

※「1.断面性質」から「8.振動」は、計算問題にて割愛する。 ※以下の内容が音声読上でのアップ内容である(電車内等に携帯利用で聞いて下さい、R2以降の内容及び読み間違い等は3年後に追加修正アップ予定)。

<p>9.荷重</p> <p>風圧力は、風の速度圧に風力係数を乗じて計算する。</p> <p>風の速度圧は、0.6×屋根の高さと周辺状況で算出した数値×基準風速地盤面からの高さの二乗で求める。</p> <p>地表面粗度区分を決定するに当たっては、都市計画区域の指定の有無、海岸線からの距離、建築物の高さ等を考慮する。</p> <p>基準風速は、稀に発生する暴風時の地上10mにおける10分間平均風速に相当する値である。</p> <p>ガスト影響係数は、風の時間的変動により建築物が揺れた場合に発生する最大の力を算定するために用いる係数である。</p> <p>ガスト影響係数Gfは、「平坦で障害物がない区域より「都市化が著しい区域」のほうが大きい。</p> <p>閉鎖型の建築物における風力係数は、その建築物の外圧係数と内圧係数とを用いて算定する。</p> <p>風圧力の計算に用いる速度圧は、その地方における基準風速の2乗に比例する。</p> <p>風圧力を計算するに当たって用いる速度圧は、屋根の高さ、建築物の周辺の状況及び地方の区分に応じて求める。</p> <p>風圧力を計算するに当たって用いる風力係数は、風洞試験によらない場合、建築物の断面及び平面の形状に応じて求める。</p> <p>風圧力の速度圧($q=0.6EV^2$)は、基準風速の二乗に比例する。</p> <p>風圧力における平均風速の高さ方向の分布を表わす係数Erは、高さが同じ場合、「都市計画区域外の極めて平坦で障害物がない区域より「都市計画区域内の都市化が極めて著しい区域」のほうが小さい。</p> <p>基準風速V0は、その地方における過去の台風の記録に基づく風害の程度その他の風の性状に応じて、分速30mから分速46mまでの範囲内において定められている。</p> <p>単位面積当たりの風圧力は、「外装材に用いる風圧力より「構造骨組に用いる風圧力」のほうが小さい。</p> <p>平均風速の高さ方向の分布を表わす係数Erは、地表面粗度区分1～4に応じて計算する。</p> <p>風圧力を算出する場合の基準風速は、地方の区分に応じて規定されている。</p> <p>風圧力を計算するに当たって用いる風力係数は、風洞試験によって定める場合のほか、建築物の断面及び平面の形状に応じて定める数値によらなければならない。</p> <p>風圧力の計算に用いる速度圧qは、その地方について定められている基準風速V0の2乗に比例する。</p> <p>基準風速V0は、稀に発生する暴風時の地上10mにおける10分間平均風速に相当する値である。</p> <p>風圧力は、「構造骨組に用いる場合」より「外装材に用いる場合」のほうが大きい。</p> <p>超高層建築物など細長い構造物の風による振動は、強風時には、風方向より風直角方向のほうが、高さ方向に渦が発生するので大きくなる。</p> <p>高さ13m以下の建築物において、屋根ふき材は、規定のピーク風力係数を用いて風圧力の計算をすることができる。</p> <p>屋根の軒先などの局所的風力係数は、屋根面や壁面の風力係数より大きくなる場合がある。</p> <p>閉鎖形の建築物において、水平面に対して10度以下の緩い勾配の片流れ屋根の場合、水平な風は、吹上げ力として作用する。</p> <p>百貨店の売場に連絡する廊下の積載荷重は、映画館や集会場などの「その他の場合」の積載荷重と同じ数値とする。</p> <p>床の積載荷重は、実況によらない場合、教室に比べて学校のバルコニーのほうが大きい。</p> <p>劇場の客席の積載荷重は、実況に応じて計算しない場合、固定席の場合よりその他の場合のほうが大きい。</p> <p>床の構造計算を実況に応じて計算しない場合、所定の規定による設計用積載荷重の大小関係は、大きいほうから、店舗の売場、教室、住宅の居室である。</p> <p>建築物の各部の積載荷重は、「床の構造計算をする場合」、「大梁・柱・基礎の構造計算をする場合」及び「地震力を計算する場合」において、それぞれ異なる値を用いることができる。</p> <p>構造計算の対象別の積載荷重の大小関係は、大きいほうから、床用、大ばり・柱・基礎用、地震力用である。</p> <p>事務室の柱の垂直荷重による圧縮力を計算する場合において、ささえる床の数に応じて、積載荷重を低減することができる。</p> <p>百貨店の屋上広場の単位面積当たりの積載荷重は、実況に応じて計算しない場合、百貨店の売場の単位面積当たりの積載荷重と同じにすることができる。</p> <p>店舗の売場に連絡する廊下の床の構造計算に用いる積載荷重は、実況に応じて計算しない場合、劇場、集会場等の固定席以上の積載荷重を用いる。</p> <p>教室に連絡する廊下や階段の床の積載荷重は、実況に応じて計算しない場合、教室の床(2300N/m²)ではなく、3500N/m²以上としなければならない。</p> <p>学校の屋上広場の単位面積当たりの積載荷重は、教室の単位面積当たりの積載荷重より大きな値とする。</p> <p>倉庫業を営む倉庫における各部の積載荷重は、実況に応じて計算する場合であっても、定められた下限値を下回ってはならない。</p> <p>倉庫業を営む倉庫における床の構造計算に用いる積載荷重は、実況に応じて計算した数値が3,900N/m²未満であっても、3,900N/m²としなければならない。</p> <p>屋上から突出する水槽、煙突等の地震力に用いられる水平震度kは、地震地域係数Zに1.0以上の数値を乗じて得た数値とする。</p> <p>屋根の積雪荷重は、屋根に雪止めを設けない場合、その勾配が30度を超え60度以下の場合には、その勾配に応じて低減することができる。</p> <p>屋根の積雪荷重を0とすることができるのは、60度を超える場合である。</p> <p>雪おろしを行う慣習のある地方では、垂直最深積雪量が1mを超える場合においても、雪おろしの実況に応じて、それを1mまで低減することができる。</p> <p>多雪区域における暴風時に組み合わせる積雪荷重は、短期の積雪時に限って積雪荷重を低減して用いることができる。</p> <p>多雪区域において、暴風時に考慮すべき積雪荷重は、短期の積雪荷重を低減して用いることができる。</p> <p>多雪区域においては、暴風時又は地震時の荷重を、積雪荷重と組み合わせる必要がある。</p> <p>多雪区域における暴風時の応力を計算する場合に、積雪荷重による応力を加える場合と加えない場合のそれぞれについて想定する。</p> <p>多雪区域内において、長期積雪荷重は、短期積雪荷重の0.7倍の数値とする。</p> <p>多雪区域内の建築物について、暴風時の短期応力を算定する場合に、積雪荷重のある状態と無い状態を想定して行う必要がある。</p> <p>多雪区域外において、積雪荷重の計算に用いる積雪の単位荷重は、積雪量1センチあたり、20N/m²以上とする。</p> <p>多雪区域を指定する基準において、垂直積雪量が1m未満の区域であっても、積雪の初終間日数の年平均値が30日以上となる区域は、多雪区域となる。</p> <p>多雪区域での地震時に考慮すべき積雪荷重は、短期積雪荷重の0.35倍の数値を用いる。</p> <p>積雪荷重による応力は、屋根全体に雪が一様に分布している場合に比べて、その一部が溶けて不均衡な分布となった場合のほうが、不利になることがある。</p> <p>積雪荷重は、積雪の単位荷重に屋根の水平投影面積及びその地方における垂直積雪量を乗じて計算する。</p> <p>積載荷重によって柱に生じる曲げモーメントは、すべての箇所に予定した積載荷重が載ったときに最大になるとは限らない。</p> <p>地震地域係数は、九州における値に比べて、本州の太平洋側における値のほうが大きい。</p> <p>地震地域係数Zは、その地方における過去の地震の記録に基づく震害の程度及び地震活動の状況その他地震の性状に応じて、1.0から0.7までの範囲内において定められている。</p> <p>建築物の固有周期が長い場合や地震地域係数Zが小さい場合には、地震層せん断力係数Ciは、標準せん断力係数C0より小さくなる場合がある。</p> <p>地震力の値を変化させる振動特性係数Rtは、設計用一次固有周期Tが長いほど小さくなる。</p> <p>振動特性係数Rtは、建築物の設計用一次固有周期Tが1.0秒の場合、軟弱地盤の場合より硬質地盤の場合のほうが小さい。</p> <p>沖積層の深さが35mの、軟弱な第三種地盤の地盤周期TCは、0.75秒より長いものである(0.2秒以下は第一種地盤である)。</p> <p>地盤が軟弱な場合ほど、地震層せん断力係数は大きくなる。</p> <p>地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表わす係数Aiは、建築物の上層ほど大きくなる。</p> <p>地震層せん断力は、その層の全重量ではなく、その層より上部の全重量に、その層の地震層せん断力係数Cを乗じて計算する。</p> <p>設計用地震力は、建築物の耐用年限中に数度遭遇する程度の中地震動によるものと、建築物の耐用年限中に一度遭遇するかもしれない程度の大地震動によるものとの2段階を考える。</p> <p>気象庁の震度階は、地震の震源で放出されるエネルギーの大きさを表わすマグニチュードと同意語ではない。</p> <p>地震時の応力を計算する場合に、地震地域係数の大きさにかわらず、地震力による応力と風圧力による応力とを同時に作用させなくてもよい。</p> <p>構造計算における積載荷重は、許容応力度等計算を行う場合と限界耐力計算を行う場合とは同じ値を用いることができる。</p> <p>多雪区域ではない地域において、暴風時又は地震時の荷重を、積雪荷重と組み合わせる必要はない。</p> <p>構造躯体及び仕上げを軽量化することにより、固定荷重とともに地震力についても低減することができる。</p> <p>積載荷重及び固定荷重は鉛直方向のみ作用し、地震力及び風圧力は水平方向のみ作用するのではなく、鉛直方向へも作用する。</p> <p>構造部材に生じる応力度等を計算するに当たり、多雪区域ではない一般の地域においては、暴風時又は地震時の荷重を、積雪荷重と組み合わせなくてもよい。</p> <p>鉄筋コンクリートの単位体積重量は、コンクリートの単位体積重量に、鉄筋による重量増分として1kN/m³を加えた値を用いる。</p> <p>層間変形角の計算に用いる標準せん断力係数C0は、0.2以上とする。</p> <p>建築物の設計用一次固有周期Tは、建築物の高さが等しければ、鉄筋コンクリート構造より鉄骨構造のほうが長い。</p> <p>建築物の固有周期は、剛性の平方根に反比例し、質量の平方根に比例する。</p> <p>建築物の固有周期が長い場合や地震地域係数Zが小さい場合には、地震層せん断力係数Ciは、標準せん断力係数C0より小さくなる場合がある。</p> <p>地震力に対する各階の必要保有水平耐力Q_{0i}は、地震力によって各階に生じる水平力Q_{0i}に構造特性係数D_i及び形状係数F_{0i}を乗じて計算する。</p> <p>許容応力度等計算において、地震力の計算時には、特定行政庁が指定する多雪区域にあっては、積雪荷重を考慮する。</p> <p>許容応力度等計算に用いる荷重及び外力の組合せは、地震力と風圧力が同時に作用することを想定していない。</p> <p>限界耐力計算では、構造特性係数Dsを用いて算定しない。</p> <p>建築物の地上部分の必要保有水平耐力を計算する場合、標準せん断力係数C0は1.0以上としなければならない。</p> <p>建築物の地下部分の水平震度kの算定は、その部分の地盤面からの深さが20mを超えるときは、深さを20mとすることができる。</p> <p>建築物の地上部分における各層の地震層せん断力Qiは、最下層の値が最も大きい。</p> <p>建築物の地下部分の各部分に作用する地震力は、当該部分の固定荷重と積載荷重との和に水平震度を乗じて計算する。</p> <p>地下部分の各部分に作用する地震力は、当該部分の固定荷重と積載荷重との和に水平震度を乗じて計算する。</p> <p>地下外壁に作用する土圧を静止土圧として算定する場合、砂質土及び粘性土は、静止土圧係数を0.5程度としている。</p> <p>擁壁に作用する土圧は、背面土の内部摩擦角から求めた主動土圧係数を用いて算定する。</p>

擁壁の設計に用いる土圧の水平方向の単位幅当たりの合力は、擁壁の鉛直高さをHとした場合、基礎底面から鉛直上方Hの3分の1の位置に作用するものとして算定する。

10.地震力

第二種地盤で設計用一次固有周期が0.6秒以上の場合、高層になるほど、地上部分の最下層の地震層せん断力係数Ciは小さくなる。
地震地域係数Zが1.0、振動特性係数Rtが0.9、標準せん断力係数C0が0.2のとき、建築物の地上部分の最下層における地震層せん断力係数Ciは0.18である。
地震層せん断力係数Ciは、設計用一次固有周期Tが1.0秒の場合、第一種地盤の場合より、第三種地盤の場合のほうが大きい。
地震層せん断力係数Ciの建築物の高さ方向の分布を表す係数Aiは、地上部分最下層は1.0であり、上階になるほど大きくなる。
第一種地盤で、建築物の設計用一次固有周期Tが長い場合、振動特性係数Rtの値は、Tが長くなるほど小さくなる。
建築物の地上部分のある層の地震層せん断力係数は、地震層せん断力係数Ciに、「その層を支える部分全体の固定荷重」と「積載荷重との総和(多雪区域では積雪荷重を加える。)」を乗じて求める。
鉄筋コンクリート造の保有水平耐力計算を行う場合の地上部分の地震力は、標準せん断力係数C0が「0.2以上の場合」と「1.0以上の場合」の2段階の検討をする。
建築物の固有周期が長い場合や地震地域係数Zが小さい場合には、地震層せん断力係数Ciは、標準せん断力係数C0より小さくなる場合がある。
各層の地震層せん断力係数Ciは、最下層における値が最も小さくなる。
地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表す係数Aiを算出する場合の建築物の設計用一次固有周期Tは、振動特性係数Rtを算出する場合のTと同じとする。
地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表す係数Aiは、建築物の上階になるほど大きくなり、建築物の設計用一次固有周期Tが長いほど大きくなる。
振動特性係数Rtは、建築物の設計用一次固有周期Tが長いほど小さくなる。
建築物の地上部分に作用する地震力は、建築物の固有周期が長い場合、硬い地盤に比べて、軟らかい地盤のほうが大きくなる。
建築物の設計用一次固有周期Tが長い場合、第一種地盤より第三種地盤のほうが建築物の地上部分に作用する地震力は大きくなる。
建築物の設計用一次固有周期Tは、建築物の高さが等しければ、鉄筋コンクリート造より鉄骨造のほうが長い。
設計一次固有周期Tが長くなると、振動特性係数Rtは、第3種、第2種、第1種の順に低くなる。
地震力の算定で鉄骨造の設計用一次固有周期Tは、特別な調査又は研究の結果に基づかない場合、建築物の高さに0.02ではなく、0.03を乗じて算出する。
地震地域係数Zは、過去の地震の記録等に基づき、0.7～1.0の範囲で建設地ごとに定められている。
地震地域係数Zが1.0、振動特性係数Rtが0.9、標準せん断力係数C0が0.2のとき、建築物の地上部分の最下層における地震層せん断力係数Ciは0.18とすることができる。
地下部分の地震層せん断力係数は、「地下部分の固定荷重と積載荷重との和に、当該部分の地下の深さに応じた水平震度kを乗じて求めた地震力」と「1階の地震層せん断力」との和である。
基礎部分に免震層を配置した建築物の場合、極めて稀に起こる地震動に対する上部構造の検討は、許容応力度設計を行うことができる。
限界耐力計算において、建築物の安全限界固有周期が同じ場合、建築物の減衰が大きほど地震力は小さくなる。
自走式の駐車場において、誤操作による自動車の転落事故を防止するための装置等の構造は、250kNの衝撃力が作用した場合に、装置の部材の塑性変形等を考慮し、衝撃力を吸収できるようにする。
高さ30mの建築物の屋上から突出する高さ4mの階層に作用する水平震度は、地震地域係数Zに1.0以上の数値を乗じた値とすることができる。
高さ13m以下の建築物において、屋根ふき材については、規定のピーク風力係数を用いて風圧力の計算をすることができる。
地震時の変形に伴う建築物の損傷を軽減するために、靱性のみに期待せず強度を大きくした。
建築物の固有周期は、質量の平方根に比例し、剛性の平方根に反比例する。
建築物の地下部分の各部分に作用する地震力の計算を行う場合、水平震度kは、地盤面からの深さに応じて小さくすることができる。
細長い平面形状の建築物としたので、地震時に床スラブに生じる応力が過大にならないように、張り間方向の耐力壁を外側のみに集中させず、均等に配置した。
1階をロタイプとしたので、地震時に1階に応力がないように、1階の水平剛性を大きくする。
地震力に単独で抵抗できない屋外階段であったので、建築物本体と一体化し、建築物本体で屋外階段に作用する地震力に抵抗させた。

11.木構造

各階の張り間方向及びけた行方向の偏心率が0.3以下であることを所定の計算により確認したうえで、軸組を設置した。
壁量充足率の算定において、側端部分において、建築物の張り間方向にあってはけた行方向の、けた行方向にあっては張り間方向の両端からそれぞれ1/4の部分とした。
壁量充足率は、各側端部分のそれぞれについて、存在壁量を必要壁量で除して求める。
壁率比は、両端の最も外縁から1/4の部分であり、形状がL型等の不整形であっても、最も外縁からとなる。
壁率比の確認を省略することができるのは、壁量充足率がいずれも1を超える場合である。
地震時等におけるねじれによる被害を防ぐため、壁率比が0.5以上となるように壁や筋かいを配置する。
壁率比が0.5未満であっても、各側端部分の壁量充足率が1を超えていれればよい。
XとYの壁率比は、「小さい方の壁量充足率」を「大きい方の壁量充足率」で除することで求める。
厚さ1.5cmで幅9cmの木材は、圧縮力を負担する筋かいとして使用できない。(引張力なら使用できる、圧縮力は厚さが3cm以上必要)。
木製筋かいの端部と柱との接合部については、筋かいの厚さ及び幅に応じて、筋かいプレート等を用いて緊結した。
筋かいには、その端部を、柱とはりなどの横架材との仕口に接近して、ボルト、かすがい、釘、その他の金物で緊結する。
筋かいが間柱と交差する部分は、筋かいが欠込みをせず、間柱の断面を欠き取りとする。
筋かいを入れた軸組の柱の柱脚及び柱頭の仕口は、軸組の種類と柱の配置に応じて、所定の金物により緊結した。
間柱を通し柱とないで管柱をつないで管柱をつないで場合、その接合部は、通し柱と同層以上の耐力を有するように補強した。
3階建の建築物において、間柱は、接合部を通し柱と同層以上の耐力を有するように補強した場合、通し柱としなくてもよい。
合板等を用いた耐力壁は、大きなせん断力を有しているため、柱・横架材接合部には、大きな引抜き力が作用する可能性がある。
風圧力の耐力壁の有効長さ、同一区域に建つ「平家建ての建築物」と「2階建ての建築物の2階部分」とで、見付面積に乘ずる数値は同じである。
風による水平力に対して必要な各階の耐力壁の量は、風を受ける面の、床面高さから1.35m以下除く見付面積に、所定の数値を乗じて求める。
風圧力に対する耐力壁の所要有効長さは、はり間方向とけた行方向とは異なる値となる。
地震力に対する耐力壁の所要有効長さは、床面積から計算することから、はり間方向とけた行方向と同じ値となる。
2階建の建築物において、地盤が著しく軟弱な場合、地震力に対する耐力壁の所要有効長さは、通常の場合の1.5倍とした。
設計用水平荷重は、建築物の形状によっては、地震荷重に比べて風荷重のほうが大きいことがある。
構造計算によらない場合、3階建の建築物の1階の柱の小径は、13.5cm以上が必要である。
柱の小径は、所定の構造計算を行わない場合、横架材の相互間の垂直距離の1/20～1/33とする。
構造耐力上主要な柱の小径は、横架材間の垂直距離によらず、座屈を考慮した構造計算によって決定した。
構造耐力上主要な部分である柱の有効細長比は、150以下とする。
高さ15mの大断面木造建築物の柱及びはりにおいて、30分耐火の性能が要求される場合、25mmの燃えしろを除いた断面に生じる長期応力度が、短期許容応力度を超えないことを確認した。
構造耐力上主要な柱の所要断面積の1/3を切り欠きしたので、切り欠きした部分が負担していた力を伝達できるように金物等により補強した。
引張材の断面計算において、その材の有効断面積は、全断面積から断面欠損の総和を控除した正味断面積について、切欠きの欠損の状況に応じて適切に低減した値とする。
床はりの初期変形における最大たわみは、支点間の距離のかつ、1/300以下、かつ2cm以下となるように設計した。
国土交通大臣が定める基準に従った構造計算によって構造耐力上安全であることを確かめたので、小屋組の振れ止めを省略した。
構造計算によって構造耐力上安全であることを確かめたので、床組及び小屋組の隅角部の火打材を省略した。
軸組に方づえを設けて水平力に抵抗させることとしたので、柱が先行破壊しないことを確認した。
枠組壁工法の木造建築物において、向かい合う耐力壁が一体として働くように、耐力壁線相互の距離は12m以下とし、かつ、耐力壁線で囲まれた部分の水平投影面積を40㎡以下とした。
延べ面積が500㎡を超える場合、必要壁量の計算及び耐力壁の釣合いのよい配置の検討に加えて、許容応力度計算等の構造計算を行う必要がある。
荷重継続時間を3か月程度と想定した積雪荷重を検討する場合、木材の繊維方向の許容応力度は、通常の長期許容応力度の1.3倍とする。
トラス部材の座屈長さは、「構面内の座屈」に対しては部材の節点間の距離とし、「構面外の座屈」に対しては筋かい、母屋、方づえ等によって側方への移動がないように支承した支点間の距離とする。
洋小屋組は、スパンが約6m以上の場合に用いられ、それより短いスパンの場合には和小屋組のほうが経済的である。
和小屋の小屋ばりに生じる主要な応力は、曲げである。
ひねり金物は、軒先部に働く風による吹上げ力に抵抗させるために用いられる。
ボルト径が同じ場合、引張りを受けるボルト接合部には、せん断を受けるボルト接合部に比べて、大きな座金を用いた。
せん断を受けるボルト接合部の設計において、せん断に対する抵抗は、主材の指圧強度による(ボルトの締付け摩擦係数によるものではない)。
せん断を受けるボルト接合部には、靱性を向上させるため、太く短いボルトより細く長いボルトを用いた。
耐力壁が偏った配置であり、重心と剛心が離れている場合、床の面内剛性が高い場合においては床面が剛性を中心に回転しやすく、床の面内剛性が低い場合においては床面が変形しやすい。
1階の耐力壁が偏っていたので、2階床組の水平剛性を高めた。
2階の耐力壁と1階の耐力壁を、市松状となるように配置した。
屋根葺き材を、日本瓦から住宅屋根用化粧スレートに変更した。
木造軸組工法の建築物の布基礎の底盤の厚さは、所定の構造計算を行わない場合、15cm以上とする。
地上2階建の建築物の布基礎において、基礎の根入れの深さは24cmとした(ベタ基礎は12cm)。
地面から土台下端までの高さを、建築物の外周部にあっては40cmとした。
べた基礎の立上り部分の高さを、地上部分で40cmとした。
土台のアンカーボルトは、耐力壁の部分においては、その両端の柱の下部付近、土台の継手付近などに配置するほか、2m程度の間隔で配置する。
土台には、耐朽性を向上させるため、辺材より心材を用いる。
既存の無筋コンクリート造の布基礎に接着系のもと施工アンカーによる差し筋を行い、新たに鉄筋コンクリート造の布基礎を抱き合わせた。
構造用材と筋かいの併用による軸組の倍率は、それぞれの倍率を合計したものとすると、5.0を超えることができない。
軸組の両面に同じ構造用合板を1枚ずつ釘打ちした耐力壁の倍率は、片面に構造用合板を1枚釘打ちした耐力壁の2倍にできる。

片面に同じボードを2枚重ねて釘打ちした耐力壁の倍率を、1枚で用いたときの耐力壁の倍率の2倍とすることはできない。
地上2階建の建築物において、圧縮力と引張力の両方を負担する筋かいとして、厚さ3cm、幅9cmの木材を使用し、その軸組の倍率(壁倍率)は1.5とした。
1か所の接合部にボルトと釘とを併用する場合、その接合部の許容耐力は、ボルトの許容耐力と釘の許容耐力とを加算することができない。
壁倍率2の耐力壁の長さの合計が9mの場合の存在壁量と、壁倍率3の耐力壁の長さの合計が6mの場合の存在壁量は同じ値となる。
壁倍率1.5の筋かいを入れた軸組の片面に、壁倍率2.5の構造用合板を所定の方法で打ち付けた耐力壁の壁倍率は4となる。
12.RC構造
ひび割れは、引張側に発生し、引張りが発生する方向に対して直交する形でひび割れが発生する。
曲げ降伏するはりの引張鉄筋量を増やすと、柱とはりとの接合部への入力せん断力が大きくなる。
柱の帯筋は、せん断補強のほか、帯筋で囲んだコンクリートの拘束と主筋の座屈防止に有効である。
柱の断面が同じ場合、柱の内法の高さが短いほど、せん断強度は大きくなるが、粘り強さは小さくなる。
柱のせん断補強筋の端部を折り曲げて定着する場合、135度フックにより定着した。
柱梁接合部内において、帯筋量を増やすことは、柱梁接合部のせん断強度を高める効果に影響しない。
はり接合部のせん断補強筋は、その間隔を150mm以下、かつ、隣接する柱のせん断補強筋間隔の1.5倍以下とし、せん断補強筋比は、0.2%以上とする。
曲げ降伏する耐力壁の靱性を高めるため、断面内の圧縮部分に当たる側柱のせん断補強筋を増やした。
曲げ降伏する梁部材について、曲げ降伏後のせん断破壊を避けるため、曲げ強度に対するせん断強度の比を大きくした。
溶接する代わりの端部フックは、135度以上とする。
柱の曲げ剛性を大きくするために、引張強度の大きい主筋を用いた。
耐力壁のせん断剛性を大きくするために、壁の厚さを大きくした。
梁の終局せん断強度を大きくするために、あばら筋の量を増やした。
耐力壁の終局せん断強度を大きくするために、コンクリートの圧縮強度を大きくした。
柱の終局せん断耐力を増すために、コンクリートの圧縮強度を大きくした。
耐力壁の終局せん断耐力を増すために、コンクリートの圧縮強度を大きくした。
柱梁接合部の終局せん断耐力を増すために、コンクリートの圧縮強度を大きくした。
大梁の終局曲げ耐力を増すために、コンクリートの圧縮強度は影響しない。
柱のせん断圧縮破壊を防止するために、コンクリートの圧縮強度に対する柱の軸方向応力度の比を小さくした。
柱のせん断破壊を防止するために、柱せいりに対する柱の内法高さの比を大きくし、短柱とならないようにした。
曲げ降伏する大梁の靱性を高めるために、コンクリートの圧縮強度に対する大梁のせん断応力度の比を小さくした。
柱梁接合部のせん断耐力は、取り付く大梁の梁幅を大きくすると大きくなる。
柱梁接合部のせん断耐力は、大梁の主筋量を増やしても変わらない(帯筋量、主筋量の鉄筋を増やしても影響しない)。
柱のせん断耐力は、柱に作用する軸方向圧縮力が大きいほど大きくなる。
柱のせん断耐力は、帯筋に降伏強度の高い高強度鉄筋を使用すると大きくなる。
終局曲げモーメントは、「 $0.9 \times$ 引張り鉄筋断面積 \times 鉄筋材料強度 \times はり有効せい」で求める。
柱部材の脆性破壊である付着割裂破壊を避けるため、断面隅角部に細径の鉄筋を配置した。
付着割裂破壊する柱の部材種別はFD材として構造特性係数Dsを算定する(FA材、FB材、FC材は付着割裂破壊する場合に使用できない)。
柱の付着割裂破壊を防止するために、柱の断面の隅角部に太径の鉄筋を用いない配筋とした。
コンクリートの付着割裂破壊を抑制するため、鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さは、所定の数値以上となるようにする。
柱の引張鉄筋比を大きくすると、付着割裂破壊が発生し易くなる。
鉄筋径が大きいほど付着割裂強度が低下するので、D35以上の鉄筋の継手には、重ね継手を用いない。
はりのあばら筋比及び柱の帯筋比は、それぞれ0.2%以上とする。
柱・はり接合部の柱の帯筋の間隔は、隣接する柱のせん断補強筋間隔の3/2倍とし、接合部のせん断補強筋比は、柱の最小せん断補強筋量に準じて0.2%とした。
壁板のせん断補強筋比は、直交する各方向に關し、それぞれ0.25%以上とする。
付帯ラーメンのはりのせん断補強筋比は、0.2%以上とする。
梁において、長期荷重時に正負最大曲げモーメントを受ける断面の最小引張鉄筋比は、「0.4%」又は「存在応力によって必要とされる量の4/3倍」のうち、小さいほうの値以上とした。
耐震壁の壁板のせん断補強筋比は、直交する各方向に關し、それぞれ0.25%以上とする。
柱と一体的に挙動するそで壁部分で、そで壁の厚さを150mm以上、壁筋を複筋配及びせん断補強筋比を0.4%以上としたものは、柱とともに地震に対して有効な構造部材とみなすことができる。
柱部材の曲げ剛性の算定において、断面二次モーメントはコンクリート断面を用い、ヤング係数はコンクリートの値を用いる。
柱及び梁の剛性の算出において、ヤング係数の小さなコンクリートを無視し、ヤング係数の大きな鉄筋の剛性を用いた。
コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比(α =鉄筋のヤング係数/コンクリートのヤング係数)は、コンクリートの設計基準強度が高くなるほど小さくなる。
耐震計算ルート1において、耐力壁のせん断設計における一次設計用地震力により生じるせん断力の2倍の値を、耐力壁の設計用せん断力とした。
耐震計算ルート1において、コンクリートの設計基準強度を24 N/mm ² としたので、設計基準強度による割増し係数 α を用いて、単位強度の割増しを行った。
耐震計算ルート2-1において、柱や耐力壁のせん断設計の検討及び剛性率・偏心率の算定を行っても、塔状比の検討は省略できない。
耐震計算ルート2-1において、柱及び梁の靱性を確保するため、地震力によって生じるせん断力を割増した設計用せん断力が、安全性確保のための許容せん断力を超えないことを確かめた。
耐震計算ルート3において、全体崩壊形となる剛節架橋形式の建築物を対象とした場合、構造特性係数D ₀ は、建築物が崩壊機構を形成する際の応力を用いて算定した。
耐震計算ルート3において、脆性破壊する柱部材を有する建築物を対象として、当該柱部材の破壊が生じた時点において、当該階の構造特性係数D ₀ 並びに保有水平耐力を算定した。
耐震計算ルート3において、塔状比が4を超える建築物を対象として、基礎杭の圧縮方向及び引抜き方向の極限支持力を算定することによって、建築物が転倒しないことを確認した。
耐震計算ルート3において、崩壊メカニズム時にせん断破壊した柱部材の種別をFDとした。
はりの許容曲げモーメントは、 at (引張鉄筋の断面積) $\times f_t$ (鉄筋の許容引張応力度) $\times j$ (曲げ材の応力中心距離)により求める。
はりの主筋算定では、コンクリート全断面積に対する主筋全断面積の割合を、0.8%以上とする。
温度応力及び収縮応力が生じる床スラブの配筋は、床スラブのコンクリート全断面積に対する鉄筋全断面積の割合を、0.3%とした。
床スラブのひび割れを制御するため、鉄筋全断面積のコンクリート全断面積に対する割合を0.4%以上とした。
圧縮力を受ける柱は、断面で圧縮を受け持つので、鉄筋の圧縮応力が、コンクリートのクリープによって徐々に増加する。
水平力を受ける柱は、軸圧縮力が大きくなると変形能力が小さくなり、脆性破壊の危険性が高くなる。
鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さとは、鉄筋表面とこれを覆うコンクリート表面までの最短距離のことである。
床スラブの設計は、鉛直荷重に対する強度を確保するとともに、過大なたわみ・ひび割れや振動障害が生じないことを確認する。
コンクリートは、引張力に弱く圧縮力に強いが、大きな軸圧縮力を受ける柱ほど地震時の粘り強さが減少する。
柱の長期許容せん断力の算定は、せん断ひび割れの発生を許容せず、帯筋や軸圧縮応力度の効果は無視する。
はりに設ける設備用の円形の貫通孔の径は、はりせいの1/3以下とする。
耐震壁の開口周囲の補強筋には、その耐震壁の壁筋と同径のD13の異形鉄筋を使用した。
壁の厚さが20cmの耐力壁の壁筋は、複筋配置とした。
普通コンクリートを用いた厚さ15cmの床スラブの正負最大曲げモーメントを受ける部分は、長辺方向の引張鉄筋として異形鉄筋D10を用い、間隔を30cm以下とした。
柱の靱性は、圧縮軸力が増大するほど低下する。
地震時に水平力を受ける柱の曲げひび割れは、柱頭及び柱脚に発生しやすい。
柱主筋の継手位置は、部材応力と作業性を考慮して、柱の内法高さの下から1/4の位置に設けた。
はりの鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度は、下端筋より上端筋のほうが小さい。
床スラブの長期たわみは、乾燥収縮、ひび割れ及びクリープの影響により増大する。
極太径の異形鉄筋を主筋に使用する場合、鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度は、かぶり厚さと鉄筋径の比に応じて低減した。
片持ちスラブで、出の長さが1.5mの固定端の厚さは、片持ちの出の長さの1/8とした。
座屈の検討を省略する場合、柱の最小径は、構造耐力上主要な支点間距離の1/15以上とする。
変形能力のある建築物とするために、部材がせん断破壊する前に曲げ降伏するように設計した。
柱の帯筋の端部は、帯筋の両端を溶接することにより、帯筋端部にフックを設けない設計とした。
変形性能を高めるために、耐力壁の破壊形式を、壁が破壊する前に基礎が浮き上がる基礎浮き上がり型とする。
変形能力のある建築物とするために、柱・はり接合部に脆性的な破壊が生じないことを確認した。
壁板の厚さは120mm以上、かつ、壁板の内法高さの1/30以上とする。
外柱の柱はり接合部は、靱性を確保するため、はりの下端筋は、上向きに定着させ、はりの上端筋及び下端筋の柱はり接合部内における水平定着長さを十分にとる。
壁板の厚さが200mm以上ある場合は、壁筋を複筋配置とする。
平面形状がL形の構造計画は、二つの矩形の部分に分割し、その接合部に伸縮継目を設けた。
柱とはりで囲まれた1枚の壁の面積は、25㎡以下とし、かつ、その辺長比(壁の長さ/壁の高さ)は、1.5以下となるように計画した。
スラブ内に設備配管を設置する場合は、スラブの上端筋と下端筋の間に納める。
コンクリートの耐久設計基準強度F _{cd} は、構造物の設計時に定めた耐久性を確保するために必要な強度であり、「計画供用期間の級」に応じて定められている。
普通コンクリートを使用する柱の小径は、所定の構造計算を行わない場合、その構造耐力上主要な支点間距離の1/15以上とする。

階高8mの正方形断面柱の辺の長さを、階高の1/12とした。
柱及び梁の靱性を確保するために、部材がせん断破壊する以前に曲げ降伏するように設計した。
鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さは、鉄筋の耐火被覆、コンクリートの中性化速度、主筋の応力伝達機構等を考慮して決定した。
はりの圧縮鉄筋は、「クープによるたわみの抑制」及び「地震に対する靱性の確保」に効果がある。
小梁付き床スラブは、小梁の過大なたわみ及び大梁に沿った床スラブの過大なひび割れを防止するため、小梁に十分な曲げ剛性を確保した。
柱の脆性破壊を防止するため、帯筋に高強度鉄筋を用いた。
せん断補強筋比は、「1組の合計断面積」を「幅距離×せん断補強間隔」で除することで求めて、そのせん断補強筋比は0.2%以上が必要である。
地震時に曲げモーメントが特に増大する柱の設計において、短期軸方向力(圧縮)を柱のコンクリート全断面積で除いた値は、コンクリートの設計基準強度以下の1/3以下とすることが望ましい。
外周部の柱梁接合部において、梁外端部の下端筋は向上向きに折り曲げて定着し、梁主筋の水平投影長さは柱せいの0.75倍以上として、梁主筋の定着性能を確保した。
剛筋架構の柱梁接合部内に通し配筋する大梁において、地震時に曲げヒンジを想定する梁部材の主筋強度が高い場合、梁主筋の定着性能を確保するために、柱せいを大きくした。
柱に対して梁が偏心して取り付け場合、偏心によるねじりモーメントを考慮して柱梁接合部の設計を行った。
腰壁が取り付けにより、柱が短柱となるのを防止するため、柱と腰壁の取り付け部に、十分なクリアランスを有する完全スリットを設けた。
SD345の鉄筋の一般定着の長さは、コンクリートの設計基準強度を 24N/mm^2 から 36N/mm^2 に変更したので短くした。
地震時に大きな変動軸力が作用する外柱の曲げ耐力及び靱性性能は、変動軸力が少ない同断面・同一配筋の内柱より、靱性性能が低くなる。
鉄筋コンクリートの単位体積重量の算出において、コンクリートの単位体積重量に鉄筋による重量増分として 1kn/m^3 を加えた。
他の層と比べて靱性・強度が低い層は、大地震時に大きな変形が集中するおそれがあるので、当該層の柱には十分な強度及び靱性を確保する必要がある。
地震力作用時における層間変形の算定時において、耐力壁脚部における地盤の鉛直方向の変形が大きい場合、耐力壁脚部に鉛直パネを設けた検討を行った。
一次設計の応力算定において、スラブ付き梁部材の曲げ剛性として、スラブの協力幅を考慮したT形断面部材の値を用いた。
重ね継手の長さは、所定の数値以上となるようにする。
床を支持する小梁には、過大なたわみを防止するために、十分な曲げ剛性を確保した。
帯筋の拘束度合いが大きい場合、柱部材の軸方向の圧縮耐力は大きくなり、最大耐力以降の耐力低下の度合いは緩やかになる。
柱部材に作用する軸方向の圧縮力が大きいほど、せん断耐力は大きくなり、靱性性能は低下する。
柱部材の引張鉄筋が多いほど、曲げ耐力は大きくなるが、靱性性能は向上しない(引張鉄筋が多すぎると付着割裂破壊が生じる可能性も高まる)。
柱、梁は $F_A \sim F_D$ があり、 F_A が最も靱性性能が高い。 F_A は、 γ_u/F_c を0.15以下として設計する(0.2以上は危険側になる)。
壁式構造以外の構造の耐力壁部材の種類をWAとするために、コンクリート設計基準強度 F_c に対するメカニズム時の平均せん断応力 γ_u の割合が、0.2以下となるように設計した。
600mm角の柱に、D25の主筋を8本配筋した。
600mm角の柱(主筋はD25)に、D13の帯筋を100mm間隔で配筋した。
厚さが120mmの耐力壁に、300mm間隔以下でD10の鉄筋をシングル配筋とする。
床版のスラブ筋の間隔は、長辺方向が300mm間隔で良いが、短辺方法は200mm間隔とする。
柱及び梁の剛性の算出において、ヤング係数はコンクリートの値を採用する。
柱に定着する梁の引張り鉄筋の定着長さにおいて、SD295Aの鉄筋を同一径のSD390の鉄筋に変更したので、定着長さを長くした。
柱の曲げ剛性を大きくするために、引張強度の大きい主筋を用いても、曲げ剛性には影響しない。
許容応力度計算において、開口部を設けた耐力壁について、靱性及び耐力の低減を考慮して構造計算を行った。
保有水平耐力計算において、梁の曲げ強度を算定する際に、主筋にJISに適合するS D345を用いたので、材料強度を基準強度の1.1倍とした。
保有水平耐力に対する耐力壁の水平耐力の和の比率が0.5から0.8となったので、強度型の建物となり、 D_s の数値を大きくする。
大きな軸圧縮力を受ける柱のほうが、靱性は低下する。
梁の地震時応力は材端部で大きくなるので、貫通孔を設ける場合、材端より材中央に設けるほうが、梁の靱性の低下は少ない。
曲げ降伏する梁は、両端が曲げ降伏する場合におけるせん断力に対する梁のせん断強度の比(せん断余裕度)が大きいほうが、曲げ降伏後のせん断破壊が生じにくいので、靱性は高い。
耐力壁周囲の柱及び梁は耐力壁を拘束する効果があるので、周囲に柱及び梁を設けたほうが、耐力壁の靱性は増大する。
柱が座屈しないことを確認しなかったため、柱の小径を、構造耐力上主要な支点間の距離の1/10とした。
建築物の使用上の支障が起こらないことを確認しない場合、梁のせいりは、梁の有効長さの1/10を超えるものとする。
コンクリートの充填性や面外曲げに対する安定性等を考慮して、耐力壁の厚さを、壁板の内法高さの1/20である150mmとした。
耐力壁の厚さは、120mm以上、かつ階高の1/30以上とする。
建築物の使用上の支障が起こらないことを確認しなかったため、片持ち以外の床版の厚さを、床版の短辺方向の有効張り間長さの1/25である200mmとした。
一辺が4mの正方形床スラブの厚さを、スパンの1/25とした。
長さ1.5mのはね出しスラブの厚さを、はね出し長さの1/8とした。
柱梁接合部内、帯筋比が0.3%以上となるように帯筋を配筋した。
建築物の使用上の支障が起こらないことを確認しなかったため、厚さ250の床版の短辺方向及び長辺方向に、上端筋及び下端筋としてそれぞれD13のスラブ筋を300mm間隔で床版全面に配筋した。
柱及び梁の許容曲げモーメントの算出において、コンクリートのほか、主筋も圧縮力を負担するものとした。
柱及び梁の許容せん断力の算出において、主筋はせん断力を負担しないものとした。
柱の主筋の座屈を抑制するため、帯筋の間隔は、所定の数値以下となるようにする。
耐力壁のひび割れの進展を抑制するため、壁筋の間隔は、所定の数値以下となるようにする。
柱の許容曲げモーメントの算出において、圧縮側及び引張側の鉄筋並びに圧縮側のコンクリートは考慮し、引張側のコンクリートについては無視して計算を行った。
開口を有する耐力壁の許容応力度計算において、開口による靱性及び耐力の低減を考慮して構造計算を行った。
梁の許容曲げモーメントは、「圧縮縁がコンクリートの許容圧縮応力度に達したとき」及び「引張鉄筋が許容引張応力度に達したとき」で算定の小さい方の値とする。
平面形状が細長い建築物において、短辺方向の両妻面のみに耐力壁が配置されていたので、剛床仮定に基づいた解析に加えて、床の変形を考慮した解析も行った。
大梁主筋の柱への必要定着長さは、大梁主筋の強度が高いほど長くなる。
大梁主筋の柱への必要定着長さは、柱のコンクリート強度が高いほど短くなる。
鉄筋のかぶり厚さの最小値は、主筋の応力伝達のためだけではなく、鉄筋コンクリート部材の耐久性・耐火性を考慮して定められている。
柱の帯筋の端部は、135度フックを設ける代わりに、必要溶接長さを満たせば帯筋相互を片面溶接とすることができる。
鉄筋コンクリートラーメン構造の応力計算において、柱及び梁を線材に置換し、柱梁接合部の剛性を考慮した。
超高層建築物に異なる強度のコンクリートを使用するので、コンクリートの設計基準強度ごとに、異なる単位体積重量を用いて、建築物重量を計算した。
梁の許容曲げモーメントの算出において、コンクリートのほか、主筋も圧縮力を負担するものとした。
全体崩壊形の崩壊機構となったので、崩壊機構形成時の応力を用いて、部材種別及び構造特性係数 D_s 値の判定を行った。
保有水平耐力を増分解析により計算する際に、各階に作用する外力分布を、地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表わす係数 A_i に基づいて設定した。
大梁の曲げ終局強度を計算する際に、スラブ筋による強度の上昇を考慮した。
円形断面柱の曲げ終局強度を略算で求める際に、等断面積の正方形柱に置換する場合、全主筋本数は同じ数として算出する。
曲げ降伏する梁部材の靱性を高めるために、梁せいり及び引張側の鉄筋量を変えることなく、梁幅を大きくした。
柱部材の靱性を高めるために、コンクリートの圧縮強度に対する柱の軸方向応力の比が小さくなるように、柱の配置や断面形状を計画した。
梁部材のクープによるたわみを減らすためには、圧縮側の鉄筋量を増加させる。
曲げ降伏する柱部材の曲げ降伏後のせん断破壊を防止するために、曲げ強度に対するせん断強度の比を大きくした。
コンクリートのひび割れに伴う部材の剛性低下を考慮して、地震荷重時に構造耐力上主要な部分に生じる力を計算した。
梁部材における主筋のコンクリートに対する許容付着応力度として、下端筋では上端筋よりも大きい値を用いた。
柱部材の長期許容せん断力の計算において、帯筋や軸圧縮応力の効果はないものとした。
引張鉄筋比が約合い鉄筋比以下の場合、梁断面の許容曲げモーメントを、 $at \times ft \times i$ で計算できる。
両端ヒンジとなる梁部材の割増し係数は1.1であり、両端ヒンジとならない梁部材の割増し係数は1.2である。
あばら筋量を増やすと、梁のせん断強度を大きくする。
せん断応力度の比を大きくすると、曲げ降伏後のせん断破壊の危険性が高まることから、曲げ降伏する梁の靱性は低くなる。
強度がより高いコンクリートほど、せん断強度は、大きくなる。
側柱の帯筋量を増やすほど、曲げ降伏する両側柱付き耐力壁の靱性は高まる。
主筋間のあきが大きくなるほど、付着割裂強度は大きくなる。
主筋は、細径より、太径のほうが、隅角部に付着割裂破壊を生じやすい。
付着割裂破壊の安全性の検討は、帯筋、あばら筋、中子筋の効果も考慮して、付着割裂強度を算定してもよい。
柱の付着割裂破壊を防止するためには、柱の引張鉄筋比を小さくする。
部材端部にせん断ひび割れが生じる部材は、主筋の引張応力度を一定とみなす範囲を除いたうえで、設計用付着応力度を算定する。
柱の長期許容曲げモーメントの算定は、コンクリートの引張応力度の負担を期待せず、主筋と圧縮コンクリートを考慮して計算する。
引張鉄筋をSD345とSD390の長期許容曲げモーメントは、同じ値である。
柱及び梁の短期許容せん断力の算定では、主筋のせん断力を負担しないものとして計算する。
開口を設けた耐力壁では、壁縦筋や壁横筋の寄与分を考慮して、開口補強筋量を減らすことができる。
地震時に水平力を受けるラーメン架構の柱の曲げひび割れは、柱頭及び柱脚に発生しやすい。

柱の軸方向の圧縮耐力は、帯筋によるコンクリートの拘束の度合いが大きいほど大きくなり、最大耐力以降の耐力低下の度合いも緩やかになる。
柱は、同じ断面の場合、内法高さが小さいほど、せん断耐力が大きくなることから、塑性変形能力は小さくなる。
柱梁接合部のせん断耐力は、柱に取り付く梁の幅を大きくすると大きくなる。
梁主筋の柱への必要定着長さは、柱のコンクリートの設計基準強度が高いほど短くなる。
折曲げ定着筋の標準フックの必要余長は、折曲げ角度が小さいほど長くなる。
必要定着長さは、横補強筋で拘束されたコア内に定着する場合より、横補強筋で拘束されていない部分に定着する場合のほうが長くなる。
柱梁接合部内に通し配筋定着する梁は、地震時に梁端に曲げヒンジを想定する場合、梁主筋の引張強度が高いほど、柱せいは大きくなる。
開口を有する耐力壁は、許容せん断耐力だけでなく、せん断剛性についても、開口の大きさに応じた低減率を考慮して構造計算を行う。
両側スラブ付き梁部材の曲げ剛性は、スラブの協力幅を考慮したT形断面部材の値を用いる。
柱の断面算定において、コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 n は、コンクリートの設計基準強度が高くなるほど小さくなる。
純ラーメン 架橋の梁端部の断面算定は、水平荷重による設計用曲げモーメントとして、フェイスモーメント(柱面位置での曲げモーメント)を用いる。
引張鉄筋比を大きくすると脆性的な付着割裂破壊が生じやすくなるので、塑性変形能力は低下する。
梁の断面に生じる平均せん断応力度を小さくすると、曲げ降伏する梁の塑性変形能力は高くなる。
耐力壁の平均せん断応力度を小さくすると、せん断破壊が生じる可能性が減り、塑性変形能力は高くなる。
耐力壁の水平耐力の和の比率 β_u を小さくすると、靱性型の建物となり、構造特性係数 D_s は小さくできる。
耐力壁は、一般に、付着割裂破壊が発生しにくいことから、付着割裂破壊の検討を省略した。
柱のせん断圧縮破壊を防止するために、コンクリートの設計基準強度を高くすることにより、コンクリートの圧縮強度に対する柱の軸方向応力度の比を小さくした。
最小あばら筋比は、せん断ひび割れの発生に伴う急激な剛性の低下を防ぐために規定されている。
あばら筋の長期許容応力度は、SD295AからSD345に変更しても、大きくはならない。
主筋のコンクリートに対する許容付着応力度は、下端筋より上端筋のほうが小さい。
圧縮側の主筋は、長期荷重によるクリープたわみを抑制する効果がある。
外柱の柱梁接合部においては、一般に、靱性を確保するために、梁の下端筋は上向きに折り曲げて定着させる。
柱梁接合部の設計用せん断耐力は、取り付く梁が曲げ降伏する場合、曲げ降伏する梁の引張鉄筋量を増やすと大きくなる。
柱梁接合部の許容せん断耐力は、柱梁接合部の形状や有効幅及び柱せいや帯筋量は影響しない。
柱梁接合部の許容せん断耐力は、コンクリートの設計基準強度を高くすると大きくなる。

13. 鉄骨構造

せん断力のみを受ける高力ボルトは、繰返し応力の影響を考慮しなくてもよい。
せん断力と引張力とを同時に受ける高力ボルトは、接合面の圧縮力が減少するので、許容せん断応力度を低減する。
一つの継手に高力ボルト摩擦接合と溶接接合とを併用する場合、高力ボルトの締め付けを溶接に先立って行うことにより、両方の許容耐力を加算した。
一つの継手に高力ボルト摩擦接合と溶接とを併用する場合、高力ボルトの締め付けに先立って溶接を行う場合は、溶接だけの許容耐力とする。
高力ボルトの摩擦接合は、締め付け力の確保が重要なので、ボルト、ワッシャー、ナットをセットで用いた。
高力ボルトに導入された締め付け力は、繰返し応力による影響を受けにくいので、許容せん断力の低減はしなかった。
F10Tの高力ボルト摩擦接合において、同一径の場合、1面摩擦接合4本締めの許容耐力は、2面摩擦接合2本締めの場合と同じである。
高力ボルトM22を使用する場合、ボルトのピッチを55mm以上とし、孔径は24mm以下とする。
高力ボルト摩擦接合部の許容せん断応力度は、すべり係数を0.45として定められている。
高力ボルト摩擦接合部におけるボルトのすべり耐力は、接合面の状態の影響を受ける(すべり耐力=接合面の摩擦係数×ボルトの初期導入張力)。
高力ボルト摩擦接合部は、摩擦面の密着性がわるくなると、すべり耐力が著しく低下する。
高力ボルト摩擦接合部においては、すべり耐力以下の繰返し応力があれば、ボルト張力の低下や摩擦面の状態の変化を考慮する必要はない。
高力ボルトにせん断力と引張力が同時に作用する場合、作用する応力の方向が異なるので、高力ボルトの許容せん断応力度は低減する。
H形鋼のはりの現場接合部には、遅れ破壊が生じないF10Tの高力ボルトを用いる。
せん断力と引張力とを同時に受ける接合部に高力ボルトを使用する場合には、引張力の大きさに応じて、高力ボルトの軸断面に対する許容せん断応力度を低減する。
高力ボルトの最小縁端距離は、所定の構造計算を行わない場合、自動ガス切断線の場合よりも手動ガス切断線の場合のほうが大きい。
高力ボルト摩擦接合は、ボルト軸部の締め付けによる母材間の摩擦力によって応力を伝達する接合方法である。
水平力を受ける筋かいの接合部において高力ボルト摩擦接合を用いる場合、接合部の破断耐力の検討は、高力ボルト軸部のせん断力と母材の支圧力により、応力が伝達されることとした。
山形鋼を用いた筋かい材を材軸方向に配置された一列の高力ボルトによりガセットプレートに接合する場合、筋かい材の有効断面積は、高力ボルトの本数が多いほど、大きくすることができる。
保有耐力接合において、筋かいに山形鋼を用いた場合、筋かいの端部をガセットプレートに接合する一列の高力ボルトの本数を2本から4本に変更すると、筋かい材の軸部有効断面積が大きくなる。
山形鋼を引張力を負担する筋かいの接合部に高力ボルトを使用する場合、欠損部分を差し引いた有効断面として設計する。
筋かい材の有効断面積は、高力ボルトの本数が多いほど無効断面が小さくなるので、有効断面積が大きくなる。
高力ボルトM22を使用する場合、ボルトの相互間の中心距離を55mm以上とし、孔径は24mm以下とした。
高力ボルト摩擦接合において、肌すきが2mmとなったので、母材や添え板と同様の表面処理を施したファイラーを挿入した。
クレーン走行桁など振動・衝撃又は繰返し応力を受ける部材の接合部には、高力ボルト以外のボルトを使用してはならない。
高力ボルトの最小縁端距離は、所定の構造計算を行わない場合、手動ガス切断線の場合より自動ガス切断線の場合のほうが小さい値である。
せん断力と引張力とを同時に受ける高力ボルトの許容せん断応力度は、引張応力度の大きさに応じて低減する。
高力ボルト摩擦接合において、肌すきが1mm以内であれば、ファイラープレートを挿入せず、そのまま高力ボルトを締め付けてもよい。
高力ボルトの最小縁端距離は、一般に、「手動ガス切断線の場合」より「自動ガス切断線の場合」のほうが小さい値である。
高力ボルト接合となる梁の継手部分に、F10Tの代わりにF14T級の超高力ボルトを用いることで、ボルト本数を減らし、スライズプレートを小さくした。
高力ボルト摩擦接合の短期許容せん断応力度は、長期 0.6×1.5 倍=0.9倍であるので、高力ボルトの基準張力 T_0 の0.9倍とする。
すみ肉溶接の有効長さは、まわし溶接を含めた溶接の全長から、すみ肉のサイズの2倍を減じたものとする。
すみ肉溶接継目のどの断面に対する短期許容応力度は、接合される鋼材の溶接部の基準強度 F に対して、 $F/\sqrt{3}$ である。
すみ肉溶接のサイズは、母材の厚さが異なる場合、薄いほうの母材の厚さ以下とする。
すみ肉溶接部の有効断面積は、「溶接の有効長さ」×「有効のど厚」により求める。
突合せ溶接のど厚を母材の厚さより過度に盛り過ぎると、応力集中の原因となる。
板厚方向に大きな引張応力を受ける部位の溶接は、鋼種の選定、溶接方法、開先加工等に注意した。
箱形断面の柱の中間継手を現場溶接するに当たり、裏当て金を用いて、完全溶込み溶接とした。
冷間成形山形鋼管を使用した柱と大ばりの接合部は、外ダイアフラム形式とし、大ばりとの接合を完全溶込み溶接とした。
完全溶込み溶接におけるどの断面の許容応力度は、高度の品質が確保できる場合、母材と同一の値とすることができる。
組立て溶接は、本溶接と同等な品質が得られるように施工するとともに、開先内には組立て溶接を行わない。
現場における箱形断面の柱の継手の接合は、完全溶込み溶接とする。
SS材(一般構造用圧延鋼材)よりSM材(溶接構造用圧延鋼材)のほうが溶接性に優れている。
溶接により組立てた箱形断面の柱の許容曲げ応力度は、鋼材の許容引張応力度と同じである。
許容応力度等計算において、突合せ溶接及びすみ肉溶接におけるそれぞれの溶接継目のどの断面に対する許容せん断応力度は、等しい。
鋼材の溶接材料には、降伏点(又は0.2%耐力)及び引張強さが、それぞれ接合する母材の値以上となるものを用いる。
部分溶込み溶接のどの断面に対する許容せん断応力度は、完全溶込み(突合せ)溶接の場合と同じ値とした。
引張力を受ける箱形断面の上柱と下柱を工事現場で接合する場合、工場で取り付けた裏当て金を用いて、突合せ溶接とする。
溶接ひずみ及び残留応力が小さくなるように設計した。
開先のある溶接部の両端は、健全な溶接の全断面が確保できるようにエンドタブを用いた。
非破壊試験(放射線透過試験、超音波探傷試験、磁粉探傷試験、浸透探傷試験)で内部欠陥の検出には、放射線透過試験、超音波探傷試験が適している。
片面溶接による部分溶込み溶接は、継手ルート部に曲げ又は荷重の偏心によって生じる付加曲げによる引張応力が作用する箇所には使用してはならない。
予熱は、溶接による割れの防止を目的として、板厚が厚い場合や気温が低い場合に行われる。
被覆アーク溶接によるI形又はK形開先の部分溶込み溶接の場合、有効のど厚は、開先の深さ全部とすることはできない。
組立溶接は、ビードの長さが短くなるショートビードとしないようにする。
許容値を超える仕口部のずれや突合せ継手部のくい違いが生じた場合には、適切な補強を行えばよい。
通しダイアフラムと梁フランジの突合せ溶接部において、許容値を超える食い違いや仕口部のずれが生じた場合は、適切な補強を行えばよい。
溶接部に生じるおそれは、溶接における欠陥の中で極めて重大なものである。
溶接部にせん断力のみが作用するので、部分溶込み溶接とした。
バス間温度が規定値以下とならないように管理すれば、溶接施工時の低温割れを防止できる。
突合せ溶接部において、母材の種類に応じた適切な溶接材料を用いる場合、溶接部の許容応力度は母材と同じ値を採用することができる。
多数回の繰返し応力を受ける梁フランジ継手の基準破断強さは、高力ボルト摩擦接合部より完全溶込み(突合せ)溶接継手のほうが小さい。
はりに溶接組立てH形鋼を用いる場合、フランジとウェブの接合を、すみ肉溶接とした。
柱梁接合部のH形断面梁端部フランジの溶接接合において、変形性能の向上を期待して、梁ウェブ部にスカラップを設けないノンスカラップ工法を用いた。

梁の最大耐力は、梁のフランジ、ウェブとも完全溶込み溶接とした場合においても、鋼管フランジの面外変形の影響やスカラップによる断面欠損等を考慮して算定する。
箱形断面の柱にH形鋼のはりを剛接合する場合には、曲げ作用等が起こることから、はりのフランジ、ウェブとも部分溶込み溶接とすることができない。
箱形断面の柱にH形鋼の梁を剛接合するために、梁のフランジは突合せ溶接とし、ウェブは隅肉溶接とした。
溶接部の強度を低下させないために、バス間温度は、規定値より高くないよう管理する。
溶接継目の断面の長期応力に対する許容応力度は、異種鋼材の溶接の場合、接合される母材の許容応力度のうち、小さいほうの値とした。
溶接組立て箱形断面の柱を設計する場合、柱の許容曲げ応力度は、鋼材の許容引張応力度と同じ値とすることができる。
柱梁接合部における鋼製エンドタブの組立溶接は、直接母材に行わない。
完全溶込み溶接の始端部・終端部では、欠陥が発生しやすいので、エンドタブを用いる。
通しダイアフラムに溶接する梁フランジのエンドタブとして鋼製タブを使用した場合は、終局状態において塑性ヒンジを形成しない部位であれば、エンドタブを切断しなくてもよい。
柱・はり接合部に設ける通しダイアフラムと箱型断面柱との接合は、完全溶込み溶接とした。
突合せ継手において、梁フランジは、通しダイアフラムを構成する鋼板の厚みの内部で溶接しなければならない。
梁のフランジは突合せ溶接(完全溶込み溶接)とし、ウェブはすみ肉溶接とする。
強度の異なる鋼材を突合せ溶接する場合、溶接部の許容応力度は、強度の小さいほうの鋼材と同じ許容応力度とする。
溶接では、溶接部の強度を低下させないため、バス間温度が規定値より小さくなるように管理する。
溶接継目の断面に対する長期許容せん断応力度は、溶接継目の形式が「完全溶込み溶接の場合」と「隅肉溶接の場合」とで同じである。
組立溶接において、ショートボルトは、冷却時間が短いことから、塑性変形能力が低下する危険性や低温割れが生じる危険性が大きくなる。
H形鋼の柱及び梁の幅厚比の上限値は、フランジよりウェブのほうが大きい。
鋼材の幅厚比の上限値は、建築構造用圧延鋼材SN400Bより建築構造用圧延鋼材SN490Bのほうが小さい(厳しい)。
骨組の塑性変形能力を確保するために定められている柱及び梁の幅厚比の上限値は、基準強度F値が大きいほど小さくなる。
骨組の塑性変形能力を確保するために定められているH形鋼(炭素鋼)の梁の幅厚比の上限値は、フランジよりウェブのほうが大きい。
通しダイアフラム形式の柱と梁の仕口において、ダイアフラムと梁フランジとの突合せ溶接のくい違いを避けるために、ダイアフラムの板厚を梁フランジの板厚に比べて厚くした。
角形鋼管を柱とする柱梁仕口部の接合形式には、通しダイアフラム形式、内ダイアフラム形式及び外ダイアフラム形式がある。
柱に箱形断面材を用いる場合、剛接合の柱・はり接合部において局部破壊が生じないように、内ダイアフラムを設けた。
プレス成形角形鋼管の角部は、成形前の素材と比べて、強度及び変形性能が低くなる。
鉄筋コンクリートスラブとこれを支持するH形鋼をシアコネクターで接合することで梁と床スラブが一体となって曲げに抵抗する合成梁には、完全合成梁と不完全合成梁がある。
柱とはりの終局耐力の計算に当たって、日本工業規格(JIS)に定める鋼材を用いたため、材料強度として、その鋼材の材料強度の基準強度の1.1倍を採用した。
繰返し回数が 10^6 を超える部材は、高張力鋼の疲労に対する許容応力度を、SS400の疲労に対する許容応力度と同じ値とした。
曲げ剛性に余裕のあるラーメン構造の梁において、梁せいを小さくするために、SN400B材の代わりにSN490B材を用いた。
小ばりの設計において、たわみによって断面が決定されたので、SN490B材を用いる代わりに、SN400A材を用いた。
ラーメン構造のはりにおいて、曲げ剛性に余裕があるので、断面のせいを小さくするために、SN400B材を用いる代わりに、SN490B材を用いた。
ラーメン構造において、柱及び梁にSN400Bを用い、小梁にSN400Aを用いた。
SS400級の部材を用いた柱・はり接合部のはり仕口において、その最大曲げ強度は、はりの全塑性モーメントの1.3倍以上となるように設計した。
H形断面の梁の変形能力の確保において、梁の長さ及び部材断面が同じであれば、等間隔に設置した横補剛の必要箇所数は、SM490の場合の箇所数のほうが、SS400の場合の箇所数以上となる。
剛筋架構において、SN400材を用いる代わりに同一断面のSN490材を用いても、弾性変形を小さくする効果はない。
柱・梁に使用する材料をSN400BからSN490Bに変更したので、幅厚比の制限値を小さくした。
柱梁仕口部の保有耐力接合において、SN490Bを用いる場合、仕口部の最大曲げ強度は、梁の全塑性モーメントの1.2倍以上となるように設計した。
板厚方向に大きな引張力を受ける部材に使用するSN材はSN400C、又はSN490Cを使用する。
SN材の材料強度については、基準強度Fに基づいて、圧縮、引張り及び曲げに対してはFとし、せん断に対しては $F/\sqrt{3}$ とした。
SS400材は、降伏比の下限値の規定はあるが、上限値の規定がない。(SN400B材は上限値の規定があり塑性変形能力が優れている)
柱・梁の材料をSN400BからSN490Bに変更し強度を強くしたので、幅厚比の制限値が厳しくなるように小さくする。
SN490材のC種は、B種に比べて板厚方向に作用する引張力に対する性能が高いので、角形鋼管柱の通しダイアフラム等のような板厚方向に大きな引張力を受ける部位への使用が有効である。
鋼板は圧延するほど厚みが薄くなり強度が上昇するので、板厚40mm超え100mm以下より、圧延回数の多い40mm以下のほうが強度が高い。
鋼材の許容圧縮応力度は、材端の支持条件により、異なる値となる。
柱に用いる鋼材の幅厚比の制限値は、はりに用いる場合と異なる。
部材断面を構成する板要素の幅厚比を大きくすると、局部座屈が生じやすくなる。
組立て箱形断面の部材の許容曲げ応力度は、鋼材の許容引張応力度とする。
組立圧縮材の充度でない軸(強軸)の座屈耐力は、組立圧縮材がそれぞれで座屈することもあることから、全断面が一体になって働く単一圧縮材より小さい。
両端が拘束されている部材は、温度変化によって生じる圧縮応力や引張応力についても考慮した。
鋼材の許容支圧応力度は、許容引張応力度に比べて大きい。
鋼材の疲労強度は、応力集中、切欠き等に著しく影響される。
降伏比が大きい部材は、塑性変形能力が得られにくい。
骨組の靱性を高めるため、塑性化が予想される部位に降伏比の小さい材料を採用した。
圧縮材の許容圧縮応力度は、その材の有効細長比が大きくなるほど小さくなる。
繰返し応力を受ける部材の疲労の検討において、基準疲労強さを、繰返し数が 2×10^6 回に達すると疲労破壊する応力範囲とみなした。
塑性化が予想される部位は、降伏比の小さい鋼材を使用することにより、骨組の変形能力を高めることができる。
圧縮材の許容圧縮応力度は、鋼材及び部材の座屈長さが同じ場合、座屈軸回りの断面二次半径が小さいほど小さくなる。
両端がピン接合のH形断面圧縮材の許容応力度を、弱軸回りの断面二次半径を用いて計算した。
弱軸まわりに曲げを受けるH形鋼の許容曲げ応力度は、幅厚比の制限に従う場合、許容引張応力度と同じ値とすることができる。
箱形断面柱の許容曲げ応力度は、鋼材の許容引張応力度と同じである。
骨組の塑性変形能力を確保するために定められている柱及び梁の幅厚比の上限値は、基準強度Fが大きいほど、厳しくなり小さくなる。
床面の水平せん断力を伝達するために小梁と水平ブレースによりトラス構造を形成する場合、小梁は、軸力を受ける部材として検討する必要がある。
柱の限界細長比は、基準強度Fが大きいほど小さくなる。
工場や体育館等の軽量な建築物の柱継手・柱脚の断面算定は、暴風時の応力の組合せとして、積載荷重を除外した場合についても検討する。
耐火設計は、建築物の火災区画内の固定可燃物量と積載可燃物量を算出し、両者を加算した可燃物量を火災荷重として設計する。
天井走行クレーンを有する建築物を設計する場合、クレーンに加わる地震力の算定において、クレーンの重量は、特別な場合を除き、吊り荷の重量を無視して算定することができる。
地震時に主架構を無損傷とする目的では、柱梁部材には建築構造用圧延鋼材SN490に比べて、基準強度Fが1.35倍と大きい建築構造用高性能鋼材SA440を用いる。
地震エネルギーを効率的に吸収させるには、鋼材ダンパーには建築構造用圧延鋼材SN400と比べて、伸び能力の優れた建築構造用低降伏点鋼材LY225を用いる。
制振効果を高めるためには、鋼材ダンパーの主架構への取付け部の剛性と強度を高くする。
せん断パネルタイプの鋼材ダンパーは、地震等による繰返し変形下の疲労に対して累積損傷度による検討を行う。
有効細長比 λ が小さい筋かい($\lambda = 20$ 程度)は、有効細長比 λ が中程度の筋かい($\lambda = 80$ 程度)に比べて変形性能が高い。
偏心K形筋かい付き骨組は、適切に設計することにより、剛節骨組と類似のエネルギー吸収能力の高い骨組とすることができる。
H形断面梁の変形能力の確保において、梁の長さ、断面の形状・寸法が同じであれば、等間隔に設置する横補剛の必要箇所数は、梁材が「SN490材の場合」より「SS400材の場合」のほうが少ない。
梁に均等間隔で横補剛を設ける場合、梁の鋼種がSN400BよりSN490Bのほうが横補剛の必要箇所は多くなる。
梁に使用する材料をSN400BからSN490Bに変更したので、鋼材の強度が大きくなることから、幅厚比の制限値を厳しくなるように小さくする。
ラーメン架構の柱及び梁に、SN400材からSN490材に変更しても、ヤング係数が変わらないので、弾性変形は変わらない。
ラーメンと筋かいを併用する混合構造で、筋かいの水平分担率が5/7以下の場合、筋かいの地震時応力の割増しをする。
ラーメン架構の靱性を高めるために、降伏比の小さい鋼材を用いることは有効である。
ラーメン構造において、靱性を高めるために、塑性化が予想される柱又ははりは、断面の幅厚比の小さい部材を用いる。
剛接合の柱はり接合部のパネルゾーンは、接続する柱及びはりからの曲げモーメントとせん断力とを等価なせん断力に置換して設計した。
円形鋼管の許容曲げ応力度は、径厚比の制限に従う場合、許容引張応力度と同じ値とすることができる。
柱・梁に使用する材料としてJISに適合する炭素鋼の構造用鋼材を用いたため、終局耐力算定用の材料強度は、その鋼材の基準強度の1.1倍の数値とした。
一つの建築物において、張り間方向及びけた行方向のそれぞれに異なる耐震計算ルートを用いて耐震計算を行った。
柱にH形断面材を用いる場合、強軸方向をラーメン構造、弱軸方向をブレース構造とすることが多い。
高さ15mの鉄骨造の建築物を耐震計算ルート2で設計する場合、筋かいの水平分担率が100%とする、地震時の応力を1.5倍以上として設計する。
柱部材を構成する板要素の幅厚比を大きくすると、局部座屈が生じやすくなり、塑性変形能力が小さくなる。
剛筋架構の靱性を高めるため、塑性化が想定される部位に降伏比の小さい材料を採用した。
冷間成形角形鋼管(STKR材、BCR材、BCP材)は、各接合部の柱の全塑性モーメントの和が、梁の全塑性モーメントの和の1.5倍以上で設計する。
「耐震計算ルート1」の計算において、筋かい材がある場合は、筋かい端部及び接合部が破断しないことを確かめる必要がある。
「耐震計算ルート1」により設計した剛筋架構の柱材に、厚さ6mm以上の一般構造用角形鋼管(STKR材)を用いた場合、柱の設計において地震時応力を割り増す必要がある。
「耐震計算ルート1」を適用する場合、地震力の算定においては、標準せん断力係数 C_0 を0.3以上とした。

「耐震計算ルート1」において、BCP、柱材に対し、地震力による柱応力の割増しを行い、許容応力度計算を行った。
「耐震計算ルート1-1」において、建築構造用冷間ロール成形形鋼管(BCR)は、標準せん断力係数C0を0.3以上として地震力の算定を行う。
「耐震計算ルート1-2」において、標準せん断力係数C0を0.3として地震力の算定を行い、柱に生じる力を割増したので、層間変形角及び剛性率の検討を省略した。
「耐震計算ルート1-2」の計算において、冷間成形形鋼管を柱に用いたので、柱梁接合形式及び鋼管の種類に応じ、応力を割増して柱の設計を行った。
「耐震計算ルート1-2」では、偏心率が0.15以下であることを確認する。
「耐震計算ルート2」で設計を行ったが、偏心率を満足することができなかったためルートを変更し、保有水平耐力及び必要保有水平耐力を算定して耐力の確認を行った。
「耐震計算ルート2」で、筋かいの水平力分担率が5/7以下の場合、筋かいの地震時応力を割増しとする。
「耐震計算ルート2」において、1階の柱脚部は、STKR柱材に対し、地震時応力を割増して、許容応力度計算を行った。
「耐震計算ルート2」の計算は、水平力を負担する筋かいの水平力分担率に応じて、地震時の応力を割増して許容応力度計算をする。
「耐震計算ルート2」において、最上階の柱頭部及び1階の柱脚部を除く全ての接合部については、柱の曲げ耐力の和が、柱に取り付く梁の曲げ耐力の和の1.5倍以上となるように設計した。
「耐震計算ルート3」の計算においては、層間変形角の確認を行う必要がある。
「耐震計算ルート3」では、筋かいの有効細長比や柱及び梁の幅厚比等を考慮して構造特性係数D _s を算出する。
「耐震計算ルート3」において、局部崩壊メカニズムとなったので、柱の耐力を低減して算定した保有水平耐力が、必要保有水平耐力以上であることを確認した。
埋込形式柱脚において、鉄骨柱の応力は、コンクリートに埋め込まれた部分の上部と下部の支圧により、基礎に伝達する設計とした。
埋込形式柱脚の鉄骨柱の剛性は、基礎コンクリート上端から柱の断面せいの1.5倍下がった位置で固定されたものとして算定する。
埋込型の柱脚の基礎コンクリートへの埋込深さは、所定の構造計算を行わない場合、柱幅の2倍以上とする。
露出形式柱脚において、ベースプレートの変形を抑えるために、ベースプレートの厚さをアンカーボルトの径の1.3倍とした。
露出形式柱脚の「伸び能力のあるアンカーボルト」は、「建築構造用転造ねじアンカーボルト」等があり、軸部の全断面が十分に塑性変形するまでねじ部が破断しない性能がある。
根巻形式柱脚の曲げモーメントは、頂部が最大となり、ベースプレートに向かって小さくなるので、根巻鉄筋コンクリートより上部の鉄骨柱のせん断力よりも、根巻鉄筋コンクリート部のせん断力のほうが大きい。
柱脚の形式に根巻型を用いる場合、根巻き高さを柱幅(柱の見付け幅のうち大きいほう)の2.5倍とし、根巻き頂部のせん断補強筋を密に配置した。
柱脚の形式を露出型とする場合、柱脚に生じる軸力及びせん断力に加えて、曲げモーメントも考慮して、アンカーボルト、ベースプレート及び基礎コンクリート部分の設計をした。
軸方向力と曲げモーメントが作用する露出型柱脚の設計において、ベースプレートの大きさを断面寸法とする鉄筋コンクリート柱と仮定して、引張側アンカーボルトを鉄筋とみなして許容応力度設計を行った。
柱脚の形式を埋込型とする場合、柱脚に作用する応力は、基礎コンクリートに埋込んだ柱の上部と下部との支圧により伝達する。
柱脚の形式を根巻型とする場合、根巻きの上端部に大きな力が集中して作用するので、この部分の帯筋の数を増やした。
柱脚の設計において、伸び能力のあるアンカーボルトを使用したので、保有耐力接合の条件を満足させた。
露出形式柱脚において、許容応力度計算を行わなかったため、アンカーボルト孔の径を、アンカーボルトの径に5mmを加えた大きさとした。
露出形式柱脚において、アンカーボルトの基礎に対する定着長さは、アンカーボルトの径の20倍とする。
露出形式柱脚において、柱の最下端の断面積に対するアンカーボルトの全断面積の割合を20%以上とした。
露出型柱脚の降伏せん断耐力は、「ベースプレート下面とコンクリートとの間に生じる摩擦耐力」と「アンカーボルトの降伏せん断耐力」のどちらか大きい方の値とする。
露出型柱脚とする場合、柱脚の形状により固定度を評価し、反曲点高比を定めて柱脚の曲げモーメントを求め、アンカーボルト及びベースプレートを設計した。
引張力が作用する露出型柱脚のアンカーボルトを、引張力とせん断力の組合せを考慮して設計した。
ベースプレート及びアンカーボルトからなる露出柱脚は、軸方向力及びせん断力とともに、回転量の拘束に伴う曲げモーメントに対しても設計した。
H形断面のはりの許容曲げ応力度は、鋼種・断面寸法・曲げモーメントの分布・圧縮フランジの支点間距離が決まれば算定することができる。
H型断面の梁において、横座屈を生じないようにするために、この梁に直交する小梁の本数を増やした。
H形断面の梁に設ける横補剛材は、強度だけでなく十分な剛性を有している必要がある。
H形断面のはりの設計において、フランジの局部座屈を生じにくくするため、フランジの幅厚比を小さくした。
H形鋼の柱において、フランジ厚を薄くし、フランジ幅を広げると、局部座屈を生じやすくなる。
H形鋼の梁の横座屈を抑制するための方法として、圧縮側のフランジの横変位を拘束できるように横補剛材を取付ける。
H形鋼の梁の横座屈を抑制するため、梁の弱軸まわりの細長比を小さくした。
はりフランジと柱の水平スチフナーに心ずれを生じた場合、接合部の耐力は、心ずれない場合よりも低下する。
はりの端部が塑性状態に達するまで、はりに横座屈を生じないように横補剛材を入れた。
はりの継手は、曲げモーメントをフランジ継手が負担し、せん断力をウェブ継手が負担する。
せいの高いH形断面を有するはりでは、ウェブのせん断座屈を防ぐために、横補剛材ではなく、中間スチフナーを設ける。
小ばりとはりとの接合部は、小ばりを単純ばりとして取り扱う場合、小ばりからのせん断力に対して設計した。
H形鋼のはりと鉄筋コンクリートスラブとの間に生じるせん断力を伝達させるため、シャココネクターをはりに溶接し、合成ばり構造とした。
「角形鋼管の柱」と「H形鋼のはり」とを用いた柱はり接合部の場合、はりウェブ接合部の曲げ耐力を、はりウェブが取り付けられる柱フランジの面外変形の影響を考慮して算定した。
構造特性係数D _s を算出するための部材種別がFA材であるH形鋼(炭素鋼)の梁について、幅厚比の規定値は、フランジよりウェブのほうが大きい。
骨組の塑性変形能力を確保するために定められているH形鋼(炭素鋼)の梁の幅厚比の上限値は、フランジよりウェブのほうが大きい。
大梁にH形断面材を用いる場合、梁端部のフランジに水平ハンチを設けることにより、梁端接合部に作用する応力度を減らすことができる。
高張力鋼を使用して梁を設計する場合、長期の設計応力から断面を決定する際に、鉛直たわみが大きくなるようにした。
鉄骨梁のせいがスパンの1/15以下の場合、建築物の使用上の支障が起こらないことを確かめるためには、固定荷重及び積載荷重によるたわみの最大値が所定の数値以下であることを確認すればよい。
H形断面梁の設計において、フランジの局部座屈を生じにくくするため、フランジの幅厚比を小さくした。
桁行方向の梁は、崩壊メカニズム時に弾性状態に留まることを確かめたので、部材種別FBの梁を採用した。
張り間方向の梁は、横座屈を抑制するために、全長にわたって均等間隔で横補剛を行った。
梁の横座屈を防止する横補剛には、「梁全長にわたって均等間隔で横補剛する方法」、「主として梁端部に近い部分を横補剛する方法」等がある。
横補剛の全長にわたって均等間隔に設けることができない場合は、梁の端部に近い部分を主として横補剛する方法を採用する。
横補剛材は多いほど横座屈が生じにくいので、強度が高くなっても、横補剛の数は増加した方がよい。
横補剛材は横座屈しないように設けることであり強度の高い方が必要箇所数が多くなり、強度の低いS400Bから強度の高いS490Bへ変更しても横補剛の数を減らすことができない。
圧縮材の中間支点の横補剛材は、許容応力度設計による場合、圧縮材に作用する圧縮力の2%以上の集中力が加わるものとして設計する。
圧縮材の許容圧縮応力度は、座屈軸回りの断面二次半径が小さいほど、有効細長比が大きくなるので小さくなる。
H形断面のはりの許容曲げ応力度は、断面寸法、鋼種、曲げモーメント分布、圧縮フランジの支点間距離などにより算定する。
はりのたわみは、スパン(支点間の距離)の1/300以下とする。
小ばりのたわみは、降伏強度の大きい材料に変更してもヤング係数が変わらないので、同じ断面ならたわみは変わらない。
床面の水平せん断力を伝達するために、小梁と水平ブレースによりトラス構造を形成する場合、小梁は軸方向力も受ける部材として検討する必要がある。
柱梁接合部のH形断面梁端部フランジの溶接接合において、変形性能の向上を期待して、梁のウェブにスカラップを設けないノンスカラップ工法を用いた。
柱の継手部分において、断面内に引張応力が生じていなかったため、柱の端面を削り上げとし、密着する構造として、その部分の圧縮力及び曲げモーメントの1/4を接触面から伝えるものとした。
圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける柱の断面は、「平均圧縮応力度σ _c を許容圧縮応力度f _c で除した値」と「圧縮側曲げ応力度σ _o hを許容曲げ応力度f _t で除した値」との和が1以下であることを確かめる。
横移動が拘束された両端ピン接合の柱材では、節点間距離を柱材の座屈長とする。
横移動が拘束されているラーメン架構において、柱材の座屈長さを節点間距離と等しくした。
横移動が拘束されていない剛節架構において、柱材の座屈長さは、梁の剛性を高めても節点間距離より小さくすることはできない。
柱及び梁の種別をFAとするための幅厚比の上限値は、基準強度Fが大きいほど小さくなる。
圧縮力を負担する構造耐力上主要な柱の有効細長比は、200以下とする。
角形鋼管を用いて柱を設計する場合、横座屈を生じるおそれがないので、許容曲げ応力度を許容引張応力度と同じ値とした。
柱の許容圧縮応力度の限界細長比は、基準強度F値が大きいほど小さくなる。
柱及びはりに用いる鋼材の降伏比が大きいほど、塑性化領域は縮小し、部材の変形性能が悪くなる。
柱の現場継手の位置は、継手に作用する応力をできるだけ小さくするために、階高の中央付近とした。
柱の継手は、現場溶接となり、継手位置は曲げ応力が小さくなる位置とする。
柱の継手部分で圧縮力が大きく断面内に引張応力が生ずるおそれのない場合、断面を密着するように加工して、その部分の圧縮力及び曲げモーメントのそれぞれの1/4を接触面において直接伝達するものとした。
床スラブが鉄筋コンクリート構造の建築物において、ラーメンの両方向に筋かいを設けて節点の水平移動を拘束したので、柱材の座屈長さを階高とした。
剛床の成り立つ建築物において、ラーメン構造の両方向に筋かいが組み込まれている場合には、柱材の座屈長さを階高とした。
柱継手の位置は、柱継手に作用する応力を小さくするために、階の中央付近とすることが望ましい。
柱の継手部分を許容応力度設計する場合、継手に作用する存在応力を十分に伝えられるものとし、部材の許容耐力の50%を超える耐力を確保した。
暴風時又は地震時に対する柱継手及び柱脚の応力算定において、積載荷重を除外した応力の組合せについても検討した。
ラーメン構造の柱材の座屈長さは、節点の水平移動が拘束されている場合、その柱材の節点間距離以下とする。
ラーメン構造の柱材の座屈長さは、節点の水平移動が拘束されていない場合、その柱材の節点間距離より短くならない。
節点の水平移動が拘束されていないラーメン構造の柱材の座屈長さは、その柱材の節点間距離よりも長くなる。
正方形断面を有する角形鋼管を用いて柱を設計する場合、横座屈を生じるおそれがないので、許容曲げ応力度を許容引張応力度と同じ値とした。
冷間成形角形鋼管柱に筋かいを取り付ける場合は、鋼管に局所的な変形が生じないように補強を行う。
引張力を負担する筋かい材は、その降伏強度を、接合部の破断強度より小さくする(接合部が先に破断すると筋かい材の強度が得られない)。
山形鋼を用いた引張筋かいを、ガセットプレートの片側のみ接合するに当たり、山形鋼の有効断面積から突出脚の1/2の断面積を減じて算定した。

設計上必要な断面に比べて大きい断面の筋かい材を用いたので、実際の筋かい材の断面に対して必要となる端部・接合部の破断耐力を算定した。
高さ方向に連続する筋かいを有する剛筋架構において、基礎の浮き上がりも考慮して保有水平耐力を算定した。
山形鋼を用いた筋かいの有効断面積の計算は、筋かいの断面積からファスナー孔による欠損部分及び突出脚の無効部分の断面積を差し引いて求める。
座屈拘束ブレースは、軸力材(芯材)の外側を座屈拘束材で囲むことにより軸力材の座屈による強度低下が防止されており、塑性変形能力に優れた筋かいである。
地震時の水平力を負担する筋かい材の接合部の破断耐力が、筋かい軸部の降伏耐力より十分に大きくなるようにした。
引張力を負担する筋かい材は、地震時の崩壊を防止するため、筋かいの接合部の破断耐力を、筋かいの軸部の降伏耐力より、1.2倍以上大きくする。
細長比の大きい部材を筋かいに用いる場合、筋かいには引張力に対してのみ有効な引張筋かいとして設計する。
筋かい材とガセットプレートとの取合部をすみ肉溶接として、筋かいの軸方向力をせん断力により伝達させた。
けた行方向に設ける筋かい材は、引張力に対して設計した。
筋かい接合部を保有耐力接合部とするために、筋かい接合部の破断耐力は、筋かいの軸部の降伏耐力の1.2倍以上とする。
引張力を負担する筋かい材の設計において、筋かい材が塑性変形することにより地震のエネルギーを吸収できるように、接合部の破断強度を軸部の降伏強度より十分に大きくした。
筋かいと角形鋼管柱との接合部において、筋かいの軸方向力による柱の鋼管壁(柱を構成する鋼板)の面外方向への変形を拘束するために、柱にダイヤフラムを設けた。
筋かいが柱に偏心して取り付く場合、偏心によって生じる応力の影響を考慮して柱を設計する。
圧縮力を負担する筋かいの耐力は、座屈耐力を考慮して設計する。
桁行方向はブレース構造なので、筋かいの水平力分担率が5/7より大きい場合、1.5倍に割増して許容応力度計算をする。
地震時のエネルギー吸収能力の高い筋かいとして、偏心K形筋かいを用いた。
地震力を受けないトラス部材の接合部の設計において、存在応力に対して安全であり、かつ、接合部の耐力が部材の許容耐力の1/2を上回るようにした。
トラスの弦材の座屈長さは、精算によらない場合、構面内座屈に対しては節点間距離とし、構面外座屈に対しては横方向に補剛された支点間距離とする。

14.SRC構造

開断面充腹形鉄骨を用いる場合、柱の帯筋比は0.1%以上とした。
はりの鉄骨にH形鋼を用いたので、あばら筋比を0.1%以上とした。
柱断面を被覆形鋼管コンクリートとしたので、帯筋比が0.2%以上となるように設計した。
柱の材軸方向における鋼材の全断面積は、コンクリートの全断面積の0.8%以上とした。
鉄筋コンクリート部分の許容せん断力は、せん断補強筋比が0.6%を超えたので、0.6%として算出した。
柱とはりとの接合部において、はりの主筋が柱の鉄骨ウェブに当たる場合は、鉄骨の溶接線に当たらないようにし、必要な断面性能が不足しないような位置に貫通孔を設ける。
柱・はり接合部において、柱の補助筋がはりの鉄骨フランジに当たる場合は、当たらないように手前で止める(貫通孔をあけて鉄筋を通してはならない)。
柱梁接合部における帯筋は、鉄骨梁ウェブを貫通させて配筋する。
柱材の鉄骨ウェブの形式は、靱性を確保するため、充腹形が最もよく、次に良いのがラチス形であり、格子形が最も良くない。
充腹形H形鋼はりのウェブ部分では、その両面が厚いコンクリートで押さえられているので、座屈が生じにくいと判断し、ウェブの幅厚比は特に検討しなかった。
部材に充腹形鉄骨を用いる場合、コンクリートのひび割れ発生時に、急激な剛性の低下が生じるとは言えない。
部材に充腹形鉄骨を用いた場合、非充腹形鉄骨を用いた場合に比べて耐震性能が向上する。
柱の短期荷重時のせん断力に対する検討では、鉄骨と鉄筋コンクリートの許容耐力が、それぞれ設計用せん断力を下回らないものとする。
大梁の終局せん断強度は、鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分のそれぞれについて計算した終局せん断強度の和とした。
部材の終局せん断耐力は、鉄骨と鉄筋コンクリートで、それぞれの曲げで決まる耐力と「せん断で決まる耐力」のいずれか小さいほうの耐力の和とする。
はりの許容せん断力は、鉄骨部分の許容せん断力と、鉄筋コンクリート部分の許容せん断力とをそれぞれ算定する。
鉄骨鉄筋コンクリート構造の構造特性係数DSは、鉄筋コンクリート構造の構造特性係数DSから0.05以内で減じた数値とすることができる。
柱の設計において、鉄筋コンクリート部分のコンクリートの許容圧縮応力度は、圧縮側鉄骨比に応じて低減させる。
柱のコンクリートの許容圧縮応力度は、鉄筋量が増えるとコンクリート充填度が低下するので、圧縮側鉄骨量の増加に応じて低減する。
埋込型柱脚の終局曲げ耐力は、柱の鉄骨の終局曲げ耐力と埋込部の終局曲げ耐力のうち小さいほうと、鉄筋コンクリート部分の終局曲げ耐力との累加で求める。
部材の曲げ耐力は、鉄骨部分及び鉄筋コンクリート部分のそれぞれの曲げ耐力の和として求めた。
柱の曲げ強度は、鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分のそれぞれの終局耐力の累加が最大となる一般化累加強度式により、算定することができる。
鉄骨に対するコンクリートのかぶり厚さは10cm以上とした。
梁鉄骨に対するコンクリートのかぶり厚さを、主筋やあばら筋の納まりを考慮して150mmとした。
鉄骨に対するコンクリートのかぶり厚さは、耐火性、耐久性等を確保するとともに、鉄骨と鉄筋の納まりやコンクリートの充填性に配慮して決定する。
純ラーメン構造の建築物においては、部材に十分な靱性をもたせる設計とし、構造特性係数DSを0.25とした。
柱の靱性を高めるため、柱の軸圧縮耐力に対する軸圧縮力の比が小さくなるように設計した。
柱脚部分は、鉄筋量が比較的多いので、鉄筋とベースプレートとの取合い等に注意して設計する。
応力及び変形の計算に用いる部材の剛性は、鋼材の影響が小さかったので、コンクリートの全断面について求めた。
鉄骨とコンクリートとの付着応力度の検討に当たっては、コンクリートの充填しにくい部分を除いた付着面積を用いた。
鋼管内部にコンクリートを充填する円形の鋼管コンクリート柱の設計は、鋼管の拘束(コンファインド)効果を考慮する。
施工時の応力を鉄骨部分に負担させる場合、風や地震等の不測の力に対して倒壊しないように考慮して設計する。
柱の長期許容せん断力は、鉄骨部分の長期許容せん断力を無視し、鉄筋コンクリート部分のみの長期許容せん断力とした。
柱の塑性変形能力は、軸方向力が小さく、全断面の曲げ耐力に対する鉄骨部分の負担の割合が大きいほど、向上する。
柱の設計において、座屈長さが断面せいりの12倍を超えたので、圧縮力とたわみにより付加される曲げモーメントによる影響を考慮して、柱の耐力の算定を行った。
はりのたわみを計算する場合において、鉄筋コンクリート部分と鉄骨部分とを一体として求めた曲げ剛性を用いた。
柱の設計で鉄筋コンクリート部分と鉄骨部分とを一体として、局部座屈が生じない断面とした場合、施工時は、局部座屈に対する検討が必要である。
部材耐力を算定する場合、鉄骨の局部座屈を考慮しなくてもよい。
柱の脚部は、地震時の軸方向力の変動により引張力が生じる場合、埋込み形式とする。
コンクリート充填鋼管(CFT)柱において、はりからのせん断力は、柱はり接合部にダイヤフラム、シャーコネクタ等を使用しない場合、充填コンクリートと鋼管との付着力により充填コンクリートに伝達される。
鉄骨鉄筋コンクリート構造は、鉄筋コンクリート構造の弱点であるせん断破壊を鉄骨で補い、鉄骨構造の弱点である座屈を鉄筋コンクリートで補ったものである。
柱の軸方向力は、鉄筋コンクリート部分の許容軸方向力以下であれば、そのすべてを鉄筋コンクリート部分が負担するとしてよい。
梁に設けることができる貫通孔の径は、鉄筋コンクリート構造に比べて、鉄骨により適切に補強を施すことにより、大きくすることができる。
中高層建築物の骨組の中に連層耐震壁を配置することは、耐震上有効である。
鉄骨部分の幅厚比が大きい場合、鉄骨の局部座屈が架構の塑性変形能力を低下させる場合がある。
コンクリート充填鋼管(CFT)の柱の耐力評価において、実況に応じた強度試験により確認した場合は、鋼管とコンクリートの相互拘束効果を考慮することができる。
優れた靱性が得られるように、鉄筋コンクリート造耐力壁の周囲に、十分なせん断耐力と靱性を有する鉄骨を配した鉄骨鉄筋コンクリート造の架構を設けた。
柱梁接合部において、柱の鉄骨部分の曲げ耐力の和を、梁の鉄骨部分の曲げ耐力の和の65%としたので、両部材間の鉄骨部分の応力伝達に対する安全性の検討を省略した。
鉛直荷重を受ける架構の応力及び変形の計算は、鉄筋コンクリート構造の場合と同様に行うことができる。
構造特性係数D_sの算定に当たって、耐力壁の想定される破壊モードがせん断破壊以外であったので、その耐力壁の種別をWAとした。
柱の設計において、コンクリートの許容圧縮応力度は、圧縮側鉄骨比に応じて低減させる。
架構の靱性を高めるため、柱の軸圧縮耐力に対する軸方向力の比が小さくなるように設計する。
架構応力の計算に当たって、鋼材の影響が小さかったので、コンクリートの全断面について、コンクリートのヤング係数を用いて部材剛性を評価した。
架構の靱性を高めるため、柱の軸圧縮耐力に対する崩壊メカニズム時の軸方向力の比が小さくなるように設計した。
柱の軸方向力は、鉄筋コンクリート部分の許容軸方向力以下であれば、そのすべてを鉄筋コンクリート部分が負担するとしてよい。
柱脚の鉄骨を非埋込み柱脚として、その柱脚に曲げ降伏が発生する場合、その柱を鉄筋コンクリート構造とみなして耐震計算を行う。
けた行方向を鉄骨鉄筋コンクリート構造、張り間方向を鉄筋コンクリート構造とみなせる場合、方向別にそれぞれの構造計算等の規定を適用して設計してよい。

15.壁構造

地上4階建の壁式鉄筋コンクリート造の建築物において、1階の耐力壁の規定壁量は、15cm/nf以上であるが、耐力壁の厚さを必要最小厚さの2倍とすることにより、壁量を12cm/nfとした。
地上5階建の壁式鉄筋コンクリート造の建築物において、3階の耐力壁のはり間及びけた行方向のそれぞれについての壁量は、12cm/nfとした。
耐力壁に使用するコンクリートの設計基準強度が18N/mm²を超える場合は、必要とされる壁量を低減できる。
3階の耐力壁のはり間方向及びけた行方向の壁量は、それぞれ120mm/nfとした。
地上5階建の建築物における1階のはり間方向及びけた行方向の壁量は、それぞれ15cm/nfとした。
壁式鉄筋コンクリート造の4階建の建築物において、2階の耐力壁の壁量を12cm/nfとした。
コンクリートの設計基準強度は、21N/mm²とした。
3階建の型枠コンクリートブロック造において、コンクリートの設計基準強度は、210kg/cm²とした。
壁式鉄筋コンクリート造のコンクリート設計基準強度は、18N/mm²以上とする。
地上5階建の壁式鉄筋コンクリート造の建築物において、1階の耐力壁の壁量を15cm/nfとした。
壁式鉄筋コンクリート造の建築物において、耐力壁の縦方向及び横方向のせん断補強筋比をそれぞれ0.25%とした。
耐力壁のせん断補強筋比は、3～5階の最上階と最上階から2つ目の階で0.2%、3つ目以下の階で0.25%とする。
階数2以上(地階を除く)の最上階の鉄筋比は、0.15%以上としなければならない。

壁式鉄筋コンクリート造の建築物において、壁ばりの幅は、これに接する耐力壁の厚さ以上とした。
耐力壁の厚さは、1階から3階までを180mmとし、4階を150mmとした。
3階の耐力壁の厚さを200mmとしたので、鉄筋は複配筋とした。
地上5階建の壁式鉄筋コンクリート造の建築物において、1階の耐力壁の厚さを18cm以上、かつ、構造耐力上主要な鉛直支点間の距離の1/22以上とした。
壁式鉄筋コンクリート構造の地上3～5階の耐力壁の壁厚は、最上階15cm以上かつh/22以上、その他の階18cm以上かつh/22以上とする(h:鉛直支点間の距離)。
4階の耐力壁の最小厚さを、150mm、かつ、構造耐力上主要な鉛直支点間距離の1/22とした。
壁式鉄筋コンクリート造の建築物において、壁ばりのせいを45cm以上とした。
耐力壁の反曲点を階高の中央とするために、壁ばりの幅は、これに接する耐力壁の壁厚以上とし、壁ばりのせいは、45cm以上とする。
平屋建の建築物において、耐力壁の開口部の鉛直縁に配筋する曲げ補強筋として、1-D13を用いた。
地上4階建の壁式鉄筋コンクリート造の建築物において、1階の階高が4mなので、構造計算により構造耐力上安全であることを確認した。
地上4階建、軒高16mの壁式鉄筋コンクリート造の建築物を特定行政庁が指定する多雪区域内に建築するため、保有水平耐力の検討を行った。
地上8階建の壁式ラーメン鉄筋コンクリート造の建築物において、はり間方向を独立連層耐力壁とした壁柱とはりからなるラーメン構造とした。
地上5階建の建築物で、1階を耐力壁を有するラーメン形式の鉄筋コンクリート構造、2階から5階を壁式鉄筋コンクリート造とする場合、1階部分で崩壊しないように、1階部分の耐力壁を偏心しないように配置した。
耐力壁の最小せん断補強筋比は、標準せん断力係数の下限値により算定された層せん断力をせん断補強筋が負担できることを目安に定められている。
耐力壁の開口部の隅角部において、開口縁の縦筋及び横筋に所定の鉄筋量を割り増して配筋することにより、ひび割れの拡大防止に有効な斜め筋を配筋しないことができる。
軟弱地盤上の最下階の床は、鉄筋コンクリート構造とする。
耐力壁の見付け面積に対する横筋及び縦筋の間隔は、それぞれ30cm以下とした。
壁梁の主筋には、D13を用いた。
地上5階建以下、かつ、軒の高さ20m以下の壁式鉄筋コンクリート構造の建築物の構造計算は、保有水平耐力計算により行うことができる。
耐力壁の壁量が規定値に満たない場合、「層間変形角が制限値以内であること」及び「保有水平耐力が必要保有水平耐力以上であること」を確認する必要がある。
壁式鉄筋コンクリート造の耐力壁の実長は、45cm以上とする。
壁式鉄筋コンクリート造の耐力壁の長さの算定で、住宅用の換気扇程度の大きさの開口は、補強を行うことで開口がないものとみなすことができる。
壁式鉄筋コンクリート構造は、耐震強度は大きい、優れた靱性は期待できない。
壁式鉄筋コンクリート造の耐力壁の面外座屈に対する安全性を確保するには、鉛直支点間距離に対する耐力壁の厚さの比の最小値が規定されている。
壁式鉄筋コンクリート造の使用するコンクリートの設計基準強度を高くすることは、必要壁量を小さくすることができる。
壁式鉄筋コンクリート造の階高が3.5mを超える場合は、保有水平耐力計算によって安全性を確かめる必要がある。
壁が上下階で連続しない場合、上階の壁を耐力壁として有効なものとするためには、上階の耐力壁が負担する軸方向力と水平力とを、下階の耐力壁に伝達させる必要がある。
耐力壁の長さの計算において、換気扇程度の大きさの小開口で適切な補強を行ったものは、開口部として考慮しなくてよい。
1階の実長500mmの壁について、その壁の両側に高さ2mの出入口となる開口部があるので、この壁を耐力壁とはみなさなかつた。
れんが、石、コンクリートブロックを組積するに当たって、構造耐力を考慮して、芋目地ができないようにした。
コンクリートブロック造の建築物において、組積材を十分に水洗いした後、芋目地ができないように組積した。
れんが、石、コンクリートブロックを組積するに当たって、十分に水洗いをした。
高さ1.5mのコンクリートブロック塀において、塀の長さ3.4mごとに控壁を設けた。
コンクリートブロック塀において、高さが1.6mを超えるので、塀の長さ3mごとに基礎と塀に接する控壁を設けた。
2階建の補強コンクリートブロック造の建築物において、軒の高さを7m以下、各階の階高を3.5m以下とした。
補強コンクリートブロック造の構面によって分割された最大床面積は、60㎡とする。
補強コンクリートブロック造の平屋の建築物において、耐力壁の頂部に鉄筋コンクリート造の屋根スラブを接着したので、臥梁は設けなかつた。
地上3階建のC種ブロックを用いた補強コンクリートブロック造の建築物を建築する場合、軒高を11mとした。
補強コンクリートブロック造の3階建の耐力壁は、B種又はC種ブロックを用いる。
コンクリートブロック塀を用いた建築物において、一般塀の主要支点間距離を3.3mとした。
型枠コンクリートブロック造の建築物において、耐力壁の厚さに型枠ブロック部分を含めた。
擁壁の安定モーメント(円弧滑りに対する抵抗力)は、土圧等による滑動モーメントの1.5倍を上回るように設計する。
擁壁のフーチング底面の滑動に対する抵抗力は、粘土質地盤より砂質地盤のほうが大きい。
擁壁が水平方向に非常に長く連続する場合には、状況に応じて伸縮継手を設ける。
擁壁背面の排水が困難な場合には、擁壁背面の水圧を考慮して設計する。
L型擁壁のフーチング上の土の重量は、擁壁の転倒に対する抵抗として考慮することができる。
16.各種構造総合
第三種地盤において免震構造の構造設計を行う場合、建築物の高さにかかわらず、時刻歴応答解析により設計する必要がある。
地盤の性能について表示すべき事項は、地盤の許容応力度及びその設定の根拠となった方法である。
「耐風等級2」の暴風による力は、「耐風等級1」の場合の1.2倍である。
「耐風等級」及び「耐積雪等級」は、等級はその数値が大きくなるにしたがって、より大きな力に対して所要の性能を有することを表示している。
「耐風等級」は、暴風に対する構造躯体の倒壊、崩壊等のしにくさ及び構造躯体の損傷の生じにくさを表示している。
「耐積雪等級」における「極めて稀に発生する積雪による力」は、「稀に発生する積雪による力」の1.4倍である。
「耐震等級3」の地震による力は、「耐震等級1」の場合の1.5倍である。
「耐震等級(構造躯体の倒壊等防止)」は、極めて稀に(数百年に一度程度)発生する地震に対する構造躯体の倒壊、崩壊等のしにくさを表示している。
「耐震等級」における等級1は、建築基準法上の耐震性能に関する要求レベルを満足していることを意味する。
耐震構造の建築物は、極めて稀に発生する地震に対して、倒壊・崩壊しないことが求められている。
「基礎の構造方法及び形式等」の事項は、耐震性に対する等級はない。
鉄筋コンクリート構造のはりにおいて、圧縮側の鉄筋量を増やすと、鉄筋は殆どクリープ変形しないことから、クリープによるたわみが小さくなる。
鉄筋コンクリート構造の柱は、主筋を増やすことにより、せん断破壊をする可能性が高まり、靱性が低下する。
鉄筋コンクリート構造の柱において、帯筋比を大きくすると、短期許容せん断力は大きくなる。
鉄筋コンクリート造の建築物において、高強度コンクリートや高強度鉄筋の実用化により、高さ100mを超える建築物が数多く建設されている。
鉄筋コンクリート構造のコア壁を耐震要素とし、外周部を鉄骨構造の骨組とした架構形式は、大スパン化の空間に適している。
鉄筋コンクリート構造において、壁式構造の建築物は、ラーメン構造の建築物に比べて、地震時の水平変形が小さい。
鉄筋コンクリート造の建築物において、他の層と比べて剛性が低い層は、大地震時に大きな変形が集中するおそれがあるので、当該層の柱には十分な強度や靱性を確保する必要がある。
鉄筋とコンクリートの線膨張係数は、ほぼ同じである。
鉄筋コンクリート構造において、鉄筋のA級継手(母材と同等並みの強度と剛性を有する継手)は、降伏ヒンジが形成される材端部の主筋に使用できるが、靱性が低下することを考慮する必要がある。
鉄筋コンクリート造の機械式継手は、鉄筋径より継手部の外径のほうが大きくなるため、継手部に配置するせん断補強筋の外面から必要かぶり厚さを確保しなければならない。
種類が異なる鉄筋SD295AとSD345との継手において、鉄筋の製造会社が同一で、かつ、鉄筋径が同一であったので、ガス圧接とした。
フラットスラブ構造は、水平力による剛性の低下は小さいので、層間変位は大きくなる。
地中で壁体を造成する工法(連続地中壁工法)で構築した鉄筋コンクリート造の壁体は、地中掘削時の仮設的な山留め壁とともに、本体構造物の一部として使用する設計とした。
地下外壁は、上部構造からの応力とともに、側圧に対して安全であるように設計した。
壁式鉄筋コンクリート構造は、地階を除く階数が5以下で採用できる。
壁式鉄筋コンクリート構造は、鉄筋コンクリートラーメン構造に比べて、靱性は期待できない。
壁式鉄筋コンクリート造の建築物において、層間変形角の確認及び保有水平耐力計算により安全性が確かめられた場合、階高は規定値を超えて計画することができる。
壁式鉄筋コンクリート造の建築物において、耐力壁の壁量が規定値に満たない場合、「層間変形角が制限値以内であること」及び「保有水平耐力が必要保有水平耐力以上であること」を確認する必要がある。
壁式鉄筋コンクリート造の耐力壁の小開口の隅角部において、開口縁の縦筋及び横筋に所定の鉄筋量を割り増して配筋することにより、ひび割れの拡大防止に有効な斜め筋を配筋しないことができる。
地上4階建の壁式鉄筋コンクリート構造において、許容応力度計算による検討を行う場合、4階の耐力壁のせん断補強筋比は、0.15%とする。
壁式鉄筋コンクリート構造において、耐力壁に使用するコンクリートの設計基準強度を18N/mm ² から24N/mm ² に変更すると、必要となる壁量を減じることができる。
壁式構造は、地震その他の水平力に対して、耐力壁を主体にした強度抵抗型の構造であり、高い変形性能は期待できない。
壁式ラーメン鉄筋コンクリート造の建築物は、地上15階建て、軒の高さ45mとすることができる。
壁式ラーメン鉄筋コンクリート造は、張り間方向を連層耐力壁による壁式構造とし、けた行方向を偏平断面形状の壁柱と梁からなるラーメン構造とする構造である。
プレストレストコンクリート構造は、鉄筋コンクリート構造に比べて、大きなスパンが可能である。
プレストレスト導入時の部材の断面検討において、コンクリートの許容圧縮応力度は、コンクリートの設計基準強度の0.45倍とすることができる。
プレストレスト鉄筋コンクリート(PRC)造の建築物の設計は、長期設計荷重時に部材に発生する曲げひび割れのひび割れ幅を目標値以下に行う。
プレストレスト鉄筋コンクリート(PRC)造の建築物では、長期設計荷重時に部材に生じる曲げひび割れの幅を制御した設計を行う。
プレストレスト鉄筋コンクリート構造は、PC鋼材によってコンクリートにプレストレスを導入することにより、曲げひび割れの発生を許容した構造である。
プレストレストコンクリート造は、鉄筋コンクリート造に比べて、ひび割れ発生の可能性が低い。
プレストレストコンクリート部材に導入されたプレストレス力は、コンクリートのクリープやPC鋼材のリラクゼーション等により、時間の経過とともに減少する。
不静定構造物においては、プレストレス導入による不静定力を考慮して、部材の断面算定を行う。

同一架構において、プレストレストコンクリート部材と鉄筋コンクリート部材とを併用することができる。
不静定架構の大梁にプレストレスト力を導入する場合、曲げ変形と同時に軸方向変形を考慮した不静定二次応力を計算しなければならない。
プレストレストコンクリート構造の種類は、長期設計荷重時に梁断面に生じる引張縁の状態によって、Ⅰ種、Ⅱ種及びⅢ種とされている。
プレストレストコンクリート構造におけるポストテンション方式は、コンクリートの硬化後、PC鋼材に引張力を導入することにより、コンクリートにプレストレスを与える方式である。
プレキャスト部材を継ぎ合わせて、PC鋼材の緊張により圧着接合する場合、圧着部の継目には生じるせん断力は、摩擦抵抗機構のみで伝達するように設計する。
プレキャストプレストレストコンクリート造の床版と周囲の梁との接合部は、長期及び短期に生じる応力を部材相互に伝達できるように設計する。
プレストレストコンクリート造は、Ⅲ種及びひび割れの発生を許容し、Ⅰ種とⅡ種は許容していない。
プレストレストコンクリート構造のプレテンション方式は、PC鋼材を緊張してコンクリートを打設し、コンクリートが所定の強度に達した後に緊張端の張力を解放してプレストレスを導入するものである。
プレキャスト部材を継ぎ合わせて、プレストレスにより圧着接合する場合、圧着部の継目に生じるせん断力は、摩擦抵抗機構のみで伝達するように設計する。
プレストレストコンクリート部材に導入されたプレストレス力は、緊張材のリラクゼーション等により、時間の経過とともに減少する。
ポストテンション材の緊張材定着部では、コンクリートの支圧破壊を避けるために、耐圧板とコンクリート端面との接触面積が広くなるように設計する。
ポストテンション方式によるプレストレストコンクリート構造の床版において、防錆材により被覆された緊張材を使用する場合、緊張材が配置されたシース内にグラウト材を注入しなくてもよい。
ポストテンション工法において、シース内に充填するグラウトは、PC鋼材を腐食から防護し、シースとPC鋼材との付着を確保すること等を目的とする。
壁式鉄筋コンクリート構造と壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造は、一つの建築物の同じ階に混用できる。
コンクリート充填鋼管(CFT)柱は、コンクリートが充填されていない同じ断面の中空鋼管の柱に比べて、水平力に対する塑性変形能力が高い。
コンクリート充填鋼管(CFT)部材は、型枠が不要であり、鉄筋を入れる必要がない部材である。
コンクリート充填鋼管(CFT)構造の柱は、外周の鋼材によるコンファインド効果により、一定の要件を満足すれば、充填コンクリートの圧縮強度を、通常の鉄筋コンクリート造の場合よりも高く評価することができる。
コンクリート充填鋼管(CFT)柱は、同じ径・同じ厚さの中空鋼管柱よりも局部座屈が生じにくく、座屈後の耐力低下も少ない。
鉄骨鉄筋コンクリート構造において、鉛直荷重を受ける架構の応力及び変形の計算は、鉄筋コンクリート構造の場合と同様に行うことができる。
鉄骨鉄筋コンクリート構造の柱の短期荷重時のせん断力は、鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分のそれぞれの許容せん断耐力以上とする。
鉄骨鉄筋コンクリート造の柱のせん断耐力は、鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分において、それぞれ別々に求めるのではなく、それぞれの耐力の和とすることができる。
鉄骨はりコンクリートスラブとを緊結した合成ばりの曲げ剛性を求める場合、「鉄骨はり」と「有効幅及び有効厚さ内のコンクリートスラブ」との全断面を有効とする完全合成ばりと仮定する。
鉄骨構造において、高力ボルト摩擦接合は、接合部材の接触面に接触圧を与えて、摩擦力により応力を伝達する接合法である。
鉄骨柱の埋込型柱脚において、柱材端降伏とするため、埋込み深さを柱径の2倍前後とする。
鉄骨柱の根巻型柱脚において、鉄筋コンクリート部分の曲げ降伏先行とするため、根巻の高さを柱径の3倍とした。
プラスチック成形鋼管(BCP材)は、冷間加工を行う原材の材質がSN材のB種又はC種に準拠している。
コンクリート充填鋼管(CFT)構造の柱は、同一断面で同一板厚の鋼管構造の柱に比べて、水平力に対する塑性変形性能が高く耐火性能に優れている。
H形断面の鉄骨梁と鉄筋コンクリートスラブを頭付きスタッドを介して緊結した合成梁では、上フランジは局部座屈の検討を省略できるが、下フランジは検討を要する。
H形断面の鉄骨梁と鉄筋コンクリートスラブを接合する頭付きスタッドの設計に用いる水平せん断力は、曲げ終局時に合成梁の各断面に作用する圧縮力及び引張力の関係から計算できる。
鉄骨梁と鉄筋コンクリートスラブとを頭付きスタッドで緊結した合成梁の曲げ剛性の算定に用いる床スラブの有効幅は、鉄筋コンクリート梁の曲げ剛性の算定に用いる床スラブの有効幅と同じでよい。
デッキ合成スラブは、鋼製デッキプレートと打設されるコンクリートとが一体となる構造で、面内せん断力の伝達も期待できる。
地震時の軸力変動により引張力が生じる鉄骨鉄筋コンクリート造の最下階の鉄骨柱脚は、原則として、埋込み形式とする。
木造建築物の壁量の算定において、構造用面材と筋かいを併用した軸組の倍率は、それぞれの倍率の和が5を超える場合であっても、5とする。
木造2階建の在来軸組工法による建築物で、延べ面積500㎡以下、高さ13m以下かつ軒高9m以下のものについては、偏心率及び剛性率の検討を行わなかった。
軒の高さ11m、補強コンクリートブロック造、地上3階建ての建築物において、耐力壁には、B種又はC種ブロックを用いる。
基礎の構造的性能について表示すべき事項は、直接基礎にあっては、基礎の構造方法及び形式である。
直接基礎は、地震時の上部構造からの水平力に対し、液状化などの地盤破壊がなく、かつ、偏土圧等の水平力が作用していなければ、基礎底面と地盤との摩擦により抵抗できると考えられる。
アンカーボルトは、引張力に対する支持抵抗力の違いにより、支圧抵抗型と付着抵抗型に分類される。
免震構造は、地震時において、建築物の固有周期が長くなり、建築物に作用する地震力(応答加速度)を小さくすることができる。
免震構造は、規模や用途にかかわらず、戸建て住宅や超高層建築物等、幅広く適用できる。
免震建築物の性能は、アイソレータとダンパーとの組合せによって決定され、ダンパーのエネルギー吸収量が少なく免震層の応答変位が過大となる。
積層ゴム支承を用いた免震構造は、高さ60mを超えるような超高層建築物でも用いることができる(実際に建設されている)。
積層ゴムアイソレータを用いた免震構造は、地震時において、建築物の固有周期を長くすることにより、建築物に作用する地震力(応答加速度)を小さくすることができる。
制振構造には、特定の層にダンパーを設置し、建築物に入力された地震エネルギーを効果的に吸収させる方法もある。
制振構造は、制振ダンパー等を用いて地震のエネルギーを吸収させるので、大地震時の建築物の変形を小さく抑えることができる。
制振構造に用いられる鋼材ダンパーは、金属素材の塑性変形能力を利用したものである。
建築物の内部にダンパーを組み込んだ制振構造は、多くの鉄骨造の超高層建築物に採用されており、地震や風による振動の制御に効果を発揮する。
空気膜構造は、空気圧を利用して膜面に張力を与え、それにより形態を安定させ、外力に抵抗させようとする構造である。
空気膜構造において、構造部材として使用するケーブル部材は、引張力のみで抵抗する線形弾性部材と仮定する。
擁壁の背後に十分な排水措置を講じたので、設計用土圧には水圧を考慮しなかった。
擁壁のすべり抵抗に対する検討において、フーチング底面における摩擦によるすべり抵抗が十分でなかったため、フーチング底面に下方に向かった突出部を設けた。
擁壁の設計では、不同沈下による大きなひび割れを防ぐために、擁壁を構造的に一体にするのではなく、切断したほうが安全である。
17.地盤
将来的な地震においては、過去の地震で液状化した地盤であっても、液状化する可能性がある。
液状化の判定を行う必要がある飽和土層は、地表面から20m程度以内の深さの沖積層で、細粒土含有率が35%以下の土層である。
液状化対策としての地盤改良には、締固め工法、深層混合処理工法、ドレーン工法等がある。
きれいな砂とシルトでは、きれいな砂のほうが内部摩擦角が大きく、シルトと硬質粘土では、硬質粘土のほうが粘着力が大きい。
緩い粘性土地盤における地震動によるせん断剛性の低下は、緩い砂質土地盤における液状化現象の場合ほど急激ではない。
細粒土含有率が低く、地下水位面が地表面に近い飽和地盤は、地震動によって液状化が起こりやすい。
自然含水比が液性限界より大きい土は、外力による乱れに対して、液体状となる可能性を有する不安定な土である。
飽和砂質土層であっても、細粒土含有率が低ければ液状化の可能性は高くなる。
支持力係数により砂質地盤の許容応力度を求める場合、内部摩擦角が小さいほど許容応力度は小さくなる。
砂質地盤における内部摩擦角は、標準貫入試験のN値が大きいほど大きくなる。
砂質土層の場合、細粒分含有率の影響を考慮した補正N値が小さいほど液状化しやすい。
同一砂質地盤において、基礎底面が大きいほど、即時沈下量は大きくなる。
砂質地盤の許容応力度の算定において、支持力係数は、内部摩擦角が小さくなるほど小さくなる。
粘性土地盤の沈下特性を判定する試験として、粘性土の圧密試験などがある。
透水係数は、砂質土よりも粘土のほうが小さい。
砂質土は、粘性土に比べて、間隙比は小さく、透水係数は大きい。
建築物の振動特性係数Rtを算定する場合、岩盤や硬質砂礫層のものは、第1種地盤に該当し、沖積シルトの層の深さが30m以上のものは、第3種地盤に該当する。
沖積層は、最後の水河期から現在までに堆積した地盤であり、粘土層、シルト層、砂礫層等で構成され、軟弱な地盤が多い。
堅いローム層の「長期に生じる力に対する許容応力度」は、地盤調査を行わない場合、100kN/㎡を採用することができる。
土の粒径の大小関係は大きい方から、砂、シルト、粘土である。
土の含水比は、細粒分含有率が大きくなるほど大きくなる。
土の含水比(土粒子の質量に対する土中の水の質量の比)は、細粒分含有率が大きいと大きいので、粘性土のほうが砂質土より大きい。
有機質土など含水比が大きい地盤は、一次圧密終了後も二次圧密というクリープ的な塑性沈下に注意する必要がある。
地盤が液状化すると、噴砂現象(砂や水が地表に噴出する現象)を生じることがある。
液状化の判定を行う必要がある飽和砂質土層は、地表面から約20m以内の深さの細粒分含有率が35%以下の緩い沖積層である。
液状化の判定を行う必要がある飽和砂質土層において、地表面水平加速度値は、損傷限界検討用として150~200cm/S ² 、終局限界検討用として350cm/S ² 程度が推奨されている。
砂質土地盤の液状化を判定する試験は、地震動による等価な繰返しせん断力比と補正N値から計算して求める。
過圧密された粘性土層の場合、地下水をくみ上げて水位を下げても、地中応力が先行圧密応力以下であれば、通常、沈下量は無視することができる。
地盤の沈下には即時沈下と圧密沈下があり、圧密沈下は、粘性土地盤が長時間かけて圧縮され、間隙が減少することにより生じる。
圧密沈下は、土粒子間が圧密されて水分等が除かれて圧縮されるのであって、土粒子自体が変形するのではない。
圧密試験により求められる圧密降伏応力、圧縮指数、体積圧縮係数、圧密係数等は、粘性土地盤が荷重される場合の沈下量や沈下速度の解析に用いられる。
粘性土の粘着力及び内部摩擦角は、三軸圧縮試験によって求めることができる。
砂質土地盤の支持力係数は、内部摩擦角が大きくなるほど大きくなる。
砂質土地盤の支持方式に用いる内部摩擦角φは、砂質土が密実になるほど大きくなる。
粘性土地盤において、土粒子の粒径は、大きい方から、礫、砂、シルト、粘土である。
粘土質地盤の粘着力は、一軸圧縮強度により求めることができる。
粘性土の内部摩擦角は、三軸圧縮試験により求めることができる。

一軸圧縮試験は、粘性土の強度を調べる試験方法であり、その強度により、粘性土の摩擦力、変形係数等の値を推定することができる。
一軸圧縮試験は、粘性土の強度や変形係数を調べる簡便な方法で、実用性も高い。
三軸圧縮試験は、拘束圧を作用させた状態における圧縮強さを調べるもので、土の粘着力及び内部摩擦角を求めることができる。
一軸圧縮試験及び三軸圧縮試験の土質試験は、ボーリング孔内から採取した試料を物理的・力学的に変化しないように運搬して、室内で試験を行う。
液状化判定のための粒度試験試料として、標準貫入試験用サンプラーより採取した「乱した試料」を用いることができる。
ボーリング調査において、「乱さない試料」を採取する場合、粘性土層より砂質土層のほうが困難である。
スウェーデン式サウンディング試験は、スクレーポイントのロッドにより、回転抵抗から貫入量を求める試験方法である。
スウェーデン式サウンディング試験により、原位置における土の硬軟、締めり具合又は土層の構成を判定するための静的貫入抵抗を求めることができる。
スウェーデン式サウンディング試験による地盤の許容応力度の算定は、比較的小規模な建築物に用いられ、長期許容応力度の上限値が規定されている。
標準貫入試験の結果において、N値が5となった場合、砂質土においては非常に緩い状態を示し、粘性土においてはかなり硬い状態を示す。
標準貫入試験のN値が10程度の粘性土地盤は、地上6階程度の中層建築物の直接基礎の支持地盤として十分な支持力を有していると判断できる。
砂質土は、標準貫入試験のN値が大きいほど内部摩擦角は大きくなり、粘性土は、N値が大きいほど粘着力は大きくなる。
地盤の許容支持力は、標準貫入試験のN値が同じ場合、砂質土より粘土質土盤のほうが大きい。
地層構成に大きな変化がないと考えられる敷地の調査において、建築面積が約2,000㎡の建築物に対して、ボーリング調査の数を4か所とした。
水平地盤反力係数は、ボーリング孔内水平載荷試験により求めることができる。
孔内水平載荷試験は、杭頭から約5mの深さ又は最大杭径の約5倍の深さで実施する。
平板載荷試験により調査できる「地盤の支持力特性」は、載荷板幅の1.5～2.0倍程度の深さまでである。
平板載荷試験により、地盤の許容応力度を求める場合、基礎の根入れ効果は加算しないほうが安全側である。
地盤の許容支持力は、地盤の性質とともに、基礎の形状・大きさ・根入れ深さにより異なる。
地盤の許容支持力は、基礎の形状・大きさ・根入れ深さが同一の場合、地盤の内部摩擦角及び粘着力が大きいほど大きい。
地震時の杭の水平抵抗を検討するときに用いる地盤の変形係数は、ボーリング孔内水平載荷試験などによって推定することができる。
地震力の算定に用いる地盤周期の測定は、常時微動測定、せん断波速度測定等によって行う。
地震動が作用している軟弱な地盤は、地盤のせん断ひずみが大きいほど、せん断剛性は低下し、減衰定数は増大する。
軟弱な地盤は、地震動による地盤のせん断ひずみが大きくなるほどせん断剛性は低下する。
軟弱地盤の下部に良質な支持層のある敷地において、支持層に達する支持杭を採用する場合には負の摩擦力を考慮し、軟弱地盤中の摩擦杭を採用する場合には負の摩擦力を考慮しなくてもよい。
地盤改良の効果は、N値の変化や採取コアの圧縮強度により確認されることが多い。
地盤改良工法は、圧密沈下対策として、サンドドレーン工法を用いた載荷盛土による強制圧密脱水土工法があり、液状化対策として、サンドコンパクションパイル工法を用いた地盤の締固め工法などがある。
地盤改良の目的は、液状化の防止、支持地盤の造成、圧密沈下の促進、地盤掘削時の安全性の確保等である。
直接基礎が想定される地盤で、支持層の下部に位置する粘性土層の沈下量や沈下速度等を推定するため、圧密試験を行った。
直接基礎の鉛直支持力を算定する場合に用いる地盤定数は、主に「支持地盤の粘着力」、「支持地盤の内部摩擦角」及び「支持地盤及び根入れ部の土の単位体積重量」である。
地盤の許容支持力の算定において、基礎の根入れ深さによる効果を考慮する場合、短期許容支持力は長期許容支持力の2倍とはならない。
直接基礎における地盤の許容支持力は、基礎の根入れ深さが深いほど大きくなる。
地震時には、地盤内に発生するせん断ひずみの増加に伴い、地盤のせん断剛性は減少するが、減衰定数は増大する。
地盤の極限鉛直支持力は、土のせん断破壊が生じることにより決定される。
地盤のせん断剛性は、PS検層により測定されるS波速度が大きいほど大きくなる。
常時微動測定の結果は、地盤の卓越周期の推定や、地盤種類の判定に利用される。
地盤の許容応力度の大小関係は、大きい方から、岩盤、密実な砂質地盤、粘土質地盤である。
地盤の許容応力度は、標準貫入試験のN値が同じ場合、砂質土地盤より粘性土地盤のほうが大きい。
構造体に作用する土圧の大小関係は、大きい方から、受働土圧、静止土圧、主働土圧である。
地下外壁に作用する土圧は、地表面に等分布荷重が作用する場合、「地表面荷重がない場合の土圧」に「地表面の等分布荷重に静止土圧係数を乗じた値」を加えたものとする。
基礎の極限鉛直支持力は、傾斜地盤上部の近傍の水平地盤に基礎がある場合、一般の水平地盤に基礎がある場合に比べて小さくなる。
地盤の極限鉛直支持力は、土のせん断破壊が生じることにより決定される。
支持力係数による算定式により、地盤の許容応力度を求める場合、短期許容応力度は長期許容応力度の2倍にはならない。
超高層建築物の計画において、耐震設計上必要となる地盤の構造と動的特性を把握するために、地盤のP波及びS波の速度分布を調べるためのPS検層を行った。
擁壁のフーチング底面の滑動に対する抵抗力は、粘土質地盤より砂質地盤のほうが大きい。
擁壁に作用する土圧は、背面土の内部摩擦角が大きくなるほど小さくなる。
受働土圧は、擁壁等の構造体が土に向かって移動した場合の圧力である(土から離れる側に移動した場合の圧力は主働土圧)。
直接基礎の基礎スラブの部材応力算定の接地圧は、基礎スラブの自重は考慮しなくてよい。
地震時に液状化のおそれのない地盤において、杭の極限支持力は、杭の種類や施工法に応じた極限先端支持力と極限周面摩擦力の和として算定できる。
液状化の判別での杭の許容支持力は、載荷試験による極限支持力から求めることができない。
砂質地盤における杭の極限周面摩擦力は、杭周固定液を使用した場合より埋込み杭より場所打ちコンクリート杭のほうが大きく評価できる。
砂質土における杭の極限先端支持力の大小関係は、大きい方から、打込み杭、埋込み杭、場所打ちコンクリート杭である。
摩擦杭において杭間隔が十分に確保できない場合は、群杭効果を考慮して支持力を算定する。
圧密未完了の厚いシルト層が地表付近まで分布している場合、通常の荷重に対する検討と、杭に作用する負の摩擦力の検討をする。
18. 基礎
支持杭が極限鉛直支持力に達するまでの沈下量は、打込み杭より埋込み杭のほうが大きい。
砂地盤において、基礎底面が大きいほど、即時沈下量は大きくなる。
水平地盤上の円形基礎の即時沈下量は、地盤を一樣な半無限弾性体と仮定すれば、基礎に作用する荷重が同じ場合、基礎の直径に比例する。
軟弱地盤において良好な支持地盤が深く、支持杭基礎工法によると極端に費用が高くなる場合、地盤改良又は摩擦杭を用いることを検討する。
地下水位下にある地盤の単位体積重量は、水による浮力を差し引いた重さとする。
平板載荷試験によって長期許容支持力を決定する場合、極限支持力の1/3又は最大荷重の1/3のうち小さいほうの値に基づいて定める。
平板載荷試験で求められる地盤の支持力特性は、載荷板の寸法や載荷方法に対して示されたものであるため、基礎の設計への利用に当たっては注意する必要がある。
長期的に作用する固定荷重、積載荷重及び積雪荷重に対しては、即時沈下と圧密沈下の計算が必要である。
地盤沈下の生じる原因は、地下水の過剰な揚水や埋立てによる下部地盤の圧縮等がある。
地盤沈下が生じている地域において、圧密層を貫く杭の長期荷重は、杭に作用する負の摩擦力も考慮する。
圧密沈下のおそれのある軟弱地盤において、軟弱地盤中の摩擦杭に杭と地盤の相対変位が生じない場合には、負の摩擦力を考慮しなくてもよい。
圧密沈下によって生じる杭の負の摩擦力による杭先端の地盤支持力及び杭先端の材料強度を検討するとき、地震時等の短期的な鉛直荷重は考慮しなくてもよい。
地盤の変形特性は非線形形状を示すが、通常の設計は、地盤を等価弾性体とみなし、即時沈下の計算を行ってもよい。
一樣な水平地盤における基礎の即時沈下量は、基礎の短辺長さに比例する。
地盤の液状化がなく、偏土圧等の水平力が作用していない建築物の直接基礎は、地震による水平力に対し、基礎底面と地盤との摩擦により抵抗できると考えられている。
応答変位法は、地震時の杭頭傾性力と地盤変位による応力を用いて計算する方法であり、地震時に液状化しやすい軟弱地盤における杭の検討に適している。
地震時に液状化する可能性のある地盤は、液状化の程度に応じて水平地盤反力係数を低減させる必要がある。
地震時における地盤の液状化は、振動によって土中の間隙水圧が高くなり、土粒子間に働く有効応力が0になる現象である。
地震時に地盤が液状化する可能性がある場合は、水平地盤反力係数を低減して、杭の水平力に対する検討を行う。
地下水位下にある飽和砂質土層は、細粒土含有率が低いほど、また、N値が小さいほど、地震時に液状化が起こりやすい。
地盤の許容地耐力は、「地盤の許容支持力」と沈下量が許容沈下量となるときの荷重のうち、小さいほうの値とする。
地盤の液状化は、地表面から約20m以内の深さの沖積層で地下水位以下の緩い細砂層に生じやすい。
地震時に液状化のおそれがある砂質地盤は、「地表面から20m以内の深さにあること」、「地下水で飽和していること」及び「粒径が均一な中粒砂等でN値が概ね15以下であること」に該当するような地盤である。
地震時に地盤が液状化すると、液状化層の水平地盤反力係数は急激に低下し、動的変位が増大する。
許容支持力は、標準貫入試験のN値が同じ場合、砂質土地盤より粘性土地盤のほうが大きい。
許容支持力は、砂質土地盤の場合、内部摩擦角が大きいほど大きくなる。
許容支持力は、粘性土地盤において内部摩擦角が10度以下の場合、基礎底面の最小幅が大きくなって変わらない。
許容支持力は、基礎底面の形状が布基礎のような連続形の場合と独立基礎のような正方形の場合とは異なる。
許容支持力は、基礎の根入れ深さが深いほど、大きくなる。
地盤の許容支持力の算定に当たり、地下水位下にある部分の単位体積重量は、浮力を差し引いた値とする。
許容支持力は、標準貫入試験のN値が同じ場合、砂質土地盤より粘性土地盤のほうが大きい。
支持地盤としている砂質地盤の下部に粘土層があり、その粘土層までの深さが基礎底面から概ね基礎幅の2倍以下の場合は、その粘土層の支持力に対する安全性を確認する。
基礎の根入れによる効果を算入して地盤の許容支持力を計算する場合、短期許容支持力は、長期許容支持力と同じにする。
基礎の極限鉛直支持力は、傾斜地盤上部の近傍の水平地盤に基礎がある場合、斜面の角度、斜面の高さ、法肩からの距離に影響を受けるので、一般の水平地盤に基礎がある場合に比べて低下する。
基礎の極限鉛直支持力は、支持方式により求める場合、基礎の底面積と極限鉛直支持力の積として求められる。

基礎の極限鉛直支持力度は、地盤の粘着力、地盤の自重、根入れによる押さえ効果の三つに起因する支持力度の総和である。
基礎構造の設計は、地盤沈下や地震時の液状化等の地盤変状による基礎への影響を考慮する。
基礎部材の設計において、接地圧を求める場合に考慮すべき荷重には、「上部構造から伝達される軸方向力・水平力・曲げモーメント」、「基礎の自重」及び「基礎直上の埋戻し土の重量」がある。
直接基礎の即時沈下の計算において、粘性土地盤及び砂質土地盤ともにヤング率及びポアソン比を適切に設定した弾性体と仮定してもよい。
直接基礎の場合、基礎の沈下は、上部構造に障害が発生するおそれがない範囲で許容される。
直接基礎の基礎スラブの構造強度を検討するときには、基礎スラブの自重及びその上部の埋戻し土の重量は含まない。
直接基礎は、地震時の上部構造からの水平力に対し、液状化などの地盤破壊がなく、かつ、偏土圧等の水平力が作用していないければ、基礎底面と地盤との摩擦により抵抗できると考えられる。
直接基礎の鉛直支持力は、地下水位が高くなるほど小さくなる。
直接基礎の許容応力度の算定は、根入れ深さDを評価する場合、隣接する建築物の影響を考慮する。
表土下部の細砂層を支持地盤とした直接基礎は、細砂層の許容応力度及び即時沈下量の検討に加えて、粘性土層の許容応力度及び圧密沈下量の検討も行う。
砂質土盤では、基礎底面が大きいにほど即時沈下量は大きくなる。
同一地盤に設ける直接基礎の単位面積当たりの極限鉛直支持力度は、支持方式により求める場合、基礎底面の平面形状により異なる。
傾斜地盤上部の近傍の水平地盤に直接基礎がある場合は、水平地盤上と比べて支持力が低下し、その傾斜地盤による支持力低下率は、斜面の角度、斜面の高さ及び法肩からの距離に影響される。
直接基礎の使用限界状態に対応する検討項目のうち、「基礎の変形角及び傾斜角」は、上部構造に対する影響を確認するための項目である。
基礎に直接作用する地震荷重は、工学的基礎における地震動の応答スペクトルに基づき、「地盤の地震応答」や「地盤と基礎との動的相互作用の影響」を評価して求めることができる。
基礎底面下の地盤が破壊する場合、すべり面の及ぶ範囲は、およそ基礎底面からその幅の2倍程度の深さまでである。
独立フーチング基礎の基礎スラブの構造強度を検討するときには、基礎スラブの自重及びその上の埋戻し土の重量は含まない。
連続フーチング基礎の場合、地盤反力によって基礎ばりには生じる曲げモーメントの分布は、上部構造のほりにおける分布と逆方向となる。
短期の許容支持力度を求める場合、基礎の根入れ深さによる効果は、長期の場合と同じとする。
杭には、建築物に作用する地震力のほかに、地盤状況により地盤の変位に起因する応力を考慮する必要がある。
極限周面摩擦力は、砂質土部分の極限周面摩擦力和粘性土部分の極限周面摩擦力の和とする。
砂質土盤における杭の極限周面摩擦力は、場所打ちコンクリート杭より打込み杭のほうが小さい。(打込み杭<埋込み杭<場所打ちコンクリート杭)
基礎杭の先端地盤の許容応力度の大小関係は、先端地盤が同一の場合、「打込み杭」>「セメントミルク工法による埋込み杭」>「アースドリル工法等による場所打ちコンクリート杭」である。
杭頭接合部は、杭頭に作用する曲げモーメント、せん断力及び軸方向力に対して、強度及び変形性能を有するように設計する。
杭を軟弱地盤に計画する場合は、地震時の杭頭慣性力と地盤変位との影響を重ね合わせて設計を行う方法がある。
圧密沈下が生じる可能性のある地層を貫く支持杭の設計は、杭周面に下向きに作用する摩擦力を考慮する。
埋立て地や圧密沈下が生じやすい軟弱地盤は、建築物周辺の地盤沈下により杭頭が露出する例が多いので、突出した杭としての水平耐力を検討する。
地盤沈下を生じている地域において、圧密層を貫く杭の長期の荷重について設計する場合、負の摩擦力についても検討する。
地震時には地盤も振動するので、地層の構成によっては、上部構造の慣性力による杭頭への水平力のほかに、地盤の変形が杭に与える影響を考慮する必要がある。
液状化のおそれのない層に設置する杭の極限鉛直支持力は、杭の種類や施工法に応じた極限先端支持力と極限周面摩擦力の和で表わすことができる。
液状化の可能性のある地盤において、杭の水平力に対する検討を行う場合水平地盤反力係数を低減する。
地盤沈下地帯における負の摩擦力を受ける杭は、「杭の沈下量、基礎の変形角及び傾斜角」及び「杭体の強度」の検討を行う。
杭の引抜き抵抗力の評価に当たっては、杭の自重を考慮することができるが、地下水位以下の部分は、杭の浮力を考慮する。
杭の引抜き抵抗力の計算において、長期及び短期ともに杭の有効自重(自重から浮力を減じた値)を引抜き抵抗力として考慮することができる。
杭径が同じでも支持層が傾斜して杭長が異なる場合は、各杭が負担する水平力は異なる値として設計する。
杭先端の地盤の許容応力度を計算で求める場合用いるN値は、杭先端付近のN値の平均値とし、その値が60を超えるときは60とする。
長い杭において、杭頭の水平変位は、水平地盤反力係数が大きいほど小さくなる。
長い杭の杭頭の固定度が小さくなると、「杭頭の曲げモーメントの値」は小さくなるが、「杭の地中最大曲げモーメントの値」は大きくなる。
同じ地盤に埋設される長い杭において、杭に作用する水平力、杭の種類及び杭径が同じ場合、杭頭の固定度が低いほど、杭頭の水平変位は大きくなる。
短い杭の埋設、曲げモーメント等を求める場合、杭の剛性と支持地盤の強さとの関係、杭先端の貫入深さ等を考慮して、杭先端条件を設定する。
杭基礎の許容支持力は、杭の支持力のみによるものとし、基礎スラブ底面の地盤の支持力を加算しない。
杭基礎で杭の径のみが異なる場合、地震時の水平力に対し、杭頭固定曲げモーメントは、径が小さい杭ほど小さくなる。
杭基礎に作用する主な引抜き荷重には、「常時及び洪水時における建築物の地下部分に作用する浮力」、「地震時や暴風時における建築物の転倒モーメントによる荷重」等がある。
杭基礎の終局限界状態に対応する地盤に要求される性能は、「敷地における地盤全体の安定性が失われないこと」及び「杭基礎に作用する荷重が地盤から定まる杭基礎の最大抵抗力に達しないこと」である。
杭基礎の終局限界状態に対応する基礎部材に要求される性能には、「基礎部材が脆性的な破壊を生じないこと」及び「変形性能の限界に達して急激な耐力の低下を生じないこと」がある。
杭及び一様な地盤を弾性と仮定すれば、杭頭に加わる水平力が同じ場合、杭頭変位は、水平地盤反力係数や杭径が大きいほど減少する。
水平力が作用する杭基礎において、地震時に液状化する可能性がある地盤では、水平地盤反力係数を低減して、杭の水平力に対する検討を行う。
杭頭の固定度が高いほど、杭頭の水平変位は小さくなる。
杭頭の水平変位は、杭の曲げ剛性が大きくなるほど小さくなる。
基礎スラブ及び杭頭接合部の設計に当たっては、それぞれの強度及び杭頭接合部の回転剛性を検討する。
杭に作用する水平力は、建築物の地上部分の高さ及び基礎スラブの根入れの深さに応じて、一定の範囲内で低減することができる。
支持杭の支持力の算定に当たっては、杭先端の抵抗力に杭周面の摩擦抵抗力を加算する。
杭の引抜き抵抗力の計算は、杭の自重を考慮することができるが、地下水位以下の部分は、浮力による低減を考慮する。
地震時において杭に作用する水平力は、建築物の地上部分の高さ及び基礎スラブの根入れの深さに応じて、一定の範囲内で低減することができる。
一様な地盤における水平地盤反力係数は、杭径が大きくなるほど小さな値となる。
地下階を有する建築物の杭の耐震設計において、杭に作用する水平力は、地下外壁等が負担する水平力に応じて、一定の範囲内で低減することができる。
地下部分がある建築物の杭の地震時設計用外力の算定において、根入れ効果による水平力の低減を行った。
杭の抵抗要素は、先端抵抗と周面摩擦抵抗があり、杭の沈下の発生とともに、周面摩擦抵抗が先行し、その後先端抵抗が発揮される。
液状化のおそれのある地盤で、杭の水平抵抗を検討する場合は、水平地盤反力係数の値を低減しなければならない。
支持層が傾斜している地盤の杭基礎は、長い杭と短い杭を混用すると、各杭の負担水平荷重の差異やねじれが生じやすい。
砂礫層を支持地盤とした杭基礎は、粘性土層における負の摩擦力の検討を行う。
砂礫層を支持地盤とした杭基礎で、細砂層が地震時に液状化するおそれがあるときは、液状化層の水平地盤反力係数を低減して杭の設計を行う。
支持杭に負の摩擦力が作用すると、杭先端部に加わる軸方向力は大きくなる。
杭に作用する軸方向力は、支持杭に負の摩擦力が作用する場合、中立点において最大となる。
アースドリル工法による場所打ちコンクリート杭は、孔壁・孔底の崩壊防止のために、安定液を孔内に注入する。
鋼管杭を打ち込んだときの極限鉛直支持力は、閉端杭より開端杭のほうが小さい。
鋼杭の腐食対策の一つとして、防錆塗装を行わず、腐食しろを見込んで、杭の肉厚を増す方法がある。
JIS A 5525(鋼管ぐり)に適合する鋼管杭に溶接継手を設ける場合は、継手による杭材の許容応力度の低減を行わなくてもよい。
埋込み杭の工法は、打込み杭の欠点である施工に伴う騒音及び振動を低減することができる。
既製コンクリート杭の溶接継手が十分な施工管理のもとに溶接される場合、継手による杭の支持力の低減は考慮しなくてもよい。
杭基礎を有する建築物において、杭に作用する水平力は、建築物の地上部分の高さ及び基礎スラブの根入れ深さに応じて、一定の範囲で低減することができる。
単杭の鉛直支持力は、「鉛直載荷試験」又は「杭の施工法の影響を考慮した支持力算定式」により評価する。
支持層が同一の杭において、施工方法の異なる杭を用いることは異種基礎の併用となるので、避けることが望ましい。
1本当たりの鉛直荷重が等しい場合、群杭の沈下量は、単杭の沈下量に比べて大きい。
群杭基礎の場合、その水平耐力は、各杭を単杭とみなしたときの水平耐力の総和よりも小さくなる。
群杭の引抜き抵抗力は、「群杭全体を包絡するブロックとしての抵抗力」と「各単杭の引抜き抵抗力の合計」のうち、小さいほうの値とする。
地下室を有する建築物の杭基礎において、建築物と地盤を一体とした解析等で検討した場合を除き、基礎スラブ底面における地盤の鉛直支持力と杭の鉛直支持力は加算しない。
地下室を有する建築物の杭基礎において、地震による水平力は、地下外壁を介して地中に伝達される水平力が杭が負担する水平力とに分けることができる。
地下水位の高い敷地に地下室を設ける場合は、浮力が作用するので、杭の引抜き抵抗力の検討が必要となる。
一つの建築物にやむを得ず直接基礎と杭基礎とを併用する場合、それぞれの基礎の鉛直荷重時及び水平荷重時の詳細な検討を行い、基礎及び上部構造に障害が生じないことを確認しなければならない。
同一の建築物で支持層の深さが極端に異なり、やむを得ず杭基礎と直接基礎を併用する場合には、不同沈下に対する検討を十分に行う。
直接基礎及び杭基礎の長期許容支持力Raは、基礎の材料の許容応力度以下の範囲で、地盤の破壊に基づく極限支持力Ruの1/3以下とする。
パイルド・ラフト基礎とは、直接基礎と杭基礎を併用した基礎形式であり、荷重に対して直接基礎と杭基礎が複合して抵抗するものである。
摩擦杭と直接基礎からなるパイルド・ラフト基礎は、地盤に作用する荷重と沈下量の関係を評価するため、沈下量の検討を省略できない。
直接基礎と杭基礎を併用した基礎形式であるパイルド・ラフト基礎は、直接基礎として十分な支持力はあるが沈下が過大となる場合等に採用されることがある。
直接基礎と杭基礎が複合して上部構造を支えるパイルド・ラフト基礎は、基礎の平均沈下量及び不同沈下量の低減に効果がある。
直接基礎と杭基礎を併用する場合には、それぞれの基礎の鉛直・水平方向の支持特性と変形特性を適切に評価する。
地下外壁に作用する土圧及び水圧は、地下水位が高くなるほど、大きくなる。
地下外壁に作用する水圧は、水深に比例した三角形分布とする。
地下外壁に作用する土圧は、地表面に等分布荷重が作用する場合、「地表面荷重がない場合の土圧」に「地表面の等分布荷重に静止土圧係数を乗じた値」を加えたものとする。

地下外壁の設計は、地下水位が深い部分は、土圧だけでなく水圧も考慮する。
鉄筋コンクリート構造の擁壁が長く続く場合、大きな不同沈下を生じる可能性があるため、構造体には、30m程度ごとに伸縮継手を設けるほうがよい。
擁壁に作用する土圧は、背面土の内部摩擦角が大きくなるほど小さくなる。
擁壁の滑動に対する検討は、大地震が作用しても滑動が生じないことを確認する。
擁壁の設計に用いる土圧は、主働土圧とし、必要に応じて地震動を考慮した土圧についても検討する。
擁壁背面の裏込めに排水層を設けることは、擁壁背面の土圧及び水圧の増大を防ぐ効果がある。
擁壁に作用する水圧は、擁壁の背面に十分な排水措置を講ずるにより考慮しなくてもよい。
擁壁の転倒に対する検討は、安定モーメントが常時作用する土圧による転倒モーメントに1.5を乗じた値を上回ることを確認する必要がある。
擁壁底面の滑動抵抗力は、土圧等の滑動力の1.5倍以上で設計すれば、使用限界状態での擁壁の変形等の検討は省略できる。
陸地境界線に建設される擁壁は、終局限界状態においても滑動は許容されない。
直接基礎の擁壁で土圧や水圧等の水平力に対する抵抗力は、「基礎底面の摩擦力又は粘着力」として考慮し、「基礎根入れ部分の受働土圧」は考慮しない。
地表面に作用する上載荷重があると、擁壁背面側に作用する土圧は増加する。
擁壁底版の直上の土の重量は、擁壁の転倒に対する抵抗要素として考慮することができる。
擁壁の滑動抵抗を大きくするためには、擁壁底面に突起を設けて抵抗させることもある。
親杭横矢板工法は、止水性がない。
ヒール現象は、主に軟弱な粘性土地盤において、根切り底面がふくれ上がることであり、山留め壁の安定性を損なうおそれのある現象である。
ポリング現象は、主に地下水位の高い砂質土地盤において、砂中を上向きに流れる水の圧力で砂粒子が巻き回され、わき上がることであり、山留め壁の安定性を損なうおそれのある現象である。
ディープウェル工法は、根切り底面の盤ぶくれ対策として、被圧地下水を低下させることができる。
ウェルポイント工法は、地下水位を低下させるための排水工法として、粗砂層からシルト質細砂層程度の地盤に適用される。
地下水には自由水、被圧水及び宙水があり、地下工事中に発生することがある根切り底面の盤ぶくれは、被圧水が原因である。
19.耐震設計
各階の保有水平耐力の計算による安全確認において、偏心率が所定の数値を上回る場合や、剛性率が所定の数値を下回る場合には、必要保有水平耐力を大きくする。
建築物の保有水平耐力を算定する場合、炭素鋼の構造用鋼材のうち、日本工業規格(JIS)に定めるものについては、材料強度の基準強度を1.1倍まで割増しすることができる。
必要保有水平耐力 Q_{ui} は、各階の変形能力を大きくし、建築物の一次固有周期を長くすると、地震エネルギーを吸収する上で、小さくなる。
各階の保有水平耐力 Q_{ui} は、建築物の一部又は全体が地震力の作用によって崩壊機構を形成する場合の各階の柱、耐力壁及び筋かいが負担する水平せん断力の和である。
各階の保有水平耐力 Q_u の算出において、鉄筋コンクリート構造のスラブ付きの梁は、スラブの鉄筋による効果を考慮して、終局曲げモーメントを計算する。
保有水平耐力時に、鉄骨造のはりの継手部に塑性化が想定されたので、必要に応じた塑性変形を生じるまで継手部が破断しないように設計した。
鉄骨構造の筋かい付きの骨組の保有水平耐力の算定において、圧縮側筋かいの耐力を加算する場合、一对の筋かいの水平せん断耐力を、圧縮側筋かいの座屈時の水平力の2倍とした。
鉄筋コンクリート構造の建築物において、保有水平耐力を大きくするために耐力壁を多く配置すると、必要保有水平耐力も大きくなる場合がある。
構造特性係数 D_s が0.3の建築物において、保有水平耐力が必要保有水平耐力の1.05倍となるように設計した場合、大地震の際に大破・倒壊はしないが、ある程度の損傷は受けることを許容している。
鉄骨造で筋かいを配置する場合は、筋かいのない純ラーメンの場合に比べて、強度構造となり靱性が低いので、構造特性係数 D_s は大きくなる。
鉄骨造で筋かい部分がない場合は、筋かいのない純ラーメンの場合に比べて、変形しにくくなるので、構造特性係数 D_s は大きくなる。
帳壁、内装材、外装材等の取付け部分の検討に当たっては、地震力によって生じる水平方向の層間変位を考慮する必要がある。
地震地域係数 Z は、「許容応力度を検討する場合」と「保有水平耐力を検討する場合」とで同じ値を用いる。
地震力によって生じる各階の層間変形角は、帳壁、内・外装材、設備などに著しい損傷を生じるおそれがないことが確認された場合は、1/120以下とした。
地表に設置された高さ4mを超える広告塔に作用する地震力は、水平震度を0.5 Z は地震地域係数以上として計算する。
構造特性係数(D_s)は、架構が靱性に富むほど小さくなり、減衰が大きいほど小さくなる。
限界耐力計算における安全限界固有周期は、建築物の地上部分の保有水平耐力時の各階の変形より計算する。
限界耐力計算における表層地盤による地震動の増幅特性は、「稀に発生する地震動」と「極めて稀に発生する地震動」により異なる。
限界耐力計算により建築物の構造計算を行う場合、耐久性等関係規定以外の構造強度に関する仕様規定は適用しなくてよい。
限界耐力計算により建築物の構造計算を行う場合、部材の塑性変形能力が高いほど、建築物全体の減衰性は大きい。
鉄骨造の建築物の限界耐力計算において、塑性化の程度が大きいほど、安全限界時の各部材の減衰特性を表す数値を大きくすることができる。
高さ60mを超える建築物について、時刻歴応答解析等の国土交通大臣が定める基準により安全性の確認を行った。
高さ60mを超える超高層建築物の耐震安全性の確認は、敷地の地盤特性を考慮した地震動等に対する時刻歴応答解析により行う。
高さ60mを超える建築物について時刻歴応答解析により安全性の確認を行う場合、地震地域係数 Z が同じ建設地であっても、表層地盤の増幅特性が異なれば、検討用地震波は異なる。
高さ60mを超える建築物の構造方法は、荷重及び外力に生じる力及び変形を把握し、耐久性等関係規定への適合性の確認も行わなければならない。
高さ40m、鉄骨鉄筋コンクリート造、地上10階建ての建築物は、高さ60m未満で31m以上の建築物なので、保有水平耐力の計算をする。
高さ20m、鉄骨造、地上5階建ての建築物の場合、層間変形角が1/200以下であることの確認及び保有水平耐力が必要保有水平耐力以上であることの確認を行った。
高さ31mの鉄筋コンクリート造の建築物において、偏心率が規定値を超えたので、保有水平耐力の確認を行った。
地上6階建ての建築物(1階が鉄骨鉄筋コンクリート造、2階以上が鉄骨造)の構造計算において、2階以上の部分の必要保有水平耐力を、鉄骨造の構造特性係数 D_s を用いて計算した。
地上5階建ての鉄骨構造の建築物において、保有水平耐力を算定しなかったため、地震力の75%を筋かいが負担している階で、その階の設計用地震力による応力の値を1.5倍して各部材の断面を設計した。
高さ13mかつ軒の高さ9mの2階建て、延べ面積500㎡の鉄骨造の建築物において、偏心率が0.18となったが、梁スパン長さが6m以下であったので、標準せん断力係数 C_0 を0.3として許容応力度計算を行った。
高さ10m、鉄筋コンクリート造、地上3階建ての建築物の場合、鉄筋コンクリート造の柱・耐力壁の水平断面積が規定値を満足しているため、保有水平耐力の算出を行わなかった。
延べ面積100㎡、高さ5m、鉄筋コンクリート造、平家建ての建築物の場合、仕様規定をすべて満足しているため、保有水平耐力の算出を行わなかった。
一次設計用地震力によって生じる各階の層間変形角は、帳壁、内・外装材、設備等に著しい損傷を生じるおそれがないことが確認された場合は、1/20以内とすることができる。
ピロティ部分の柱の設計に当たっては、直上の耐力壁がピロティ部分の柱に先行して崩壊メカニズムを形成するようにした。
1階がピロティで、2階以上に連層壁を有する場合、転倒モーメントにより、連層壁下部の1階のピロティ部分の柱に大きな軸力が作用するので、柱に十分な耐力をもたせる必要がある。
耐力壁や筋かいを耐震要素として有効に働かせるためには、床に十分な面内剛性と耐力を確保する必要がある。
地震力を受ける耐力壁の耐力は、基礎が引抜きにより浮き上がることで決まる場合がある。
上下層で連続する耐力壁の全高さ(全高さ/幅)が大きい場合、耐力壁の頂部を剛性の高い梁で外周の柱とつなぐことによって、地震時にその耐力壁が負担する地震力の割合を高める効果がある。
「曲げ降伏型の柱」は「せん断破壊型の耐力壁」の保有水平耐力は、単純に終局強度による水平せん断力の和とすることができない。
耐力壁の剛性及び耐力の評価をする場合、基礎の浮き上がりによって生じる回転は無視してはいけない(無視は過大な応力負担となる)。
耐力壁等の耐震要素は、建築物の中心部に集中するより、外周部に分散して配置するほうが有効である。
耐力壁の水平耐力の和の保有水平耐力に対する比 β_{ui} は、大きくなるほど、構造特性係数 D_s を小さくすることができる。
細長い連層耐力壁に接続する梁(境界梁)は、耐力壁の回転による基礎の浮き上がりを抑える効果がある。
多層多スパンラーメン架構の1スパンに連層耐力壁を設ける場合、基礎の浮き上がりに対する抵抗性を高めるためには、架構内の最も外側に配置するより中央部分に配置するほうが有効である。
鉄筋コンクリート造の柱は、主筋が多くなっても変形能力は変わらない(逆に付着剥離破壊を起こしやすくなる)。
水平力を受ける鉄筋コンクリート構造の柱は、軸方向圧縮力が大きくなるほど、変形能力が小さくなる。
建築物の地下部分がある場合、杭の地震時設計用外力としては、根入れ効果による水平力の低減を行った。
偏心率、剛性率の算定に当たって、耐力壁、袖壁、腰壁、垂れ壁などの剛性は、弾性剛性に基いた値とした。
鉄筋コンクリート構造の既存建築物の耐震改修において、耐力の向上を図る方法には、「壁を厚くする方法」、「壁を増設する方法」、「鉄骨造の筋かいを増設する方法」等がある。
柱のラーメン架構の塑性ヒンジは、柱崩壊とならないように、大ばりに接続する柱の全塑性モーメントの値を、大ばりの全塑性モーメントの値よりも大きくする。
建築物の一次固有周期は、同じ構造形式の場合、高い建築物ほど長くなる。
塔屋や屋上突出物には、地震時に、建築物本体に比べて、大きい加速度が作用する。
建築物の一次固有周期は、同じ構造形式の場合、建築物の高さが高いものほど長くなる。
偏心率や剛性率の算定に用いる耐力壁の剛性は、大地震動時に剛性低下することが明らかでない場合を除いて、剛性低下率を用いて低減してはならない。
建築物の固有周期は、地盤の卓越周期と一致しないようにするほうが望ましい。
建築物の耐震性を向上させる有効な方法には、構造体の強度を大きくすること、構造体の靱性を高めること、建築物全体を軽量化すること等がある。
地上2階建ての建築物において、1階を鉄筋コンクリート造、2階を木造とした場合、各階がそれぞれの構造に関する規定を満足するようにする。
内・外壁等の仕上げ材等は、地震時に架構そのものには損傷がなくても、架構の変形によって破損することがある。
地震時は、応答加速度が上層ほど大きくなることを考慮して、地震層せん断力係数 C_i を上層ほど大きくする。
開口を有する耐力壁の耐力計算では、開口面積の影響と、開口部の幅及び高さの影響を考慮する。
建築物の高さ方向の剛性や耐力の分布がやむを得ず不連続となる場合には、安易に耐力を割増すのではなく、地震時の振動性状や崩壊過程を考慮して計画を進める。
大地震・台風時の層間変形は、仕上げ材の変形能力が十分であることを確認し、階段・エスカレーターが筋かいのように働き、建築物の挙動に大きな影響を及ぼすことがないように配慮する。
一次設計用地震力によって生じる各階の層間変形角が1/180となったので、別途、帳壁、内・外装材、設備等に著しい損傷を生じるおそれがないことを確認した。
建築物の耐震性は、強度と靱性によって評価され、靱性が低い場合には、強度を十分に大きくする必要がある。
建築物の各階の剛性に大きな差があると、地震時に剛性の小さい階に変形や損傷が集中しやすい。
構造体の強度・靱性が同じ場合、建築物の全体の軽量化は、耐震性を向上させる。
各階で重心と剛心が一致していると、地震時にねじれ振動を起こし損傷を受けにくい(剛性率が0.6未満の階があると、変形が集中し崩壊し易い階となる)。
偏心の大きい建築物は、地震時に建築物の隅部で過大な変形を強いられる部材が生じ、それらの部材に損傷が生じることがある。

第一次診断は、構造耐震指標Isが0.8以上が安全であり、0.5であれば安全と言えない。
第一次診断は、建築年数のほか、建築物の変形や壁・柱のひび割れ等を考慮して、経年指標Tを決定した。
第一次診断は、1階がピロティ形式であったので、形状指標S ₀ を低減した。
「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断」には、第1次診断法、第2次診断法及び第3次診断法があり、診断法の次数が上がるほど算定法は詳しくなり、結果の信頼性が高まる。
建築物の屋根周辺部や庇は、大きな上向き風圧が作用するので、この耐風に関する検討をする。
建築物の構造耐力上主要な部分が、昭和56年6月1日における建築基準法の規定に適合していたので、耐震診断の必要性は低いと判断した。
耐震計算を行う場合に用いるAiは、多数の地震応答解析結果の蓄積から、それらをまとめたものに基づき定められた、設計用層せん断力を求めるための高さ方向の分布を表わす係数である。
各階の保有水平耐力計算において、偏心率が所定の数値を上回る場合又は剛性率が所定の数値を下回る場合には、必要保有水平耐力の値を割増しする。
保有水平耐力は、建築物の一部又は全体が地震力の作用によって崩壊形を形成するときの、各階の柱、耐力壁、筋かいが負担する水平せん断力の和として求められる。
各階の保有水平耐力の安全性確認では、ある階の偏心率が所定の数値を上回る場合、全ての階について必要保有水平耐力の割増しをする必要はない。
鉄筋コンクリート造の低層建築物において、最上階から基礎まで連続していない壁であったり、力の流れを考慮した設計によって、その壁を耐力壁とみなすことができる。
鉄筋コンクリート造建築物の必要保有水平耐力計算において、柱・梁部材に曲げ破壊が生じる場合は、せん断破壊が生じる場合に比べて、構造特性係数D ₀ を大きくしなければならない。
鉄筋コンクリート造の既存建築物の耐震改修工事において、柱の変形能力の向上を図る補強工法の一つに、炭素繊維巻き付け補強がある。
鉄筋コンクリート造の柱は、主筋が多く入るようにより変形能力が大きくなる(逆に付着割裂破壊し易くなる)。
腰壁や垂れ壁の付いた鉄筋コンクリート構造の柱(短柱)は、それらの付かない柱に比べて、地震時の塑性変形能力が小さく破壊し易い。
柱の設計において、垂れ壁や腰壁の付いた柱は、同一構面内の垂れ壁や腰壁の付かない柱より先に降伏するので、靱性をもたせざるようにした。
鉄筋コンクリート造の建築物において、柱・梁と同一構面内の腰壁やそで壁が、建築物の耐震性能を低下させる場合がある。
垂れ壁や腰壁が付く柱が多かったため、当該柱や当該階の耐力を大きくして設計した。
鉄筋コンクリート造の建築物の柱の剛性評価において、腰壁と柱とが接する部分に完全スリットを設ける場合は、腰壁部分の影響を無視してもよい。
鉄筋コンクリート造の腰壁と柱の間に完全スリットを設けた場合であっても、梁剛性の算定に当たっては、腰壁部分が梁剛性に与える影響を考慮する。
水平力を受ける鉄筋コンクリート造の柱は、軸方向圧縮力が大きくなるほど、変形能力が小さくなる。
純ラーメン構造の中高層建築物において、地震時の柱の軸方向力の変動は、外柱より内柱のほうが小さい(外柱のほうが地震時の負担が大きい)。
純ラーメン構造の中高層建築物において、地震時の柱の軸方向力の変動は、中柱より隅柱のほうが大きい。
ラーメン構造と耐力壁構造の保有水平耐力は、耐力壁構造が先に褶曲するので、それぞれの終局強度から求められる水平せん断力の和とすることができない。
せん断補強筋の材料強度は、JIS規格品でも、せん断破壊に対する余裕度を確保するために基準強度の割増しはしない。
耐震計算において、高さ10m、鉄筋コンクリート造、地上3階建ての建築物の場合、鉄筋コンクリート造の柱・耐力壁の水平断面積が所定の値を満足していれば、保有水平耐力の算出は行わなくてもよい。
耐震要素の平面的な配置は、バランスよく偏心が少なくなるように配慮するが、鉄筋コンクリート壁の防水性や遮音性も重要なため、偏心を少なくするために安易に壁を取り払うことは建築性能上好ましくない。
地震力を算定する場合に用いる鉄骨構造の建築物の設計用一次固有周期(単位秒)は、建築物の高さ(単位m)に0.03を乗じて算出することができる。
鉄骨造の建築物の限界耐力計算において、塑性化の程度が大きいくほど、安全限界時の各部材の減衰特性を大きく評価することができる。
鉄骨造の建築物の計画において、梁間方向を純ラーメン構造、桁行方向をブレース構造とする場合、方向別に耐震計算ルートを採用してもよい。
建築物の張り間方向を純ラーメン架構、桁行方向をブレース架構とする場合は、方向別に異なる耐震計算ルートを採用してもよい。
鉄骨造の筋かいとして単一の山形鋼を用いる場合、その筋かいの引張耐力は、突出脚の一部を無視した断面を用いて算定した。
鉄骨構造の筋かい付き骨組の保有水平耐力計算における、X筋筋かいの耐力は、引張側筋かいの耐力と圧縮側筋かいの座屈後安定耐力とを合算して求める。
鉄骨構造の筋かいに山形鋼を用いる場合、山形鋼を2本使用し、ガセットプレートの両側に取り付け、偏心を小さくする。
鉄骨鉄筋コンクリート構造の非埋込形式柱脚の曲げ終局強度は、アンカーボルト曲げ終局強度、ベースプレート直下のコンクリート曲げ終局強度、ベースプレート周囲の鉄筋コンクリート曲げ終局強度を累加する。
鉄骨部材の許容圧縮応力度は、材種及び座屈長さが同じ場合、座屈軸周りの断面二次半径が小さくなるほど小さい。
平面的に構造種別が異なる建築物は、構造種別ごとにエキスパンションジョイントにより分離して個々に設計するほうがよい。
筋かいを有する木質構造は、靱性を確保するため、筋かいに座屈や引張切断が生じさせる(筋かい端部の接合部が破壊しないと急激な座屈となる)。
基礎免震構造は、大地震での上部構造に作用する水平力を小さくすることはできるが、免震層には大きな変形が生じる。
基礎免震構造を採用したので、地震時における下部構造と上部構造との相対変位に対するクリアランスの確保に注意した。
中間層免震構造を採用したので、火災時を考慮して、免震装置に耐火被覆を施した。
免震構造は、上部構造の水平剛性が大きくなると、上部構造の床応答加速度も小さくなる。
免震構造は、一般に、上部構造の質量及び剛性の偏在等によるねじれ変形が抑制される。
免震構造に用いられる粘性ダンパーは、速度に応じた減衰力を発揮し、免震層の過大な変形を抑制する働きがある。
免震構造用のオイルダンパーや履歴減衰型ダンパーは、地震時に対する設計だけでなく、暴風時に対する設計も行う必要がある。
免震構造に用いられる積層ゴムアイソレーターの水平剛性は、面圧(支持軸力を積層ゴムの水平断面積で除した値)の大きさによって変化する。
天然ゴム系の積層ゴムアイソレータを採用する場合は、転倒モーメントによりアイソレータに大きな引張軸力が生じないようにする。
天然ゴム系の積層ゴムアイソレーターの免震構造は、アイソレータのみでは減衰能力が不足するので、オイルダンパーや鋼材ダンパー等を組み込む。
積層ゴムアイソレータを用いた免震構造は、水平地震動の免震効果はあるが、上下地震動の免震効果は期待できない。
積層ゴムの厚みを大きくすると、横方向のはらみ出しが大きくなり縦方向の圧縮量が大きくなるので、鉛直支持能力が低下する。
積層ゴム支承を用いた基礎免震構造は、地震時の建築物に作用する水平力が大きくなるので、地盤と建築物との相対変位も大きくなる。
制振構造に設置するダンパーは、建築物全体の耐力分布や振動性状を踏まえて、適切に配置する。
制振構造に用いられるオイルダンパーは、建築物の動きが比較的小さな段階から制振効果を発揮する。
制振構造に用いられる履歴型ダンパーの耐力は、地震後の建築物の残留変形を抑制するために、柱と梁からなる主架構の耐力よりも小さくする。
鋼材や鉛等の金属製の履歴型ダンパーは、金属が塑性化する際のエネルギー吸収能力を利用するものであり、安定した復元力特性と十分な疲労強度が必要である。
20.構造計画
構造形式が異なる建築物の接続部には、エキスパンションジョイントを設け、構造的に分離し、それぞれ別々に設計した。
エキスパンションジョイントは、温度応力やコンクリートの乾燥収縮等に対応する際に不利な要因となるわけではない。
固有周期の異なる複数の建築物を接続するに当たって、地震時の挙動が異なるので、エキスパンションジョイントを設けた。
全長が長く、外部に露出している鉄骨架構において、温度変化による伸縮に対応するため、架構の中間にエキスパンションジョイントを設けた。
圧密沈下の地盤で不同沈下による障害を抑制するためには、地中ばりのある方が、地中ばりにより建物全体を支えるので、建物倒壊を防止できる。
圧密沈下が生じる可能性のある地盤において、不同沈下による障害を抑制するために、独立フーチング基礎の基礎ばりを剛強にした。
地盤沈下が予想される地盤において、不同沈下に対する配慮を十分に行ううえで、地盤とともに建築物が沈下しても障害が生じないように設計した。
同一の建築物の基礎において、杭長に著しい差がある場合には、不同沈下による影響を検討する。
耐力壁や筋かいにつながる床スラブは、鉛直荷重を支えるとともに水平力を伝達するため、面内方向の剛性と耐力の確保が重要である。
床スラブは、鉛直荷重を支えつつ、水平力へ対応するため、構造的に耐力壁と緊結させて剛性及び耐力を確保する。
床スラブは、常時の鉛直荷重を支えるとともに、地震時における水平力の伝達、架構の一体性の確保等の役割をするので、床スラブの面内剛性及び耐力の検討を行った。
耐力壁周辺の床スラブには、水平剛性及び水平耐力が特に必要なので、開口部を設けないようにした。
床スラブは、水平力を柱や壁に伝達する機能を有しているため、「上下階で耐力壁の位置が異なる場合」や「平面的にくびれがある場合」は、床面内の水平剛性や強度を検討する。
フラットスラブ構造は、地震力のすべてを負担させるべきではなく、通常のラーメン構造や耐力壁を併用する。
鉄筋コンクリート造の床スラブは、地震時に生じる面内せん断力に対する耐力や剛性についても考慮が必要である。
鉄筋コンクリート造の場合、大スパンの架構には、はりにプレストレストコンクリート部材を用いるほうが合理的である。
大断面木造建築物は、高さ13mを超える大スパンの架構としても計画することができる。
大スパンの建築物は、梁や床スラブの上下方向の振動による応力と変形を考慮する。
大きいスパンの建築物において、柱を鉄筋コンクリート構造、梁を鉄骨構造としてもよいが、異種構造の部材間における応力の伝達を考慮して設計する必要がある。
制振構造や免震構造において用いるダンパーは、地震時の挙動だけでなく、風による影響も考慮する。
建築物に設ける鋼材ダンパーは、建築物の減衰性を高めることにより、大地震時の建築物の揺れを低減する効果がある。
高層建築物について、長周期地震動への対応としてダンパーを導入し、制振構造の建築物とした。
超高層などの細長い建築物の風による振動は、強風時には、風方向より風直交方向のほうが、大きくなる可能性がある。
屋根ふき材において、一つの屋根構面内の中央に位置する部位より縁に位置する部位のほうが、風による吹き上げ力が大きいものとして設計を行った。
高さによって幅や奥行きが小さい建築物において、風方向の荷重の検討に加えて、風直交方向の荷重の検討を行った。
トラス構造による高い鉄塔は、トラス材に対して、風圧力の検討が必要である。
超高層建築物に作用する風圧力に対する構造計算を行う場合、水平面内における風向と直交する方向及びねじれ方向の建築物の振動について考慮する必要がある。
高層建築物の耐震設計において、地上階に比べて地下階のほうが平面的に大きな広がりがある場合、地上1階の床面の水平せん断力の伝達を検討する必要がある。
コンクリート充填鋼管(CFT)柱は、耐力や塑性変形能力が大きいため、軸圧縮力の大きい柱に適用した。
コンクリート充填鋼管(CFT)構造の柱は、外周の鋼材による拘束(コンファインド)効果により、充填コンクリートの圧縮強度を、通常の鉄筋コンクリート造の場合よりも高く評価することができる。
コンクリート充填鋼管(CFT)構造の柱は、鉄骨構造の柱に比べて充填コンクリートがあることから塑性変形能力に優れ、軸力比制限や鋼管の幅厚比制限を緩和できる。
建築物のたわみや振動による使用上の支障が起らないことを確認するために、梁及びスラブのたわみ等の検討をする。
プレストレストコンクリート構造は、鉄筋コンクリート構造に比べて大きなスパンが可能である。
プレストレストコンクリート造は、ひび割れ発生の可能性が低く、耐久性は鉄筋コンクリート造よりも優れている。

水平力を受ける塔状の高層建築物の水平変位を計算する場合には、柱の伸縮によって生じる変形も考慮する必要がある。
構造体の強度・靱性が同じ場合、建築物の全体の軽量化は、耐震性を向上させる。
建築物のねじり剛性を大きくするためには、耐力壁や筋かいを、平面上の中心部に配置するより外周部に配置するほうが有効である。
純ラーメン構造の場合、地震時の柱の軸方向力の変動は、中柱に比べて外柱のほうが大きくなる。
鉄骨鉄筋コンクリート造の上に鉄筋コンクリート造を設ける場合、最上階の柱の内蔵鉄骨は、その直上階の柱の内法高さの1/2程度まで延長する。
鉄筋コンクリート造において、壁式構造は、ラーメン構造に比べて変形能力が小さく、強度によって耐震性を確保する構造である。
中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造は、けた方向における扁平な壁状の柱とは異なる壁式ラーメン構造と、はり間方向における連層の独立耐力壁とによって構成される。
既存の鉄筋コンクリート造建築物の耐震補強する場合、架構内に耐震壁や鉄骨ブレースを新設して耐力を増したり、柱に鉄板を巻いて靱性を向上させる等の方法がある。
中層の集合住宅の計画において、廊下側となる長辺方向を鉄骨鉄筋コンクリート造、住戸の界壁がある短辺方向を鉄筋コンクリート造とした。
鉄骨造の建築物の計画において、長辺方向を純ラーメン構造、短辺方向をブレース構造とした。
剛心と重心を近づける計画とし、地震時のねじれ振動による建築物外周部の揺れが大きくなりすぎないようにした。
鉄骨構造の一般的な露出形式の柱脚を含む骨組の応力解析は、アンカーボルトの配置に応じて、柱脚の固定度を考慮しなければならない。
ピロティ形式の建築物においては、ピロティ階の剛性率が小さくなるので、この階で層崩壊しないようにするため、柱に十分な強度と靱性をもたせるように計画した。
擁壁に作用する地震時の主動土圧係数は、震度k=0.2程度であれば、通常時の主動土圧係数の20～30%増の範囲以内に納まる。
連層耐力壁に接続する鉄筋コンクリート造のたばり(境界り)には、地震時に大きな塑性変形能力が得られるように、せん断補強筋の量を多くした。
耐力壁が平面的に偏在している鉄筋コンクリート造の建築物は、剛心と重心との距離が小さくなるように計画する(距離が離れると過大な変形が起こる)。
構造耐力上主要な部分は、建築物に作用する水平力に耐えるように、つり合いよく配置する。
地震時に大きな水平加速度が建築物に直接作用しにくいように、積層ゴム支承などの機構を設け免震構造とした。
建築物の耐震安全性は、耐震強度が十分に大きい場合、靱性にはそれほど期待しなくてもよい。
境界り(耐力壁に接続するはり)は、耐震壁の回転による基礎の浮き上がりを抑える効果がある。
カーテンウォールの取付け部分の構法の検討に当たっては、地震時の各階の層間変位を考慮する必要がある。
層間変形角は、建築物の各階に生じる水平方向の層間変位を、当該各階の高さで除すことによって計算した。
鋼材の線膨張係数は、普通コンクリートの線膨張係数と同じである。
地上5階建の中層型枠コンクリートブロック造の建築物において、軒高15m、階高3mの計画とした。
粘性土地盤上の基礎の計画は、建築物の荷重が不均等なので、杭打ち基礎とした。
塔状建築物は、強風時の揺れを低減するために、制振装置を設置した。
腰壁や垂れ壁の付いた柱は、腰壁や垂れ壁の付かない柱より先に降伏する(短柱は水平力が集中し崩壊し易い)。
はり及びスラブの振動による使用上の支障が起こらないことを確認するには、たわみを検討する。
上層階を鉄筋コンクリート構造、下層階を鉄骨鉄筋コンクリート構造とする計画において、鉄骨鉄筋コンクリート構造の柱内の鉄骨を鉄筋コンクリート構造の始まる階の柱の中間部まで延長した。
損傷限界は、建築物の耐用年限中に少なくとも一度は発生する程度(中規模)の地震力の作用後において、建築物の安全性、使用性及び耐久性が低下せず、そのための補修を必要としない限界である。
安全限界は、建築物の耐用年限中に極めて稀に発生する程度(大規模)の地震力に対して、鉛直荷重支持部材がその支持能力を保持しつつ水平変形し、倒壊等に至らない限界である。
安全限界の検証に用いる標準加速度応答スペクトルの大きさは、損傷限界の検証に用いる大きさの5倍である。
部材の塑性変形能力が高いほど、塑性変形により振動エネルギーが消費されるので、建築物全体の減衰性は大きい。
保有水平耐力から安全限界耐力を算定する場合、建築物のいずれかの階が最初に保有水平耐力に達するときの建築物の耐力を安全限界耐力とする。
冷間成形角形鋼管を柱に使用したラーメン構造は、柱崩壊型となるより、はり崩壊型又はパネル崩壊型となる方が靱性を確保できる。
鉄筋コンクリート構造と鉄骨構造を混用する場合は、剛性や耐力の連続性に留意する。
柱付き壁に耐震スリットを設ける方法は、靱性は増加するが、耐力は増加しない。
垂れ壁や腰壁の付いた柱は、垂れ壁や腰壁の付かない柱と比べて、靱性が低いと判断する。
鉄骨造の純ラーメン構造の建築物の耐震設計において、必要とされる構造特性係数Dsは0.25であったが、0.3として保有水平耐力の検討を行った。
床構造の鉛直方向の固有振動数が小さい場合には、鉛直方向の振動によって居住性への障害が生じないように検討を行う。
細長い連層耐力壁に接続する梁(境界梁)は、耐震壁の回転による基礎の浮き上がりを抑える効果がある。
鉄筋コンクリート造ラーメン構造の大梁の断面算定に当たっては、地震衝重時の応力として柱面位置での曲げモーメントを、断面検討に用いることができる。
多スパンラーメン架構の1スパンに連層耐力壁を設ける場合、転倒に対する抵抗性を高めるためには、架構内の最外縁部に配置するより中央部分に配置するほうが有効である。
地下室を設けることは、特に杭の鉛直支持力に対する安全性を低下させることはない。
鉄骨造の多層骨組の建築物において、床を鉄筋コンクリートスラブとした場合には、各骨組に水平力を伝達するために、床スラブとこれを支持する鉄骨梁をシブコネクター等で緊結する必要がある。
構造設計者は、建築主の要求を十分に把握し、目標とする性能を建築主の合意を得て設定し、その上で最も相応しい構造種別、構造形式や使用材料等を勘案して設計する。
構造設計者は、具体的な骨組の断面と各部詳細を、施工性及び経済性も十分に考慮して設計図書にまとめ、施工者へ設計意図を正しく伝達する。
構造設計者は、供用期間中の維持管理の方法についても、建築主に明らかにする。
構造設計者は、法の精神を遵守することはもちろん、時代の技術の研鑽に努め、さらにそれらを発展させて設計に反映させ、建築物の質の向上に努める。
超高層建築物は、長周期成分が卓越する地震動に対して、低層建築物よりも影響を受けやすい。
構造特性係数Dsは、架構が靱性に富むほど、地震エネルギーの吸収が大きいので、小さくなる。
鉄骨構造で、短辺方向を純ラーメン構造、長辺方向をブレース構造とした場合、耐震計算ルートは、方向別に異なるルートで計算する。
鉄筋コンクリート造の建築物で壁の多いものは、水平剛性及び水平耐力を大きくすることができるが、脆性的な壁のせん断破壊を生じやすい。
柱の継手に作用する応力をできるだけ小さくするために、柱の継手位置を階高の中央付近になるようにした。
アスペクト比(幅に対する高さの比)が大きい塔状の建築物は、大地震時の転倒防止のため、基礎の重量を増加させる。
構造形式や構造種別が異なる構造を併用する場合には、それぞれの構造形式や構造種別の特性を踏まえて計画する。
エスカレーターは、大地震時において、耐震ブレースのように挙動することによる破損や層間変形による脱落が生じないように計画する。
床の鉛直方向の固有振動数が10 Hz以下となる場合には、振動に対する居住性の検討を行う。
圧密沈下のおそれのある地盤において、基礎形式を独立基礎からべた基礎に変更すると、不同沈下による建築物の損傷が生じにくい。
細長い建築物の応力解析において、短辺方向に地震力を受ける場合は、床を剛と仮定しなかった。
床組の振動の支障がないことを確認するには、部材の剛性を評価したたわみ等の検討をする。
片持スラブの設計では、長期荷重に加えて地震時の上下振動を考慮して配筋を決定する。
鉄筋コンクリート造の建築物の腰壁と柱との間に設ける完全スリットは、柱の剛性評価において腰壁部分の影響を無視できる。
高強度コンクリートや高強度鉄筋の実用化等により、高さ100mを超える鉄筋コンクリート造の建築物が建設されている。
片流れ屋根の屋根葺き材の構造設計において、風による吹上げ力は、屋根面の中央より、縁のほうが大きい。
制振構造によるダンパーのエネルギー吸収率は、主架構とダンパーとの接合の構造形式を間柱型(関節接合型)とするより、ブレース型(直接接合型)とするほうがよい。
免震構造での積層ゴムアイソレータの全ゴム層厚に対するゴム直径の比となる2次形状係数S2は、座屈荷重や水平剛性に関係する。
プレストレストコンクリート造の梁は、鉄筋コンクリート造の梁に比べて、地震後の残留変形が残らない。
純ラーメン構造の場合、地震時の柱の軸方向力の変動は、一般に、中柱より外柱のほうが大きい。
鉄筋コンクリート造の腰壁付き梁の剛性は、腰壁と柱との間に完全スリットを設けた場合であっても、腰壁の影響を考慮する必要がある。
構造特性係数Dsは、一般に、架構が靱性に富むほど小さくすることができる。
連層の耐力壁に接続する梁(境界梁)の曲げ耐力及びせん断耐力を大きくすると、地震力に対する耐力壁の負担せん断力が小さくなる。

21.木質材料

構造用集成材の許容応力度は、構成するひき板(ラミナ)の等級などによって異なる。
構造用木材・構造用集成材の短期許容応力度は、長期許容応力度の2倍と定められている。
繊維方向の許容応力度は、木材より構造用集成材のほうが大きい。
構造用集成材の特徴は、いろいろな断面、長さの材を得られることがあげられる。
集成材のひきは、はりせいが大きくなるにつれて、単位面積当たりの曲げ強度が小さくなる傾向にある。
集成材とは、ひき板又は小角材などを、その繊維方向を互いにほぼ平行にして、厚さ及び長さの方向に集成接着した材料である。
繊維方向の曲げに対する許容応力度は、普通構造材より構造用集成材のほうが大きい。
集成材は、大きな断面や長い材を得るのが容易で、乾燥による割れ又はくいを生じにくく、強度のばらつきも少ない。
集成材の繊維方向の短期許容圧縮応力度は、圧縮に対する基準強度の2/3と定められている。
構造用集成材である同一等級構成集成材の強度等級は、構成するひき板(ラミナ)の等級及び積層数により異なる。
集成材のアーチ材を製造する場合、アーチ材の湾曲部の曲率半径が小さいほど薄いひき板(ラミナ)を用いる。
構造用集成材の日本農林規格において、同一試料集成材から採取した試験片の含水率の平均値は、15%以下であることとされている。
同一等級構成集成材で、ひき板の積層数が2枚又は3枚のものは、梁等の高い曲げ性能を必要とする部分に用いる場合、曲げ応力を受ける方向が積層面に平行になるように用いる。
木材に荷重が長期間作用する場合の変形は、クリープによって、初期変形に対して、気乾状態では約2倍、湿潤状態では約3倍となる。
木材を用いた建築物の設計は、クリープを考慮する必要がある。
木材に、ある限度以上の一定荷重を継続して載荷しておくと、時間とともに変形が増大する。
木材の繊維方向の許容応力度の大小関係は、曲げ>圧縮>引張り>せん断である。

木材の繊維方向の曲げ、引張り、せん断、繊維直交方向のめり込みの基準強度の大小関係は、曲げ>引張り>めり込み>せん断である。
木材の繊維方向の材料強度は、引張強度に比べて、圧縮強度のほうが大きい。
木材の基準強度の大小関係は、Fb(曲げ)>Ft(せん断)である。
木材は、湿潤状態のほうが気乾状態に比べて、強度が小さい。
木材の強度は、気乾比重が大きいものほど大きい(乾いているものほど強度あり)。
構造用材料の弾性係数は、繊維飽和点以下の場合、含水率の低下に伴って増大する。
日本農林規格に規定される構造用合板については、含水率が15%を超える場合には、許容応力度を低減する。
木材の強度は、含水率が増加すると低下し、繊維飽和点以上では一定となる。
木材を常時湿潤状態にある部分に使用する場合、繊維方向の許容応力度は、所定の数値の70%に相当する数値とする。
木材の収縮率の大小関係は、繊維方向<年輪の半径方向<年輪の円周方向である。
木材の繊維方向の短期許容応力度は、積雪時の構造計算以外の場合、長期許容応力度の2/1.1倍とされている。
木材の繊維方向の長期許容応力度は、積雪時の構造計算以外の場合、基準強度の2/3である。
木材の繊維方向の長期許容応力度は、積雪時の構造計算以外の場合、木材の繊維方向の基準強度Fの1.1F/3倍の数値とする。
長期の積雪荷重を検討する場合、木材の繊維方向の長期許容応力度は、通常の長期許容応力度の1.3倍の数値とする。
木表は、木裏に比べて乾燥収縮が大きいので、木表側に凹に反る性質がある。
含水率が繊維飽和点以下の木材の伸縮率は、含水率が小さくなるほど小さくなる。
含水率が繊維飽和点以下の木材において、膨張・収縮は、ほぼ含水率に比例する。
木材は、含水率が長期にわたって15%以下に保たれると腐朽しにくい。
木材の腐朽は、木材腐朽菌の繁殖条件である酸素・温度・水・栄養源のうち、一つでも欠くことによって防止することができる。
防腐剤を加圧注入した防腐処理材は、仕口や継手の加工が行われた部分について、加工面の再処理をしなければならない。
心材は、辺材に比べて耐腐朽性に優れていることから、腐朽しやすい箇所には、心材を使用する。
辺材は、心材に比べて腐朽しやすく、耐蟻性に劣る。
木材の心材の耐朽性は、「べいすぎ」に比べて、「べいつが」のほうが劣っている。
垂木、根太等の並列材に構造用合板等を張り、荷重・外力を支持する場合、曲げに対する基準強度は、割増しの係数を乗じた数値とすることができる。
構造用木材の許容応力度は、同じ針葉樹であっても、等級(普通構造材、上級構造材の別)によって異なる。
木材の繊維方向の短期許容応力度は、曲げ、圧縮、せん断、引張りのいずれも、長期許容応力度の2倍である。
木材の互いに直交する三方向(繊維方向、年輪の半径方向、年輪の円周方向)の引張強さの大小関係は、繊維方向>年輪の半径方向>年輪の円周方向である。
木材の繊維方向の許容応力度は、木材の種類及び品質によって異なる。
木材は、含水率が25~35%を境にして腐朽しやすくなるため、構造用製材の含水率は、25%以下とする。
木材の強度は、一般に、同じ乾燥状態であれば密度が大きいものほど高い。
含水率が繊維飽和点以下の木材の乾燥収縮率は、「年輪の半径方向」より「年輪の接線方向」のほうが大きい。
合板は、層内にせん断力を受けると、小さい荷重でも、木材の繊維がころがるような状態で破壊することがある。
木材のヤング係数は、繊維に直角方向より繊維方向のほうが大きい。
併用期間が3か月の仮設建築物に使用する木材の長期許容応力度は、仮設でない場合の1.2倍にすることができる。
構造用木材には、節、割れ、繊維の傾斜、丸身等による耐力上の欠点がないものを使用する。
大断面木造建築物の柱及びびわりの設計において、所定の耐火性能が要求される場合、燃え代を除いた断面に長期の組合せ荷重により生じる応力度が、短期許容応力度を超えないことを確認する方法がある。
普通合板は、木材を薄くむいた単板を互いに繊維方向を直交させて積層接着させたもので、異方性の少ない面材である。
構造用合板のホルムアルデヒド放散量は、「F☆☆☆☆」より「F☆☆☆☆」と表示するものの方が低い。
断面がある程度大きい木材は、表面が燃焼しても、その部分に形成される炭化層によって、深部まで急速に燃焼が及ぶことはない。
防蟻処理を行う場合、土壌処理を行う範囲は必要最低限とし、可能な限り、「建築物内へのシロアリの侵入阻止」と「木材の湿潤化防止」を目的とした構造法を併用する。
木造建築物におけるシロアリによる被害は、ヤマトシロアリは建築物の下部に多く、イエシロアリは建築物の上部にまで及ぶことがある。
木材の熱伝導率は、普通コンクリートに比べて小さい(熱が伝わりにくい)。
製材の日本農林規格において、目視等級区分構造用製材は、構造用製材のうち、節、丸身等の材の欠点を目視により測定し、等級区分したものである。
日本農林規格(JAS)の強度等級「E120-F330」の対称異等級構成集成材は、繊維方向の曲げに対する基準弾性係数は12kN/mm ² 、繊維方向の曲げに対する基準材料強度は33N/mm ² である。
木材の曲げ強度は、気乾比重が大きいものほど大きい。
木材を加熱した場合、約260℃に達すると引火し、約450℃に達すると自然に発火する。
木材は、引張り及び曲げに対して靱性を有さず、脆的な破壊をする。
構造用材料の弾性係数は、一般に、気乾状態から含水率が繊維飽和点に達するまでは、含水率が大きくなるにしたがって小さくなる。
LVLは、単板積層材と呼ばれ、各層の繊維方向が互いにほぼ平行となるように積層接着されたもので、柱、梁等の線材に使用される。
CLTは、直交集成板と呼ばれ、各層の繊維方向が互いにほぼ直角となるように積層接着されたもので、床版、壁等の面材に使用される。
22.コンクリート材料
AE剤は、ワーカビリティを向上させる。
AE剤等の混和剤は、コンクリートの性質を改良又は調整するために使用する。
コンクリートに高性能AE減水剤を用いる場合には、細骨材の微粒子が少ないと、ワーカビリティが低下したり、ブリーディングが多くなったりすることがある。
AE剤を用いたコンクリートは、微細な空気泡が生成されるので、凍結融解作用に対する抵抗性が増大し、耐久性も向上する。
凍結融解作用を受けるとコンクリートの凍害対策として、AEコンクリートとし、空気量を4.5%とした。
AE剤を用いたコンクリートは、AE剤で連行された空気がコンクリート中で独立気泡を形成し、気泡がクッションとなるので凍結融解に対する抵抗性が増す。
コンクリートのヤング係数は、強度が同じならば、軽量コンクリートより普通コンクリートのほうが大きい。
コンクリートのヤング係数は、設計基準強度が同じ場合、使用する骨材により異なる。
コンクリートのヤング係数は、コンクリートの気乾単位体積重量又は圧縮強度が大きいほど、大きい値となる。
コンクリートのヤング係数は、応力ひずみ曲線における圧縮最大強度時の1/3~1/4の点と原点とを結ぶ直線の勾配で表される。
コンクリートのヤング係数は、コンクリートの圧縮強度が高いほど大きい。
コンクリートの設計基準強度が2倍になると、コンクリートのヤング係数は2 ^{1/3} =1.26倍となる。
コンクリートのせん断弾性係数は、ヤング係数の0.4倍程度である。
コンクリートの中性化速度は、圧縮強度が大きいほど遅い。
コンクリートの中性化速度は、水セメント比が小さいほど小さい(遅い)。
コンクリートの中性化とは、コンクリートの表面から空気中の炭酸ガスを吸収することにより、コンクリート中のアルカリ性が失われていく現象である。
コンクリートの水セメント比が小さいほど、圧縮強度が高くなるので、大気中における中性化速度は遅くなる。
高強度コンクリートは、通常のコンクリートよりも組織が緻密であるため、中性化の進行や塩化物イオンの浸透に対する抵抗性に優れている。
普通ポルトランドセメントを用いる場合、コンクリートの水セメント比が小さいほど、大気中における中性化速度は遅い。
普通ポルトランドセメントを用いた普通コンクリートは、水セメント比の最大値は65%とし、単位水量は185kg/m ³ 以下とする。
水中で養生したコンクリートの強度は、同一温度の大気中で養生したのものよりも、水分が補給されるので、大きくなる。
コンクリートの圧縮強度は、材齢が同じ場合、大気中で養生した供試体よりも、水中で養生した供試体のほうが大きくなる。
コンクリートの圧縮強度は、水セメント比が小さいほど大きい。
コンクリートの硬化初期の期間中に水分が不足すると、セメントの水和反応に必要な水分が不足し、コンクリートの強度発現に支障をきたす。
水セメント比が同一であれば、単位セメント量が小さいほど、乾燥収縮によるひび割れの少ないコンクリートとなる。
コンクリートの引張強度は、圧縮強度が大きいほど大きい。
設計基準強度とは、構造計算において基準としたコンクリートの圧縮強度である。
コンクリートの引張強度は、圧縮強度の1/10程度である。
コンクリートの設計基準強度は、構造設計において基準としたコンクリートの圧縮強度である。
普通コンクリートの圧縮強度時のひずみ度は、1.5×10 ⁻³ ~2.0×10 ⁻³ 程度である。
常温における普通コンクリートの線膨張係数と一般の鋼材の線膨張係数は、ほぼ等しく、1×10 ⁻⁵ /℃程度である。
コンクリートのスランプは、コンクリートの単位水量を小さくするほど小さくなる。
コンクリートのスランプを大きくすることは、耐久性の低下につながる。
普通コンクリートのスランプは、品質基準強度が33N/mm ² 未満の場合、18cm以下とする。
構造体コンクリートの1回の圧縮強度試験は、適当な間隔をおいた3台の運搬車から1個ずつ採取した合計3個の供試体により行う。
工事現場における構造体コンクリートの1回の圧縮強度試験に用いる供試体は、適切な間隔をおいた3台の運搬車から1個ずつ合計3個採取する。
局部圧縮を受けるときのコンクリートの支圧強度は、全面圧縮を受けるときの強度よりも大きい。
コンクリート供試体の圧縮強度は、形状が相似であれば、寸法の小さいものほど大きい。
普通コンクリートに比べて軽量コンクリートのほうが、最大圧縮強度を超えてからの応力の低下が大きい。

普通コンクリートの3軸圧縮応力下の圧縮強度は、1軸圧縮応力下の圧縮強度よりも大きい。
圧縮試験においては、荷重速度が速いほど大きい強度を示す。
構造体コンクリート強度とは、構造体中で発現しているコンクリートの強度である。
コンクリートの設計基準強度とは、構造設計をするとき目標とする圧縮強度であり、標準養生による供試体強度とは調査強度である。
マスコンクリートの水和熱による温度上昇を防ぐためには、高炉セメントを使用する方法がある。
アルカリ骨材反応の抑制対策の一つとして、高炉セメントB種を用いる。
コンクリートに含まれる塩化物イオン量は、0.30kg/m³以下とする。
普通コンクリートの気乾単位容積質量の範囲は、2.2～2.4t/m³を標準とする。
軽量コンクリート1種の許容せん断応力度は、普通コンクリートの0.9倍とする。
コンクリートの品質基準強度は、コンクリートの設計基準強度とコンクリートの耐久設計基準強度のうち、大きいほうの値に3N/mm²を加えた値である。
鉄筋コンクリート構造における長期に生じる力に対する鉄筋の付着の許容応力度は、はりの下端に比べてはりの上端のほうが小さい。
高強度コンクリートは、火災時において、急激な加熱に伴う水分の膨張により爆裂を生じることがある。
凍結融解作用を受けるコンクリートの設計要求性能は、膨張性ひび割れ、組織崩壊、ポップアウト等の有害な劣化を生じないことを目標とする。
海水の作用を受けるコンクリートは、塩化物イオンの浸透によって計画供用期間内に鉄筋腐食が生じることのないような品質のものとする。
プレストレストコンクリートに用いるコンクリートの設計基準強度は、プレテンション方式が35N/mm²以上、ポストテンション方式が24N/mm²以上とする。
普通コンクリートのポアソン比は、0.2程度である。
梁主筋のコンクリートに対する許容付着応力度は、下端筋より上端筋のほうが小さい。
コンクリートの引張強度は、圧縮強度の1/10程度であるが、曲げ材の引張側では引張強度は無視するため、許容引張応力度は規定されていない。
硬化過程におけるセメントの水和熱による膨張変形は、発熱量が大きく放熱量が少ないほど大きい。
軽量コンクリート1種の許容せん断応力度は、長期・短期ともに、同じ設計基準強度の普通コンクリートの許容せん断応力度の0.9倍である。
セメントの粒子が細かいものほど、コンクリートの初期強度の発現が早くなる。
圧縮強度試験用供試体を用いた圧縮強度試験は、荷重速度が速いほど大きい強度を示す。
コンクリートの硬化初期の期間中にコンクリートの温度が2℃を下回ると、コンクリートの強度発現が遅延する。
乾燥収縮による変形は、主として、コンクリート中の水分が蒸発することによって生じる。
局部圧縮を受けるコンクリートの支圧強度は、全面圧縮を受けるコンクリートの圧縮強度よりも大きい。
長期間の持続荷重によりクリープ変形が生じた場合、その荷重を取り除いても、コンクリートに生じた変形は荷重撤去前の状態に戻らない。
近年では、設計基準強度が100N/mm²を超えるコンクリートも使用されてきている。
マスコンクリートによる構造体コンクリートの強度は、管理材齢において、設計基準強度及び耐久設計基準強度以上とする。
マスコンクリートにおける温度ひび割れ対策として、水和熱の小さい中層熟ポルトランドセメントや、低熟ポルトランドセメントを用いることは有効である。
高強度コンクリートの温度ひび割れの防止対策として、水和熱の小さい中層熟ポルトランドセメントを使用した。
設計基準強度80N/mm²以上の高強度コンクリートの火災時の爆裂防止対策として、コンクリート中に有機繊維を混入した。
計画供用期間の級が「長期」のコンクリートの練混ぜ水に、コンクリートの洗浄排水を処理して得られた上澄水を用いてはならない。
構造体コンクリートにおける円柱コア供試体の圧縮強度は、直径に対する高さの比が大きくなると小さくなる。
コンクリートの引張強度は、円柱供試体を用いた直径方向の圧縮試験(割裂試験)により間接的に求められる。
コンクリート供試体の形状が相似の場合、供試体寸法が小さいほど、欠陥発生確率が低くなるので、コンクリートの圧縮強度は大きくなる。
1軸圧縮を受けるコンクリート円柱供試体の圧縮強度時はずみは、圧縮強度が大きいほど大きくなる。
コンクリートの初期の圧縮強度の発現は、セメントの粒子が細かいものほど早くなる。
乾燥収縮によるひび割れは、水セメント比が同じ場合、単位セメント量が多いコンクリートほど発生しやすくなる。
コンクリートの単位水量が多くなると、乾燥収縮によるひび割れが発生したり、耐久性が低下したりする。
必要な強度等が確保される条件において、単位セメント量が少ないコンクリートほど、水和熱及び乾燥収縮によるひび割れが発生しにくい。

23.金属材料

普通鋼材の応力度とひずみ度の関係において、弾性限度を過ぎて最初の降伏点は上降伏点であり、その後、下降伏点に至る。
降伏比(降伏点/引張強さ)の小さい鋼材を用いた鉄骨部材は、塑性変形能力が小さくなり塑性化領域が大きくなるので、耐震性能が高い。
鉄骨部材の塑性変形能力は、鋼材の降伏比が小さいものほど、向上する。
降伏点240N/mm²、引張強さ420N/mm²である鋼材の降伏比は、240/420=0.57である。
一般構造用圧延鋼材SS400の「降伏点又は耐力」は、厚さ25mmの場合、235N/mm²以上である。
鉄筋コンクリート用棒鋼SD345の「降伏点又は0.2%オフセット耐力」は、345～440N/mm²である。
シャルピー衝撃試験の吸収エネルギーが小さい鋼材は、溶接部の脆性的破壊が起こりやすい材料である。
シャルピー衝撃試験の吸収エネルギーが大きい鋼材を使用することは、溶接部の脆性的破壊を防ぐために有利である。
建築構造用圧延鋼材(SN材)のB、Cの鋼種には、シャルピー吸収エネルギーの規定値があるが、A種にはない。
炭素鋼は、硫黄の含有量が少ないほど、シャルピー吸収エネルギー及び板厚方向の絞り値は大きくなる。
炭素鋼のシャルピー衝撃試験において、試験温度を低くしていき、ある温度以下になると吸収エネルギーが急激に低下し、脆性的破壊を起こしやすくなる。
鋼材のヤング係数は、強度に関係なく一定である。
鋼材のヤング係数及びせん断弾性係数は、常温において、それぞれ2.05×10⁵N/mm²、0.79×10⁵N/mm²程度である。
鋼材は、炭素含有量が多くなるほど、破断までの伸びが小さくなる。
鋼の製造において、炭素を増やすと、引張強さは増すが、粘り強さは低下する。
建築構造用TMCP鋼は、同じ降伏点のSN材やSM材に比べて炭素当量が低減されているので、溶接性が向上している。
鋼材に含まれる炭素量が増加すると、鋼材の強度・硬度は増加するが、靱性・溶接性は低下する。
JISにおける溶接構造用圧延鋼材SM490Aの引張強さの下限値は、490N/mm²である。
建築構造用圧延鋼材(SN材)のうち、板厚12mm以上のSN490B材は、降伏点の下限値だけでなく上限値も規定されている。
建築構造用圧延鋼材SN400Bは、降伏後の変形能力と溶接性が保証された鋼材である。
溶接構造用圧延鋼材SM490Bの降伏点は、JISにおいて下限値のみが規定されている。
建築構造用圧延鋼材SN490Cは、角形鋼管柱の通しダイアフラムに適した鋼材である。
建築構造用圧延鋼材(SN材)のうち、板厚12mm以上のSN490B材は、降伏後の変形能力及び溶接性を保証する規定が定められている。
SN490Bは、降伏点又は耐力は板厚が40mmを超えると低下するが、引張強さは板厚が100mm以下まで同じである。
板厚40mm以下のSN400B材において、基準強度Fは235N/mm²であり、長期許容引張応力度は156N/mm²である。
建築構造用圧延鋼材SN490Bの引張強さの下限値は、490N/mm²である。
一般構造用圧延鋼材(SS材)及び溶接構造用圧延鋼材(SM材)は、降伏点の下限値は規定されているが、上限値は規定されていない。
同じ鋼塊から圧延された鋼材の降伏点は、板厚の薄いものの方が圧延加工で密実になるので、板厚の厚いものに比べて、高くなる。
鋼材に含まれる化学成分におけるP(リン)やS(硫黄)は、鋼材の靱性に悪影響を与える。
F10Tの高力ボルトの引張強さは、1,000～1,200N/mm²である。
調質鋼は、製造工程において焼入れ焼戻しの熱処理を行った鋼材である。
焼入れされた鋼材の強度・硬度は向上するが、靱性は低下する。
鋼材の引張強さは、250～300℃付近で最大となり、これを超えると温度の上昇とともに低下する。
棒鋼SDR235におけるRの記号は、この棒鋼が再生棒鋼であることを示す。
JISにおける異形棒鋼SD295Bは、引張強さの下限値が440N/mm²であり、降伏点の範囲が定められている。
建築構造用耐火鋼(FR鋼)は、高温時の耐力に優れており、600℃における降伏点が常温時の規格値の2/3以上となるように定められている。
鋼材は、載荷速度が大きくなると、その降伏強度と引張強さの値が大きくなる。
鋳鉄は、鋳鋼に比べて、曲げモーメント及び引張力に対して脆い破壊性状を示す。
鉄骨構造の柱で引張力が働かない場合、メタルタッチ継手は、圧縮力及び曲げモーメントの1/4を接触面から直接伝達することできる。
一般構造用圧延鋼材(SS材)は、鋼材温度が約350℃になると、降伏点が常温時の約2/3に低下する。
高強度の鉄筋コンクリート用棒鋼の長期許容引張応力度は、基準強度Fの2/3より小さい場合がある。
鉄筋コンクリートに用いられる径が28mm以下の異形鉄筋の長期許容引張応力度は、基準強度の2/3より小さい場合がある。
鋼材を板厚の3倍程度の曲げ半径で、冷間曲げ加工を行うと、強度が上昇し、変形性能が素材と比較し低下する。
熱間圧延鋼材の強度は、圧延方向(L方向)や圧延方向に直角な方向(C方向)に比べ、板厚方向(Z方向)は小さい傾向がある。
鉄筋コンクリート用棒鋼SD345の降伏点又は耐力の下限値は、345N/mm²である。
建築構造用TMCP鋼は、化学成分の調整と水冷型熱加工制御法により製造され、板厚が40mmを超え100mm以下の材であっても、40mm以下の材と同じ基準強度が保証されている。
SN材C種は、B種の規定に加えて板厚方向の絞り値の規定されており、溶接加工時を含め板厚方向に大きな引張力が発生する角形鋼管柱の通しダイアフラム等に用いられている。
熱間圧延鋼材の強度は、圧延方向に比べて、板厚方向のほうが小さい傾向がある。
降伏比の小さい鋼材を用いた鉄骨部材は、降伏してから引張強さに達するまでの塑性化領域が大きいので、塑性変形能力が高い。

低降伏点鋼は、添加元素を極力低減した純鉄に近い鋼であり、軟鋼に比べて強度が低く、延性が極めて高いので、履歴型制振ダンパーとして利用されている。
鋼材は、炭素含有量が多くなるほど、破断に至るまでの伸びが小さくなり、粘り強さが低下する。
降伏点350 N/mm ² 、引張強さ490 N/mm ² である鋼材の降伏比(降伏点/引張強さ)は、350/490=0.71である(降伏比は必ず1以下となる)。
建築構造用圧延鋼材SN490B(板厚12mm以上)は、「降伏点又は耐力」の上限値及び下限値が規定されている。
建築構造用圧延鋼材(SN400B)は、板厚が40mmを超える基準強度が215N/mm ² であり、40mm以下で235N/mm ² である(同じ基準強度ではない)。
建築構造用低降伏点鋼材LY225は、一般構造用圧延鋼材SS400に比べて降伏点が低く、延性が高いことから、履歴型制振ダンパーの材料に用いられる。
板厚が一定以上の建築構造用冷間ロール成形角形鋼管BCR295については、降伏比の上限値が定められている。
鋳鉄は、延性が劣り、曲げモーメントや引張力に対して脆い性質があるので、鉄骨構造の構造耐力上主要な部分に使用する場合、使用部位が限定されている。
高力ボルトの径が27mm以上で、かつ、構造耐力上支障がない場合において、高力ボルト孔の径は、高力ボルトの径より3mmまで大きくする。
高力ボルト摩擦接合部における高力ボルトの許容せん断応力度の値は、すべり係数0.45に基づいて定められている。
(一社)日本鉄鋼連盟製品規定「建築構造用冷間プレス成形角形鋼管」に適合するBCP235材の降伏点又は耐力の下限値は、235N/mm ² である。
建築構造用耐火鋼(FR鋼)は、高温時の耐火性に優れており、600℃における降伏点が常温規格値の2/3以上あることを保証した鋼材である。
アルミニウム合金の線膨張係数は、鋼の線膨張係数の約2倍であり、アルミニウム部材の取り付けに当たっては十分な逃げ代が必要である。
アルミニウム合金材の梁の接合に用いる高力ボルトは、接触腐食の起こらないように溶融亜鉛めっき高力ボルトを用いる。
アルミニウムの線膨張係数は、鉄の約2倍である。
アルミニウムのヤング係数は、一般構造用圧延鋼材の1/3程度である。
建築構造用ステンレス鋼材SUS304Aは、ヤング係数はSN400Bより小さいが、基準強度は板厚が40mm以下のSN400Bと同じである。
建築構造用ステンレス鋼(SUS 304)のヤング係数は、アルミニウム合金に比べて大きい。
建築構造用ステンレス鋼SUS304のヤング係数は、普通鋼であるSS400材より小さい。
建築構造用ステンレス鋼SUS304の降伏比は、普通鋼であるSS400材より小さい。
建築構造用ステンレス鋼SUS304の線膨張係数は、普通鋼であるSS400材より大きい。
建築構造用ステンレス鋼SUS304は摩擦面に特殊な加工を施すことによって、高力ボルト摩擦接合を用いることができる。
ステンレス鋼SUS304の「応力度－ひずみ度曲線」には、明確な降伏点がない。
ステンレス鋼SUS304は、炭素鋼に比べて、耐食性、耐低温性、耐火性に優れている。
ステンレス鋼SUS304は、他のステンレス鋼に比べて、構造骨組とするために不可欠な溶接性に優れている。
建築構造用ステンレス鋼材SUS304Aは、降伏点が明確ではないので、0.1%オフセット耐力を基に基準強度を定めている。
建築構造用ステンレス鋼材に定めるSUS304Aの基準強度は、板厚が40mm以下のS N400Bと同じである。
ステンレス鋼は、約11%以上のクロムを含む合金鋼であり、炭素鋼に比べて、耐食性、耐火性に優れている。
炭素鋼、ステンレス鋼(SUS304材)、アルミニウム合金の線膨張係数の大小関係は、炭素鋼<ステンレス鋼<アルミニウム合金である。

24. 融合問題

「日本住宅性能表示基準」に規定される「耐震等級」には等級1、等級2、等級3があるが、その数値が大きいほどより大きな地震力に対して、所要の耐震性能を有していることを示している。
耐震性能の要求レベルを高くするためには、建築主と協議のうえ、「住宅の品質確保の促進等に関する法律」に基づく「日本住宅性能表示基準」に規定される「耐震等級」を、等級1から等級3に変更する。
構造設計は、建築基準法を遵守して構造計算を行い、かつ、建築主の要求把握や目標とする性能を設定する。
幹線道路沿道の建築物であったので、災害時の交通に支障をきたすことがないように、自主的に耐震診断を行った。
「劣化対策等級(構造躯体等)」の劣化現象とは、鉄筋コンクリート造の住宅の場合、コンクリートの中性化による鉄筋の発錆及び凍結融解作用によるコンクリートの劣化のこととされている。
免震建築物が所期の性能を発揮する上で、免震層が正常に機能するように維持管理することは重要であるので、設計者は建築物の管理者に対して、このことを認識するように説明を行う必要がある。
中間階免震構造を採用し、免震層を居室として使用する場合、火災時を考慮して、免震支承に耐火被覆を施す。
高さ60mを超える建築物であっても、耐久性等関係規定に適合し、かつ、国土交通大臣の認定を受けた構造方法であれば、免震構造にすることができる。
免震構造による耐震改修は、免震装置を既存建築物に設置し、建築物の固有周期を長くすることにより、建築物に作用する地震力を低減し、耐震性の向上を図るものである。
制振装置を塔状建築物に用いることは、強風時の揺れに対する居住性の改善に有効である。
制振構造は、履歴型ダンパーやオイルダンパー等の制振機構を設置することで、地震の入力エネルギーを制振機構に吸収させ、主架構の水平変形を抑制することができる。
せん断パネルを鋼材ダンパーとして架構に設置する制振構造は、せん断変形により塑性化して、振動エネルギーを吸収するように設計しなければならない。
床の鉛直方向の弾性たわみを小さくすることは、床振動による障害を抑制する効果がある。
「限界耐力計算」は、積雪、暴風及び地震のすべてに対して、極めて稀に発生する荷重・外力について建築物が倒壊・崩壊しないことをそれぞれ検証することが求められている。
高炉スラグを利用した高炉セメントを構造体コンクリートに用いることは、再生品の利用によって環境に配慮した建築物を実現することにつながる。
鉄筋コンクリートの柱の帯筋は、せん断補強のほか、帯筋で囲んだコンクリートの拘束と主筋の座屈防止に有効である。
ポストテンション法によるプレレストコンクリート構造の床版において、あらかじめ有効な防錆材により被覆された緊張材を使用する場合、緊張材が配置されたシース内にグラウトを注入しなくてもよい。
プレキャストコンクリート柱・梁部材は、国土交通大臣が定めた構造方法による場合、鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さを3cm未満とすることができる。
プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱及び梁は、直接土に接しない部分の鉄筋に対する最小かぶり厚さを2cm以上とする。
コンクリート充填鋼管(CFT)柱は、コンクリートが充填されていない同じ断面の中空鋼管の柱より、水平力に対する塑性変形能力が高い。
建築構造用圧延鋼材SN 400Aは、板厚方向に大きな引張応力を受ける場所に使用しない(この場合は、SN400C、SN490Cを採用する)。
骨造の大スパンの梁部材に降伏点の低い鋼材を用いることは、ヤング係数が変わらないので、梁の弾性たわみも変わらない。
ボルト孔の径は、ボルトの径より1mmを超えて大きくしてはならない。(径が20mm以上で構造耐力上支障がない場合は1.5mmまで大きくできる)
鋼材の長期許容せん断応力度は、長期許容引張応力度の1/√3である。
角形鋼管柱の許容曲げ応力度は、許容引張応力度と同じ値である。
全長が長い開放型の鉄骨架構であったので、温度変化による伸縮を検討し、架構の中間にエキスパンションジョイントを設けた。
エキスパンションジョイントは、コンクリートの乾燥収縮に対しても有利である。
鉄筋コンクリート造の事務所建築物の場合、地震力計算用の地上部分の固定荷重と積載荷重の和は、床面積1㎡当たり10～15kN程度である。
鉄筋コンクリート造の床スラブに生じる長期たわみを小さくするにはコンクリートの強度を大きくするより、スラブを厚くするほうが効果がある。
鉄筋コンクリート造の耐久性向上には、コンクリートの設計基準強度を高く設定する方法、鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さを大きく設定する方法等がある。
鉄筋コンクリート造の建築物において、保有水平耐力を大きくするために耐力壁を多く配置すると、必要保有水平耐力も大きくなる場合がある。
液状化の検討において、比較的新しい埋め立て地盤だけでなく、時間の経過した砂質地盤の湖沼埋め立て地についても検討を行った。
上部構造に障害が生じる基礎の不同沈下を防止するため、異種の基礎の併用は、避けることが望ましい。
杭を鋼管杭とするに当たり、地盤が強い酸性でない場合は、その鋼管の腐食代として厚さ1mmとする。
建築物の耐震性を向上させる手段として、構造体の強度を大きくする方法、構造体の塑性変形能力を高める方法、建築物の上部構造を軽量化する方法等がある。
特定天井のうち、天井と周囲の壁等との間に隙間を設けない構造方法では、天井と壁とが一体となって動くので、地震時の天井材脱落に対する安全性の検討をする。
建築物の耐火設計は、火災終了まで、建築物を崩壊・倒壊させないことを目標とする。
建築物の機能性、安全性、耐久性等の設計グレードを高く設定して、高品質を求めるのは必ずしもよい設計とはいえない。
床の積載荷重や部材断面設計において、適度に余裕をもたせて設計することは、インシヤルコスト増となるが、建築物の寿命を延ばし、ライフサイクルコストの節減に結びつく。
建築物に作用する荷重及び外力には性質が異なるいろいろな種類があり、取扱いが難しいので、法規及び基準は、荷重及び外力の数値を扱いやすいように便宜的に提示している。
建築物の高さ方向の剛性や耐力の分布が不連続になる場合には、剛性率に基づき容易に保有水平耐力を割り増すのではなく、地震時の振動性状や崩壊過程を十分に考慮して計画を進める必要がある。
構造物のモデル化において、実構造物に近い複雑な解析モデルを採用することは、計算精度が向上するので、解析結果の検証を省略できるという利点がある。