

## 9章 耐震に関する検討

### 9.1 耐震設計の原則

構造物の耐震設計は、地震時の安全性および地震後に要求される構造物の供用性能に基づいて行うのを原則とする。

【解 説】 地震による損傷の許しうる程度は、構造物によって相違する。また、地震後に要求される構造物の健全度は、構造物の種類によって異なるが、多くの構造物は地震後も使用可能であることが期待されている。そこで、耐震設計を行うにあたっては、構造物の種類に応じて地震後に要求される供用性能を設定し、これに対応する損傷の程度を考慮して、安全で経済的な構造物を設計するようにしたのである。

具体的な設計法は本章に示されるが、想定地震に対し、構造物があらかじめ定めた塑性変位以下の応答変位にとどまり、かつ、降伏耐力以上の耐力が塑性変位後も保持されるように、損傷の程度を塑性変位の大きさで表して設計しようとするものである。許容される塑性変形の大きさが小さければ、一般に応答加速度は大きくなるため構造物に作用する地震力は大きくなる。結局、わずかな損傷しか許されない構造物は、大きな地震力に耐えるように設計されることになるのである。

### 9.2 想定地震と限界状態

#### (1) 想定地震

設計に用いる地震の規模は、構造物の種類、建設地点の特性に応じて定めることを原則とし、この地震を設計想定地震とする。一般の場合、建設地点において耐用期間中に1回程度発生する規模の地震を設計想定地震とするのがよい。

#### (2) 限界状態

設計想定地震時における構造物の限界状態は、地震時の安全性と地震後の構造物の使用計画に基づき、必要な強度および変形性能を満足するように定める。

【解 説】 (1) について 大地震が構造物に及ぼす影響としては、次のようなものが挙げられる。

- ① 地震動による慣性力の発生
- ② 応答による慣性力の増幅
- ③ 慣性力および振動によるコンクリートのひびわれ発生、鋼材の降伏と変形の残留および部材の損傷と破壊
- ④ 地震後における構造物の機能障害

- ⑤ ひびわれ等による構造劣化の促進と資産価値あるいは耐用年数の低下
- ⑥ 表面波による長時間の振動
- ⑦ 地盤の液状化の影響
- ⑧ 断層に基づく基盤の変状による影響
- ⑨ 火災、爆発等による二次災害の影響
- ⑩ 余震による累積損傷
- ⑪ 津波や山崩れの影響
- ⑫ 最悪の場合として構造物の崩壊

耐震設計にあたっては、これらのことを常に念頭に置くことが必要であるが、具体的に構造設計を行う場合には、地震の影響を合理的に数値化して評価することが必要となる。この場合に基本となることは、どの程度の規模の地震を想定するかである。ここでは、わが国における過去の経験に照らして、建設地点において耐用期間中に1回程度発生する大地震を、設計にあたって一般に想定することにしたのである。なお、コンクリート構造物の標準的な耐用期間は、50年程度であると考えられる。

この程度の規模の地震では、構造物の基面における標準の水平震度は0.2程度のものであり、これに地盤の影響、構造物の応答、重要度等を考慮して地震の影響を数値化することができる。

耐震計算を行うに際し、地震の規模を二つ以上想定し、それぞれに対して異なった限界状態の検討を行う方法も考えられるが、大地震についての十分な情報が得られていないので、ここでは設計の簡便さを考えて、大地震を一つだけ想定することにした。しかしながら、ここで想定した地震を上回る規模の地震が発生しても、構造計画や構造細目による耐震的配慮を行うことにより、十分な塑性変形性能や、じん性が保持されることになるので、なお、相当の残存耐力が期待できるのである。したがって、想定地震より大きい地震に対しても構造物の崩壊を免れることは十分に可能である。

(2) について 地震後のコンクリート構造物は、構造物の種類や重要度等によって、その被害の程度が異なってよいはずである。これは、単に地震時における安全性の問題だけでなく、地震後の構造物の使用計画にも関係することである。

鉄筋コンクリート構造物が大きく塑性変形する場合、除荷しても残留変形が生じたり、大きなひびわれが生じて構造物としての機能が低下する。これを地震後の構造物の使用計画と被災の程度との関係として考えるのは必ずしも容易でないが、この点が耐震設計の要であると考えられる。

これに関して、過去における被災例や実験の結果等を参照して、構造物の地震時における最大応答変位と被災の程度の間関係を分類してみると、次のようになる。

〔地震時の最大応答変位〕	〔被災の程度〕
1 $\delta_y$ .....	健全維持
2 $\delta_y$ .....	軽微な損傷
3 $\delta_y$ .....	中程度の損傷
4 $\delta_y$ .....	かなりの損傷

ここに、 $\delta_y$ ：降伏変位

実験の結果では、1  $\delta_y$  の変位はほぼ弾性範囲であり、構造的には健全である。2  $\delta_y$  変位程度の状態では、ひびわれもそれほど顕著でなく、構造的にも相当の健全性を保っているため、軽微な損傷と考

えられる。3 $\delta_y$ 程度の変位になると、橋脚の場合には、フーチングの付根部に斜めひびわれの発生が見られるようになり、繰返し変位の影響で劣化現象も現れる。そこで、これを中程度の損傷としたが、被災後の適当な時期に補修をしたり、あるいは点検をしながら供用することが可能である。4 $\delta_y$ 程度の変位になると、ひびわれが顕著となり損傷が大きく、残留変形も目立つようになる。この場合には、なるべく早い時期に補修、補強することが必要となろう。

耐震設計における限界状態を、以上のようにあらかじめ定めることにより、地震動による応答の状態を想定して計算することができるので、定量的に耐震設計を行うことが可能となる。なお、一般の土木構造物の場合には、公共性、経済性、地震後の供用性、耐用年数等から考えて、設計想定地震による被害を「軽微な損傷」以下とするのがよい。

### 9.3 地震の影響

(1) 地震の影響は、構造物の重量および負重量に起因する慣性力・地震時土圧・地震時動水(液)圧を考慮するものとする。

(2) 地震の方向としては一般に水平方向のみを考慮すればよいが、必要に応じて鉛直方向も考慮するものとする。

(3) 慣性力は、構造物の重量とその負重量に設計震度を乗じたものとする。設計震度は、設計想定地震に対する地盤および構造物の応答特性等を考慮して定めるものとする。一般には、式(9.3.1)により定めるものとする。

$$k_h = \nu_1 \nu_2 \nu_3 \nu_4 \nu_5 k_0 \quad (9.3.1)$$

ここに、 $k_h$ ：設計水平震度

$k_0$ ：標準水平震度で、一般に0.2としてよい。

$\nu_1$ ：地域別補正係数で、一般に0.7～1.0とする。

$\nu_2$ ：地盤別補正係数で、一般に0.9～1.2とする。

$\nu_3$ ：構造物の固有周期による補正係数で0.5～2.0とする。

$\nu_4$ ：設計想定地震時における構造物の限界状態による補正係数で、一般に0.4～1.0とする。ただし、 $\nu_4 \geq 0.5$ とする。

$\nu_5$ ：計算上考慮しない部材の耐震効果に関する補正係数で0.7～1.0とする。

(4) 地震時土圧の算定に用いる設計水平震度は、式(9.3.1)において $\nu_3 = \nu_4 = \nu_5 = 1.0$ とした値としてよい。

(5) 地震時動水(液)圧の算定に用いる設計水平震度は、貯留している構造物の設計水平震度と同じ値を用いてよい。

(6) 大規模で挙動が複雑な構造物は、動的解析による検討も行うのがよい。その際の地震入力は、設計想定地震による構造物の地震動特性や地盤の特性を考慮して設定するものとする。

**【解説】** (1) について 地下構造物等では、地震の影響として地盤の変形による強制変位等も考えられるが、本項では耐震性が主に慣性力によって支配される構造物を対象とする。

(2) について 構造物に作用する地震力は、一般に、水平方向の地震動が支配的である。したがって、耐震設計においては、一般に水平方向の地震力に対する安全度の検討を行えばよい。ただし、鉛直方向の地震力の影響を無視できないような場合は、鉛直方向の地震力に対する安全度の検討も行う必要がある。その場合の値としては、既往の強震記録等を参考にして、一般には水平方向の地震力の1/2の大きさとしてよい。

(3) について 地震の特性を支配する主な因子は、建設地点における地震活動度、地盤条件等である。また、地震動が構造物に与える影響の程度は、地震動の大きさ、周波数特性、継続時間、構造物の固有周期、減衰定数等によって支配される。これらの因子を厳密に考慮して設計用地震動を設定しようとするれば、建設地点基盤面における地震動強度の期待値（地震活動度）と地震波の伝ば経路における媒質特性とから地震動の特性を把握し、構造物の固有周期を考慮に入れて、過去の強震記録から適切なものを選定しこれを拡大または縮小するかして、想定地震波を作成することが必要になる。さらに構造物の応答が入力地震波の特性によって大きく異なることがあるため、数種の想定地震波を求めておくことも必要となる。

構造物の設計に際し、このような過程で地震動を設定し、動的解析を行うことは、きわめて煩雑である。一方、多くの構造物に対しては、既往の地震被災経験、地震応答に関する観測ならびに研究等によって、構造物に作用する地震動を静的荷重として取扱う静的解析によっても、安全度の検討がある程度可能なことが知られている。すなわち、慣性力を構造物とその負載重量に設計震度を乗じたものとする震度法が従来から行われており、設計震度は0.2を標準とし、地域別、地盤別にこれを補正して用いてきた。そこで、ここでも基本的にこの方式に従うこととし、さらに、いくつかの補正係数を加えることにより、目標とする耐震設計が行えるようにした。

地域別補正係数  $\mu_1$  は地震活動度の地域特性を考慮して得られる係数であり、地盤別補正係数  $\mu_2$  は建設地点の地盤特性に基づく地震動の増幅特性により求められる係数である。さらに近年、強震記録が蓄積され、その応答スペクトルを参照して、構造物の応答を考慮した補正係数  $\mu_3$  も用いるようになってきた。補正係数  $\mu_3$  はこのような平均応答スペクトルをもとに、構造物の固有周期に応じて定める係数であるが、減衰定数等のその他の構造物の振動性状も考慮したうえで決定する必要がある。なお、地震動の応答スペクトルによると、構造物が比較的短周期の完全な弾性体であると、応答加速度が地盤地震動の数倍になることもある。しかし、コンクリート構造物では、大地震時にコンクリートのひびわれ、鉄筋の降伏等により剛性が低下して固有周期が長くなるとともに、減衰定数も大きくなって、応答はそれほど増幅しないこともある。したがって、構造物の重要度に応じ、想定地震時にある程度の損傷を許すならば、設計震度の割増しを低減することが可能である。補正係数  $\mu_4$  はこの目的のために定めたもので、弾塑性応答解析を行って、地震動の最大加速度と構造物の変位との関係を求めることにより、9.2 解説に示した損傷程度と応答変位の関係に基づいて定めることができる。補正係数  $\mu_5$  は建物における耐震壁以外の壁のように耐震構造計算に直接は考慮していないが、耐震効果を期待しうる部材がある場合に用いる係数であり、設計者の判断によって定める。これらの補正係数は各構造物の特性を十分考慮して決定する必要があるが、一般的な構造物に対しては、解説表 9.3.1の値を目安とすればよい。なお、 $\mu_5$  は一般に1.0とするのがよい。

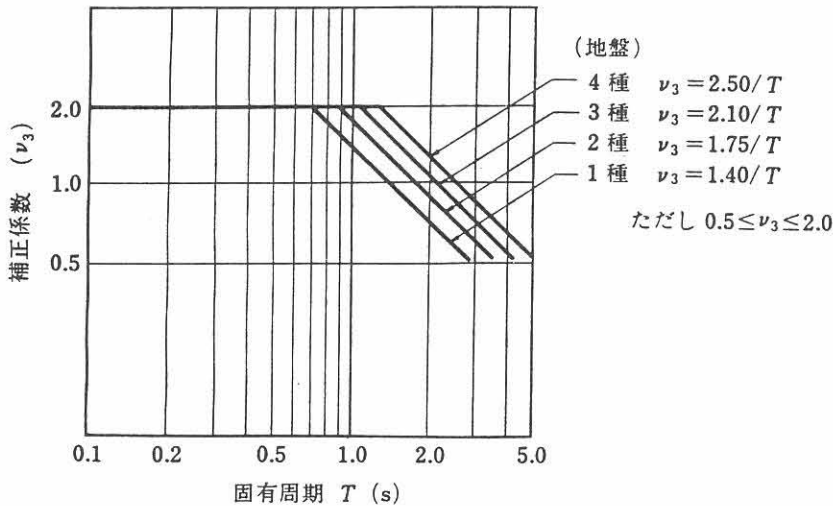
(4) について 地震時土圧の算定に用いる設計震度は、構造物の応答を考慮する必要はないと判

断されるので、 $\nu_3 = \nu_4 = 1.0$ とする。

(6) について 大規模で、かつ地震時の挙動が複雑な構造物もしくは過去に強震時の挙動が観測されていないような新形式の構造物に対しては、動的解析によって地震時の安全度を検討する必要がある。その際に用いる設計地震入力、解説(3)で述べた事項を参考として適切な地震動を選定するのがよい。

解説 表 9.3.1 設計水平震度の補正係数

補正係数	区 分	値
地域別補正係数 ( $\nu_1$ )	地震活動度が高い地域	1.0
	地震活動度が中程度の地域	0.85
	地震活動度が低い地域	0.7
地盤別補正係数 ( $\nu_2$ )	1種 岩 盤	0.9
	2種 洪積地盤	1.0
	3種 軟弱地盤を除く沖積地盤	1.1
	4種 軟弱地盤	1.2
構造物の固有周期による補正係数 ( $\nu_3$ )	解説 図 9.3.1による	0.5~2.0
設計想定地震時における構造物の限界状態による補正係数 ( $\nu_4$ )	健全維持	1.0
	軽微な損傷	0.7
	中程度の損傷	0.55
	かなりの損傷	0.4
計算上考慮しない部材の耐震効果による補正係数 ( $\nu_5$ )	主部材以外の耐震効果を期待できない構造	1.0
	主部材以外の耐震効果をもある程度期待できる構造	0.85
	主部材以外の耐震効果を期待できる構造	0.7



解説 図 9.3.1 構造物の固有周期による補正係数  $\nu_3$

#### 9.4 荷重の組合せおよび安全度

(1) 安全度の検討に用いる荷重は、地震の影響に永久荷重および必要に応じて変動荷重を組合せて考慮するものとする。

なお、変動荷重は使用限界状態の検討に用いる荷重としてよい。

(2) 耐震設計を行うにあたっては、適切な安全係数および荷重組合せ係数を用いるものとする。この場合、せん断によるぜい性的な破壊を避けるために、必要に応じてせん断に対する安全係数を割増すものとする。

(3) 安全度の照査は、水平二方向について独立に行うこととしてよい。

【解説】(1)について 土木構造物に作用する荷重として、永久荷重、変動荷重および偶発荷重が考えられる。地震時における荷重の組合せを考える場合、地震力は偶発荷重であり、地震力と変動荷重が同時に作用する可能性は少ない。したがって、地震時には原則として、地震の影響に永久荷重を考慮する。しかし、構造物によっては、地震時における安全度を確保するために変動荷重も考慮する。この場合には、地震の影響に永久荷重および変動荷重を考慮するものとした。

(2)について 部材係数については解説表 2.5.2の終局限界状態の値を用いるのがよい。ただし、せん断に対する安全性を割増すために、その部材係数を一般の場合の1.2倍程度とするのがよい。さらに曲げモーメントによる塑性変形を考慮する場合は、部材接合部から柱幅の高さの範囲において、せん断に対する部材係数を1.5倍とするのがよい。

(3)について 水平の地震動は一般に水平の任意の方向に作用するが、これを直交する水平二方向に同時に作用するとして計算することは煩雑であり、かつ、地震動を過大に評価することになる。したがって、水平二方向（例えば軸方向と軸直角方向）で独立に安全度の照査を行ってよいことにした。

## 9.5 耐震構造計画

構造計画においては、地震の影響により構造物に重大な被害が生じないように、構造系全体の地震時挙動を想定して、耐震的な構造物となるように計画しなければならない。

【解説】耐震構造計画においては、建設地点の地形・地質等も考慮して全体の構造系が耐震的になるように配慮しなければならない。

構造物は、一般に水平なねじりに対する剛性が小さいので、構造物に水平なねじりが生じないように、構造物の剛性の中心と荷重の作用中心をできるだけ一致させるように配慮することが必要である。

また、地震の影響により過大な変形や応力集中が生じないように構造とするとともに、構造物全体の崩壊、圧壊を防止するため、構造上塑性ヒンジができる部分には、急激な破壊を生じないようにじん性をもたせておくことが大切である。

構造物が大地震により急激な破壊を生じないようにするためには、曲げに対する安全度よりも、せん断に対する安全度を大きくしておくことが必要である。

耐震設計上は、静定構造物よりも不静定構造物の方が変形性能にすぐれ、終局耐力の面からも望ましい。また、地震のエネルギーが主要構造部材に伝達されないような免震構造についても検討するとよい。

## 9.6 構造解析

(1) 部材の断面力の算定にあたっては、構造物における部材の配置、形状、接合状態および支持条件に応じて、適切な構造解析モデルを設定しなければならない。

(2) 部材の断面力の算定は、一般に静的線形解析によってよい。

(3) 静的線形解析において設計震度を定める場合に用いる構造物の固有周期は、全断面有効とした部材の剛性を用いて算定するものとする。

(4) 動的解析を行う場合には、構造系の減衰特性を適切に評価しなければならない。

(5) 部材の断面耐力は、一般に終局限界状態における断面耐力の算定方法によるものとする。

**【解説】** (1) について 構造解析モデルは、一般に、構造系の直交する主軸方向に沿って、地震力が作用するものとして設定してよい。また、部材およびその接合条件、支持条件については、設計で想定する地震力が作用した状態を十分に把握してモデル化することが必要である。その場合、構造解析の方法すなわち静的解析あるいは動的解析、線形解析あるいは非線形解析等に応じて適切なモデル化をするのがよい。

(2) について 応答を考慮した設計震度に基づいて地震力を設定する場合は、地震力を静的荷重として取扱う場合であり、部材の断面力の算定には静的解析を適用することになる。

部材の断面力の算定にあたって、9.2 解説 で記述したように、耐震設計の目標として構造物の地震後に要求される供用性能を考え、被災による損傷の受忍範囲を想定する。その程度を「健全維持」とする場合には、変形はほぼ弾性範囲内にあり、構造的には健全であることを仮定して、部材の剛性としては「鋼材の影響を無視してコンクリート全断面に基づいた剛性 (5.1 参照)」を用いて線形解析を行う。また、被災の程度を「軽微な損傷」とする場合には、ひびわれもそれほど顕著でなく、構造的にも相当の健全性が保たれていることを想定して、上記と同様の算定を行うが、モーメントの再分配によって曲げモーメントが増大する影響に留意し、部材の剛性低下に対応した等価剛性に基づく線形解析を行うなどして、考慮したモーメント再分配が妥当な範囲にあることを確かめることが望ましい。被災の程度として、「中程度の損傷」から「かなりの損傷」までを想定する場合は、弾性剛性に基づく算定では必ずしも適切とはいえないが、計算の簡便さを考え、上述の「軽微な損傷」の場合と同様に取扱ってよい。

(3) について 応答を考慮した設計震度の設定にあたって、応答スペクトルを用いる場合に、構造系の固有周期を算定しておく必要がある。この固有周期の算定においても、部材のひびわれや鉄筋降伏に伴う剛性低下の影響を、その程度に応じて考慮することが合理的であるが、断面力算定の場合に準じて、一般には、全断面有効とした部材の剛性を用いて固有周期を求めてよい。

(4) について 構造物が大規模な場合や特殊な構造形式の場合は地震時の動的挙動が複雑であり、応答を考慮した設計震度に基づく静的解析では不十分なために、動的解析による断面力の検討を必要とする場合がある。その際、動的解析としては、目標とする被災の程度を「健全維持」および「軽微な損傷」とする場合には、静的解析による断面力算定の場合と同様にして、弾性剛性に基づく動的線

形解析を適用してよい。なお、目標とする被災の程度が軽微でなく、部材の剛性低下の影響が大きいため、動的解析による検討を必要とする場合には、動的非線形解析を行う必要が生ずる。これらの動的解析においては、構造系の減衰特性を適切に仮定することが重要である。粘性減衰については、減衰定数として0.05から0.10の範囲の値であると思われるので、一般の場合には0.07程度を用いるのがよいと考えられる。

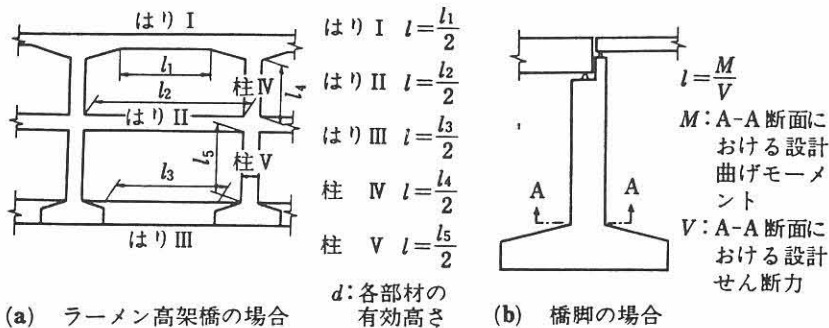
(5) について 部材は、地震時のような正負交番繰返し荷重を受ける場合には、静的な単調増加荷重を受ける場合と比較して、変形性能が低下することが多い。これに対しては適切な構造細目を備えることによって防ぐことができる。そのため、部材には適切な構造細目を備えることとして、部材の断面耐力は6章における断面耐力の算定手法によってよいことにした。

## 9.7 耐震構造細目

### 9.7.1 一般

設計想定地震以上の規模の地震を受けても、構造物の崩壊を防ぐことができるような適切な構造細目としなければならない。

【解説】 鉄筋コンクリート部材のじん性に影響を与える要因には、部材の形状  $l/d$  (解説図 9.7.1 参照)、軸方向鉄筋比、軸方向圧縮応力度、せん断補強鉄筋比およびその形状等がある。じん性に影響を与えるこれらの要因について、過去に行われた多くの柱に関する実験から得られた事柄を以下に示す。



解説 図 9.7.1  $l/d$  のとり方

#### (i) 軸方向鉄筋比

一般に、曲げ終局耐力に対するせん断終局耐力の比が小さくなるほど、部材はせん断破壊を生じやすくなり、じん性も小さくなる。また、軸方向鉄筋比の大きい方が、部材はせん断破壊や付着破壊を生じやすい。特に、 $l/d$  の値が 3.0 以下の部材では、軸方向鉄筋比を引張鉄筋比として 1.0 % 以下とするのがよい。

#### (ii) 軸方向圧縮応力度

軸方向圧縮応力度のコンクリートの圧縮強度に対する比 (軸方向圧縮応力度比: 以下に  $\eta$  とい



う)の大きいものほど、曲げ降伏しても小さな塑性変形下でせん断破壊を生じやすい。一般に $\eta$ が0~0.25の範囲であればじん性は良好である。大きな軸方向圧縮力が作用する場合は付着破壊を生じやすく、じん性も低い。 $l/d$ が2.33の場合、 $\eta$ が0.25以上のものは、降伏変位に対する終局変位の比は4.0以下であり、 $\eta$ が0.25以下の場合は適切な補強を行うことにより終局変位を降伏変位の4倍以上とすることが可能であることを示す実験例がある。

### (Ⅲ) 部材形状 ( $l/d$ )

一般に、 $l/d$ が大きいほどじん性は良好である。 $l/d$ が2.0以下の場合、せん断破壊を生じやすく、じん性も低い。帯鉄筋の定着を十分行ったり、らせん鉄筋を用いたりすれば、じん性も多少は改善される。ただし、 $l/d$ が1.0以下の場合、多量のせん断補強鉄筋を配置しても、もうい破壊を生じやすい性状を改善することは難しい。

### (Ⅳ) せん断補強鉄筋 (スターラップおよび帯鉄筋) 比

軸方向鉄筋比 ( $p_w$ )、軸方向圧縮応力度比 ( $\eta$ )、部材形状 ( $l/d$ ) 等の値が適切な場合には、せん断補強鉄筋を増すことによって、じん性を改善することが可能である。計算上せん断補強鉄筋が不要となる場合でも、曲げ降伏後の大変形下でのコンクリートにせん断ひびわれを生じることがあるので、このような場合でも一定量のせん断補強鉄筋を配置するのがよい。

$l/d$ が2.5以上で、 $\eta$ が0.25以下の一般の部材において、せん断補強鉄筋比を0.2%以上とすれば、降伏変位に対する終局変位の比を4以上にできることを示す実験例がある。

構造物の耐震性を高めるには、上に述べた事柄を参考にして、十分な塑性変形性能 (じん性) を確保する必要がある。また、想定地震以上の地震が発生し、構造物の損傷が想定した損傷以上となった場合においても、崩壊に至るような甚大な被害を被ることを避けるには、 $4\delta_y$ 程度の最大変位の正負の繰返し作用に対しても、残存耐力を有するように構造細目を定めることが必要である。なお、構造細目の決定にあたっては、ここに示した部材のじん性にかかわる諸要因のほか、曲げ耐力とせん断耐力との関係等、構造計画上の配慮 (9.5解説 参照) をも含めて総合的に判断するのがよい。

## 9.7.2 帯鉄筋

(1) 帯鉄筋端部は $135^\circ$ 以上折曲げて内部のコンクリートに十分定着するか、あるいは連続したらせん鉄筋形式とする。

(2) 部材接合部から柱幅の高さの範囲に配置する帯鉄筋の最大間隔は、部材最小寸法の $1/4$ 以下とする。

(3) 耐震上、重要な柱の帯鉄筋比は0.2%以上とする。

**【解説】** (1) について 帯鉄筋は内部のコンクリートを拘束するとともに、軸方向鉄筋の座屈防止の働きをするので、その効果が十分発揮できるように、間隔を密に配置するとともに帯鉄筋自身の定着を十分に行うことが必要である。らせん鉄筋はこのような点からきわめて効果的である。

(2) について 部材接合部は軸方向鉄筋が降伏した後に斜めひびわれが発生する可能性が高いので、この部分のせん断耐力の増加をはかるために規定したものである。

(3) について 帯鉄筋の降伏強度を $f_{sy}$ 、帯鉄筋比を $\rho$ とした場合、帯鉄筋のみで抵抗するせん

断応力度は  $v_s = f_{sy} \rho$  である。いま  $f_{sy} = 3000 \text{ kgf/cm}^2$  とした場合、0.2% の帯鉄筋比に対して  $v_s = 6 \text{ kgf/cm}^2$  となり、最小腹部補強量として妥当なものと考えられる。

### 9.7.3 スターラップ

(1) スターラップは、はりの引張鉄筋および圧縮鉄筋を確実に連結して、主鉄筋内部のコンクリートを十分に拘束するように配置するものとし、その端部は  $135^\circ$  以上折曲げて圧縮鉄筋にかけて定着するか、あるいは閉合形として主鉄筋を取囲むように配置するものとする。

(2) 部材接合部からはりの高さの範囲に配置するスターラップの最大間隔は、部材の有効高さの  $1/4$  以下とする。

【解 説】 柱に比べて、はり是一般に耐震性に影響を与える度合は小さい。そこで、ここでは柱の場合より若干控え目な構造細目とすることにした。

### 9.7.4 引張主鉄筋の引張部定着

引張主鉄筋を部材中間の引張応力を受けるコンクリートに定着する場合は、次の (i)、(ii) の条件を満足しなければならない。

(i) 同一断面で定着する鉄筋の断面積は、全引張鉄筋の断面積の  $1/2$  以下としなければならない。

(ii) 計算上不要となる点から部材の有効高さを延長し、そこから必要な定着長以上を延ばさなければならない。また、その間の設計せん断耐力は、設計せん断力の  $1.5$  倍以上としなければならない。

【解 説】 本文 (i)、(ii) は実験結果をもとに定めたものである。

鉄筋を途中定着した部材が地震のような交番荷重を受けると、途中定着位置で曲げ耐力が不連続となり、通常、ここに曲げひびわれが発生し、これが斜めひびわれに成長する。このような部材が降伏変位以上の変位で交番荷重を受ける場合、この部分の耐力の低下が著しい。特に、降伏変位の  $2$  倍の変位を超えると、耐力低下が非常に大きくなり、耐震性能が劣ることになる。したがって、途中定着部の耐震性能が最大断面力が生ずる部分のそれと同等以上となるように、耐力を上げることにした。

## 第 18 分科会 (耐震)

主 査 池 田 尚 治  
委 員

秋元 泰輔	荒川 直士	太田 実	桑原 洋	田中 努	高橋 行茂
出羽 克之	内藤 隆史	中田 肇	中村 正人	中村 豊	前原 康夫
町田 篤彦	三村長二郎	睦好 宏史	吉野 伸一		