

## 第6章 チリの耐震規定と地震被害

### 6.1 はじめに

今回の地震は、マグニチュード 8.8 という巨大地震であったことを考えると、被害は思いのほか小さかったと言える。実際にサンティアゴ、コンセプション、ビナ・デル・マールといった都市部を調査したところ、被害を受けた建築物は、探し出すことが困難なほど数が少なかった。また、市内の建物はいずれも壁式構造で、それが被害の少ない大きな要因であると感じられた。一方、大破・倒壊に至った建物の多くは 13 階建て以上の高層建物であり、連層壁の脚部に損傷が集中する共通の特徴が見られた。市内には外観上無傷に見える建物が多く、小破・中破といった中間的な被害建物はあまり見られなかった。これは、塑性変形能のない壁式構造の被害の特徴ともいえる。どの程度の地震力が作用したのかなど詳細な分析が必要であるが、大地震でこの程度の被害に留まった事実を考えると、チリの耐震規定は極めてよく機能したと言えよう。

チリの建築物に耐力壁が多い理由は、過去の地震被害の経験によるところが大きいですが、当然ながらチリの耐震規定の中にも壁式構造に誘導するような規定が盛り込まれている。以下では、チリにおける現行の建築物の耐震設計基準 NCh433 (1996 年版)<sup>6-1)</sup>の内容を紹介しつつ、耐力壁が用いられる理由を考えてみる。

### 6.2 チリの耐震規定 NCh433 (1996 年版) の特徴

#### 6.2.1 厳しい変形制限

NCh433 では、設計における耐震目標として以下の 3 つが掲げられている。

- a) 中程度(moderate)の地震に対して、建物は損傷しないこと
- b) 標準的(regular)な地震に対して、非構造部材の被害が限定されること
- c) 例外的に強い(exceptionally severe intensity)地震に対して、建物の損傷は許容するが、崩壊しないこと

特に非構造部材の損傷に言及している点が注目される。ここからも地震時の変形制限を厳しくする意図がうかがえる。なお、ここでいう「中程度」、「標準的」、「例外的に強い」というのが、具体的にどの程度の地震動の頻度や大きさを表しているかは記述されていない。また、耐震目標のあとに、1985 年 3 月の地震 (Mw7.9) において鉄筋コンクリート造壁式構造建物の被害が少なかったことが言及されており、壁式構造建物が推奨されている。この耐震目標に対応して、設計地震力に対する建物の変形制限値は以下のように規定されている。

「床重心位置における最大層間変形角が 0.002 (=1/500)を超えないこと」

この制限値は建物の構造形式によらない。つまり鉄骨造でも鉄筋コンクリート造でも、変形制限は 1/500 である。日本では 1 次設計 (中程度の地震に相当) における変形制限が最大層間変形角 1/200 なので、設計地震力の違いや層間変形角の算定方法など単純に比較できないところもあるが、チリの規定は日本よりも厳しい。また、他の国の規定と比べても厳しく、たとえばペルーの耐震規定 (E.030) では、構造形式によって変形制限が異なり、鉄筋コンクリート造が最大層間変形角 0.007、鉄骨造が 0.01、組積造が 0.005、木造が 0.01 である。米国も同様に構造形式によって変形制限が異なり、ほぼペルーと同様の値である。チリでは鉄骨造の建物はほとんどなく、純ラーメンの鉄筋コンクリート造建物も皆無に近い。高層建物でも耐力壁が多いのは、この変形制限が効いていることも一因と考えられる。

#### 6.2.2 設計用地震力

チリの耐震規定では、地震力に対する建物の応力計算は、静的解析と動的解析 (モーダル解析) の 2 種類が用意されている。静的解析は、地震地域係数の低い地域の建築物か、5 階建てまたは建物高さ 20m 未満の建築物、さらに 6~15 階建て建物の場合には固有周期 (秒) が建物高さ (m) の 40 分の 1 未満の場合に適用される。それ以外では、モーダル解析を用いる。いずれの解析も弾性解析であり、建物の塑性変形能は低減係数 R で考慮する。

##### (1) 静的解析による地震力

静的地震力 (ベースシア) は、次式により表わされる。

$$Q_0 = C \cdot I \cdot P$$

ここに、I は重要度係数 (0.6~1.2、一般建築物は 1.0)、P は総重量、C はベースシア係数であり、

$$C = \frac{2.75A_0}{gR} \left( \frac{T'}{T^*} \right)^n$$

から求める。ここに、 $A_0$  は有効加速度で、地震ゾーンごとに、 $A_0=0.2g$  (ゾーン 1)、 $0.3g$  (ゾーン 2)、 $0.4g$  (ゾーン 3) となる。 $g$  は、重力加速度である。図 6.1 に地震ゾーンを示す。首都サンティアゴはゾーン 2 だが、海岸部の大都市はほとんどゾーン 3 に属している。 $n$  と  $T'$  は地盤種別ごとに表 6.1 の値をとる。 $T^*$  は建物の 1 次固有周期である。応答修正係数 R は鉄筋コンクリートでは  $R=7$  である。

ベースシア係数 C には、下限値と上限値が定められている。下限値は、建物の固有周期に関わらず、

$$C_{\min} = \frac{A_0}{6g}$$

上限値は、建物の低減係数 R によって式が異なるが、鉄筋コンクリート造 ( $R=7$ ) の場合には、

$$C_{\max} = \frac{0.35SA_0}{g}$$

となる。S は地盤種別により表 6.1 の値をとる。

例として、鉄筋コンクリート造 ( $R=7$ )、地震ゾーン 3 ( $A_0=0.4g$ ) の場合のベースシア係数 C を建物固有周期の関数として図 6.2 に示す。おおよそ日本の地震力の半分程度である。



図 6.1 チリ中央部の地震ゾーン

表 6.1 地盤による設計パラメータ

地盤種別	S	$T_0$ (秒)	$T'$ (秒)	n	p
I (岩盤)	0.9	0.15	0.20	1.0	2.0
II (良質地盤)	1.0	0.30	0.35	1.3	1.5
III (普通地盤)	1.2	0.75	0.85	1.8	1.0
IV (軟弱地盤)	1.3	1.20	1.35	1.8	1.0

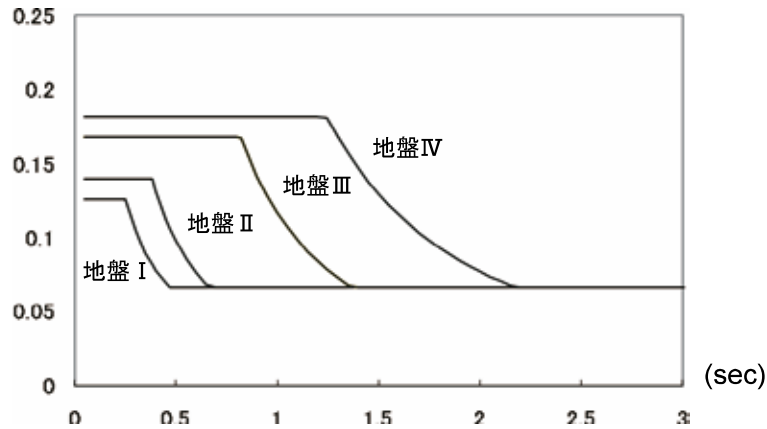


図 6.2 鉄筋コンクリート造（地震ゾーン 3）のベースシア係数

さらに、鉄筋コンクリート造の耐力壁がある場合には、以下の係数を掛けて層せん断力係数を低減することができる。

$$f = 1.25 - 0.5q \quad (0.5 < q < 1.0)$$

ここに、 $q$  は層せん断力に占める耐力壁の負担せん断力の割合である。仮に、層せん断力の 80% を壁が負担すると、 $f=0.85$  となり、15%ほどせん断力を小さくすることができる。

図 6.2 に見られるように設計用ベースシアには上限値があるために、耐力壁を増やして建物が短周期化しても、設計地震力が増えるわけではない。むしろ、係数  $f$  の分だけ地震力を低減できるので、耐力壁を増やす方向に設計は誘導されるものと思われる。

## (2) モーダル解析

15 階を超える建物は、設計用スペクトルを用いたモーダル解析により建物応答を求める。設計用加速度応答スペクトルは次式で定義される。

$$S_a = \frac{IA_0\alpha}{R^*}$$

ここに、 $\alpha$  は増幅係数で、次式で与えられる。

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left( \frac{T_n}{T_0} \right)^p}{1 + \left( \frac{T_n}{T_0} \right)^3}$$

ここに、 $T_0$ 、 $p$  は地盤種別によって表 6.1 の値をとる。 $T_n$  は  $n$  次モードの固有周期である。 $R^*$  は低減係数で次式により与えられる。

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

ここに、 $T^*$  は振動モードのうち有効質量がもっとも大きなモードの固有周期であり、通常は 1 次固有周期と考えてよい。 $R_0$  は ( $R$  とは別の) 応答修正係数で鉄筋コンクリートでは  $R_0=11$  である。壁式構造の場合には、階数  $N$  を用いた次式を用いてもよい。

$$R^* = 1 + \frac{NR_0}{4T_0R_0 + N}$$

ここで、 $T^*=N/40$  とすると、先の式と同じになる。

例として、鉄筋コンクリート造 ( $R=7$ )、地震ゾーン 3 ( $A_0=0.4g$ ) の場合について、低減係数を

考慮する前のスペクトルを図 6.3 に、低減係数  $R^*$  で割ったあとのスペクトルを図 6.4 に示す。図 6.4 には静的地震力のスペクトルも合わせて示している。

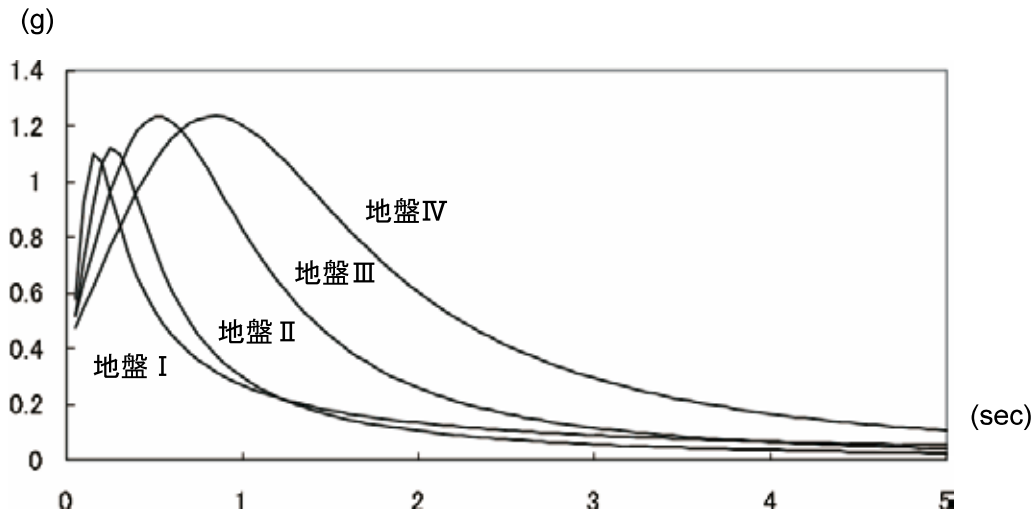


図 6.3 モーダル解析用加速度応答スペクトル ( $A_0 \alpha$ )

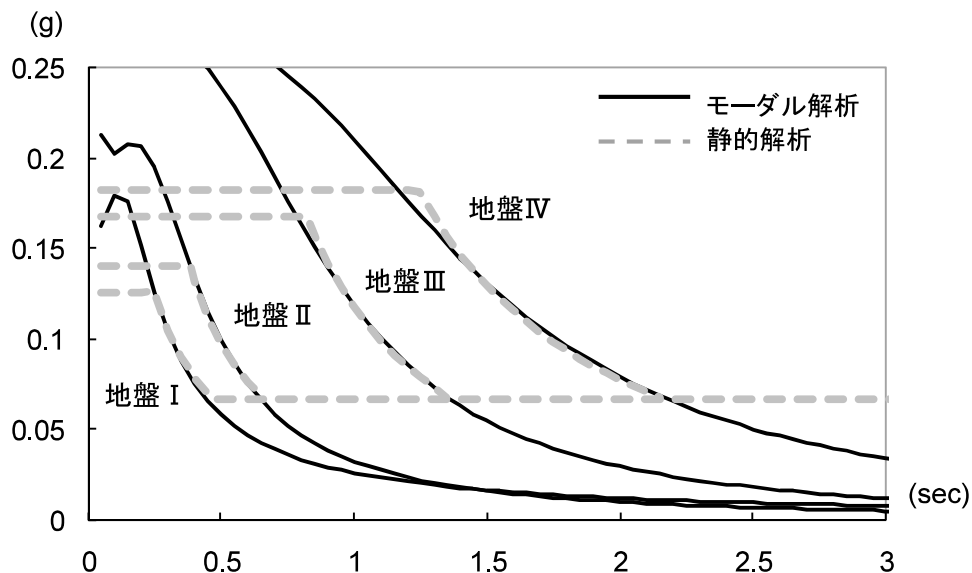


図 6.4 モーダル解析用加速度応答スペクトル ( $A_0 \alpha / R^*$ )

モーダル解析で得られたベースシアに対しても、下限値 ( $IA_0P/6g$ ) と上限値 (RC 造では  $10.35 SA_0P/g$ ) の規定がある。図 6.4 についてこの範囲で比較すると、モード解析のスペクトルと静的解析のスペクトルはほぼ一致している。

### 6.2.3 建物の不整形性に関する規定

チリの耐震規定には、たとえば我が国の偏心率や剛性率のような、建物の平面内や高さ方向の剛性の不整形性に関する規定がない。顕著な被害を受けた高層マンションのいくつかは、地下階を駐車場にしており、駐車スペースを確保するために連層壁の長さを地下階だけ短くしているものがあつた。チリの耐震規定 (NCh433 5.5.2.4) では、こうした場合にはスラブを介して他の鉛直部材に水平力が分担されるように計画することが求められているが、具体的な検証方法は示されていない。しかも、連層壁の脚部に働く転倒モーメントのようにスラブの面外方向に作用する力については、スラブを介して他の部材に分担させることは実質上難しい。

## 6.2.4 壁の境界要素に関する規定

今回の地震では、高層の鉄筋コンクリート造建物において、連層壁の脚部に損傷が集中する被害が見られた。鉄筋コンクリート造の部材設計は米国の設計規準 ACI318-95<sup>6-2)</sup>に準拠するが、壁の設計に関して以下の緩和規定があり、それが被害の原因の一つとして指摘されている。

「鉄筋コンクリート造の壁を設計する際には、ACI318-95 の 21.6.6.1～21.6.6.4 の規定を満足しなくてもよい」(NCh433 Annex B.2.2)

ここにいう“ACI318-95 の 21.6.6.1～21.6.6.4”の概要を以下に示す。

### ACI318-95

#### 21.6.6 構造壁の境界要素

21.6.6.1 構造壁の境界要素は、壁の周囲や開口部の周りに設けられる。地震力に対する壁の縁圧縮応力が  $0.2fc'$  ( $fc'$ はコンクリート強度) を超える場合には、境界要素を設けなければならない。

21.6.6.2 境界要素は 21.4.4.1 から 21.4.4.3 の規定を満足する横補強筋を有すること。

21.6.6.3 境界要素は、自重および地震による転倒モーメントに伴う鉛直力に抵抗するように設計されなければならない。

21.6.6.4 壁の横補強筋は、境界要素のコア部にアンカーされなければならない。

米国 PEER の被害報告<sup>6-3)</sup>では、この項目が免除されたためにチリの高層建物の壁脚部に境界要素（日本の耐震壁の側柱に相当）が設けられず、その結果、曲げ降伏する壁脚部の拘束が足りずに脆性的な破壊が起きたと分析されている。

実は、ACI318-95 の規定については、米国でも過剰設計との指摘があり、その後の ACI318-99 において規定が緩和された経緯がある。具体的には、応力の制限値 ( $0.2fc'$ ) が厳しいために境界要素が多くなって不経済であることや、境界要素による壁の曲げ耐力の上昇で破壊モードがせん断破壊に移行してしまう、というような問題点が指摘された。改定された ACI318-99 では、従来の方法に加えて縁歪の制限値(0.003)に基づく方法<sup>6-4)</sup>が導入されており、実質的に規定が緩和されている。従って、1996年版のチリの耐震規定において、境界要素の規定が免除されたのは無理からぬ面もあり、規定を復活させれば問題が解決するというわけではない。

## 6.3 まとめ

今回の地震での建物被害が極めて少なかった要因として、耐力壁の積極的な採用があった。チリの耐震規定でも、厳しい変形制限や耐力壁の負担率に応じた設計地震力の低減など、壁式構造に誘導するような規定がある。一方、今回の地震被害において連層耐力壁の脚部の曲げ圧縮破壊が多くみられたが、こうした曲げ降伏後の脆性的な破壊を防ぐ設計方法は十分に確立されているとはいえない。耐力壁の曲げ破壊に関する実験や研究は、日本においても数が少なく、今後の研究開発が望まれる。

耐震設計基準 NCh433 (1996 年版) については、今回の地震発生以前から改訂に向けた検討が始まっていたと聞いている。本研究資料作成時点では改訂の内容は明らかになっていないが、今回の地震の教訓も適切に反映した基準になるものと予測している。

### 参考文献・参考サイト：

- 6-1 Diseño sísmico de edificios, NCh433 (1996), Instituto Nacional de Normalización, Chile (Earthquake Resistant Design of Buildings, NCh433 (1996), National Institute of Normalization, Chile)
- 6-2 Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-95), American Concrete Institute
- 6-3 Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER): Chile EERI/PEER Reconnaissance Briefing at UC Berkeley, [http://peer.berkeley.edu/events/2010/chile\\_eq\\_briefing.html](http://peer.berkeley.edu/events/2010/chile_eq_briefing.html)
- 6-4 John W. Wallace and Kutay Orakcal, "ACI 318-99 Provisions for Seismic Design of Structural Walls", ACI Structural Journal Technical Paper, Title no. 99-S52