.211(\text{kN/m}^2)$$

$$V_1(\text{kN/m}^2) = 0.4913 \times 0.081 \times 5.125 + 0.211 = 0.415(\text{kN/m}^2)$$

$$V(\text{kN/m}^2) / 1.96 \times 1 / (150 / (1/0.020 \times Cd))$$

$$Lw_2(\text{cm/m}^2) = 0.211(\text{kN/m}^2) / 1.96 \times 1 / (150 / (1/0.020 \times 4.5)) = 16.164(\text{cm/m}^2)$$

$$Lw_1(\text{cm/m}^2) = 0.415(\text{kN/m}^2) / 1.96 \times 1 / (150 / (1/0.020 \times 4.5)) = 1.773(\text{cm/m}^2)$$

以上の試算を、地震区域係Ⅱ、平屋建て、3階建て、各地盤種類に適用して求めた、耐震必要耐力を表 D. 20 に示す。

なお、表. 20 は変形角 1/150rad 時の耐力壁の基準耐力で設計する場合の必要耐力を示している。許容変位を 1/225rad とする場合は、表の値を 225/150 倍する必要がある。

表 D. 20 建物該当階の地震力に対する必要耐力 (kN/m²)

【床面積当たりの耐震必要耐力】

(基準変形角 1/150)

建物の 重要度分類	耐震重要度 係数	耐震 等級	地震 区域	地震区域 係数	建物の該当階	地盤の種類				
						S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
重要度（２）	1	Ⅱ	Ⅰ	0.11	平屋建て	0.176	0.215	0.228	0.212	0.223
					2 階建ての 2 階	0.250	0.305	0.325	0.301	0.317
					2 階建ての 1 階	0.492	0.600	0.638	0.592	0.623
					3 階建ての 3 階	0.275	0.341	0.363	0.337	0.354
					3 階建ての 2 階	0.613	0.759	0.808	0.750	0.789
					3 階建ての 1 階	0.795	0.985	1.048	0.972	1.023
			Ⅱ	0.07	平屋建て	0.113	0.140	0.157	0.149	0.165
					2 階建ての 2 階	0.160	0.199	0.223	0.211	0.235
					2 階建ての 1 階	0.315	0.392	0.438	0.415	0.461
					3 階建ての 3 階	0.175	0.223	0.249	0.236	0.262
					3 階建ての 2 階	0.389	0.497	0.555	0.526	0.584
					3 階建ての 1 階	0.505	0.644	0.720	0.682	0.757

※ 1 Siesta（階高さ3000mm）の平均重量を基本重量とし、床面積は各階とも同じ面積とした。

※ 2 1 FL床高さ：GL+500mm、2FL床高さ：GL+3500mm、3FL床高さ：GL+6500mm、3階桁高さ：GL+9500mm

※ 3 屋根の棟高さ：軒桁高さ+2000mm

5 風圧力に対する必要水平耐力の試算

(1) 風圧力に対する必要水平耐力の試算の前提条件

韓国の法令に適合して「2. 3 風圧力に対する必要耐力の算出」で述べた、建物の風圧時のせん断要求値 Q_w を求める方法を用いて、風圧力に対する必要水平耐力（受圧面積当たりの耐風必要水平耐力）の試算を行う。

一般的な木造住宅を想定し、基準風速 (m/s) を「24、26、28、30、32、32、354、36、38、40、42、44」の 11 種類とし、風力係数 C_f は、風上面 0.6 及び風下面 -0.5（最大値）として 1.1 を使用した。建物の高さについて、1FL 床高さを GL+500mm、2FL 床高さを GL+3500mm、3FL 床高さを GL+6500mm、3 階桁高さを GL+9500mm、屋根の棟高さを軒桁高さ+2000mm と想定した。

(2) 風圧力に対する必要水平耐力の試算例

2 階建て建物として、風圧力に対する必要水平耐力の試算例を以下に示す。

$$W_{SF} = 0.25 \times V_o^2 \times H^{0.44} \times C_e \times Cf$$

$$W_{SF, V0=, 24} = 0.25 \times 24^2 \times 7.5^{0.44} \times 1 \times 1.1 = 384 \text{ N/m}^2$$

$$W_{SF, V0=, 26} = 0.25 \times 26^2 \times 7.5^{0.44} \times 1 \times 1.1 = 451 \text{ N/m}^2$$

$$W_{SF, V0=, 28} = 0.25 \times 28^2 \times 7.5^{0.44} \times 1 \times 1.1 = 523 \text{ N/m}^2$$

$$W_{SF, V0=, 30} = 0.25 \times 30^2 \times 7.5^{0.44} \times 1 \times 1.1 = 601 \text{ N/m}^2$$

$$W_{SF, V0=, 32} = 0.25 \times 32^2 \times 7.5^{0.44} \times 1 \times 1.1 = 683 \text{ N/m}^2$$

$$W_{SF, V0=, 34} = 0.25 \times 34^2 \times 7.5^{0.44} \times 1 \times 1.1 = 771 \text{ N/m}^2$$

$$W_{SF, V0=, 36} = 0.25 \times 36^2 \times 7.5^{0.44} \times 1 \times 1.1 = 865 \text{ N/m}^2$$

$$W_{SF, V0=, 38} = 0.25 \times 38^2 \times 7.5^{0.44} \times 1 \times 1.1 = 964 \text{ N/m}^2$$

$$W_{SF, V0=, 40} = 0.25 \times 40^2 \times 7.5^{0.44} \times 1 \times 1.1 = 1068 \text{ N/m}^2$$

$$W_{SF, V0=, 42} = 0.25 \times 42^2 \times 7.5^{0.44} \times 1 \times 1.1 = 1177 \text{ N/m}^2$$

$$W_{SF, V0=, 44} = 0.25 \times 44^2 \times 7.5^{0.44} \times 1 \times 1.1 = 1292 \text{ N/m}^2$$

$$\text{必要水平耐力}_{V0=, 24} = 0.384 \text{ kN/m}^2 / 1.96 \text{ kN/m} \times 1 / (150 / (1 / 0.02 \times 4.5)) = 29.418 \text{ cm/m}^2$$

$$\text{必要水平耐力}_{V0=, 26} = 0.451 \text{ kN/m}^2 / 1.96 \text{ kN/m} \times 1 / (150 / (1 / 0.02 \times 4.5)) = 34.526 \text{ cm/m}^2$$

$$\text{必要水平耐力}_{V0=, 28} = 0.523 \text{ kN/m}^2 / 1.96 \text{ kN/m} \times 1 / (150 / (1 / 0.02 \times 4.5)) = 40.042 \text{ cm/m}^2$$

$$\text{必要水平耐力}_{V0=, 30} = 0.601 \text{ kN/m}^2 / 1.96 \text{ kN/m} \times 1 / (150 / (1 / 0.02 \times 4.5)) = 45.996 \text{ cm/m}^2$$

$$\text{必要水平耐力}_{V0=, 32} = 0.683 \text{ kN/m}^2 / 1.96 \text{ kN/m} \times 1 / (150 / (1 / 0.02 \times 4.5)) = 52.299 \text{ cm/m}^2$$

$$\text{必要水平耐力}_{V0=, 34} = 0.771 \text{ kN/m}^2 / 1.96 \text{ kN/m} \times 1 / (150 / (1 / 0.02 \times 4.5)) = 59.041 \text{ cm/m}^2$$

$$\text{必要水平耐力}_{V0=, 36} = 0.865 \text{ kN/m}^2 / 1.96 \text{ kN/m} \times 1 / (150 / (1 / 0.02 \times 4.5)) = 66.191 \text{ cm/m}^2$$

$$\text{必要水平耐力}_{V0=, 38} = 0.964 \text{ kN/m}^2 / 1.96 \text{ kN/m} \times 1 / (150 / (1 / 0.02 \times 4.5)) = 73.750 \text{ cm/m}^2$$

$$\text{必要水平耐力}_{V0=, 40} = 1.068 \text{ kN/m}^2 / 1.96 \text{ kN/m} \times 1 / (150 / (1 / 0.02 \times 4.5)) = 81.717 \text{ cm/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{必要水平耐力}_{V_0=,42} &= 1.177 \text{ kN/m}^2 / 1.96 \text{ kN/m} \times 1 / (150 / (1/0.02 \times 4.5)) = 90.093 \text{ cm/m}^2 \\ \text{必要水平耐力}_{V_0=,44} &= 1.292 \text{ kN/m}^2 / 1.96 \text{ kN/m} \times 1 / (150 / (1/0.02 \times 4.5)) = 98.878 \text{ cm/m}^2 \end{aligned}$$

以上の試算を、平屋建て、3階建てに適用して求めた、耐風必要耐力を表 D. 21 に示す。

なお、表 D. 21 は、変形角 1/150rad 時の耐力壁の基準耐力で設計する場合の必要耐力を示している。許容変位を 1/225rad とする場合は、表の値を 225/150 倍する必要がある。

表 D. 21 建物該当階の風圧力に対する必要耐力 (kN/m²)

【受圧面積当たりの耐風必要耐力】

(基準変形角 1/150)

	基準風速 V_0 (cm/s)										
	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44
平屋建て	0.46	0.54	0.63	0.72	0.82	0.92	1.04	1.15	1.28	1.41	1.55
2 階建て	0.58	0.68	0.78	0.90	1.03	1.16	1.30	1.45	1.60	1.77	1.94
3 階建て	0.67	0.78	0.91	1.04	1.19	1.34	1.50	1.68	1.86	2.05	2.25
※ 1 KDS 41 10 15 (建築構造基準 設計荷重) の「5.14 簡便法による風荷重」の方法により受圧面積当たりの風荷重を算出した。											
※ 2 風力係数 C_f は、風上面 0.6 および風下面 -0.5 (最大値) として 1.1 を使用した。											
※ 2 1 FL 床高さ : GL + 500mm、各階の階高さ : 3000mm											
※ 3 屋根の棟高さ : 軒桁高さ + 2000mm											

参考文献

- ① 韓国設計基準 KDS (Korean Design Standard) KDS 41 10 15 (建築構造基準 設計荷重)
- ② 韓国設計基準 KDS (Korean Design Standard) KDS 41 17 00 (建築物耐震設計基準)
- ③ 小原勝彦 : 「韓国版壁量計算マニュアル 2017 版」、韓国木造建築技術協会 技術支援テキスト (2018 年 1 月)
- ④ 小原勝彦 : 「構造安全性と耐震設計書 (5 階建て以下の建築物など) 作成マニュアル」、GE Group 技術支援テキスト (2020 年 7 月)
- ⑤ 小原勝彦 : 「韓国への岐阜県産材の展開のための構造技術支援に関する研究」、岐阜県立森林文化アカデミー 2019、Annual Report vol. 3 (2020 年 9 月)

付録 E 日本住宅・木材技術センター規格金物（Z マーク金物）の耐力性能一覧表

1 接合金物（接合具：太めくぎ、ラグスクリュー又は六角ボルト）

表 E.1 短期許容耐力表（kN）

名称	記号	樹種			接合具
		ベイマツ類*1	ヒノキ類*2	スギ類*3	
柱脚金物	PB-33	11.3	10.4	10.0	六角ボルト M12
	PB-42	22.7	20.8	20.0	六角ボルト M12
ひら金物	SM-12	1.7	1.5	1.3	太めくぎ ZN65
	SM-40	4.3	3.8	3.4	太めくぎ ZN65
ひねり金物	ST-9	1.7	1.5	1.3	太めくぎ ZN40
	ST-12	1.7	1.5	1.3	
	ST-15	2.5	2.3	2.0	太めくぎ ZN40
折曲げ金物	SF	2.5	2.3	2.0	
くら金物	SS	5.1	4.6	4.0	
羽子板ボルト	SB・F	5.6	5.2	5.0	六角ボルト M12
	SB・E				スクリューくぎ ZS50
	SB・F2	5.6	5.2	5.0	六角ボルト M12
	SB・E2				
羽子板パイプ	SP・E	5.6	5.2	5.0	六角ボルト M12
	SP・E2	5.6	5.2	5.0	スクリューくぎ ZS50
かど金物	CP・L	4.3	3.8	3.4	六角ボルト M12
	CP・T				
山形プレート	VP	5.0	4.5	3.9	太めくぎ ZN90
	VP2	5.1	4.6	4.0	太めくぎ ZN65
短ざく金物	S	5.6	5.2	5.0	六角ボルト M12
かね折り金物	SA				スクリューくぎ ZS50
かすがい	C-120	1.2	1.1	1.0	
	C-150				
手違いかすがい	CC-120				
	CC-150				
引き寄せ金物 (ホルダー金物)	HD-B10	11.3	10.4	10.0	六角ボルト M12 又は ラグスクリュー LS12
	S-HD10				
	HD-B15	17.0	15.6	15.0	六角ボルト M12 又は ラグスクリュー LS12
	S-HD15				
	HD-B20	22.7	20.8	20.0	六角ボルト M12 又は ラグスクリュー LS12
	S-HD20				
	HD-B25	28.4	26.0	25.0	六角ボルト M12 又は ラグスクリュー LS12
	S-HD25				
	HD-N5	7.5	6.8	5.8	太めくぎ ZN90
	HD-N10	12.6	11.4	9.8	太めくぎ ZN90
	HD-N15	20.1	18.2	15.6	太めくぎ ZN90
	HD-N20	22.6	20.5	17.6	太めくぎ ZN90
	HD-N25	29.4	26.6	22.9	太めくぎ ZN90

（注1）耐力の算出方法は、一般社団法人日本建築学会発行 1988「木構造計算規準・同解説」による。

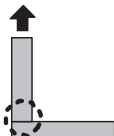
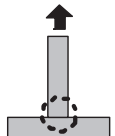
（注2）座金を使用する場合は、角座金 W4.5×40 以上とする。

（注3）*1 ベイマツ類：ベイマツ、クロマツ、アカマツ、カラマツ、ツガ

*2 ヒノキ類：ヒノキ、ベイツガ、バイヒ、ヒバ、モミ
 *3 スギ類：スギ、バイスギ、トドマツ、エゾマツ、ベニマツ、スプルース
 これらの樹種分類は密度ベースで整理した一般社団法人日本建築学会基準の趣旨を援用して整理している。

2 接合金物（接合具：タッピンねじ、六角ボルト又はドリフトピン）

表 E.2 短期許容耐力表 (kN)

名称	記号	樹種		接合具	
		隅柱	隅柱以外		
					
		ベイマツ類*1、ヒノキ類*2、スギ類*3			
ひら金物	SM-15S	隅柱以外		4.1	柱：タッピンねじ STS・C65 横架材：タッピンねじ STS・C65
コーナー金物	CP・ZS	横架材へ直打ち	隅柱	8.8	柱：タッピンねじ STS・C65 横架材：タッピンねじ STS・HC90
			隅柱以外	9.6	
		床板(28mm以下)の上から	隅柱	8.0	
			隅柱以外	8.3	
羽子板パイプ	SP・ES	隅柱		9.5	六角ボルト M12 タッピンねじ STS・C65
		隅柱以外		11.5	
羽子板ボルト	SB・FS	隅柱以外		12.6	タッピンねじ STS・C65
	SB・ES			10.8	
短ざく金物	S・S	10.0		タッピンねじ STS・C65	
かね折り金物	SA・S	8.2		タッピンねじ STS・C65	

(注1) 耐力の算出方法は、公益財団法人日本住宅・木材技術センター接合金物試験法規格及び公益財団法人日本住宅・木材技術センター発行「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008年版)」による。

(注2) 座金を使用する場合は、角座金 W6.0×60 又は丸座金 RW6.0×68 以上とする。

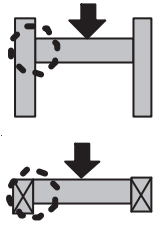
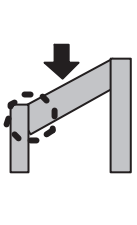
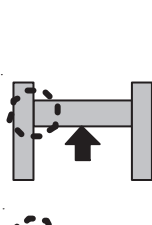
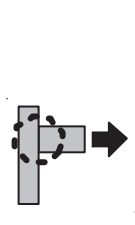
表 E.3 短期許容耐力一覧表 (kN)

名称	記号	樹種		備考
		ベイマツ類※ ¹ ・ヒノキ類※ ²	スギ類※ ³	
引き寄せ金物 (ホールダウン 金物)	HD-S6	16.1		柱：105×105 mm以上 タッピンねじ STS・HC90
	HD-S8	21.6		
	HD-S12	37.2		
	HD-S14	42.8		
引張金物	TB-S20	97.2	—	柱：120×120 mm以上 タッピンねじ HTS8.0・HC
	TB-D6	63.7	56.7	柱：120×120 mm以上
	TB-D9	113.1	93.5	ドリフトピン DP12

(注1) 耐力の算出方法は、公益財団法人日本住宅・木材技術センター接合金物試験法規格及び公益財団法人日本住宅・木材技術センター発行「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008年版)」による。

3 梁受け金物

表 E.4 短期及び長期許容耐力表 (kN)

記号	材種	長期許容せん断耐力		短期許容せん断耐力	短期許容引張耐力
		水平梁	登り梁		
					
BH-135	製材・集成材 1	6.4	8.0	5.0	12.1
	集成材 2	9.0	9.3	6.9	18.8
BH-195	製材・集成材 1	9.4	10.8	5.0	13.5
	集成材 2	15.4	11.2	6.9	25.4
BH-255	製材・集成材 1	15.2	10.8	11.0	13.5
	集成材 2	17.9	13.6	15.6	25.4

(注1) 製材：ベイマツ類^{*1}、ヒノキ類^{*2}、スギ類^{*3}、集成材1：構造用集成材一般、集成材2：強度等級 E105-F300 以上の構造用集成材

(注2) 耐力の算出方法は、公益財団法人日本住宅・木材技術センター接合金物試験法規格及び公益財団法人日本住宅・木材技術センター発行「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」による。ただし、長期許容せん断耐力の水平梁の柱-梁接合及び梁-梁接合並びに短期許容せん断耐力の柱-梁接合及び梁-梁接合のせん断耐力は、両者のせん断耐力のうち小さい値を採用している。

(注3) 座金を使用する場合は、角座金 W4.5×40 以上とする。

4 むり込み防止座金

表 E.5 むり込み防止座金の許容むり込み耐力表 (kN)

名称	記号	種別		樹種と部材					
				ベイマツ類 ^{*1}		ヒノキ類 ^{*2}		スギ類 ^{*3}	
				土台	その他	土台	その他	土台	その他
むり込み防止座金	PW12 (105×145)	長期	積雪時	56.16	53.54	48.67	46.40	37.44	35.69
			積雪以外		41.18		35.69		27.46
		短期	積雪時	74.88	59.90	64.90	51.92	49.92	39.94
			積雪以外		74.88		64.90		49.92
	PW12 (120×160)	長期	積雪時	74.05	70.59	64.17	61.18	49.37	47.06
			積雪以外		54.30		47.06		36.20
		短期	積雪時	98.73	78.98	85.57	68.45	65.82	52.66
			積雪以外		98.73		85.57		65.82

(注) 耐力の算出方法は、公益財団法人日本住宅・木材技術センター発行「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2017年版)」による。

5 アンカーボルト

表 E.6 アンカーボルト

名称	記号	円周の長さ (mm)	定着長さ (mm)	短期付着応力度 (N/mm ²)	短期付着耐力 (kN)
アンカーボルト	M12*	10.7*×3.14	232	2.16	16.8
	M16	16×3.14	312		33.8

(注1) アンカーボルトの短期付着応力度の算出方法は、国土交通省告示第1024号第1第十五号の規定による。

なお、コンクリートの設計基準強度は、18N/mm²としている。

(注2) * アンカーボルト M12 は有効径六角ボルト (JIS B 1180 附属書 JA:2014) が主流であることから、胴部径は 10.7 mm である。

6 筋かいプレート

表 E.7 筋かいプレート

名称	記号	耐力壁		接合具
		仕様	壁倍率	
筋かいプレート	BP	30×90 mm以上の木材	1.5	角根平頭ボルト M12 小型角座金 W2.3×30 太めくぎ ZN65
	BP-2	45×90 mm以上の木材	2.0	角根平頭ボルト M12 小型角座金 W2.3×30 スクリーくぎ ZS50
	BP-2FS			タッピンねじ STS・C45
	BP-3FS	90×90 mm以上の木材	3.0	タッピンねじ STS・C65

7 火打金物

表 E.8 火打金物

名称	記号	水平構面		接合具
		仕様	存在床倍率	
火打金物	HB	平均負担面積 2.5 m ² 以下 梁せい 105 mm以上の木材	0.5	平くぎ ZF55 小型角座金 W2.3×30 六角ボルト M12 角座金 W4.5×40
	HB・S			タッピンねじ STS・C65

8 接合具

表 E.9 接合具の短期許容耐力表 (kN)

名 称	記 号	樹種			主な用途等
		ベイマツ類* ¹	ヒノキ類* ²	スギ類* ³	
太めくぎ	ZN 40	0.86	0.77	0.68	長期許容せん断耐力の値 は、表値の 1/2 とする。 鋼板添え板のため、25%割 増しによる数値とする。
	ZN 65	0.86	0.77	0.68	
	ZN 90	1.26	1.14	0.98	
スクリューくぎ	ZS 50	1.48	1.34	1.17	
角座金	W4.5×40×φ14	9.60	8.32	6.40	めり込み耐力以下の引張

	W6.0×60×φ14	21.60	18.72	14.40	りを受けるボルト M12 用の座金
	W9.0×80×φ18	38.40	33.28	25.60	めり込み耐力以下の引張りを受けるボルト M16 用の座金
丸座金	RW6.0×68×φ14	21.77	18.87	14.51	めり込み耐力以下の引張りを受けるボルト M12 用の座金
	RW9.0×90×φ18	38.14	33.06	25.43	めり込み耐力以下の引張りを受けるボルト M16 用の座金
座金付きボルト	M16W	38.40	33.28	25.60	ホルダ [®] ウシ金物用の接合具
角座金	W6.0×54×φ18	—	—	—	HD-B、HD-N の専用座金
小型角座金	W2.3×30×φ12.5	—	—	—	BP、BP-2 の専用座金
偏心丸座金	EW9.0×R13×φ54	—	—	—	TB-D、TB-S の専用座金

(注) 座金のめり込み耐力の算出方法は国土交通省告示第 1024 号第 1 の 1 のイの規定によるとともに、座面積の算出方法は、公益財団法人日本住宅・木材技術センター発行「木造軸組工法住宅の許容応力度設計 (2008 年版)」による。

