

(33) 架構の終局状態における不静定応力の挙動

(株)ピー・エス ○正会員 戸瀬 隆
 大阪大学 同 大野義照
 (株)安井建築設計事務所 同 森高英夫
 (株)ピー・エス 同 林 三雄

1. はじめに

本研究は、(社)建築研究振興協会に設けられた共同研究「PC構造設計・施工指針作成」[1]の研究調整委員会(委員長：岡本伸)のものと構造性能評価WG(主査：渡邊史夫)／Sub-WG(主査：大野義照)で行われたものである。

常時荷重下におけるプレストレストコンクリート造(PC)架構のプレストレスの導入に伴う不静定2次応力および常時荷重による不静定応力は、一般に弾性剛性に基づく線形解析で求められ、その応力に対して部材設計が行われる。

一方、地震荷重時など架構の終局状態を想定した設計においても、建物高さが31m以下の低層構造では線形解析で得られたこれらの不静定応力が架構に残存するものと考え、地震荷重による応力に加算して設計されてきた。また、PC架構のクリープおよび乾燥収縮による変形応力についても、係数(学会規準:クリープ係数 $\phi_p=2.0$,乾燥収縮量 $S_p=2.0 \times 10^{-4}$,等)を適宜設定して線形解析による応力を求めて常時荷重による応力と同様に加算されてきた。しかし、本共同研究が扱う建物の規模は、主に31mを超え60m以下の中高層PC建物であり、低層のPC架構で行われてきたところの弾性剛性に基づく線形解析で得られた各部材応力の全てを加算して部材の終局強度設計を行うことは、事実上困難と考えられる。

そこで、簡単なPC架構を計画して終局時における不静定応力の挙動を解析的に検討することにした。終局時における架構の不静定応力の挙動検討は、1)常時荷重による不静定応力およびプレストレスによる不静定2次応力を弾性剛性に基づく線形解析により求める、2)架構の終局時を想定した地震荷重時における架構応力の計算は、非線形漸増載荷解析により求める、および3)弾性剛性に基づき計算した各不静定応力を予め初期応力として架構に与えた場合と与えないで無視した場合における架構の非線形漸増載荷解析を行いその解析結果を比較する、等の手順で行うことにした。

PC架構の終局時における不静定2次応力の挙動に関する検討結果を報告する。

2. 解析対象モデル

解析対象の架構モデルは事務所建物を想定した簡単な1スパン5層の場所打ちPC造架構とし、架構のスパン長さを15mとした。架構の高さは21mとして各階の高さは1階を5m、2階から5階を各4mとした。図1に解析対象架構の軸組を示し、図2に柱梁断面を示す。

2.1 使用材料

コンクリートの設計基準強度は、30N/mm²とした。梁に使用するPC鋼材は、SWPR-7B(12.7φ)とし、柱主筋はSD345を用いてRC造とした。

2.2 架構の設計方針

常時荷重による架構および部材の設計は、現行の設計諸規準・指針に準じて弾性剛性に基づく線形解析により実施した。架構の耐震設計は、PRESS指針^[1]に倣い非線形漸増載荷解析で構造性能を確認し、その設計方針を次の通りとした。

a) 層せん断力分布は、頂部にベースシアアの10%を作用させた逆三角形分布とする。

b) 標準ベースシアア係数 C_0 は、令に基づき0.2とする。

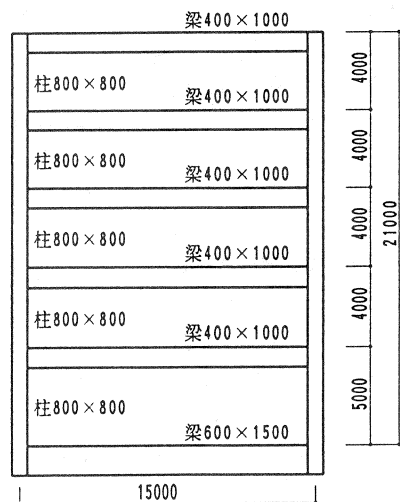


図1 解析対象モデル

- c) 常時荷重およびプレストレスの導入に伴う不静定応力は、各部材端に初期応力として載荷する。
- d) 地震荷重時における架構の崩壊形を、梁降伏先行型とする。

表1に、設定した非線形漸増載荷解析によるフレームの構造性能を示す。

2.3 常時荷重とプレストレスによる不静定2次応力

常時荷重とプレストレスによる不静定2次応力の計算は弾性剛性に基づく線形解析で求めた。常時荷重とプレストレスによる各不静定応力を加算した応力は、互いの応力が打消し合い梁端には殆ど残存していない。一方、柱の加算応力については、計画した架構のスペンが大きいことからプレストレスによる応力(特に梁の軸変形による応力)が常時荷重による応力を大きく上回り、かなりの応力が残存する。

3. 非線形漸増載荷解析による検討

地震荷重に対する架構の解析は、非線形漸増載荷解析により行うこととした。解析は2ケースとし、ケース1は弾性剛性に基づく線形解析により得られた常時荷重による不静定応力と有効プレストレスによる不静定2次応力を各部材端に載荷した状態で解析し、部材のひび割れおよび降伏に伴い低下する回転剛性に合わせて初期応力を漸減させることにした。ケース2は初期応力として与えるこれらの不静定応力を省略する解析とした。

3.1 解析モデル

部材のモデルは、線材置換による材端剛塑性バネモデルとし、その復元力特性をコンクリートのひび割れおよび引張鋼材の降伏を折れ点とするトリリニア型とした。接合部のモデルは弾性のシアーパネルとし、部材の初期剛性 K_E 、降伏剛性低下率 α_y 、曲げひび割れ耐力 M_c および終局耐力 M_y の各式は、文献^[3]から(1)~(4)式とした。また、柱の終局耐力については、変動軸力を考慮してACI方式とした。

$$K_E = L\{L^2/(3E_c \cdot I_c) + k/(G_c \cdot A_c)\} \quad (1)$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot P_i + 0.043a/D + 0.33\eta) \cdot (d/D)^2 \quad (2)$$

$$M_c = \{0.1F_c + (N + P_c)/A_c\} Z_c \quad (3)$$

$$M_y = 0.9\sigma_y \cdot a_t \cdot d + a_{pc} \cdot f_{py} (1 - 0.5q)d + 0.5(D - q \cdot d)N \quad (4)$$

ここに、 $\eta = (P_c + N)/(F_c \cdot b \cdot d)$ 、 $q = (N + f_{py} \cdot a_{pc})/(F_c \cdot b \cdot d)$ 、 L :部材フェースから反曲点までの距離、 E_c と G_c :コンクリートの弾性係数とせん断弾性係数、 I_c と Z_c :部材の断面2次モーメントと有効断面係数、 A_c :部材の断面積、 k :せん断形状係数(柱1.0、梁1.2)、 n :コンクリートに対する鋼材に実弾性係数比、 a :シアースパン、 d :部材の有効成、 D :部材成、 F_c :コンクリートの圧縮強度、 N :柱軸力、 P_c :有効プレストレス力、 a_t :引張鉄筋の断面積、 a_{pc} :PC鋼材の引張有効断面積、 σ_y :鉄筋の規格降伏点強度の1.1倍、および f_{py} :PC鋼材の規格降伏点強度を表す。ただし、 P_c の計算(A_y/bD)に用いる曲げ引張に有効な鋼材断面積 A_s の計算は、 $a_t + a_{pc}(f_{py}/\sigma_y)$ とする。

3.2 解析モデルと不静定応力の関係

材端剛塑性曲げバネモデルを用いた非線形漸増載荷解析で予め部材に初期応力を考慮する場合、線材置換した弾性部材端に回転変形として与えられる。また、部材の塑性率は、一般に材端剛塑性バネの降伏回転角に対する回転倍率とし、部材端の局所的な損傷度合いが表すことにした。

4. 非線形漸増載荷解析の結果

事務所建物を想定して設計した1スパン5層フレームを対象にして2ケースの非線形漸増載荷解析を実施した。解析ケース1は、常時および有効プレストレス力による各弾性応力を材端に回転変形として与え、各地震荷重段階における架構の層間変形および材端の応力ならびに損傷状態を計算した。また、解析ケース2では両弾性応力を省略し、ケース1と同様に架構の変形および材端の損傷度合いを計算した。解析結果の内、図3に各解析ケースの荷重一層間変形関係を示し、図4にベースシアー係数 C_0 で0.2および0.3における各応力を示す。また、図5に最大層間変形角で0.01と0.02における部材塑性率を示す。

各解析ケースにおける結果は次の通りであった。

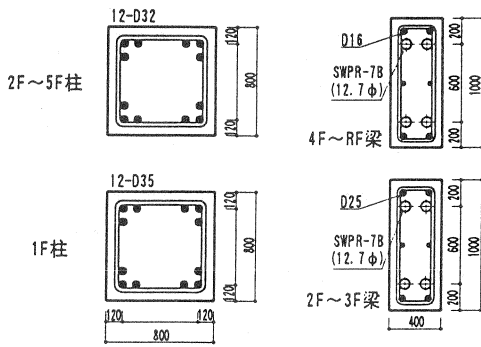


図2 柱及び梁の断面配筋

表1 設計クライテリア

ベースシア係数 係数	最大層間変形角 (Radian)	PC梁の性能 (塑性率)	RC柱の性能 (塑性率)
0.20	1/200以下	未降伏	未降伏
0.30	1/100以下	1.0以下	未降伏
0.30以上	1/50以下	3.0以下	2.0以下

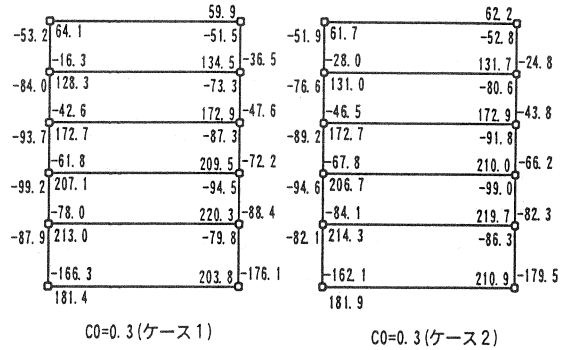
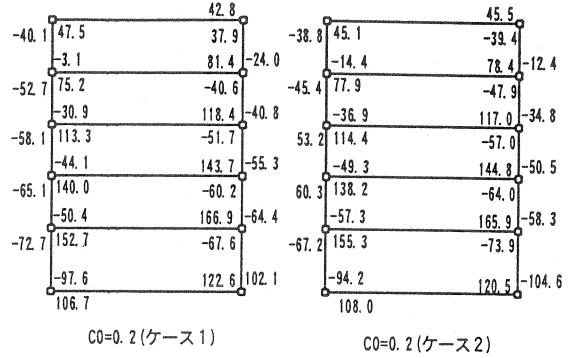


図4 架構の応力

○: ひび割れ ●: 降伏ヒンジ

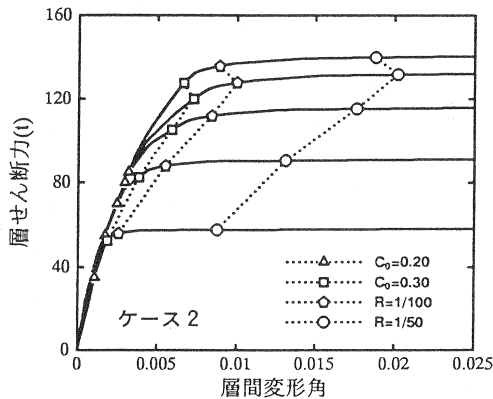
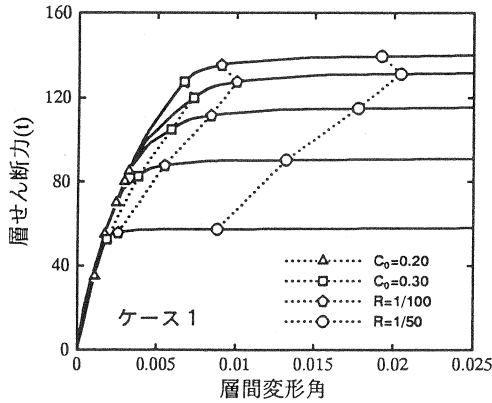


図3 荷重-層間変形角関係

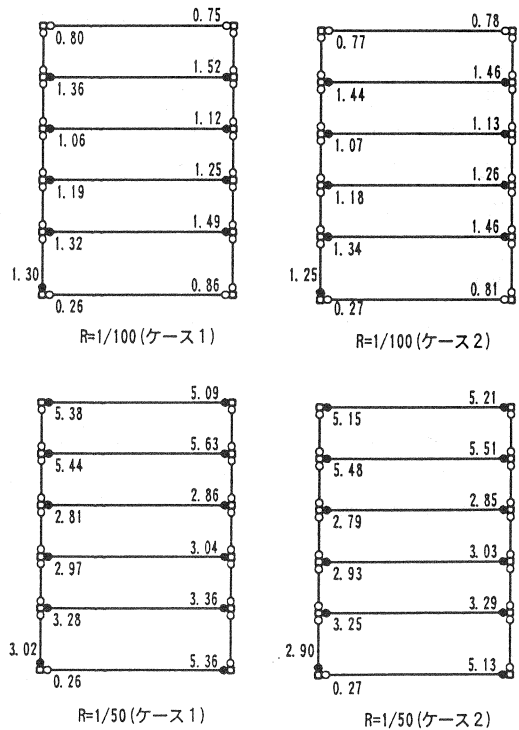


図5 部材の塑性率

4.1 層間変形角

各地震荷重段階における層間変形角の比較については、標準ベースシア係数 C_0 で0.2および0.3、最大層間変形角で0.01および0.02における各層の層間変形角には解析ケースによる変化は特に見られない。

4.2 降伏前の部材応力

標準ベースシア係数 C_0 で0.2の地震荷重においては、ケース1の上層階では概ね不静定応力が加算されている。また、変形の進む下層階では、部材の回転剛性の低下から初期応力の影響が小さく、両解析ケースによる部材応力の差が極めて小さい。標準ベースシア係数で0.3の荷重段階では、この傾向が一段と進み、下層階の部材には初期応力が殆ど残存しないが、層間変形の小さい上層階の部材には、依然として大きな初期応力が残存している。

4.3 降伏後の塑性率

最大層間変形角(2F)で、0.01および0.02に達した時点における部材塑性率の比較では、梁の不静定応力が小さかったことから殆ど差が認められない。一方、降伏した1F柱脚は、塑性率にして0.1以下の違いであるが僅かな差異が認められた。

5. まとめ

PC架構の終局状態における不静定応力の影響を解析的手法で検討するために、簡単な5層1スパンのPCフレームを現行の設計指針に基づき計画した。そのモデルを対象にして架構の地震時における終局状態を再現するために非線形漸増載荷解析を行った。

解析結果の検討から、架構の終局状態における不静定応力の影響について、次の事柄を纏めることができた。

- 1) プレストレスによる不静定2次応力および常時荷重による不静定応力は、架構の各部材がひび割れ前の弾性状態に在る場合、地震荷重による応力と加算される。
- 2) 中小地震動を想定した($C_0=0.2$)層せん断力に対しては、材端の回転剛性の低下に伴い上層階から下層階に向かって不静定応力が減少し、変形の進む下層階の部材では不静定応力の影響が小さい。
- 3) 大地震動を想定した($C_0=0.3$)層せん断力に対しては、中小地震動における傾向が一段と増して下層階の部材には初期変形として与えた不静定応力が殆ど残存しない。
- 4) 架構の最大層間変形角が1%を超えて降伏機構が形成された時点における部材塑性率の変化については、部材の局部回転量に不静定応力による初期の弾性回転量が加算され、塑性率が僅かに大きくなるがその差は極めて小さい。
- 5) 架構の終局状態においては、部材端におけるプレストレスによる不静定2次応力および常時荷重による不静定応力を、概ね無視することができる。

参考文献

- [1]建設省建築研究所,(社)建築業協会,(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会,(社)日本建設業経営協会,(社)日本建築構造技術者協会,住宅・都市整備公団,(財)日本建築センター,"PC共同研究「PC構造設計・施工指針作成」",January 1996～December 1998.
- [2]建設省建築研究所,(社)建築業協会,(社)プレハブ建築協会,(財)日本建築センター,"共同研究「プレキャストコンクリートラーメン構造に関する研究報告書」",April 1990～March 1993.
- [3]林,岡本,小谷,加藤,博,"PC部材の履歴特性とPC造建物の地震応答性状",PC技術協会誌,Vol.37, No.4, July, 1995.