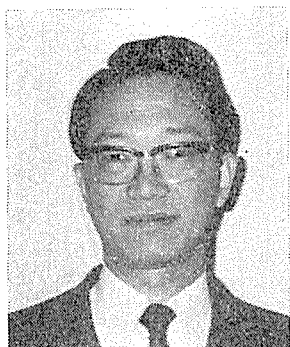


特集

PC構造物の耐震設計

プレストレストコンクリート 構造物の耐震設計について

池 田 尚 治*



* Shoji IKEDA

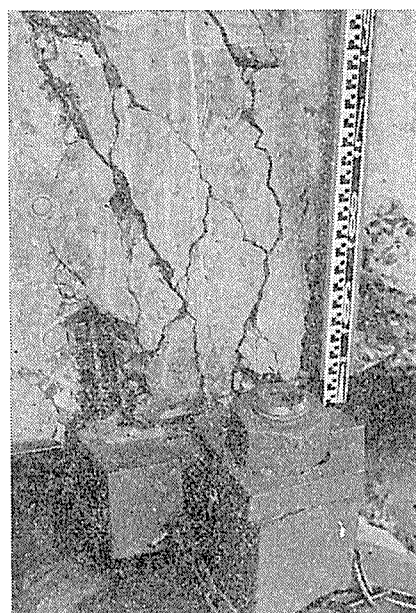
横浜国立大学工学部建設学科教授

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造物の耐震設計に関する研究および検討は現在まで相当実施されており、鉄筋コンクリート構造独特の耐震設計手法も大きく発展してきている。これは鉄筋コンクリート構造物の歴史が古く、過去に震害を受けた例が多いこと、地震の力を受けやすい柱、橋脚、壁に鉄筋コンクリート構造が多用されていること、などによるものである。一方、プレストレストコンクリート（以下 PC という）の歴史は比較的浅く、また、梁等の水平部材として用いられることが多いので、地震の影響を受けにくく地震による被害例も少ない。そのため同じコンクリート構造でありながら PC 構造は鉄筋コンクリート構造に比べて耐震的な検討方法があまり注目されていないと言える。しかしながら PC 構造の適用範囲が広がっていること、震害例もいくつか見られること、などを考慮すると、PC 構造の耐震性についてこの時点で概括的に検討しておくことは意義があるものと思われる。

2. PC 構造物の震害例

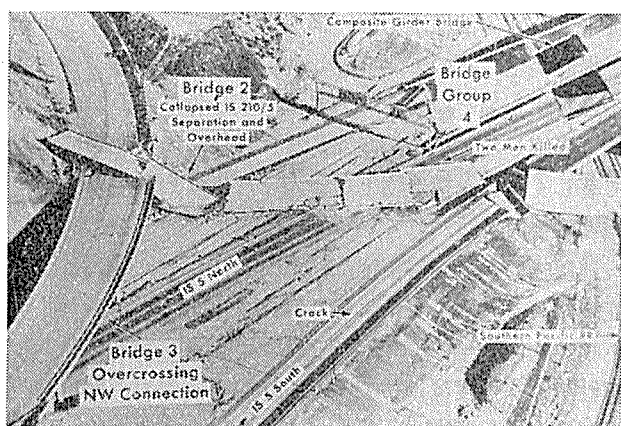
橋梁に関しては、橋脚の破壊によってコンクリート橋が倒壊したり落橋したりした例は見られるが、これらは PC 構造固有の形式が原因ではない。現在までのところ PC 橋が PC であるゆえに倒壊したり落橋したという例は報告されていないと思われる。しかしながら PC 桁の支承部に地震力によって大きなひびわれが入り損傷が顕著であった例はいくつか見られる（写真—1）。また、地



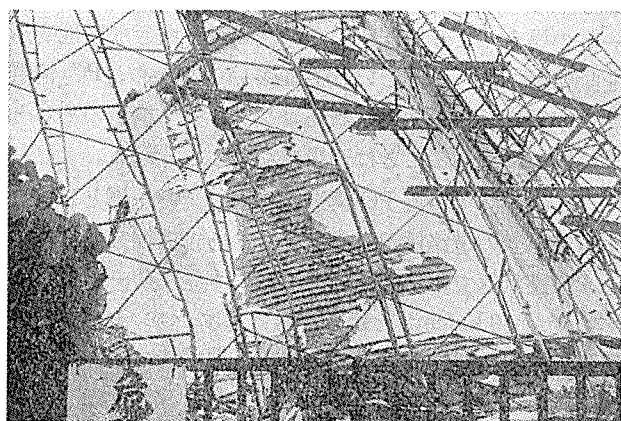
写真—1 PC 桁支承部コンクリートの損傷
（1978 年宮城県沖地震）



写真—2 PC 桁メタル支承の破壊
(1978 年宮城県沖地震)



写真—3 インターチェンジにおける PC 橋の倒壊
(1971 年, サンフェルナンド地震)
[ロサンゼルスタイムズ誌写真より]



写真—4 PC 水槽の倒壊 (1978 年, 宮城県沖地震)

震力によってメタルの支承が破壊された例もある (写真—2)。

1971 年 2 月のサンフェルナンド地震ではロサンゼルスから 50 km ほど離れたサンフェルナンドで高速道路のインターチェンジを構成する PC 橋が落橋し大被害が生じた (写真—3)。原因は鉄筋コンクリート橋脚の倒壊と桁支承部の連続性の不足とによるものである。恐らく

PC 橋が地震によって被害を受けたもののうちの最大規模のものであろう¹⁾。米国にはサンフランシスコの高架高速道路構造物のようにこれと類似の構造物が地震発生地域に多く見られるので大地震が発生すれば同じように大規模な倒壊現象が見られると思われる。

PC の水槽に関しては、1978 年の宮城県沖地震における容量約 1000 m³ の鳴瀬町の配水用水槽の倒壊例がある²⁾ (写真—4)。この水槽は PC 鋼材 (ストランド) の保護を単に吹付けコンクリートのみによって行っていたので、ストランドの腐食が進行し部分的にはストランドが錆びて欠除していたような危険な状態にあった。このことが地震によって倒壊した原因のひとつと思われる。

同じく 1978 年の宮城県沖地震では鉄骨鉄筋コンクリート高層アパートの基礎杭として用いられた PC 杭が破損し建物に変状をきたした³⁾。PC 杭は JIS 規格によって製造されたものであるが、地震時の水平力に対しては極めて脆弱なものであるため破損したのである。

PC 構造を適用した建物は大地震を経験したものが少ないため、地震による被災例もほとんど報告されていない。本誌の 21 巻 4 号 (1979 年 8 月号) の地震特集号では 1978 年宮城県沖地震において地震を受けたいくつかの PC 造建物の調査結果とその検討の報告がなされている⁴⁾。これによると建物が PC 構造であるゆえに被害が生じたことはなく、被害としては異種基礎の採用等による不同沈下に起因する損傷がごく一部の建物に見られたり、PC 鋼棒によるピン接合に起因するひびわれが見られたりしたことが報告されている。PC 梁と RC 柱または PRC 柱とから成るラーメン構造物がこの地震で何ら構造的に被害を受けていないことは現在行われている接合部の構造細目、耐震壁等が適切なものであることを示すものと思われる。なお、1964 年のアラスカ地震ではアンボンド PC 工法を用いたアパートが崩壊したが、幸い竣工前であったため人命の被害はなかった⁵⁾。

3. PC 構造の耐震的特徴

PC 部材の一般的な耐震的特徴を列挙すれば次のとおりである。

- 1) PC 鋼材の降伏点が高いため、PC 部材は復元性が大きく弾力的である。
- 2) PC 鋼材の破断するまでの伸び能力は小さく、通常の鉄筋の 1/4 程度以下である。したがって大変形時には破断されやすいと考えられるが、一方、付着強度が小さいため伸びが 1 断面に集中しにくいので異形 PC 鋼棒以外の場合には破断が問題になることは少ないと思われる。
- 3) PC 部材の荷重-変位の履歴曲線は鉄筋コンクリ

ート部材のそれとは若干異なる。しかし PC 鋼材の一部を鉄筋で置き換えたり、あるいは鉄筋を付加することにより鉄筋コンクリート部材の履歴曲線に近づけることができる⁶⁾。鉄筋コンクリート部材の場合には塑性域でのヒステリシスループの面積が大きいので地震動に対するエネルギー吸収が大きいことが有利であるとされているが、この場合でも繰返し载荷によってコンクリートが劣化するので地震後の健全性の要求に対しては問題がないわけではない。これに対して PC 部材では降伏変位の 2 倍程度以内の靱性率は期待でき、かつ、弾性変形量が大きいので塑性変形によるエネルギー吸収量が少ないからといって耐震的でないとは言えない。

- 4) 鋼部材に比較すると弾性変形量の大きい点が似ているが、鋼部材のように局部座屈の影響による靱性の著しい劣化がないだけ PC 部材は耐震的に有利と言える。
- 5) PC 部材は曲げモーメントやせん断力に抵抗するのに有利な特性を持っているので、PC 構造を梁やスラブに用いると経済性が発揮できる。地震力は主として柱や壁によって抵抗されるので梁やスラブには地震力の影響が相対的に少ないために PC 部材の多くは大きな地震力にクリティカルな状態で抵抗しないで済む。ただし、梁柱接合部における PC 鋼材の定着方法等の構造細目が妥当なものでなければならない。
- 6) 水槽や PCCV 等の容器構造物の場合には貫通ひびわれの発生やその残留があると構造物の機能に重大な影響をもたらす。PC 構造の場合には必要なプレストレス力の導入によってひびわれの発生を防ぐことができるので、地震後の供用性能を保つことが可能である。また、ひびわれが発生しても PC 鋼材が弾性範囲にあればひびわれは除荷とともにほぼ閉じるので、健全性は相当に保たれることになる。
- 7) 片持ち式長大橋架設や押出し式橋梁架設等の架設方法に見られるように、PC 構造は独特の架設方法を発展させている。一般に架設中の安全度は低くとられるが、これらの架設方法は架設中の地震力に対して必ずしも安定な状態ではないので、どの程度の安全度を架設時の地震について考えるかが問題となる。

4. 現行における耐震設計法

地震動が構造物に及ぼす影響を静的な水平力および鉛直力と仮定して構造物に作用させる震度法は、耐震設計法の基本として 1906 年のサンフランシスコ地震以降に

考え出されたものであり、現在でも耐震設計法の根幹をなしている。しかしながらその後の耐震工学の進歩により地震動を静的震度に置き換えるだけでは不十分であることが明らかになってきた。地震の影響としては地盤の破壊、長周期の表面波等、種々の現象が考えられるが、これらを除外して単に地盤のせん断波による地盤振動のみを考える場合でも静的震度法では振動による構造物の変位の増幅をそのままでは考慮できないのである。そこで構造物の固有周期に応じて震度を増減するいわゆる修正震度法が用いられるようになってきた。ところが構造物の動的応答による変位や加速度の増幅は 3 倍程度にまで達することがわかっているので、従来の震度法と同じ要領で増幅による割増しを考えて弾性計算するとすれば従来よりも 3 倍程度も強い構造物を造らなければならない場合が生じるのである。しかし過去の地震害例から考えると必ずしもそのように大きな震度を考えなくても構造物は崩壊しない場合が多く、また、従来の構造物に比して著しく高価な構造物となるので、これを避けるための種々の検討が行われている。

地震時の動的応答倍率は構造物の持つ粘性減衰と塑性変形による履歴減衰によって変化する。鉄筋コンクリート構造物の場合には減衰定数は 5% 程度が期待でき、塑性率も 4 程度は期待できることが多いので、構造物の弾塑性変形を考慮することによって構造物が致命的な損傷を受けることなく大地震に耐えられるような設計法が鉄筋コンクリート構造物に対して確立されつつある。

プレストレストコンクリートの場合には鉄筋コンクリートの場合のような安定した履歴減衰や大きな塑性変形を期待することが難しい場合が多いことから、PC 構造物の耐震設計の考え方を鉄筋コンクリート構造のそれと全く同じに考えることは適当でないと思われる。

現在行われている PC 構造の耐震設計の一例として日本道路協会の道路橋示方書コンクリート橋編を見てみると、弾性状態での検討として断面のコンクリートの引張応力度が 30 kg/cm^2 を超える場合には、コンクリートの引張側を無視して断面計算を行い、地震時の応力度が割増しされた許容応力度以内であることを確認することとしている。また、終局状態の検討として地震力を 1.3 倍し、それによって生ずる地震時の断面力が断面の終局耐力以下であることを確認することとしている。この検討方法は、地震時における PC 構造の機能(弾性挙動)を鉄筋コンクリートと同レベルに保ち、かつ、終局時の耐力の確保も行おうとするものである。地震力としては道路橋示方書耐震設計編による修正震度法が用いられる。また、特殊な構造物、重要な構造物では応答スペクトル法または時刻歴応答解析法による動的な検討が行われる。

鉄道構造物の設計に用いられる国鉄建造物設計標準における PC 構造の耐震設計の方法もほぼ道路橋示方書と同じであるが、終局時の検討は省略されている。

道路橋示方書あるいは国鉄の設計標準で用いている修正震度法の応答の割増しは、最大でも 1.25 倍であって地震時の減衰や基礎構造でのエネルギーの逸散を相当に期待しており、地震時に観測される応答倍率よりも相当に小さい値である。したがって PC 構造物に鉄筋コンクリート構造物と同じように地震時のエネルギー吸収を期待できるのかどうか一つの問題点と言える。また、鉄筋コンクリート構造物でも応答による割増しを 1.25 倍を上限として十分なのかどうか問題として残ると言える。つまり、塑性変形を相当に考慮しないと応答倍率を 1.25 倍程度に押さえることは難しく、また、そのような塑性変形を重要な土木構造物に許してもよいのだろうかという疑問も生じてくる。

そこで、コンクリート構造物の合理的な耐震設計法に関しては、より広い観点に立って構造物の機能と安全性、経済性に立脚した設計法の概念が必要とされるのである。その一つとして、現在土木学会で進めているコンクリート標準示方書の限界状態設計法への移行の中で採り上げられた耐震設計法の基本的概念を次に述べることにする。

5. 限界状態設計法における耐震設計法

昭和 61 年制定の土木学会コンクリート標準示方書の第 9 章「耐震に関する検討」の骨子は以下のとおりである。ただし、条文の内容だけでは具体的な数値を含められないので、解説文の内容まで含めて述べることにする。

まず、耐震設計の原則的な目的として、構造物の耐震設計は地震時の安全性のみならず地震被災後に要求される構造物の供用性能や機能に基づいて行うこととしたのである。このような考え方は今までにないものである。

安全性の検討については、従来から行われているような終局耐力と地震力との比較によって行うことができるが、地震動による応答倍率は実情に即すよう最大値を 2.0 倍としている。

地震後の供用性能については、想定地震に対してあらかじめ定められた塑性変位以下の応答変位にとどまるように構造物の降伏強度を定めることによって行うのである。地震被災後の供用性能と地震時における最大塑性変位との関係については一概に言えないが、過去の被災例や実験結果を参照してこれを次のように関係づけることとした。すなわち、

[地震時の最大応答変位] [被災の程度]
 1 δ 健全維持

2 δ 軽微な損傷
 3 δ 中程度の損傷
 4 δ かなりの損傷

ここで、 δ : 降伏変位

なお、一般の土木構造物の場合には、公共性、経済性、耐用年数、地震後の供用性等から考えて、設計想定地震による被災の程度を「軽微な損傷」以下とするのがよいとされている。

このように地震時の最大塑性変位を設計に際して構造物ごとにあらかじめ定めることにより、地震動による履歴減衰を想定して応答を予測できるので定量的に塑性変形を考慮した耐震計算が行えることになる。ただし、このようにするには、あらかじめ数種類の想定地震波を用いて弾塑性応答解析を行い、最大塑性変位と降伏強度との関係を求めておかなければならない。この示方書では、この関係を補正係数 ν_3 および ν_4 によって表わすことにしている。 ν_3, ν_4 については以下に説明する。

設計水平震度 k_h は、補正係数 $\nu_1 \sim \nu_5$ を標準水平震度 k_0 に掛けて求めることとしている。

設計水平震度 $k_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot \nu_4 \cdot \nu_5 \cdot k_0$

ここで、 k_0 : 標準水平震度で一般に 0.2

ν_1 : 地域別補正係数で一般に 0.7~1.0 とする

ν_2 : 地盤別補正係数で一般に 0.9~1.2 とする

ν_3 : 構造物の固有周期による補正係数で 0.5~2.0 とする

ν_4 : 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、 $\nu_3 \cdot \nu_4 \geq 0.5$

ν_5 : 計算上考慮しない部材の効果に関する補正係数で 0.7~1.0 とする

ν_3 は固有周期が約 0.7 秒以下では地盤に関係なく 2.0 である (図-1)。 ν_4 は塑性の効果を活用するため

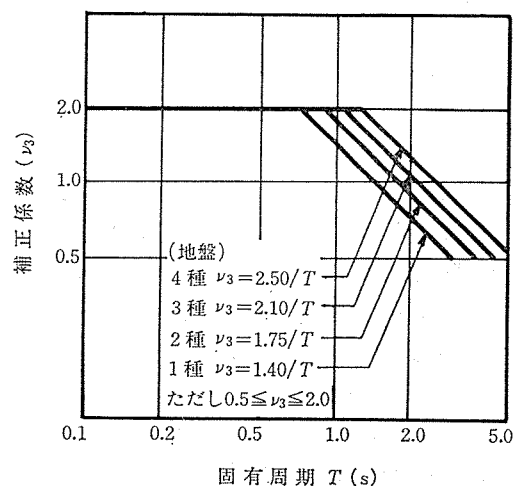


図-1 構造物の固有周期による補正係数 ν_3

表—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 (ν_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 (ν_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
建造物の固有周期による補正係数 (ν_3)	図—1 による	0.5~2.0
設計想定地震時における建造物の限界状態による補正係数 (ν_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 (ν_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が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

の係数で、表—1 に示すように健全維持、軽微な損傷、中程度の損傷、かなりの損傷、のそれぞれについて、1.0、0.7、0.55、0.4 である。さらに説明すれば、地震後に建造物の健全維持を望む場合、地震力は応答倍率を通常 2 倍に考えて計算に用いるのであり、地震後の建造物に中程度の損傷を許す場合には $\nu_3 \times \nu_4 = 2.0 \times 0.55 = 1.1$ の応答倍率を考えればよいのである。

このような過程で設計計算された鉄筋コンクリート建造物は、エルセントロ NS(1940) のような実地震波による弾塑性応答解析を行っても、ほぼ所期の性状を示す結果が得られるはずである。

耐震設計には以上に述べた水平震度の算出のほか、構造計画、構造解析、構造細目、等が重要であり、必要事項が示方書の条文と解説に盛られている。

6. PC 構造の耐震設計上の留意点

PC 建造物は弾性に富んでいるので、地震動に共振すれば大きな応答の増幅は避けられないと思われる。このため前章で述べたごとく応答を考慮した耐震設計を行うことが鉄筋コンクリート建造物以上に必要であると思われる。また、鉄筋コンクリート構造に比して PC 構造は弾性変形量が大きく、かつ、コンクリートも高強度で脆性的であり、PC 鋼材も伸び能力が小さいので大きな塑性変形を期待するのは無理である。しかしながら 2 σ 程度、すなわち、降伏変位の 2 倍程度の変位を期待することは一般に可能であるので、地震被災後の PC 構造の供用性能として軽微な損傷程度に押さえておくのが必要と思われる。また、地震力を受ける PC 部材には PC 鋼材とともに軸方向鉄筋をある程度配置することが部材の安全性の向上の点から必要である。

なお、容器建造物のようにコンクリートにひびわれが貫通すると建造物の機能が大幅に低下する場合には設計想定地震に対して断面が所要の性能を保持できるように検討することが必要である。

7. おわりに

PC 構造は地震力を大きく受ける柱や壁にはあまり用いられていないためか過去に地震の被害が極めて少ない。そのため PC 構造固有の耐震設計について記述することは現時点で容易でないが、それだけに問題点を考え出しておくことは意義があると思う、土木学会のコンクリート標準示方書に新しく盛られる耐震設計法の考え方も含めて筆者の考えを述べてみた。本文を一読され、誤りやお気付きの点を御指摘いただければ誠に幸いである。

1985 年 9 月のメキシコ地震では多くの鉄筋コンクリート建物が崩壊し 1 万人近い犠牲者が出た⁷⁾。また、同年 11 月にはコロンビアの火山の泥流でアルメロの町が消え、2 万人以上の人々が犠牲となった。しかし、1923 年の関東大震災では被服廠跡の約 2 万坪の空き地のみで 3 万 8 千人もの人が焼け死んでいる⁸⁾。現在の東京のような過密都市に大地震が発生すれば想像を絶する被害が出かねない。地震時の安全性は何と言っても構造的な安全性の確保が第一であり、それを踏まえて 2 次災害等の防止が図られるのである。PC 構造の耐震設計も地震防災全体の中の一部をなすものとして認識することが必要であろう。

参 考 文 献

- 1) Lew, H.S., E.V. Leyendecker, R.D. Dikkers : Engineering Aspects of the 1971 San Fernando Earthquake, NBS, Building Science Series 40, Dec. 1971, US Dept. Commerce
- 2) 特集「鉄筋コンクリート建造物の耐震性」、コンクリート工学, Vol. 18, No. 3, 1980 年 3 月, 日本コンクリート工学協会
- 3) 岸田英明 : 鉄筋コンクリート建築基礎構造の耐震性能, コンクリート工学, Vol. 18, No. 3, pp. 46~52, 1980 年 3 月
- 4) 岡本 伸, 野原英紀, 野沢 正 : 宮城県沖地震におけるプレストレストコンクリート造建築物の被害, プレストレストコンクリート, Vol. 21, No. 4, 1979 年 8 月
- 5) 竹山謙三郎, 鈴木音彦 : アラスカ地震によるアンカレッジ市の被害について, 土と基礎, 12-7, 1964 年 7 月, 土質工学会
- 6) 池田尚治, 椿 龍哉, 山口隆裕 : プレストレストコンクリートくいの靱性向上に関する研究, 第 4 回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp. 365~368, 1982 年, 日本コンクリート工学協会
- 7) 田中礼治, 西川孝夫, 遠藤利根徳 : 1985 年メキシコ地震による被害状況, コンクリート工学, Vol. 24, No. 4, 1986 年 4 月, 日本コンクリート工学協会
- 8) 竹内 均 : 大地震は起るか, コンクリート工学, Vol. 18, No. 3, 1980 年 3 月, pp. 24~27, 日本コンクリート工学協会