

第6章 性能照査

6.1 安全係数

6.1.1 安全係数の設定方針

安全係数は、使用する材料、想定される荷重、環境作用の特性値から望ましくない方向への変動、構造解析や限界値の算定あるいは設定等における不確実性を考慮して設定されるものである。「旧マニュアル」の照査工程において安全係数が設定されるのは、これまでの考え方に従うと以下のようなものである。

- ・材料係数：耐力評価に用いる材料の設計用値の評価(限界値の評価)
- ・部材係数：設計断面耐力の評価(限界値の評価)
- ・荷重係数：設計荷重の評価(応答値の評価)
- ・構造解析係数：断面力の評価(応答値の評価)
- ・構造物係数：構造物の総合的な安全性評価

本指針でも、基本的にこれら5つの安全係数を適用することを基本に考えているが、以下の点において、これまでの安全係数の考え方を拡張することが必要となった。

- ① 地盤と構造物の非線形性を考慮した連成系の時刻歴地震応答解析を標準的に適用することとしているため、鉄筋、コンクリート、地盤などの材料特性を忠実に表現することが必要となった。このため、従来、材料係数は断面耐力評価に用いる材料の設計用値の評価に適用することとしてきたが、応答値の計算に適用する必要がある。
- ② 地震時の地盤の影響については、解析手法との関係から、従来、荷重係数としての取り扱いをしてきたが、①に記述したように、地盤の非線形特性をモデル化した解析手法の適用により、安全係数を材料係数として扱うことが必要である。
- ③ 照査用限界値が、材料性能(ひずみ能力)となる場合があり、部材係数と言う表現が必ずしも適当でない。その場合は、諸数値を十分な安全性を考慮して設定し、部材係数1.0との考え方を採るのが合理的と考えられる。
- ④ 耐久性能照査では、これまでの耐力照査にはない新しい照査項目が導入されており、これらの評価に係わる安全係数を照査の枠組みに取り入れることが必要である。
- ⑤ 環境作用を荷重要因としているので、対応する荷重係数の設定が必要である。ただし、これについては、本マニュアル「6.5 耐久性能照査」で示すように、環境作用による経年劣化指標の評価式の内容に配慮して、荷重係数を用いないこととした。

以上より、本指針で標準とする安全係数を、表6.1-1～表6.1-3に示す。安全係数全体の考え方およびその数値は、コンクリート標準示方書に準拠する。

表 6.1-1 耐震性能照査における標準的な安全係数

安全係数		変形による照査		断面力による照査		
		応答値算定	限界値算定	応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	1.0	1.0	1.0	1.3	
	鉄筋	1.0	1.0	1.0	1.0	
	地盤	1.0	—	1.0	—	
部材係数	曲げ 軸力	曲げ卓越	—	—	1.1	
		軸力卓越	—	—	1.3	
	せん断	コンクリート	—	—	—	1.3 ^{*1}
		鉄筋	—	—	—	1.1 ^{*1}
	変形	—	1.0	—	—	
荷重係数		1.0	—	1.0	—	
構造解析係数 ^{*2}		1.2~	—	1.05~	—	
構造物係数		1.0		1.0		

*1) 高応力繰り返しの場合には20%割増しを考え、コンクリート：1.56、鉄筋：1.32とする。割増しを考慮する条件は、繰り返しの地震動により、

鉄筋コンクリート構造物の断面に配置されている両側の主鉄筋がともに降伏している場合とする。

*2) 地盤-構造物連成非線形時刻歴応答解析を用いる場合の値。断面力による照査を「旧マニュアル」における標準解析手法を用いて実施する場合には1.0としてよい。

表 6.1-2 耐久性能照査における標準的な安全係数

照査項目		耐久性能照査 ^{*1}	
		設計値算定	限界値算定
材料特性の予測値の精度を 考慮する安全係数	中性化	1.0~1.3	—
	塩害	1.0~1.3	—
	凍害	1.0~1.3	—
材料係数 ^{*2}	中性化	1.0	—
	塩害	1.0	—
	凍害	1.0	—
設計式の精度を 考慮する安全係数	中性化	1.15	—
	塩害	1.3	—
構造物係数 ^{*3}		1.1	

*1) 耐久性能照査におけるひび割れ、ひび割れ発生、ひび割れ幅の照査では、通常運用時の照査における安全係数を適用する。

*2) 打ち込み上面の部位では、材料係数を1.3とする。

*3) 「示方書[施工編]」に従い、重要構造物であるので1.1とした。

表 6.1-3 通常運用時の性能照査における標準的な安全係数

照査項目		通常運用時の性能照査 ^{*1}	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.0
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数	曲げ 軸力	曲げ卓越	1.0
		軸力卓越	1.0
	せん断	コンクリート	1.0
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.0	—
構造物係数		1.0	

*1) 通常運用時の照査は、本指針の付録として掲載しているが、安全係数はここに示した。

6.1.2 耐震性能照査に用いる安全係数(その1) -変形による照査-

曲げ系の破壊を変形により照査する場合は、地盤と構造物のそれぞれの非線形性ならびに連成系の時刻歴地震応答解析を用いることを前提としているので、安全係数については、「旧マニュアル」で用いられた5つの安全係数の考え方を拡張して設定した。

(1) 材料係数

材料係数を考慮する必要がある項目は、解析における材料モデルの特性(コンクリート、鉄筋、地盤)、および限界値評価における材料物性(コンクリート、鉄筋)である。

コンクリート強度の特性値は、製造において、その値を下回る強度が発現する確率が5%以内となるように設定されている。また、鉄筋の機械的性質の特性値に関しても、日本工業規格(JIS)の規格範囲の下限値を設定してよいとしている。両方の特性値ともに実強度に対して小さい値を設定し、材料係数は1.0を標準とする。従来の耐力の観点からの照査では、この考え方は合理的である。しかし、変形性能照査においては、コンクリートと鉄筋の材料物性を実強度に対して小さくとることの合理性を明確にする必要がある。

コンクリートの材料物性に関して、強度(あるいはヤング係数)が大きくなれば、構造物の応答変位は小さくなる傾向にあるが、数値的には部材降伏以降の変形領域においては殆ど影響のない範囲である。また、限界値として本マニュアル「6.3.2 (3) 層間変形角の評価式」で解説する評価式を適用する場合、コンクリートの圧縮強度を小さく設定すれば軸圧縮応力/圧縮強度比が大きくなり、限界値の算定では安全側を見積もることになる。したがって、コンクリートの材料物性の特性値は上記の考え方に基づいて設定し、材料係数として、応答値、限界値の算定ではともに1.0を標準とした。

鉄筋の材料物性については、応答変形に与える鉄筋降伏強度のばらつきの影響はほとんどなく、また、本マニュアル「6.3.2 (3)の限界層間変形角の評価式」では、鉄筋の降伏強度の上昇により限界層間変形角は大きくなる傾向にある。したがって、鉄筋の物性について、JIS規格値の下限値を特性値とする考え方は、変形性能照査においては安全側を考慮していることになる。以上から、材料係数は1.0を標準とした。

地盤物性の特性値が、構造物の応答変形が変形照査の観点から不利になるように予め検討されて設定される場合には、材料係数は1.0を標準として用いてよい。

(2) 部材係数

本指針では、変形照査における部材係数は、圧縮縁コンクリートひずみの限界値と本マニュアル「6.3.2 (3)の限界層間変形角の評価式」に示す限界層間変形角に適用する。双方ともに安全側に配慮して設定を行っていることから、部材係数は1.0を標準としている。

(3) 荷重係数と荷重の組合せ

地震の影響以外に想定される荷重を考慮し、それらの組合せを設計荷重としている。個々の荷重のばらつきを事前に評価し、構造物の応答を安全側に評価できる物性値を特性値として予め設定していることを条件とし、組合せケースを設定している。地震の影響以外の荷重は、永久荷重と変動荷重であって、その評価精度はかなり高いものと考えることができる。

一方、地震の影響については、入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて合理性を持って設定されているものであるため、荷重係数でさらに安全性を考慮する意味合いはない。

以上より、荷重係数は1.0を用いることを標準とした。

また、耐震性能照査では、地盤特性をモデル化して地震の影響を直接的に評価している。この材料モデルの特性が解析結果に大きく影響する。このため、構造物全体の変形、発生断面力(曲げ、軸力、せん断力)などの応答値に対して、構造物に与える影響が厳しくなるように地盤物性の特性値を設定することが必要である。

地盤物性は、現位置試験や室内試験により定めるのが一般であるが、地盤そのものの不均質さや試験方法により、広く分布し大きくばらつくのが通常である。本指針で用いる特性値の考え方からすれば、地盤物性の試験結果の平均値(統計的な処理を行った中央値)と解析に用いる特性値とは、一般的には一致しない。

したがって、地盤物性が広範囲に分布することに配慮し、2種類の地盤特性を組合せケースとして考慮することを基本にした。これは、構造物の変形(曲げ系の破壊)と断面力(せん断破壊)に対してそれぞれ不利になる特性を想定している。これら地盤特性の設定に関して、安全側の検討が事前に行われている場合には、組合せケースは1種類でよい。本指針で対象としている構造物の多くは、曲げ系の変形に対して不利になる地盤特性と断面力(せん断力)に対して不利になる地盤特性は一致しており、それらの特性に対して安全側の設定を行う際の荷重係数は1.0を標準とする。

(4) 構造解析係数

本指針の変形性能照査における構造解析係数では、解析手法の評価精度に対する不確実性ばかりではなく、解析に適用する材料特性(コンクリート、鉄筋、地盤)の不確実性が解析精度に与える影響も考慮することとした。本指針における解析手法として、地盤と構造物の非線形性を考慮した連成系の時刻歴地震応答解析を標準として用いる。これらの解析手法の妥当性は、大型振動台実験を行い、その実験結果に基づいて検証した(技術資料Ⅳ、Ⅴ、Ⅵ参照)。しかし、限られた条件での実験であること、地盤パラメータの設定が応答解析結果に及ぼす影響(技術資料Ⅶ参照)などを考え併せて、構造解析係数は1.2以上を標準とした。本指針で推奨している解析手法、材料モデルを用いない場合には、構造解析係数を1.2より大きくする必要がある。ただし、地盤モデルの高精度化を図ることにより、構造解析係数を小さくすることも可能であると考えられる。

構造解析係数に影響を与える要因には以下が考えられる。

- ・地盤物性の拘束圧依存性
- ・地盤剛性-ひずみ($G-\gamma$)関係 [履歴減衰-ひずみ($h-\gamma$)関係]のモデル化精度
- ・地盤と構造物の境界部の特性
- ・構造物の非線形性のモデル化精度(要素分割、鉄筋コンクリートの無筋領域の評価、乾燥収縮の影響、ひび割れの方向性の影響など)

(5) 構造物係数

原子力発電所屋外重要土木構造物の機能上の重要度は非常に高い。したがって、構造物係数を1.0より大きくするのが一般的な考え方である。しかし、発電用原子炉施設における耐震性能照査に用いる基準地震動は、地点毎にサイト特性を考慮して設定され、また、屋外重要土木構造物は、Asクラス、Aクラスなど機器の重要度分類に対応して入力地震動が選定される。したがって、構造物係数によりさらに構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造物係数は1.0を標準とした。

6.1.3 耐震性能照査に用いる安全係数(その2) -断面力による照査-

本指針では、耐震性能を変形を限界値とする指標により照査することとしているが、せん断に関しては、従来通り、断面力による照査を行う。また、曲げや軸力に関しても断面耐力を用いた照査を行うことはできる。この際、用いる解析手法は変形性能による照査の場合と同じである。したがって、応答値算定のための安全係数(荷重係数、

材料係数、構造解析係数)は、変形性能照査の場合と同じように考えることができる。また、構造物係数に関しても、変形性能照査と同じ理由により1.0を標準とする。

(1)材料係数

限界値算定のために適用する材料係数は、「旧マニュアル」と同じく「示方書 [構造性能照査編]」に準拠して、コンクリートに対して1.3、鉄筋に対して1.0を標準として用いる。また、応答値算定における材料係数は、コンクリート、鉄筋、地盤に関して1.0を標準とする。

コンクリートと鉄筋の物性値が、断面力の算定精度に与える影響は小さい。また、材料物性の特性値の設定において、照査における応答値算定が安全側となるように配慮が行われることが前提条件となっているため、「6.1.2 耐震性能照査に用いる安全係数(その1)－変形による照査－」と同じ考え方により、材料係数は1.0を標準とした。

(2)部材係数

限界値算定のために適用する部材係数は、「旧マニュアル」と同じく「示方書 [構造性能照査編]」に準拠して、照査項目が曲げや軸力の場合には、曲げ卓越で1.1、軸力卓越で1.3、せん断照査の場合には、コンクリートに対して1.3、鉄筋に対して1.1を標準として用いる。ただし、高応力の繰り返しで両側面の鉄筋が引張降伏している場合には、安全係数を20%割増しすることを標準とする。これは、正負交番繰り返しを受けるはり、柱部材では、両側面の鉄筋が降伏するとせん断耐力が低下するという既往の研究成果を考慮したものである。適用するせん断耐力評価式では、高応力で繰り返しの断面力が作用する場合を想定していないため、割増しによる配慮を行った。

(3)構造解析係数

耐震性能照査で標準的に用いる部材非線形モデル、材料非線形モデルを適用した時刻歴地震応答解析手法では、変形に関する応答値の評価精度に比較して、断面力に関する応答値の評価精度は高いと考えられる。また、土圧などの分布荷重が作用する場合の断面耐力の評価に適用する耐力評価式は、安全側の値を与える式であること、かつ、部材係数としてかなり安全側の値を設定している。ただし、解析手法に用いられる材料モデルの地盤特性については、そのばらつきを構造解析係数で考慮することとしている。

以上を総合的に勘案し、構造解析係数は変形性能照査の場合より低減させて1.05を標準とした。

6.1.4 耐久性能照査に用いる安全係数

耐久性能照査では、鉄筋腐食によるコンクリートのひび割れ(または鉄筋腐食の発生)、中性化深さおよびコンクリートの品質(凍害による品質劣化)を照査項目とするため、安全係数を新しく設定することが必要である。また、塩化物イオンの侵入速度を評価する拡散係数の設定において、曲げひび割れの有無およびその幅が影響するため、初めに、通常運用時に作用する荷重によるひび割れ幅を評価しておくことが必要である。このため、作用荷重による応答値としてのひび割れ幅評価における安全係数の設定が必要である。

耐久性能照査におけるひび割れ幅評価に適用する荷重は、永久荷重と変動荷重である。

(1)材料係数

耐久性能照査における材料係数は、中性化に対しては中性化速度係数の安全係数として、塩化物イオンの侵入に対しては拡散係数の安全係数として、凍害に対しては相対動弾性係数の安全係数として、特性値から設計用値を求

める際の材料のばらつきに起因する不確実性に配慮して設定される。一般には、「示方書〔施工編〕」に基づいて標準的な施工が行われ、コンクリートの品質が均質であると判断される場合には、これらの材料係数は1.0を標準としてよい。ただし、コンクリート構造物の打ち込み面(上面)を対象とする場合には、材料係数は1.3を標準とする。これは、ブリージングの影響により、打ち込み面近傍の品質が、一般には深部よりも劣っていると考えられることによる。

(2) 設計値の評価精度を考慮する安全係数

耐久性能照査における設計値の評価精度を考慮する安全係数は、中性化現象における中性化深さ評価式の不確実性、および塩害における鉄筋腐食発生量評価式、鉄筋位置の塩化物イオン濃度評価式における不確実性に対応して設定される安全係数である。環境作用に対する構造物の応答挙動の評価(ここでは、中性化深さ、鉄筋腐食量、塩化物イオンの蓄積量等)に対する安全係数であるという定義である。

既往の研究成果に基づき、この安全係数は、中性化に対して1.15、塩化物イオンの侵入に対して1.3を標準としている。これは、「示方書〔施工編〕」に準拠している。

(3) 構造物係数

重要構造物、重要な項目の照査では、構造物係数を1.1とするのが一般的である。耐久性能照査では、設計耐用年数経過後の耐震性能に与える経年劣化の影響の有無、つまり、コンクリートの圧縮ひずみ能力に与える環境作用の影響の有無、鉄筋腐食に起因するひびわれの発生を照査するものであり、重要な位置づけにあると判断して、構造物係数を1.1としている。これは、「示方書〔施工編〕」に準拠している。

(4) 材料特性の予測値の精度を考慮する安全係数

表6.1-3には、耐久性能照査時の材料特性の予測値の精度を考慮する安全係数の標準値を示した。この安全係数は、考慮する環境作用に対して1.0~1.3を標準として用いることとした。

材料の特性値の評価において、既往の研究実績から中性化速度係数や塩化物イオンの拡散係数のばらつき、予測精度が明らかになっている場合には、危険率を適切に設定した上でこの安全係数を統計的に定めてもよい。統計的な処理において、適当な危険率を考慮したところに設定する値を特性値と定義するなら、この安全係数は1.0と考えることができる。

中性化速度係数を「示方書〔施工編〕」に基づいて、有効水結合材比から定める式を用いる場合には、材料特性の予測値の精度を考慮する係数は1.1としてよい。

塩化物イオンの拡散係数を「示方書〔施工編〕」に基づいて、水セメント比から定める式を用いる場合には、材料特性の予測値の精度を考慮する係数を1.2としてよい。この際、フライアッシュセメントを用いるコンクリートでは、高炉セメントやシリカヒュームを使用する場合の評価式と同じ式を適用してよい。

相対動弾性係数の評価において、JISA 1148 (A法)「コンクリートの凍結融解試験法(水中凍結融解試験方法)」に基づく場合には、材料特性の予測値の精度を考慮する係数を1.0としてよい。

なお、通常運用時の性能照査における安全係数は、「示方書〔構造性能照査編〕」の使用限界状態に対応させ、すべて1.0とする。

6.2 限界値の設定

6.2.1 目標性能の具体化

本マニュアルでは、屋外重要土木構造物の耐震性能に限定して記述する。

機器・配管の機能維持から要求される屋外重要土木構造物の性能照査項目については、変形や上床版の応答加速度などが想定されるが、機器・配管の設置条件に依存するため、ここでは省略する。

目標性能は、『構造物が崩壊しない』状態とした。これは、「示方書[耐震設計編]」に規定されている耐震性能3に相当するものであるが、「示方書[耐震設計編]」の条文には、具体的な事象までの記述はない。『構造物が崩壊しない』を具体的な事象に言い換えると、『構造物の地震時の挙動が安定している』ことと考えられ、さらに、『安定している』とは、脆性的な破壊や急激な軟化現象を生じない状態と考えられる。実現象の安定している状態は、高精度で実現象を追跡可能な解析であれば安定した解が得られる状態と考えられる。現状の解析技術で予測可能な範囲は、『構造物の地震時の挙動が安定している』状態に含まれる(図6.2-1参照)。

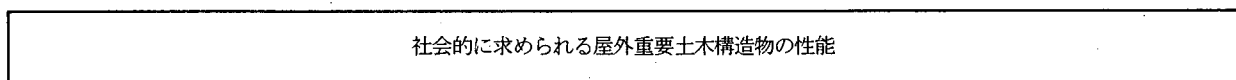
6.2.2 限界状態の具体化

『構造物の地震時の挙動が安定している』をさらに具体化して、限界状態を設定する必要がある。限界状態については、曲げ系の破壊に関わる事象とせん断破壊に関わる事象に分けて考える。

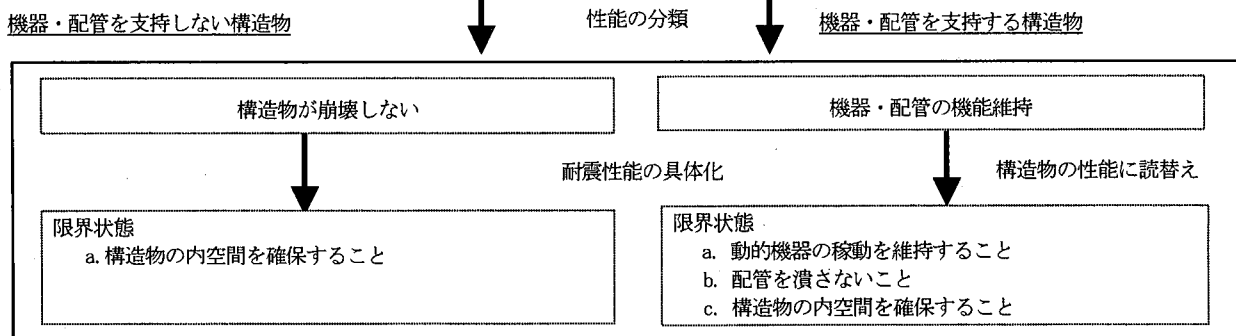
曲げ系の破壊に関わる限界状態については、技術的な見知から、構造物の機能維持が保証できること、かつ、理解し易い表現に配慮して、具体的な現象を限界状態として規定した。つまり、本指針では、『かぶりコンクリートが剥落しない』ことを限界状態とした。これまでの、実験研究や被害事例などから、かぶりコンクリートが剥落していなければ、鉄筋コンクリート構造の延性的な特性が保持され、急激な軟化現象が生じていないことなどを参考にして定めた。また、かぶりコンクリートが剥落しなければ、鉄筋の圧縮座屈も生じることなく、倒壊などの致命的な被害を回避することができる。また、かぶりコンクリートが剥落した後の状態評価は、現状の鉄筋コンクリートの微小変形理論に基づいた解析手法では、保証できない範囲であることが知られている。言い換えると、解析手法の適用限界を照査用限界状態として規定しているといえる。

せん断破壊に関わる限界状態としては、『せん断破壊を生じない』ことが限界状態となる。

要求性能



目標性能



照査項目

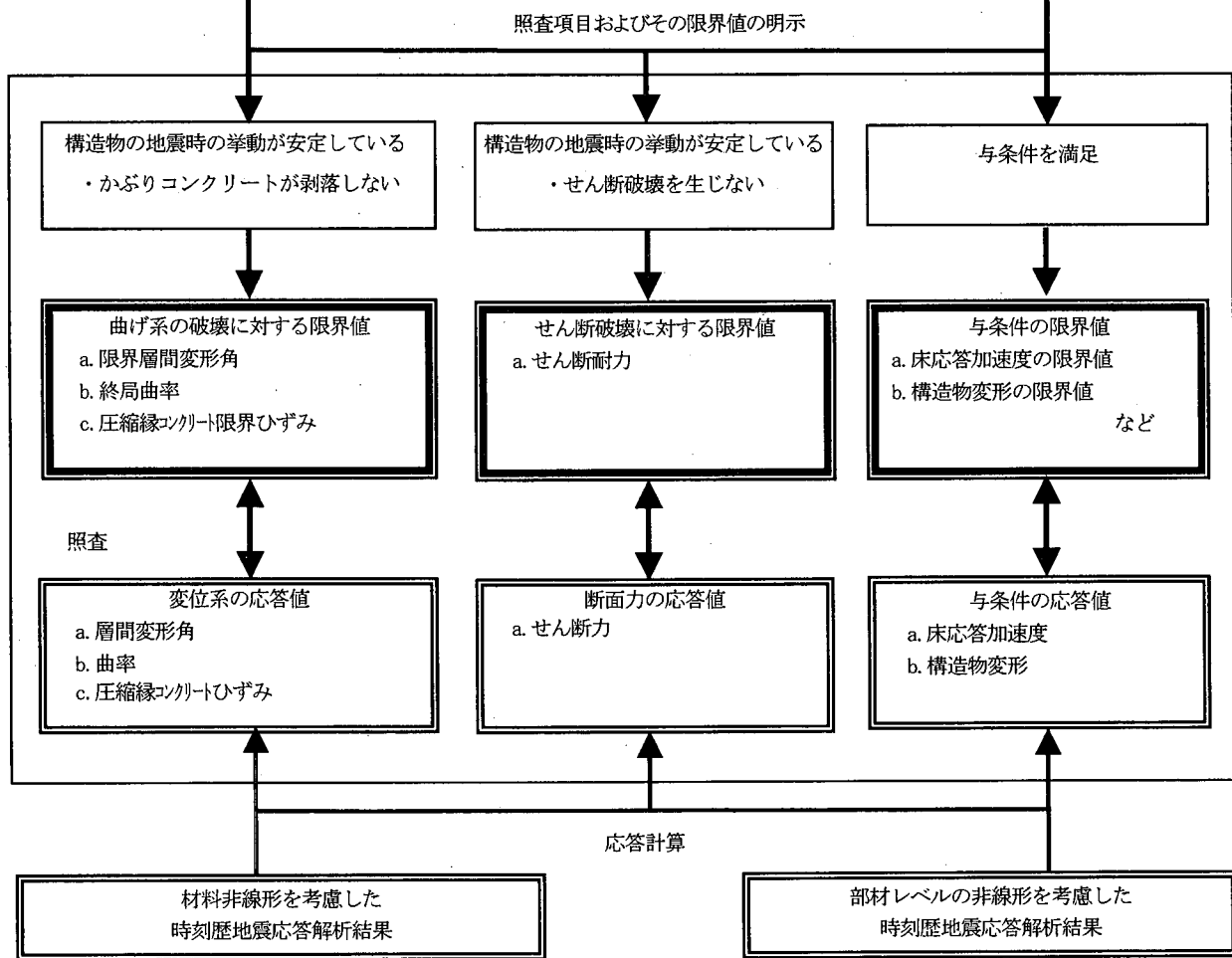


図 6.2-1 耐震性能照査の流れ

6.2.3 限界値と照査における考慮事項

本指針では、限界状態を大きく曲げ系の破壊とせん断破壊に分けて照査するものとしている。両方の破壊に対して、安全性を確認しなければならない。

(1) 曲げ系の破壊に対する限界状態

以下に、解析手法ごとに区分した曲げ系の破壊に対する限界値を示す。なお、以下には照査用の限界値を示すが、構造系として安定した挙動を示していることを応答変形の履歴により確認しておくことが重要である。

a. 材料性能に関する限界値

① 材料非線形解析を用いる照査では、圧縮縁コンクリートひずみを照査項目とする。

② 圧縮縁コンクリートひずみの限界値を 1.0% (10000×10^{-6}) とする。

ただし、この値は耐久性能照査において、その限界値を『鉄筋に腐食が発生しない』とした場合で、限界値を『鉄筋腐食に起因するひび割れが発生しない』とする場合には、圧縮縁コンクリートひずみの限界値を 80% に低減する^り。

③ 照査に用いる圧縮縁コンクリートひずみは、部材厚さの平均値とする。

b. 層間変形角に関する限界値

① 部材非線形解析を用いる照査では、構造物の層間変形角を照査項目とする。材料非線形解析を用いた場合にも、層間変形角を照査項目とすることができる。

② 限界層間変形角は、本マニュアル「6.3.2(3)限界層間変形角の評価式」で示す評価式により算定する。

③ 対象構造物が以下の条件を満足する場合には、限界層間変形角を 1/100 としてもよい。

$0 \leq \sigma_0 / f'_c \leq 0.1$: 軸力比(圧縮応力/圧縮強度)
$20 \leq f'_c \leq 50$: コンクリート圧縮強度の設計用値[N/mm ²]
$0.20 \leq \rho_t \leq 2.5$: 引張鉄筋比[%]
$200 \leq f_y \leq 500$: 鉄筋降伏強度の設計用値[N/mm ²]
$0.1 \leq t \leq 3$: 部材厚[m]
$3 \leq h/t \leq 15$: 内空高さ/部材厚

ただし、これらの限界状態は、耐久性能照査の限界値を『鉄筋に腐食が発生しない』とした場合であり、限界値を『鉄筋腐食に起因するひび割れが発生しない』とする場合には、80%に低減する^りものとする。また、上記の構造物の条件を満足しない場合には、別途、実績のある信頼できる方法により算定しなければならない。

(2) せん断破壊に対する限界状態

① せん断破壊に対する照査では、部材としてのせん断力を照査項目とする。

② 限界値としてのせん断耐力は、本マニュアル「6.4 せん断破壊に対する照査」に示す方法により算定してよい。

③ 照査に用いるせん断力は、地震応答解析に用いる数値解析の剛性行列から算出される値とすることを基本とする。ただし、用いる解析手法、解析における変形の程度、構造物の部位によっては、地震応答解析によって得られた曲げモーメント分布から換算した値を用いる方が、合理的に算出される場合がある。

6.3 曲げ系の破壊に対する照査

6.3.1 ひずみによる照査

(1) 限界値設定の根拠

コンクリートのひび割れなどの材料非線形性を厳密に扱うことのできる非線形解析においては、解析上構造系が安定している状態を限界状態とする。この種の解析手法では、実現象が不安定になった場合、解析でも収束性が悪くなることや、急激な軟化現象が起きてしまうなど、不安定な状態になることが多いことが知られている。さらに、解析が不安定になる状態では、多くの場合、ひずみや応力が解析で想定している構成則の範囲外になり、解析結果の再現性が無くなることや解析の信頼性が低下することと対応している。ここでは、対象としている地震動に対して収束性が低下することなく、かつ、妥当な応答ひずみが計算されている範囲内であれば、構造系は安定している状態であると判断する。

ここで、安全性に対して信頼性における圧縮縁コンクリートひずみの限界値として、 1.0% (10000×10^{-6}) を規定した。この値は、コンクリートが圧縮軟化域に入り、応力が零近くの領域のひずみであり²⁾、かぶりコンクリートの剥落の危険性を考慮することが必要な値と考えられる。

例えば、圧縮縁コンクリートひずみがこの値に達すると解析が終了するような条件で解析を行えば、解析が終了すれば照査が自動的に終了となる照査形態を考えることも可能である。ただし、この場合の応答結果については慎重にチェックしなければならない。

(2) 限界値の妥当性

かぶりコンクリートの剥落の必要条件は、『コンクリートの応力が零に近い』ことと考えられる。実験結果あるいは解析で用いている応力-ひずみ関係で判るように、コンクリートの圧縮ひずみが 1.0% (10000×10^{-6}) 時のコンクリートの圧縮応力は、圧縮強度のレベルにもよるが、概ね $2 \sim 7 \text{N/mm}^2$ 程度残留している状態である(図 6.3-1 (a) (b) 参照)。剛性試験機などを用いた既往の実験結果からも、同等の結果が得られている。これらのことから、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000×10^{-6}) は、かぶりコンクリートの剥落に対して安全裕度を含んでいると考えられる。また、応力がほぼ零になったとしても、確実にかぶりコンクリートが剥落するわけではないことなども考えあわせると、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000×10^{-6}) を限界値にすることは、妥当な設定であると判断できる。

図 6.3-1 には、コンクリートの圧縮試験結果と本マニュアルで記述している材料非線形解析に用いられているコンクリートの構成則を用いた応力-ひずみ関係の計算例を示している。両者はほぼ同等の形状を示しており、コンクリートの圧縮ひずみ 1.0% (10000×10^{-6}) 時の残留応力も実験と解析でほぼ一致している。これは、材料非線形解析において、コンクリートの圧縮ひずみ 1.0% (10000×10^{-6}) までは実現象を再現できていることを示すものである。これにより、解析ではかぶりコンクリートの剥落は直接表現できないものの、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000×10^{-6}) を限界値とすることにより、『構造物が崩壊しない』という限界状態を合理的に照査できる。

6.3.2 層間変形角による照査

(1) 限界値設定の根拠

部材非線形解析においても、材料非線形解析で用いた材料の限界値(圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000×10^{-6})) を限界値とすることができれば、統一的でかつ整合性のとれた規定となる。しかし、部材非線形解析では、

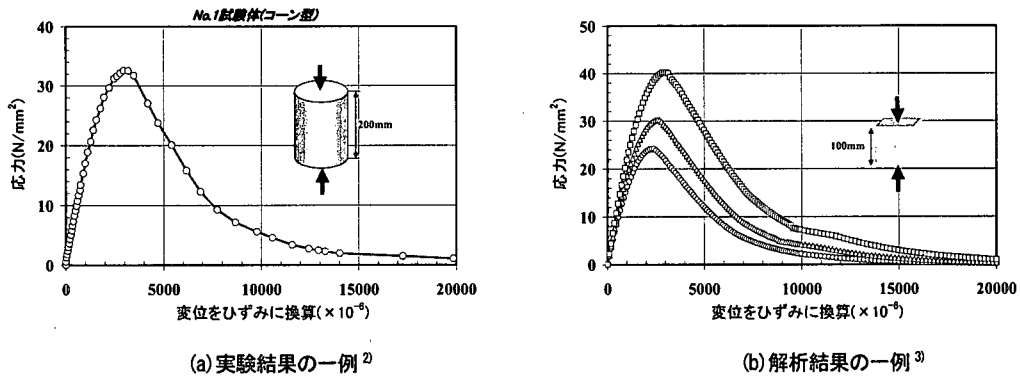


図 6.3-1 コンクリートの圧縮ひずみが 1.0% (10000×10^{-6}) 時点における残留応力

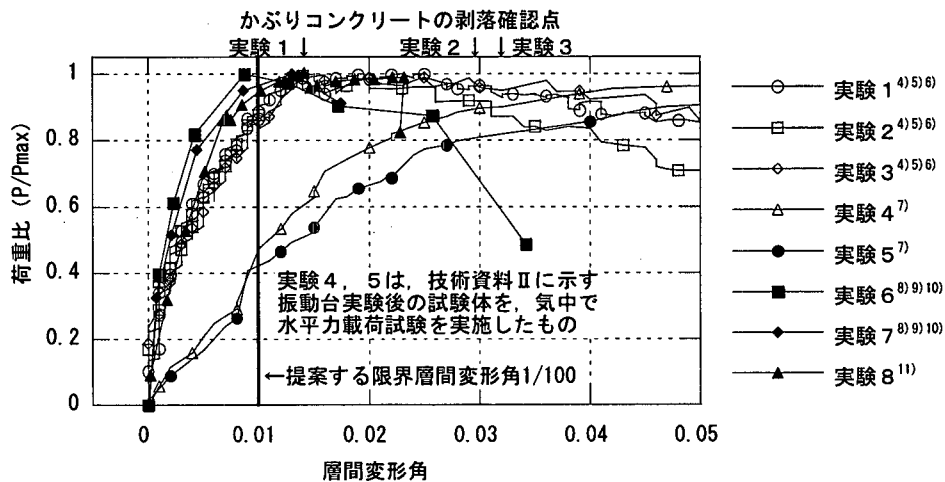


図 6.3-2 鉄筋コンクリート製ラーメン構造の破壊実験結果の例

材料レベルの非線形性を厳密に考慮していないため、応力-ひずみの応答値の信頼性を材料非線形解析の結果と同等に扱うことはできない。

そこで、部材非線形解析を用いる場合は、構造物の変形(層間変位、層間変形角など)による照査を基本とする。ただし、限界値の基本的な考え方は、上記の材料非線形解析に準拠することとする。すなわち、かぶりコンクリートが剥落しないことを保証できる圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000×10^{-6}) を勘案して、変形の限界値を定めることとした。本指針では、照査の対象はボックスラーメン構造が主体であることを勘案して、層間変形角を照査項目とすることとした。これにより、地盤のひずみとの比較が容易になり、地中構造物の地震時挙動を理解しやすくなる。限界層間変形角の評価には、本項(3)に示す評価式を用いる。この評価式では、限界層間変形角を判断する基準として、部材の圧縮縁コンクリートひずみが 1.0% (10000×10^{-6}) に達した時点を採用した。構造物諸元をパラメータとした数値計算結果から、安全側に限界層間変形角を評価する式を設定した。

また、詳細な検討を省略することのできる限界層間変形角として、1/100 を規定した。これは、既往のボックスラーメン構造に対する水平加力実験結果(図 6.3-2 参照)、材料非線形解析によるパラメータスタディ(図 6.3-4 参照)、および層間変形角の評価式による計算結果(図 6.3-5 参照)に基づいて、かぶりコンクリートの剥落時における層間変形角の値を整理し、さらに、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説(1997)」における評価結果を考え合わせた結果、本指針で対象としている屋外重要土木構造物の諸元(上記評価式で扱ったパラメータの範囲)であれば 1/100 は安全側の値であると判断し、設定したものである。

(2) 限界値の妥当性

『構造物が崩壊する』とは、耐荷性能を喪失する状態を意味している。これは、過去のボックスラーメン構造の被害事例から考えると、圧縮鉄筋が座屈して完全に耐荷機構が喪失するような状態に対応する。本指針で採用した曲げ系の破壊に対する限界状態は、『かぶりコンクリートが剥落しない』としたため、限界状態が満足されれば圧縮鉄筋の座屈を確実に回避することができる。つまり、構造物の崩壊に対しては、十分な余裕があると考えることができる。また、「示方書〔耐震設計編〕」では、終局限界の一つとして、最大耐荷力を経過し、部材降伏時点の耐荷力まで性能が低下した時点の規定している（図 6.3-3 参照）。数値解析によるパラメータスタディや数多くの実験結果から、かぶりコンクリートの剥落時点あるいは圧縮縁コンクリートひずみが 1.0% (10000×10^{-6}) となる時点は、全体系の荷重-変形関係との対応を見ると、この終局限界より前の段階(変形が小さい範囲)であることが確認されている(図 6.3-4, 技術資料Ⅶ参照)。

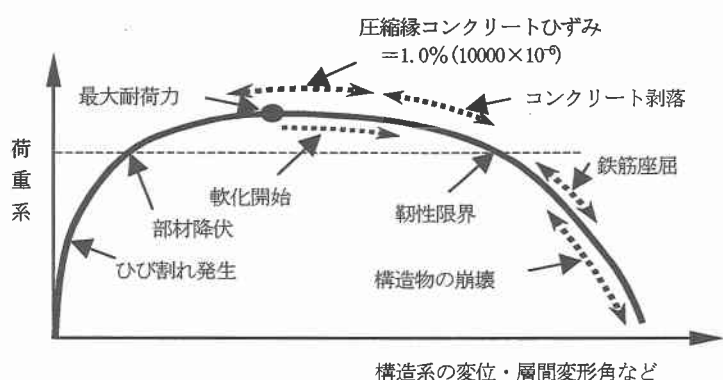


図 6.3-3 曲げ破壊先行型の鉄筋コンクリート構造物(全体系)の崩壊過程に関する概念図

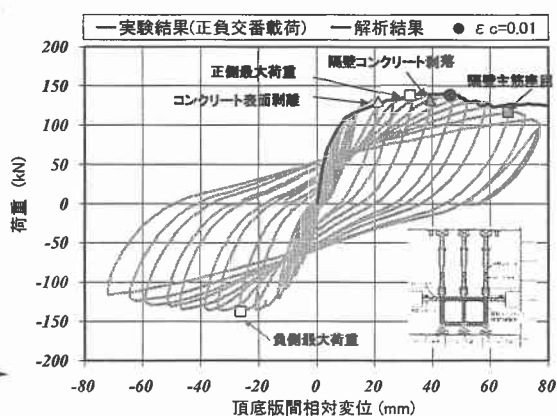


図 6.3-4 RC ラーメン構造の変形特性と数値シミュレーション¹²⁾結果

これらのことにより、曲げ系の破壊の限界状態を『かぶりコンクリートが剥落しないこと』とすることは、構造物の崩壊に対して十分に安全側であると判断できる。

本指針で対象としているボックスラーメン構造の構造緒元を変えて限界層間変形角(圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000×10^{-6}) 時点)を計算し、簡易的に設定した限界層間変形角 1/100 との対比を図 6.3-5 に示した。ほぼ全てのケースで限界層間変形角が 1/100 を上回っており、層間変形角 1/100 は、かぶりコンクリートのひずみが 1.0% の下限にあたるものであることが分かる。

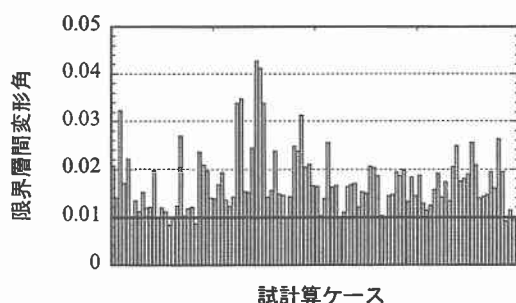


図 6.3-5 実構造物の限界層間変形角 ((3)の限界層間変形角評価式による算出結果)

(3) 限界層間変形角の評価式¹³⁾

ここでは、構造形状および断面諸元から、簡易に限界層間変形角を評価する方法を示す。限界層間変形角は、構造物の層間変形の限界値を構造物高さで除した値と定義している。

a. 層間変形角の定義

図 6.3-6 に層間変形角の定義を示す。層間変形を無次元化するために用いる構造物高さとしては、構造物の内空高さ(h)ではなく、頂版部材および底版部材の軸線間距離(H)を用いることとする。これは、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000×10^{-6}) を限界とする場合、限界層間変形角に及ぼす影響の大きいのは内空高さ/部材厚比と軸力比であることから、計算上の構造物高さを設定することで限界層間変形角が厳しく評価されるように考慮した。

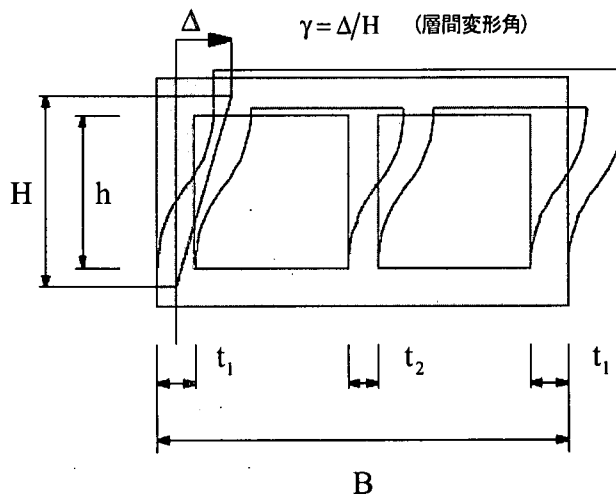


図 6.3-6 層間変形角(γ)の定義

b. 評価式とその適用範囲

評価式は、構造物高さ(軸線間距離)・部材厚・鉄筋降伏強度・引張鉄筋比・コンクリートの圧縮強度・軸力比をパラメータとした両端固定柱部材の変形解析を行い、所定の損傷に達した場合(ここでは塑性ヒンジ領域の圧縮縁コンクリートひずみが 1.0% (10000×10^{-6}) に達した時)の層間変形角を求め、各種パラメータとの相関を統計的に分析して定式化したものである。以下に評価式を示す。

$$\gamma_{lim} = \gamma_{lim,gr} + \frac{0.1 - \sigma_0 / f'_c}{0.1} (\gamma_{lim,air} - \gamma_{lim,gr}) \quad (6.3-1)$$

$$\gamma_{lim,air} = K \left(0.00005 \left(\frac{\rho_t f_y}{f'_c} \right)^{-1} + 0.026 + 0.003 \frac{f_y}{200} \right) \quad (6.3-2)$$

$$\gamma_{lim,gr} = K \left(0.010 + 0.002 \frac{f_y}{200} \right) \quad (6.3-3)$$

$$K = 0.84 t^{-0.22} \left(0.2 + 0.1 \frac{h}{t} \right) \frac{h}{H} \quad (6.3-4)$$

- ここに、 γ_{lim} : 限界変形角
 $\gamma_{lim,air}$: 軸力比 0 の場合の限界変形角
 $\gamma_{lim,gr}$: 軸力比 0.1 の場合の限界変形角
 σ_0 : 鉛直部材に作用する軸圧縮応力[N/mm²]
 f'_c : コンクリート圧縮強度の設計用値[N/mm²]
 ρ_t : 引張鉄筋比[%]
 f_y : 鉄筋降伏強度の設計用値[N/mm²]
 t : 部材厚[m]
 h : 構造物の内空高さ[m]
 H : 構造物高さ(軸心間距離)[m]
 K : 寸法に関する補正係数

評価式の適用の範囲は、室内実験で用いられる試験体から実規模構造物までの諸条件(断面諸元等)に対応して定めている(図 6.3-7 参照)。特に、各種要因の中で重要な項目の一つである部材の軸力比は、土被り厚 30~40m 程度以下の地中構造物についてはほぼ 0.1 以下であることから、この範囲を適用範囲としている。

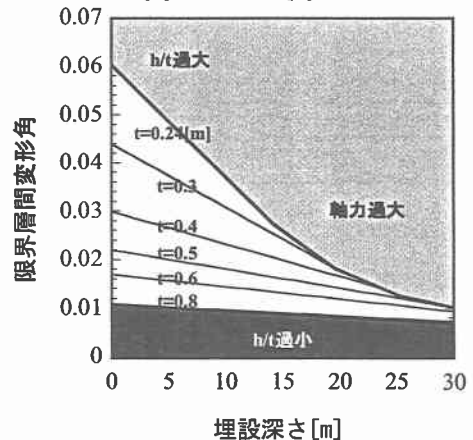
引張鉄筋比が 0.20%未満の場合でも、モーメントにより部材にひび割れが発生する時、鉄筋応力度が降伏強度に対して裕度のあることが確認されれば、限界層間変形角の算定にこの評価式を用いてもよい。

- $0 \leq \sigma_0 / f'_c \leq 0.1$: 軸力比
 $20 \leq f'_c \leq 50$: コンクリートの圧縮強度の設計用値[N/mm²]
 $0.20 \leq \rho_t \leq 2.5$: 引張鉄筋比[%]
 $200 \leq f_y \leq 500$: 鉄筋降伏強度の設計用値[N/mm²]
 $0.1 \leq t \leq 3$: 部材厚[m]
 $3 \leq h/t \leq 15$: 内空高さ/部材厚

(a) 評価式の適用範囲

2連ボックスラーメン構造

$f'_c=30$ [N/mm²] $f_y=400$ [N/mm²] $\rho_t=0.5$ [%]
 $B=8$ [m] $h+2t=4$ [m]



(b) チャート化した評価式の一例

図 6.3-7 評価式の適用範囲と評価チャートの例

c. 適用時の留意事項

評価式は、単一鉛直方向部材が所定の損傷に達した時点における層間変形角を構造物全体の限界としている。単一の鉛直方向部材から構成される構造物の場合は勿論のこと、単層のボックスラーメン構造であれば、水平部材の曲げ耐力が鉛直部材よりも幾分小さくとも隔壁(二次元ラーメンの内柱)の損傷が卓越するため、本評価式を適用することができる。また、壁厚や鉄筋量が異なる鉛直部材から構成される構造物に適用する場合には、先ず部材毎に限界層間変形角を算定し、その中の最小値を構造物全体の限界層間変形角とするとよい。多層構造の場合にも同様

に、層毎に限界層間変形角を算出した後、その中の最小値を構造物全体の限界層間変形角とするとよい。

一方、水平部材の曲げ耐力が鉛直部材のそれと比べて著しく小さい場合には、水平部材の変形が限界値に達した時点で構造物全体が限界状態に至ることが生じ得る。このように構造物の条件が適用範囲を満たさない場合には、適切な解析モデルによるプッシュオーバー解析または確証実験によって別途、限界層間変形角あるいは変形性能の限界値を設定しなければならない。

6.4 せん断破壊に対する照査

6.4.1 一般

棒部材のせん断に対する安全性の照査は、腹部コンクリートの斜め圧縮破壊および斜め引張破壊に対して実施しなければならない。両破壊に対するせん断耐力の算定方法を以下に示す。

また、面部材が面外せん断力あるいは面内せん断力を受ける場合には、「示方書[構造性能照査編]」に準拠して行うものとする。

6.4.2 腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力

腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力 V_{wcd} （照査用限界値）は、式(6.4-1)によって求めてよい。この評価式の詳細は、「示方書[構造性能照査編]」を参照する。

$$V_{wcd} = f_{wcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (6.4-1)$$

$$f_{wcd} = 1.25 \sqrt{f'_{cd}} \quad (6.4-2)$$

ただし、 $f_{wcd} \leq 7.8$ [N/mm²]

ここに、 f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度([N/mm²) : 特性値を材料係数で除したもの)

b_w : 部材の腹部の幅

d : 部材の有効高さ

γ_b : 部材係数で、1.3または1.56とする。

6.4.3 斜め引張破壊耐力

(1) せん断破壊形態の分類

せん断破壊に対する照査では、構造物に加わる荷重形態ならびに構造形状を考慮してせん断耐力の評価を区別することにより、合理的な照査が可能となる。これまでのボックスラーメン構造を模擬した実験の結果、土圧、慣性力等に起因する分布荷重が作用する場合、ならびにラーメン構造であるため隅角部に端モーメントが存在する場合には、破壊機構に合致した耐力照査を行う必要があることが明らかとなっている。そのため、部材毎に予想される破壊機構に適したせん断耐力算定方法を採用することが重要である。

屋外重要土木構造物で予想されるせん断破壊形態は以下のように分類される。

a. 一般の棒部材における斜め引張破壊

従来、棒部材のせん断破壊として知られている形態であり、作用している荷重、断面力および構造系としての特徴は以下のとおりである。

- ① 分布荷重の影響が小さい。
- ② 支点または隅角部から載荷点あるいは曲げモーメントの反曲点の距離が大きい。
- ③ 対象構造は、地震時の多層、多径間ラーメンの中床版、隔壁等の構造部材である。

b. 一般の棒部材の斜め引張破壊とは異なる破壊

同じ棒部材の斜め引張破壊ではあるが、a. とは耐荷の機構が異なる。作用している荷重、断面力および構造系としての特徴は以下のとおりである。

- ① 支点または隅角部から載荷点あるいは曲げモーメントの反曲点までの距離が小さい。
- ② 分布荷重の影響が大きい。
- ③ 対象構造は、外圧として土圧のような分布荷重を受けるラーメン構造の隅角部近傍の構造部材である。

破壊形態の分類の条件として、支点または隅角部から載荷点あるいは曲げモーメントの反曲点までの距離の大小を挙げている。コンクリート強度、鉄筋比、軸力等の程度によって、a. の形態か b. の形態のどちらかに区分けされるが、一概には、どの程度の距離であるかは決定できない。本指針で対象としている構造物では、この距離が有効高さ d の3倍以上で a. の場合となり、3倍未満で b. の場合になると考えてよい。

(2) 一般の棒部材における斜め引張破壊に対するせん断耐力の算定法

せん断耐力(照査用限界値)は、式(6.4-3)により算定する。ただし、せん断補強鉄筋として折曲鉄筋とスターラップを併用する場合は、せん断補強鉄筋が受け持つ全せん断力の50%以上をスターラップで受け持たせるものとする。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (6.4-3)$$

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b1} \quad (6.4-4)$$

$$V_{sd} = \{A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} z / \gamma_{b2} \quad (6.4-5)$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad (6.4-6)$$

ただし、 $f_{vcd} \leq 0.72$ [N/mm²]

ここに、 $\beta_d = \sqrt[3]{1/d}$ (d : [m])

$\beta_d > 1.5$ となる場合は 1.5 とする。

$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_w}$ $p_w = A_s / (b_w d)$

$\beta_p > 1.5$ となる場合は 1.5 とする。

$\beta_n = 1 + M_0 / M_d$ ($N'_d \geq 0$ の場合)

$\beta_n \geq 2$ となる場合は 2 とする。

$= 1 + 2M_0 / M_d$ ($N'_d < 0$ の場合)

$\beta_n < 0$ となる場合は 0 とする。

A_s : 引張側鋼材の断面積

N'_d : 設計軸方向圧縮力

M_0 : 設計曲げモーメント M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打消すのに必要なモーメント(ディコンプレッションモーメント)。

$$M_0 = \frac{N'_d}{A} z = \frac{N'_d}{b_w \cdot h} \cdot \frac{b_w \cdot h^2}{6} = \frac{h}{6} \cdot N'_d$$

γ_{b1} : 標準値として、1.56 とする(高応力繰返しを想定).

A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度で、400[N/mm²]以下とする. 特性値を材料係数で除したもの

α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強鉄筋の配置間隔

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鉄筋図心までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい

γ_{b2} : 標準値として、1.32 とする(高応力繰返しを想定).

支承前面あるいははり・柱前面から $h/2$ (h :断面高さ)の距離の断面を照査用の断面としてよい. 詳細は、「示方書[構造性能照査編]」を参照する.

特に、以下の条件に適合した場合には、式(6.4-3)により合理的にせん断耐力を算定することができる.

- ① 対象となる部材に分布荷重が作用していないか、作用していてもその影響が小さい場合(作用せん断力がほぼ一定値である)
- ② 支点あるいは隅角部から曲げモーメントの反曲点までの距離が有効高さの3倍(目安値)以上あって、ディープビーム的な破壊形態とはならない場合

(3) 一般の棒部材の斜め引張破壊とは異なる破壊に対するせん断耐力の算定法

- (1)b. で示した分類のせん断破壊に対しては、式(6.4-7)または式(6.4-8)のいずれか大きい方をせん断耐力 (V_{yd} : 照査用限界値)としてよい.

$$\text{棒部材式} \quad : V_{yd,s} = V_{cd,s} + V_{sd} \quad (6.4-7)$$

$$\text{ディープビーム式} : V_{yd,d} = V_{cd,d} + V_{sd,d} \quad (6.4-8)$$

ここに、 $V_{cd,s}$: 斜め引張破壊モードにおけるコンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} : せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力(式6.4-5)

$V_{cd,d}$: ディープビーム的破壊モードにおけるコンクリートが分担するせん断耐力

$V_{sd,d}$: せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力

このせん断耐力の算定法では、地震応答解析の結果得られた断面力分布を基に耐力を算定している. また、本指針で提案している算定法は、既往の実験結果¹⁴⁾に基づいて、安全側の結果を与えるように簡略化したものを用いている. すなわち、軸方向力によるせん断耐力の増加分、ハンチによる隅角部の構造形状に起因するせん断耐力の増加は考慮していない.

a. 斜め引張破壊モードにおけるコンクリートが分担するせん断耐力

$$V_{cd,s} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd,s} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (6.4-9)$$

$$f_{vcd,s} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad (6.4-10)$$

ただし, $f_{vcd,s} \leq 0.72$ [N/mm²]

ここに, $\beta_d = \sqrt[3]{1/d}$ (d : [m]) $\beta_d > 1.5$ となる場合は 1.5 とする.

$\beta_p = \sqrt[3]{100p_w}$ $\beta_p > 1.5$ となる場合は 1.5 とする.

$\beta_n = 1 + M_0/M_d$ ($N'_d \geq 0$ の場合) $\beta_n \geq 2$ となる場合は 2 とする.
 $= 1 + 2M_0/M_d$ ($N'_d < 0$ の場合) $\beta_n < 0$ となる場合は 0 とする.

$$\beta_a = \left(0.75 + \frac{1.4}{a/d} \right)$$

a/d : せん断スパン比 (a : 等価せん断スパン, d : 有効高さ)

γ_b : 部材係数で, 1.56 とする (高応力繰返しを想定).

b_w : 部材の腹部の幅

d : 部材の有効高さ

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 [N/mm²]

b. ディープビーム的破壊モードにおけるコンクリートが分担するせん断耐力

$$V_{cd,d} = \beta_p \cdot \beta_d \cdot \beta_a \cdot f_{vcd,d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (6.4-11)$$

$$f_{vcd,d} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}} \quad (6.4-12)$$

ここに, $\beta_d = \sqrt[3]{1/d}$ (d : [m]) $\beta_d > 1.5$ となる場合は 1.5 とする.

$\beta_p = \sqrt[3]{100p_w}$ $\beta_p > 1.5$ となる場合は 1.5 とする.

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)}$$

a_v : 等価せん断スパン

γ_b : 標準値として, 1.56 とする.

c. ディープビーム的破壊モードにおけるせん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{sd,d} = \phi \cdot V_{sd} \quad (6.4-13)$$

$$\phi = -0.17 + 0.3(a_v/d) + 0.33/p_{wb} \leq 1.0$$

ここに、 V_{sd} : 式 6.4-5

p_{wb} : せん断補強筋比(%)

d. 等価せん断スパンの設定

時刻歴地震応答解析の結果、得られる断面力分布に基づいて、支承前面あるいははり・柱前面から最大曲げモーメントが発生する位置(あるいはせん断力が零となる点)までを、照査対象の区間と考える(図 6.4-1 参照)。この区間において、等価せん断スパンを以下のように設定する。

- ① 区間内に曲げモーメントの反曲点(曲げモーメントが零)が存在する場合は、以下の 2 種類の等価せん断スパンを設定する。
 - ・第 1 等価せん断スパン(a_1) : 支承前面あるいははり・柱前面から反曲点までの距離
 - ・第 2 等価せん断スパン(a_2) : 反曲点から最大曲げモーメント点までの距離
- ② 区間内に曲げモーメントの反曲点(曲げモーメントが零)が無い場合は、以下のように等価せん断スパンを設定する。
 - ・等価せん断スパン(a) : 支承前面あるいははり・柱前面から最大曲げモーメント点までの距離

それぞれの区間内のせん断スパンにおいて、せん断耐力は、棒部材式(6.4-7)またはディープビーム式(6.4-8)のいずれか大きい方により求める。ただし、直接支点等で支持されておらず、間接支持の区間(部材の中央区間)においては、棒部材式のみを適用し、ディープビーム式は適用しないものとする。

このようなせん断スパンを設定したのは、反曲点を境界にした 2 つのせん断スパンで独立したせん断ひびわれが進行し破壊に至るという実験結果に基づいている。また、せん断スパンの設定の起点として、支承の中央あるいははり・柱の中央ではなく前面としている。支承幅および柱・はりの断面厚さあるいはハンチの効果により、見かけ上せん断スパンが小さくなり、耐力が上昇することが考えられる。ここでは安全側の仮定として、これらの影響は考慮しないこととした。

e. 応答値としてのせん断力を算定する断面

照査用のせん断力は、地震応答解析の結果に基づき、等価せん断スパンの中央部の値を用いる。ただし、以下の 2 条件を満足しなくてはならない。

- ① 支承前面あるいははり・柱前面から $h/2$ 以上はなすこと
- ② 支承前面あるいははり・柱前面から $1.5d$ 以下とすること

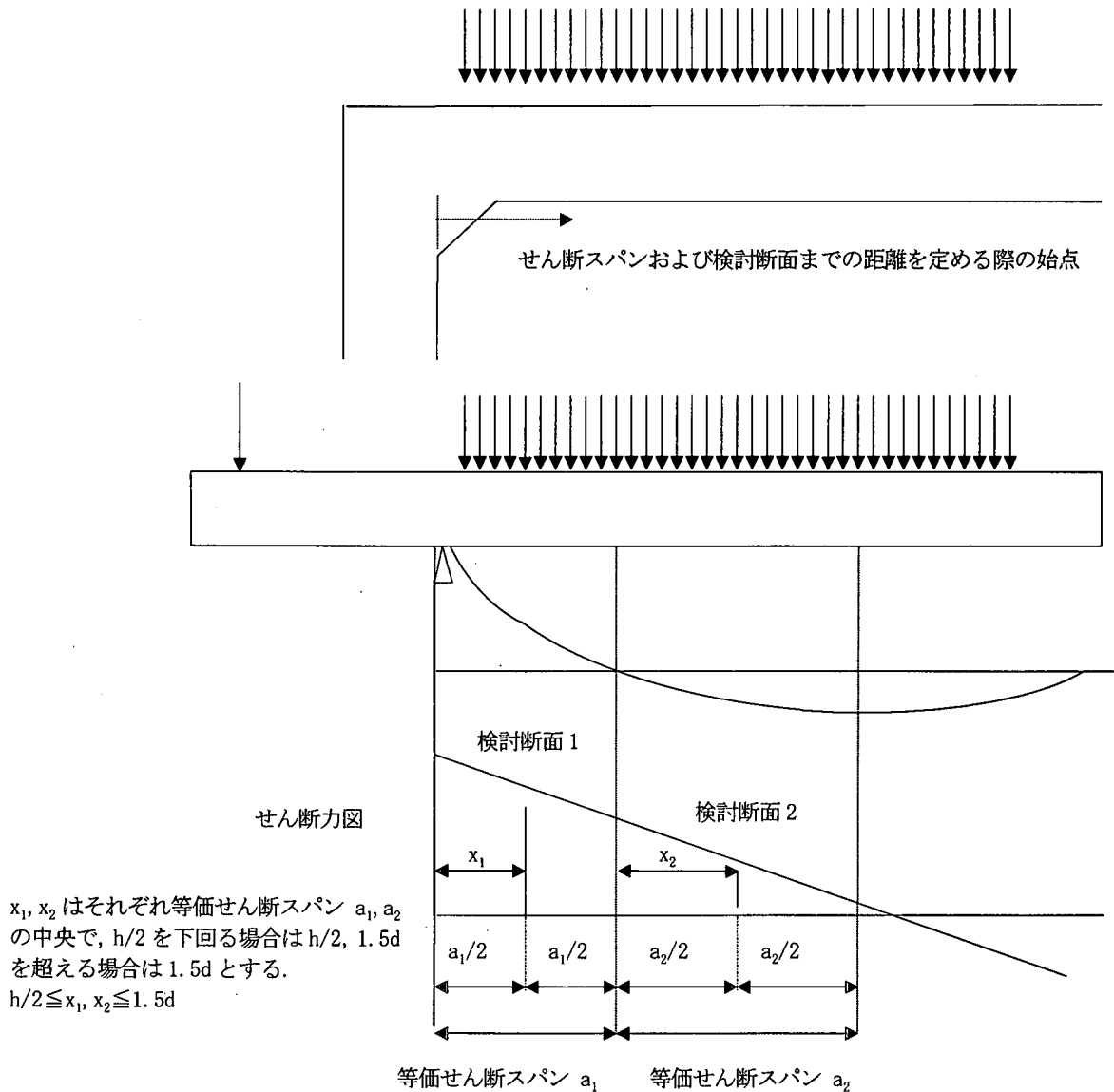


図 6.4-1 等価せん断スパンおよび検討断面の設定方法

屋外重要土木構造物では、等分布荷重あるいは多点荷重が主要な荷重となるため、等価せん断スパン内でせん断力(応答値)が変化する。そのため、どの位置のせん断力を照査するかが問題となる。せん断スパンが小さい場合は、スパン内の平均的な作用せん断力によってせん断破壊の確認が良好に行えることが実験によって確認されたことを受けて、せん断スパンの中央を照査の断面とした。付帯条件における上限値の $1.5d$ については、せん断スパン比 (a/d) が 3 以上の場合でも、破壊断面は $1.5d$ 以上離れないとする実験結果に基づいて設定したものである(図 6.4-2 参照)。また、下限値については、一般の棒部材のせん断耐力の算定において、支承あるいははり・柱の前面から $h/2$ (h : 断面高さ)の距離の断面を照査断面としていることと整合性を持たせた。

せん断スパンの設定に関して、等分布荷重のみの場合、若干ではあるが支点付近のせん断耐力が不合理になるが、検討断面をこのように定めることによって、分布荷重の影響を間接的に考慮することができるようになる。

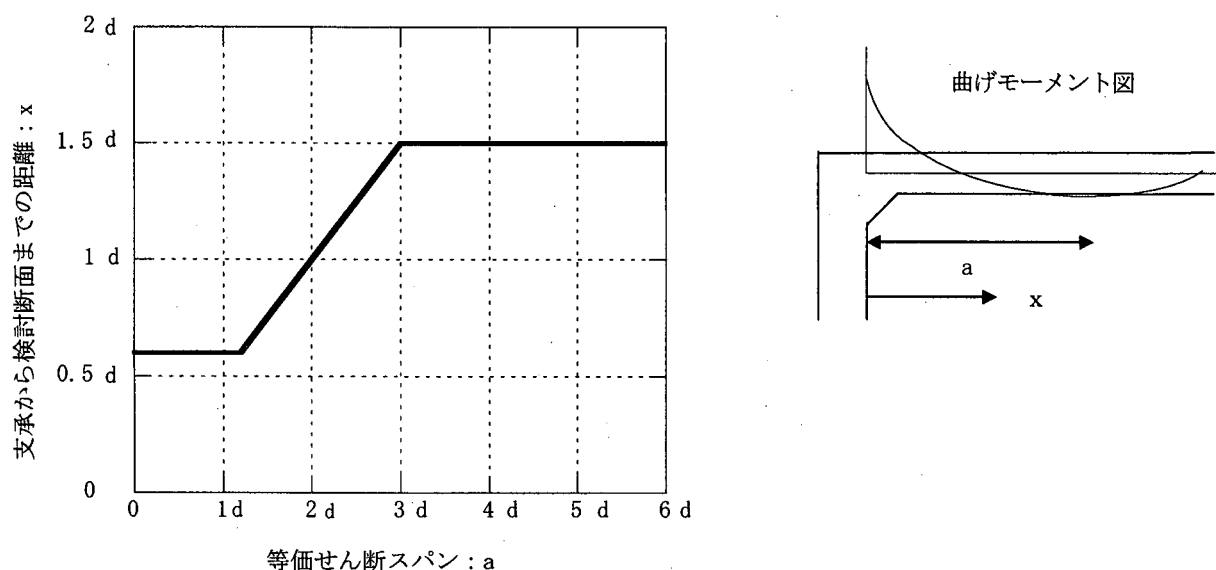


図 6.4-2 照査断面の設定

f. 破壊モードとせん断耐力算定式の関係

棒部材式(6.4-7)およびディープビーム式(6.4-8)の大小と破壊形態モードの関係について、以下に解説する。

ディープビーム式によるせん断耐力が大きい場合は、「棒部材式で算定されたせん断耐力に達した時点で斜めひびわれが発生するが、その時点ではアーチ効果によって破壊には至らず、ディープビーム式で算定されたせん断耐力に達した時点で終局状態に至る」破壊モードであることを意味している。棒部材式によるせん断耐力が大きい場合は、「アーチ効果が卓越しておらず、棒部材式で算定されたせん断耐力に達した時点で、斜めひびわれ発生により破壊に至る」破壊モードである。

一般的な目安としては、せん断スパンを有効高さで除した a/d が 2.5 以下であれば、ディープビーム式で耐力が定まり、 a/d が 3.5 以上であれば、棒部材式でせん断耐力が定まると考えられる。しかし、 a/d が 2.5~3.5 の場合は両式の遷移領域であるので、両者を比較することが必要である(図 6.4-3 参照)。両式を計算した上でどちらのモードで破壊するかを判断することになる。

ディープビーム的な破壊を仮定しているせん断スパンへのディープビーム式の適用については、このスパンが支点や隅角部で直接支持されていることを条件として付加している。図 6.4-4 に示すように、図中の区間②等は、支点で直接支持されていないために、ディープビーム的な破壊機構を仮定すると、耐力を過大評価してしまう可能性がある。そのため、区間②については、棒部材の破壊機構を仮定した耐力式を用いることとした。

区間②などの部材中央部では、端部に比べ作用せん断力が小さく、他の区間でその部材の耐力が決定されること、あるいは区間の長さ(等価せん断スパン)が長く、ディープビーム的な機構にはなりにくい。そのため、棒部材式によりその区間のせん断耐力が決定される場合が多い。

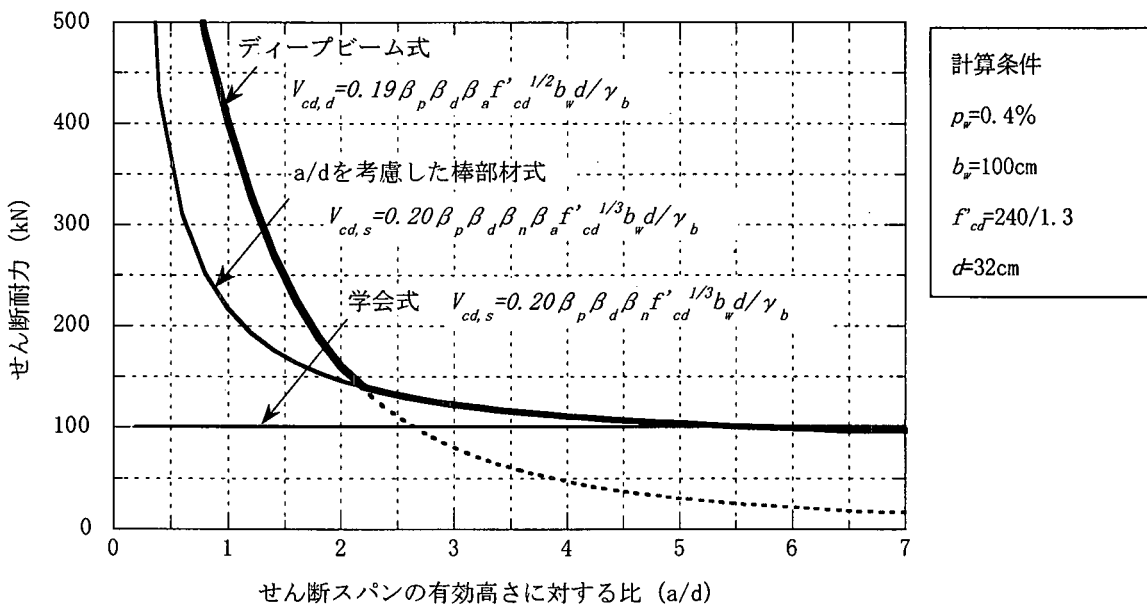


図 6.4-3 せん断耐力式（コンクリート分担分）の比

g. 棒部材式のコンクリート分担分 ($V_{cd,s}$) について

棒部材式のコンクリート分担分を算定する式は、「示方書 [構造性能照査編]」において、棒部材のせん断耐力算定式中のコンクリートの分担分算定式に、 a/d の効果を取り入れたものである。「示方書 [構造性能照査編]」の根拠となっているせん断耐力の基本式は、 a/d の効果を考慮した式(6.4-14)である。

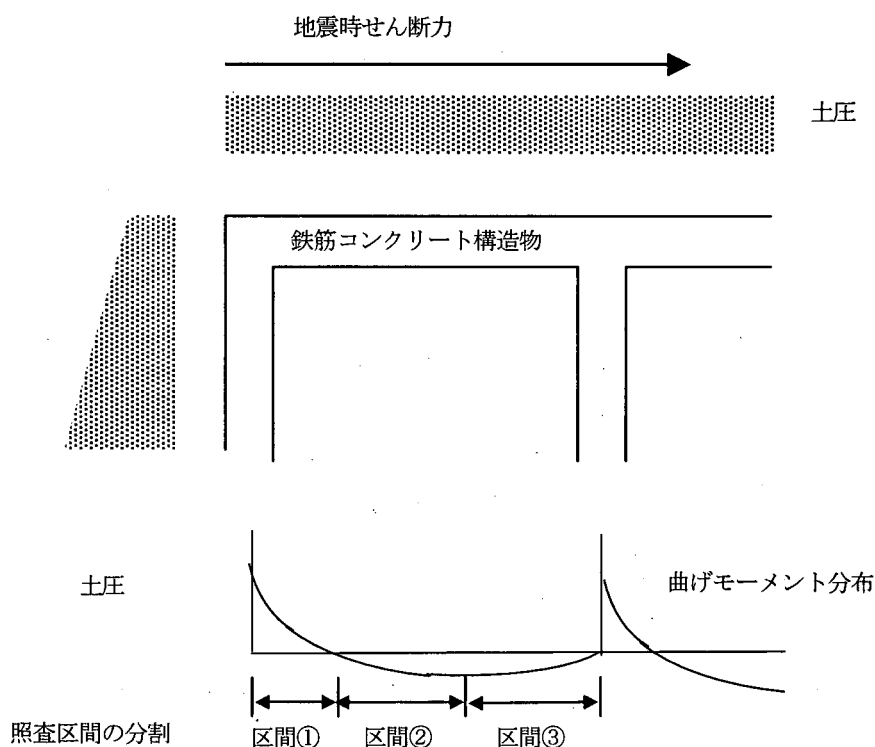
$$V_u = 0.20(100p_w)^{\frac{1}{3}} \cdot (f'_{cd})^{\frac{1}{3}} \cdot (l/d)^{\frac{1}{4}} \cdot \left(0.75 + \frac{1.4}{a/d}\right) \cdot b_w \cdot d \quad (6.4-14)$$

$\beta_a = \{0.75 + 1.4/(a/d)\} = 1$ (すなわち $a/d = 5.6$) として、 a/d に関する項を安全側になるように 1.0 に固定している。 a/d は、考慮した方が合理的になることは明らかである。ただし、 a/d がある程度大きい場合は β_a の影響は小さい。そのため、本指針の式は、結果的には示方書式と同等の耐力を得ることができる。

なお、式(6.4-14)および式(6.4-10)の係数の 0.2 は、「旧マニュアル」における重力単位系での表示は 0.94、および 0.90 である。SI 単位に変換するときそれぞれ 0.200 および 0.191 となることから、両方の係数ともに 0.20 としている。

h. せん断補強筋分担分 (V_{sd}) について

せん断補強筋の分担分は、「示方書 [構造性能照査編]」に示されているものと全く同じである。ディープビーム的な破壊をする場合のせん断補強筋の効果は、等価せん断スパン比およびせん断補強筋比に依存するものとして与えられ、斜め引張破壊モードにおけるせん断補強筋による分担分を超えない大きさとなっている。



区間①：棒部材+ディープビーム的破壊機構を仮定

支点（隅角部）で直接支持されており，上下方向の応力の流れが存在する。

区間②：棒部材的破壊のみを仮定

支点で支持されておらず，間接支持の区間であるため，上下方向の圧縮ストラットが形成されにくい。

区間③：区間①と同様。

上記3区間のうち，最も弱い区間の耐力を部材の耐力とする。

図 6.4-4 仮定する破壊機構(適用する耐力算定式)の選択方法

i. ディープビーム式のコンクリート分担分($V_{cd, d}$)について

この式は、「示方書 [構造性能照査編]」のディープビームのせん断耐力式として採用されているものである。このディープビーム式は，コンクリート強度および軸力の効果等によって異なるが，概ね a/d が約 2~3 以下の時に，棒部材式より大きいせん断耐力を与えることになる。

「示方書 [構造性能照査編]」では，計算上のせん断スパンを「荷重作用点から支承前面までの距離」と定義している。本指針では，曲げモーメント分布等を考慮した等価せん断スパンとしている。ボックスラーメン構造では支承は存在しないが，照査の対象となる部材に接合される部材の前面と定義した。接合部にあるハンチの効果により耐力が上昇することが考えられるが，ここでは安全側の仮定として，ハンチの影響は考慮しないこととした。

6.5 耐久性能照査

6.5.1 耐久性能照査方法

耐久性能照査では、環境作用による経年劣化指標の設計値が照査用の限界値を超えないことを確認することによって照査を行う。

$$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad (6.5-1)$$

ただし、凍害に対する照査では $\gamma_i \frac{R_d}{S_d} \leq 1.0$ を適用する。

ここに、 S_d ：環境作用による中性化深さ，鋼材位置における塩化物イオン量，相対動弾性係数の設計値

R_d ：照査用限界値

γ_i ：構造物係数

式(6.5-1)は、耐震性能照査に用いる式と基本的に同じである。しかし、取り入れている安全係数が耐震性能照査とは若干異なる。環境作用による中性化深さ，鋼材位置における塩化物イオン量，相対動弾性係数等の設計値のばらつきを考慮する安全係数，材料物性の予測値の精度を考慮する安全係数および構造物係数を取り入れた。前二つの安全係数は、耐震性能照査の安全係数と比較すると、構造解析係数および材料修正係数に相当する。荷重係数，部材係数に相当する安全係数は採用されていない。これは、環境作用が荷重と同じようには明確な形で構造物に作用する要因として算定されないこと、「6.5.3 中性化に対する照査」以降に示すように、環境作用に伴うコンクリートの経年劣化指標を評価する式において、環境作用としての影響程度の相違が、条件を区分して係数(中性化における環境作用の程度を表す係数，表面塩化物イオン濃度における海岸からの距離など)として考慮されているためである。また、照査用限界値の評価のばらつきを考慮する部材係数に相当する安全係数についても、限界値が腐食発生限界深さ(中性化)，腐食発生限界塩化物イオン濃度(塩害)および相対動弾性係数の最小値など、裕度をもって数値設定されるため、安全係数として採り入られていない。詳細は、「示方書[施工編]」を参照されたい。

6.5.2 ひび割れに対する照査

耐久性能照査では、通常運用時の作用荷重に対して中性化，塩害および凍害に大きな影響を与えるひび割れに関する照査を行った後、これらの劣化作用に対する照査を行う。ただし、これらの環境作用のどれかが、あるいは全部が生じないと判断される構造物の設置環境下では、その環境作用による耐久性能の照査は行う必要はない。照査は、曲げひび割れおよびせん断ひび割れに対して行う。ひび割れの状況(ひび割れ無し，許容ひび割れ幅以内)に応じて、環境作用に伴う経年劣化の評価に反映されるように評価式が考慮されている。作用荷重は本マニュアル「第4章 地震の影響および環境作用」に示した。ひび割れ幅の評価は、「示方書[構造性能照査編]」に示される方法、または「旧マニュアル」における「常時(耐久性)のひび割れに関する照査」の実施手順に従って実施する。

6.5.3 中性化に対する照査

中性化に対する照査では、コンクリート構造部材断面の中性化深さの経年進行を評価し、耐久性に関する要求性能を満足するための限界値を設定しなければならない。

(1) 中性化深さの設計値($S_d = y_d$)の算定

中性化深さの設計値(ここでは、 y_d)は、中性化速度係数を用いて式(6.5-2)により算定する。

$$y_d = \gamma_{cb} \cdot \alpha_d \sqrt{t} \quad (6.5-2)$$

ここに、 α_d : 中性化速度係数の設計値($= \alpha_k \cdot \beta_e \cdot \gamma_c$: mm/ $\sqrt{\text{年}}$)

α_k : 中性化速度係数の特性値($= \gamma_p \cdot \alpha_p$: mm/ $\sqrt{\text{年}}$)

α_p : コンクリートの中性化速度係数の予測値(mm/ $\sqrt{\text{年}}$)、一般に、式で求めてよい。

$\alpha_p = a + b \cdot W/B$ a, b : セメント(結合材)の種類に応じて、実績から定まる係数

W/B : 有効水結合材比

γ_p : α_p の精度を考慮する安全係数、一般に、1.0~1.3としてよい。

t : 中性化に対する設計耐用年数(年)、一般に、式(6.5-2)で評価する中性化深さに対しては、設計耐用年数100年を上限とする。

β_e : 環境作用の程度を表す係数、一般に、乾燥しにくい環境、北向きの面などでは1.0、乾燥しやすい環境、南向きの面などでは1.6としてよい。

γ_{cb} : 中性化深さの設計値(y_d)のばらつきを考慮した安全係数で、一般に1.15としてよい。ただし、高流動コンクリートを用いる場合には、1.1としてよい。

γ_c : コンクリートの材料係数、一般に、1.0としてよい。ただし、上面の部位に関しては1.3とするのがよい。なお、構造物中のコンクリートと標準養生供試体の間で品質に差が生じない場合は、全ての部位において1.0としてよい。

普通ポルトランドセメントあるいは中庸熱ポルトランドセメントを用いた場合、式(6.5-3)により予測値 α_p を求めてもよい。この場合、中性化速度係数の特性値を算定するための安全係数 γ_p を1.1とするのがよい。

$$\alpha_p = -3.57 + 9.0 \cdot W/B \text{ (mm}/\sqrt{\text{年}}) \quad (6.5-3)$$

ここに、 W/B : 有効水結合材比 $[= W/(C_p + k \cdot A_d)]$

W : 単位体積あたりの水の質量

B : 単位体積あたりの有効結合材の質量

C_p : 単位体積あたりのポルトランドセメントの質量

A_d : 単位体積あたりの混和材の質量

k : 混和材の種類により定まる定数 フライアッシュの場合、 $k=0$

高炉スラグ微粉末の場合、 $k=0.7$

(2) 照査用限界値 ($R_d = y_{lim}$) の設定

中性化の照査のための限界値(ここでは, y_{lim} は, 式(6.5-4)により算定する.

$$y_{lim} = c - c_k \quad (6.5-4)$$

ここに, c : かぶりの期待値(mm). 一般に, 設計かぶりとしてよい.

c_k : 中性化残り(mm). 一般に, 通常環境下では 10mm, 塩分環境下では 10~25mm としてよい.

また, 普通ポルトランドセメントを用いてコンクリートの水セメント比を 50%以下とし, 30mm 以上のかぶりがある場合には, 中性化に関する照査をしなくてよい.

6.5.4 塩害に対する照査

塩害に対する照査では, コンクリート部材中の鉄筋の腐食に関連して, 以下の 2 つの限界状態を適宜選択して照査を行う.

(1) 鉄筋に腐食が発生しないことを限界状態とする場合

a. 鉄筋位置における塩化物イオン濃度 ($S_d = C_d$) の算定

鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値(ここでは, C_d)は, 一般に, 式(6.5-5)で算定する.

$$C_d = \gamma_c \cdot C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \cdot c}{2\sqrt{D_d \cdot t}} \right) \right\} \quad (6.5-5)$$

$\operatorname{erf}(s)$ は, 誤差関数であり, $\operatorname{erf}(s) = \frac{2}{\pi^{1/2}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta$ で表される.

ここに, C_0 : コンクリート表面における想定塩化物イオン濃度(kg/m³). 一般に, 表 6.5-1 で求めてよい.

c : かぶりの期待値(mm). 一般に, 設計かぶりとしてよい.

D_d : 塩化物イオンに対する拡散係数の設計値(cm²/年)で, 式(6.5-6)により評価する.

$$D_d = \gamma_c D_k + \left(\frac{w}{l} \right) \left(\frac{w}{w_a} \right)^2 D_0 \quad (6.5-6)$$

D_0 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数(cm²/年)
一般に, 200 cm²/年としてよい.

w : ひび割れ幅(mm). 「示方書[構造性能照査編]」, 「旧マニュアル」などによる.

w_a : 許容ひび割れ幅(mm). 「示方書[構造性能照査編]」, 「旧マニュアル」などによる.

l : ひび割れ幅(mm). ひび割れ幅とひび割れ間隔の比 w/l は, 一般に, 式(6.5-7)で求めてよい.

$$\frac{w}{l} = 3 \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \epsilon'_{csd} \right) \quad (6.5-7)$$

ここに、 σ_{se} : 鉄筋位置のコンクリート応力度が、零の状態からの鉄筋応力度の増加量(N/mm²)

ϵ'_{csd} : コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅増加を考慮するための値

D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値($=\gamma_p \cdot D_p$: cm²/年)

D_p : コンクリートの拡散係数の予測値(cm²/年), 一般に, 次式で求めてよい.

$$\log D_p = a(W/C)^2 + b(W/C) + c \quad a, b, c : \text{実績より定まる係数}$$

なお, 既設構造物の調査情報から得られる表面塩化物イオン濃度およびコンクリート中の塩化物イオン濃度の分布データに基づいて拡散係数を求めることができる. この拡散係数は, このデータが得られた環境条件, コンクリートの配合条件が同等のコンクリート構造物を対象とする場合に, 予測値として使用することができる.

W/C : 水セメント(結合材)比

γ_p : D_p の精度を考慮する安全係数. 一般に, 1.0~1.3 としてよい.

t : 塩化物イオンの侵入に対する設計耐用年数(年). 一般に, 式(6.5-5)で評価する鉄筋位置における塩化物イオン濃度に対しては, 設計耐用年数 100 年を上限とする.

γ_{cl} : 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数で, 一般に 1.3 としてよい. ただし, 高流動コンクリートを用いる場合には, 1.1 としてよい.

γ_c : コンクリートの材料係数. 一般に 1.0 としてよい. ただし, 部材の上面の部位に関しては 1.3 とするのがよい. なお, 構造物中のコンクリートと標準養生供試体の間で品質に差が生じない場合は, 全ての部位において 1.0 としてよい.

普通ポルトランドセメント, 高炉セメント, フライアッシュセメント B 種および C 種あるいはシリカフェームを使用する場合, 次式により予測値 D_p を求めてもよい. この場合, 安全係数 γ_p を 1.2 とするのがよい.

・普通ポルトランドセメント

$$\log D_p = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5 \quad (6.5-8)$$

・高炉セメント, フライアッシュセメント B 種・C 種, あるいはシリカフェームを使用

$$\log D_p = -3.0(W/C)^2 + 5.4(W/C) - 2.2 \quad (6.5-9)$$

表6.5-1 コンクリート表面における塩化物イオン濃度 C_o (kg/m³)

飛沫帯	海岸からの距離(km)				
	汀線付近	0.1	0.25	0.5	1.0
13.0	9.0	4.5	3.0	2.0	1.5

海岸付近の高さ方向については, 高さ1mが汀線からの距離25mに相当すると考えて C_o を求めてよい. また, 地中, 海中は, 汀線付近に相当する.

b. 照査用限界値 ($R_d = C_{lim}$) の設定

照査用限界値である鉄筋腐食発生限界塩化物イオン濃度(ここでは, C_{lim})は, 一般に, 1.2kg/m^3 としてよい。ただし, 凍結融解作用を受ける場合には, 1.2kg/m^3 よりも小さな値とするのがよい。

照査用限界値を満足することが困難な場合には, 防錆処置を施した補強材の使用や鉄筋腐食を抑制するためのコンクリート表面被覆, あるいは腐食の発生を防止するための電気化学的手法などを用いるのがよい。その場合には, 維持管理計画を考慮した上で, それらの効果を適切な方法により評価しなければならない。

また, 外部から塩化物の影響を受けない環境条件の場合には, 練混ぜ時にコンクリート中に含まれる塩化物イオンの総量が 0.30kg/m^3 以下であれば, 塩化物イオンによって構造物の所要の性能は失われまいとしてよい。

(2) 鉄筋腐食によるひび割れが発生しないことを限界状態とする場合

耐久性能照査において, 鉄筋の腐食は許容するが腐食に起因するひび割れは発生しない状態を限界状態とする場合, 環境条件, 構造物条件(断面諸元, 物性等)を考慮して, 鉄筋の経年腐食量および腐食膨張に起因するコンクリートの引張応力を計算し, かぶりコンクリートにひび割れが発生するかどうかを確認しなければならない。このためには, 鉄筋の腐食の経年進行量, ひび割れが発生する直前の限界腐食量を評価する必要がある。しかし, 一般的に認められた腐食の経年進行予測式やひび割れ発生限界腐食量は現時点では得られておらず, いくつかの方法が提案されている状況である。

本マニュアルでは, これらの評価式を並記することとした。これらの評価式について, 環境条件, 材料, 施工, 構造条件などの適用範囲を既設構造物の調査データ, 既往の情報等に基づいて十分検討し, 実際に支障なく使用されている実績があるかなどを調査した上で, 適切な評価式を選択して耐久性能照査を行うこととした。なお, 適切な評価式の選定が困難な場合は, すべての評価式で耐久性能照査を行う方がよい。

以下に, 提案されている評価式を示す。これらの照査手順の概略を図 6.5-1 に示す。まず, 腐食速度は, 塩化物イオン濃度に依存するので, 鉄筋位置(かぶり)の塩化物イオン濃度の経年変化を設計耐用期間終了時点まで計算する。次に, 塩化物イオン濃度に対応する腐食速度の経年変化を計算する。腐食量は腐食速度の時間積分値として表されるので, 図 6.5-1 に示すように, 腐食速度と時間軸に囲まれた面積を計算し, 設計耐用期間終了時の腐食量を求める。方法によっては, さらに, 腐食量を用いてコンクリートに発生する引張応力を計算する。以上が設計値(腐食量あるいは引張応力)評価の概略である。一方, 限界値評価では, 断面諸元等を用いて, ひび割れ発生時の腐食量(ひび割れ発生限界腐食量)を計算する。設計値をコンクリートの引張応力で設定している方法では, コンクリートの引張強度を限界値とする。

a. 方法 1¹⁵⁾¹⁶⁾①設計耐用期間終了時の腐食量 ($S_d = Q_{id}$) 算定

まず, 鉄筋位置の塩化物イオン濃度の経年変化を式(6.5-6)～式(6.5-9), および式(6.5-10)により算出する。

$$Cl_m = \gamma_{cl} \cdot C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \cdot c}{2\sqrt{D_d \cdot t_n}} \right) \right\} \quad (6.5-10)$$

$\operatorname{erf}(s)$ は、誤差関数であり、 $\operatorname{erf}(s) = \frac{2}{\pi^{1/2}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta$ で表される。

ここに、 C_0 : コンクリート表面における塩化物イオン濃度(kg/m³)。一般に、表 6.5-1 で求めてよい。

c : かぶりの期待値(mm)。一般に、設計かぶりとしてよい。

D_d : 塩化物イオンに対する拡散係数の設計値(cm²/年)で、式(6.5-6)により評価する。

γ_{cl} : 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数で、一般に 1.3 としよ。

t_n : 供用開始からの経過年数(年)で、 t_n は、式(6.5.11)により求められる。

Cl_m : 経過年数 t_n 年における鉄筋位置の塩化物イオン濃度(kg/m³)

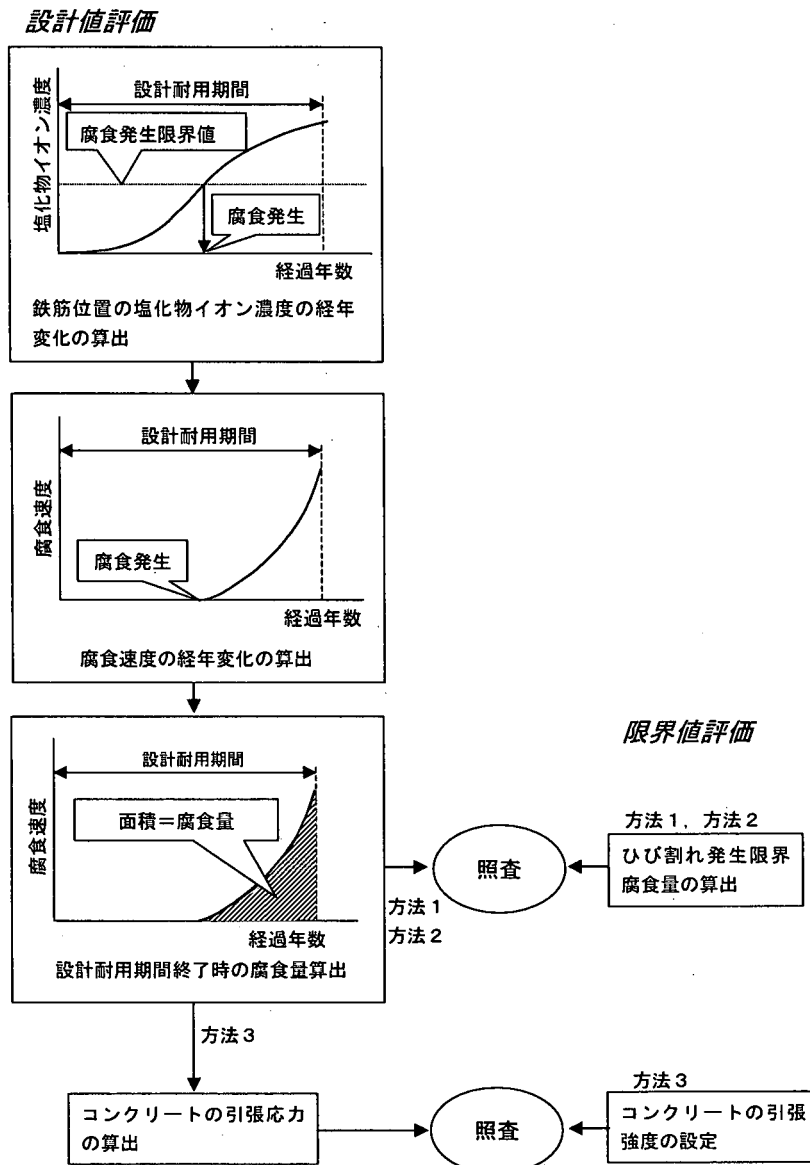


図 6.5-1 鉄筋腐食によるひび割れ発生を限界状態とする場合の塩害に対する照査手順の概要

$$t_n = n \cdot \Delta t \quad (n = 0, 1, 2, \dots, N) \quad (6.5-11)$$

$$N = \frac{t}{\Delta t}$$

ここに、 Δt : 時間刻み(年)で、一般に1年としてよい。

t : 設計耐用年数(年)

次に、経過年数毎の腐食速度 V_{1m} を式(6.5-12)～式(6.5-15)により算出する。ただし、鉄筋位置の塩化物イオン濃度が腐食発生限界塩分濃度(一般には 1.2kg/m^3)未満の場合には、腐食速度はゼロとする。

$$V_{1m} = V_{11m} \times \frac{V_{12m}}{V_{12m}'} \quad (6.5-12)$$

$$V_{11m} = \frac{d}{10 \cdot c^2} (-0.51 - 6.81 \cdot Cl_m + 44.97 \cdot (W/C)^2 + 60.84 \cdot Cl_m \cdot (W/C)^2) \quad (6.5-13)$$

$$V_{12m} = \frac{1}{10} (2.59 - 0.05 \cdot T - 6.89 \cdot H - 22.87 \cdot O - 0.89 \cdot Cl_m + 0.14 \cdot T \cdot H + 0.51 \cdot T \cdot O + 0.01 \cdot T \cdot Cl_m + 60.81 \cdot H \cdot O + 3.01 \cdot H \cdot Cl_m + 6.55 \cdot O \cdot Cl_m) \quad (6.5-14)$$

$$V_{12m}' = \frac{1}{10} (0.56528 + 1.2808 \cdot Cl_m) \quad (6.5-15)$$

ここに、 V_{1m} : 経過年数 t_n 年における腐食速度($\text{mg/cm}^2/\text{年}$)

V_{11m} : 温度 15°C 、湿度 69% 、酸素濃度 20% における腐食速度($\text{mg/cm}^2/\text{年}$)

V_{12m} : ペーストコーティング鉄筋の腐食速度($\text{mg/cm}^2/\text{年}$)

V_{12m}' : 温度 15°C 、湿度 69% 、酸素濃度 20% におけるペーストコーティング鉄筋の腐食速度($\text{mg/cm}^2/\text{年}$)

d : 鉄筋径(mm)

c : かぶり(mm)

Cl_m : 経過年数 t_n 年における鉄筋位置の塩化物イオン濃度(kg/m^3)

W/C : 水セメント比(%/100)

T : 温度($^\circ\text{C}$)

H : 湿度に関する項[$H = (RH - 45)/100$]

RH : 相対湿度(%)

O : 酸素濃度(%/100)。一般に、気中で 0.20 、水中で $0.0062(20^\circ\text{C})$ 、 $0.0046(40^\circ\text{C})$ である。

続いて、経過年数毎の腐食速度 V_{1m} の設計耐用期間における時間積分値を計算し、腐食量の評価値とする。腐食量の評価値は、式(6.5-16)に示す台形公式により求めてよい。

$$Q_{1E} = \frac{1}{2} \sum_{n=0}^{N-1} \{ (V_{1m} + V_{1(n+1)}) \cdot \Delta t \} \quad (6.5-16)$$

ここに、 Q_{1E} : 設計耐用期間終了時における鉄筋腐食量の評価値(mg/cm²)

設計耐用期間終了時における鉄筋腐食量の設計値は、式(6.5-17)により求める。

$$Q_{1d} = \gamma_q \cdot Q_{1E} \quad (6.5-17)$$

ここに、 Q_{1d} : 設計耐用期間終了時における腐食量の設計値(mg/cm²)

γ_q : 腐食量の設計値のばらつきを考慮した安全係数で、一般に、1.3としてよい。

②ひび割れ発生限界腐食量($R_d = Q_{1cr}$)の算定

ひび割れ発生限界腐食量は式(6.5-18)により算出する。なお、ひび割れ発生を限界状態とすることで、鉄筋腐食が耐震性能に影響を与えないことに対して十分な安全裕度を有しているため、限界値に対する安全係数の設定の必要はない。

$$Q_{1cr} = 0.0602 \left(1 + \frac{2c}{d} \right)^{0.85} d \quad (6.5-18)$$

ここに、 Q_{1cr} : ひび割れ発生時の腐食量(mg/cm²)

c : かぶり(mm)

d : 鉄筋径(mm)

b. 方法 2¹⁷⁾¹⁸⁾¹⁹⁾²⁰⁾

①設計耐用期間終了時の腐食量($S_d = Q_{2d}$)算定

まず、方法1と同様に鉄筋位置の塩化物イオン濃度の経年変化を式(6.5-6)～式(6.5-9)、および式(6.5-10)により算出する。次に、経過年数毎の腐食速度 V_{2m} 、 V_{3m} 、 V_{4m} をそれぞれ式(6.5-19)、式(6.5-20)、式(6.5-21)～式(6.5-22)により算出する。ただし、鉄筋位置の塩化物イオン濃度が腐食発生限界塩分濃度(一般には1.2kg/m³)未満の場合には、腐食速度はゼロとする。また、式(6.5-21)～式(6.5-22)により腐食速度 V_{4m} を求める場合には時間刻み Δt は1日(1/365年)とする。

$$V_{2m} = \frac{78}{\sqrt{c}} (0.578 \cdot Cl_m + 0.023 \cdot W/C - 1.52) \quad (6.5-19)$$

ここに、 V_{2m} : 経過年数 t_n 年における腐食速度(mg/cm²/年)
 Cl_m : 経過年数 t_n 年における鉄筋位置の塩化物イオン濃度(kg/m³)
 W/C : 水セメント比(%)
 c : かぶり(mm)

$$V_{3m} = \frac{0.78}{\sqrt{c}} (7.70 \cdot Cl_m + 0.503 \cdot W/C - 40.6) \quad (6.5-20)$$

ここに、 V_{3m} : 経過年数 t_n 年における腐食速度(mg/cm²/年)
 Cl_m : 経過年数 t_n 年における鉄筋位置の塩化物イオン濃度(kg/m³)
 W/C : 水セメント比(%)
 c : かぶり(mm)

$$\begin{aligned} \log V_{4m} &= 33.1 \cdot R_{rc} + Y + 7.50 & (R_{rc} \leq 0.04) \\ \log V_{4m} &= 33.1 \cdot 0.04 + Y + 7.50 & (R_{rc} > 0.04) \\ Y &= 0.457 \cdot Cl_m - 9.79 & (Cl_m \leq 6.89) \\ Y &= -6.64 & (Cl_m > 6.89) \end{aligned} \quad (6.5-21)$$

ここに、 V_{4m} : 経過年数年における腐食速度(mg/cm²/年)
 R_{rc} : コンクリート抵抗の逆数(1/Ω)で、降雨日に最大となり、降雨日からの経過日数に応じて経時的に減少するよう式(6.5-22)で求められる。
 Y : コンクリート抵抗の逆数がゼロの時の腐食速度の対数値
 Cl_m : 経過年数年における鉄筋位置の塩化物イオン濃度(kg/m³)

$$\begin{aligned} \log(R_{rc})_{c,H} &= A + B_{c,H} \cdot \sqrt{t_r} \\ B_{c,H} &= -0.07744 + 0.00018 \cdot c + 0.00037 \cdot H \end{aligned} \quad (6.5-22)$$

ここに、 $(R_{rc})_{c,H}$: かぶり c および相対湿度 H におけるコンクリート抵抗の逆数(1/Ω)
 t_r : 降雨日からの経過日数(日)で、0から(降雨間隔-1)までの数を繰り返す。
 例えば降雨間隔を10(日間)とすると、供用開始からの経過日数0, 1, …, 9, 10, 11, 12, …に対応する t_r は、0, 1, …, 9, 0, 1, 2, …となる。
 A : 実験定数(=-1.216)
 $B_{c,H}$: かぶり c および相対湿度 H における定数
 c : かぶり(mm)
 H : 相対湿度(%)

続いて、経過年数毎の腐食速度 V_{2m} , V_{3m} , V_{4m} それぞれについて、設計耐用期間における時間積分値を計算し、腐食量の評価値 Q_{2E} , Q_{3E} , Q_{4E} を求める。腐食量の評価値は、方法 1 と同様に、式(6.5-16)により求める。

腐食量の評価値 Q_{2E} , Q_{3E} , Q_{4E} の内、最も大きい値にばらつきを考慮した安全係数 $\gamma_q (=1.3)$ を乗じて、設計耐用期間終了時における鉄筋腐食量の設計値 Q_{2d} とする。

②ひび割れ発生限界腐食量 ($R_d = Q_{2cr}$) の算出

ひび割れ発生限界腐食量は式(6.5-23)あるいは式(6.5-24)により算出する。

一般部鉄筋(床板形状構造物)の場合

$$Q_{2cr} = -1.841\phi(\phi - 8.661) + 145.1\alpha^{-1.194} + 3809A^{-0.8351} + 10.60X_1 - 72.30 \quad (6.5-23)$$

隅角部鉄筋(梁・柱状構造物)の場合

$$Q_{2cr} = -0.4325\phi(\phi - 19.10) + 65.01\alpha^{-1.217} + 420.5A^{-0.5702} + 5.349X_2 - 33.57 \quad (6.5-24)$$

ここに、 Q_{2cr} : 腐食ひび割れ発生時の鉄筋腐食量(mg/cm^2)

ϕ : クリープ係数(一般に、0.4~0.6)

α : 体積膨張率(通常は 3.2)

A : 腐食角度($^\circ$, 通常は 360°)

X_1 : 形状関数 1, $\min(\text{かぶり}/\text{鉄筋径}, \text{鉄筋純間隔}/2/\text{鉄筋径}/1.75)$

X_2 : 形状関数 2, $\min(\text{かぶり}/\text{鉄筋径}, \text{鉄筋純間隔}/2/\text{鉄筋径})$

ただし、一般部鉄筋(床板形状構造物)の場合で、鉄筋間隔が十分に確保されている配筋状態であり、形状関数 X_1 に(かぶり/鉄筋径)の値が選択された場合には、式(6.5-25)により求めてもよい。

$$Q_{2cr} = 10 \cdot (c/d) \quad (6.5-25)$$

ここに、 c : かぶり(mm)

d : 鉄筋径(mm)

c. 方法 3²⁾

①設計耐用期間終了時における腐食によるコンクリートの引張応力 ($S_d = \gamma_\sigma$) の算出

まず、方法 2①と同じ方法で、設計耐用期間終了時における鉄筋腐食量の評価値 Q_{2E} , Q_{3E} , Q_{4E} を求め、最も大きな値をコンクリートの引張応力の算出に用いる評価値 Q_{3E}' とする。次に、式(6.5-26)により腐食膨張圧 P を求め、式(6.5-27)によりひび割れ直交方向応力の平均値を算出する。

式(6.5-26)に用いる鉄筋腐食量の設計値は、評価値 Q_{3E}' に腐食量評価のばらつきを考慮する安全係数

γ_{q1} を乗じたものとする。 γ_{q1} は一般に 1.3 としてよい。

$$dV_d - 1 = P \left[\frac{1}{E_{corr}} + \frac{(r_1 + r_0)^2}{E_c r_0 \{r_2^2 - (r_1 + r_0)^2\}} \left\{ (1 - \nu_c)(1 - 2\nu_s)(r_1 + r_0) + \frac{(1 + \nu_c)r_2^2}{r_1 + r_0} \right\} + \frac{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)r_1}{E_c r_0} \right] \quad (6.5-26)$$

$$r_0 = 0.01 \cdot \gamma_{q1} \frac{Q_{3E}}{\rho_s}$$

ここに、 dV_d : 錆の体積膨張率の設計値(= $\gamma_{q2} dV$)

dV : 錆の体積膨張率の特性値(電食試験結果から求めた値で、一般に=1.3)

γ_{q2} : 錆の体積膨張率のばらつきを考慮する安全係数で、一般に、1.3 としてよい。

P : 腐食膨張圧(N/mm²)

E_s : 鉄筋の弾性係数(N/mm²)

E_c : コンクリートの弾性係数(N/mm²)

E_{corr} : 錆の弾性係数(N/mm²)で、一般に、245N/mm² としてよい。

ν_s : 鉄のポアソン比(=0.3)

ν_c : コンクリートのポアソン比(=0.2)

r_1 : 鉄筋の半径(mm)

r_2 : 円筒の半径($(r_2 - r_1)$ がかぶりに相当 : mm)

r_0 : 錆層の幅(mm)

Q_{3E} : 鉄筋の腐食量の評価値(mg/cm²)

ρ_s : 鉄の密度(7.85g/cm³)

$$\sigma'_i = \frac{P \cdot r_1}{r_2 - r_1} \quad (6.5-27)$$

ここに、 σ'_i : ひび割れ直交方向平均応力の評価値(N/mm²)

式(6.5-28)により、ひび割れ直交方向平均応力の設計値を算出する。

$$\sigma'_{id} = \gamma_\sigma \sigma'_i \quad (6.5-28)$$

ここに、 σ'_i : ひび割れ直交方向平均応力の設計値(N/mm²)

γ_σ : ひび割れ直交方向平均応力の設計値のばらつきを考慮した安全係数で、一般に、1.0 としてよい。

②コンクリートの引張強度 ($R_d = f_{tk}/\gamma_c$) の設定

コンクリートの引張強度の設計用値 (f_{tk}/γ_c) を照査用の限界値とする。

6.5.5 凍害に対する照査

凍結融解作用に対する性能照査では、これまで説明した塩化物イオン濃度の評価式や中性化深さの評価式で考慮されている構造物や部材断面の諸元を使用せず、コンクリート材料としての品質の確認でコンクリート構造物の要求性能を照査する。これは、凍結融解はコンクリートの材料劣化を引き起こす現象で、凍結融解によって生じたコンクリートの性能劣化が、構造物や構造部材としての性能にどの程度影響するか明確になっていないことによる。ただし、照査には、これまでに実績のある方法が用いられており、信頼性は高いものと考えられる。

(1) 相対動弾性係数の設計値 ($S_d = E_d$) の算定

凍結融解作用によりコンクリートの性能が劣化する状況を、相対動弾性係数で評価する。コンクリートの相対動弾性係数の設計値 (E_d) を求める凍結融解試験は、JIS A 1148(A 法)「コンクリートの凍結融解試験法(水中凍結融解試験方法)」による。実際の凍結融解作用条件が JIS A 1148(A 法)において設定している条件よりも厳しい場合や設計耐用期間を特に長く設定する場合には、凍結融解繰返しサイクル、凍結融解温度および1サイクルの所要時間を実際の条件に応じて厳しく定めるのがよい。

$$E_d = E_k / \gamma_c \quad (6.5-29)$$

ここに、 E_d : 相対動弾性係数の設計値 ($= E_k / \gamma_c$)

E_k : 相対動弾性係数の特性値 ($= E_p / \gamma_p$)

E_p : コンクリートの相対動弾性係数の予測値(%). 一般に、JIS A 1148(A 法)「コンクリートの凍結融解試験法(水中凍結融解試験方法)」で求める。

γ_c : コンクリートの材料係数. 一般に 1.0 としてよい。ただし、上面の部位に関しては 1.3 とするのがよい。なお、構造物中のコンクリートと標準養生供試体の中で品質に差が生じない場合は、全ての部位において 1.0 としてよい。

γ_p : E_p の精度に関する安全係数. 一般に、1.0~1.3 としてよい。JIS A 1148(A 法)「コンクリートの凍結融解試験法(水中凍結融解試験方法)」によってコンクリートの相対動弾性係数を求める場合には、一般に 1.0 としてよい。

(2) 照査用限界値 ($R_d = E_{min}$)

凍害に関する性能を満足するための相対動弾性係数の最小限界値 (E_{min}) は、一般に、表 6.5-2 に示す値を用いてよい。

ただし、凍結融解作用条件が JIS A 1148(A 法)において設定している条件と同程度の範囲内であり、標準的なコンクリート材料を選定した場合には、コンクリートの水セメント(結合材)比が「示方書[施工編]」にて規定する値以下であること、および空気量が 4~7%であることを確認することにより、相対動弾性係数による照査に代えてもよい。

表 6.5-2 凍害の照査における相対動弾性係数値の最小限界値, E_{min} (%)

気象条件 断面 構造物の露出状態	気象作用が激しい場合または凍結融解がしばしば繰り返される場合		気象作用が激しくない場合、氷点下の気温となることがまれな場合	
	薄い場合*2	一般の場合	薄い場合*2	一般の場合
(1)連続してあるいはしばしば水で飽和される場合*1	85	70	85	60
(2)普通の露出状態にあり、(1)に属さない場合	70	60	70	60

*1)水路、水櫃、橋台、橋脚、擁壁、トンネル覆工等で水面に近く水で飽和される部分および、これらの構造物の他、桁、床版等で水面から離れてはいるが浸留、流水、水しぶき等のため、水で飽和される部分など。

*2)断面の厚さが20cm程以下の構造物の部分など。

【参考文献】

- 1) 前川宏一：断塑性破壊理論に基づくコンクリートの構成則，RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム，日本コンクリート工学協会，pp1-8，1983.10
- 2) 電力中央研究所内部資料，未発表
- 3) 岡村 甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂，1991.5
- 4) 武田智吉，石川博之，足立正信：鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの非線形挙動の定量的評価，電力土木，No. 279，pp72-76，1999.1
- 5) 本田国保，足立正信，石川博之，長谷川俊昭：水平載荷によるボックスカルバートの変形性能の実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 21，No. 3，pp1261~1266，1999.7
- 6) 石川博之，末広俊夫，金津努，遠藤達巳，松本敏克：鉄筋コンクリート製地中構造物の変形性状と損傷状態に関わる実験的考察，第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp885-888，2001.8
- 7) 宮川義範，松尾豊史，末広俊夫，松本恭明：ボックスカルバートの水平載荷試験とその解析，コンクリート工学年次論文集，Vol. 22，No. 3，pp241-246，2000.7
- 8) 仲村治朗，橋泰久，平松住雄：既設地中構造物を用いた耐震実験：電力土木，No. 288，pp54-58，2000.7
- 9) 平松住雄，橋泰久，秋山伸一，荒添正棋：実際に使用されてきた地中構造物を用いた地震時耐力・変形性能照査に関する載荷実験，第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災向上に関するシンポジウム論文集，pp175-178，2000
- 10) 橋泰久，佐藤誠，秋山伸一，荒添正棋：実際に使用されてきた地中構造物の地震時耐力・変形性能に関する研究-その1 載荷実験に基づく非線形挙動の検討-，第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp889-892，2001.8
- 11) 遠藤達巳，坂上明，竹内幹雄，岩楯敏広：耐震性向上構造形式を取り入れたボックスカルバートの載荷実験，第24回地震工学研究発表会講演論文集，pp805-808，1997.7
- 12) 石川博之，武田智吉，金津努，遠藤達巳：鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの限界変形性能に関する研究 -その1- 静的載荷実験とその数値シミュレーション，第56回土木学会年次学術講演会講演概要集，V-357，pp714-715，2001.10
- 13) 宮川義範，松本敏克，金津努：RC ボックスカルバート構造の変形性能評価法に関する提案，電力中央研究所研究報告 U00015，2001.11
- 14) 遠藤達巳，青柳征夫，松村卓郎：鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態設計に用いるせん断耐力評価法，電力中央研究所報告 (U91052)，1992年3月
- 15) 森永繁：鉄筋の腐食速度に基づいた鉄筋コンクリート建築物の寿命予測に関する研究，東京大学学位請求論文，1986.11
- 16) 森永繁・入野一男・太田達見・土本凱士：腐食による鉄筋コンクリート構造物の寿命予測，コンクリート工学論文集第1巻第1号，pp.177-189，1990.1
- 17) 笹淵優樹・樹田佳寛・中村成春：塩化物を含んだコンクリート中の鉄筋腐食速度に関する暴露試験，コンクリート工学年次論文報

告集, Vol. 20, No. 1, pp. 317-322, 1998

- 18) 松村卓郎・金津努・西内達雄：海岸近くの大気中に位置するコンクリート構造物の鉄筋腐食進行評価手法，土木学会論文集，No. 634/V-45, pp. 303-314, 1999. 11
- 19) 鳥取誠一：鉄筋腐食に関する暴露試験等に基づいたコンクリート構造物の劣化予測，京都大学学位論文，2002. 2
- 20) 土木学会：コンクリート技術シリーズ 40 鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向(その2)ーコンクリート委員会腐食防食小委員会(2期目)報告一，2000
- 21) 西内達雄・金津努・石田博彰・松村卓郎：塩害劣化を受ける鉄筋コンクリートの力学的基本特性ーひび割れ発生機構および附着性状一，電力中央研究所報告 U92060, 1993