

プレストレストコンクリート骨組の復元力特性モデルに関する研究 その 3 設計例

Restoring Force Characteristics Model for Prestressed Concrete Frames

Part 3 Design of Prestressed Concrete Building Frame

○浜原正行¹ 内田龍一郎² 小西智貴³

Masayuki Hamahara¹, Ryuuichiroh Uchida², Tomoki Konishi³

Abstract: This paper presented design method based on equivalent linearization and response spectrum. The substitute damping of building frames was calculated using the method described in the part 2. A four story Prestressed concrete framed structure was designed on the basis of the design method. The applicability of the method to seismic design of prestressed concrete building frames was verified through the design.

1. はじめに

本章では、前報(その 2)で提案した平均減衰の推定式を PC 骨組の限界耐力計算に適応した計算例を示す。そして、骨組モデルにより推定された履歴ループと、部材復元力特性を用いたマトリクス解析法により算出された履歴ループとを比較し、一般的な骨組についても提案の骨組モデルが適用可能なことを示す。

2. 設計例

2.1 設計フロー

耐震性の検査は、骨組モデルのパラメータである、引張鉄筋の鋼材係数(q_{rs})、プレストレスレベル(η_{gs})と除荷勾配のパラメータ(r_s)、平均減衰の推定式、及び加速度応答スペクトルを用い、Fig. 1 に示すフローチャートによって行う。

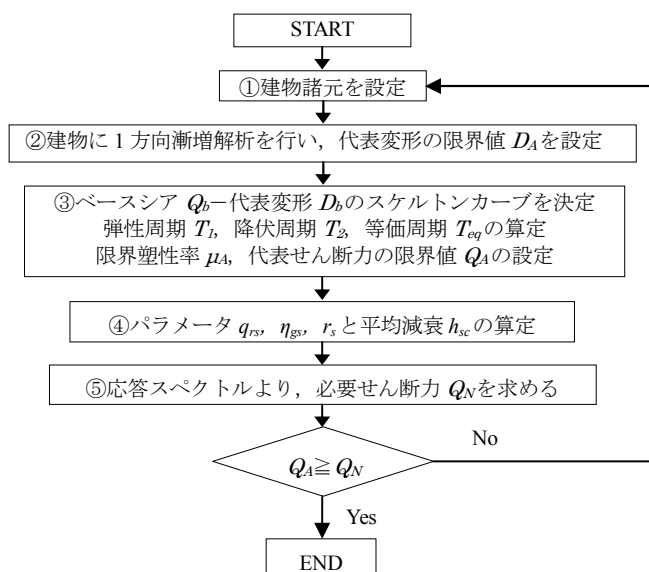


Fig. 1 Flow Chart

2.2 耐震計算法

①建物諸元の設定 検討に用いた骨組は PC 規準¹⁾中の場所打ち PC 骨組の設計例から、PC 部分の 2 スパンを抽出したものであり、スパン 18m×6m、階高 4.2m である。計算に際し、単位床重量 1.2t/m²、有効緊張力は PC 鋼材の降伏強度×0.6 とした。鋼材の降伏強度は規格値の 1.15 倍とした。Table 1 に材料諸元、Fig. 2 に骨組の概要、Fig. 3 に部材断面概要を示す。

Table 1 Properties of Material (N/mm²)

	コンクリート	主筋	PC 鋼材
降伏強度	35	398	1684
ヤング係数	26800	205000	200000

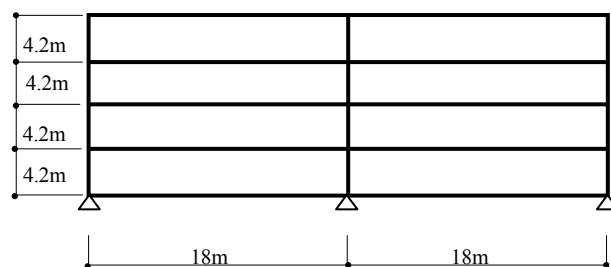


Fig. 2 Outline of Frame

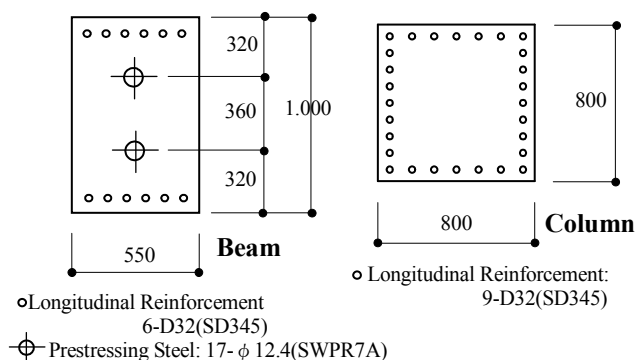


Fig. 3 Section of Beam and column

1:日大理工・教員・海建, Prof., Dept. of Oceanic Architecture & Engineering, Science & Technology Nihon University

2:松井建設(株), Matsui Construction Co. Ltd 3:(株)ピーエス三菱, PS Mitsubishi Construction Co. Ltd

②1 方向漸増解析と代表変形限界値の設定 代表変形の限界値 D_A は、層間変形角が 1/50 に達した点とし、各層に作用する水平力は、 A_i 分布より求めた。骨組解析には材端バネ法を用い、部材のせん断変形、剛域または接合部のせん断変形の影響は無視した。

Fig. 4 に各層の層間変形角—層せん断力関係を示す。また、**Fig. 5** に代表変形—ベースシア関係のグラフを示す。最初に層間変形角が限界値に達した層は第 2 層であり、図中、●の点は第 2 層が限界変形角の 1/50 となった点を示している。

③スケルトンカーブの設定 骨組のスケルトンカーブは **Fig. 6** のように設定した。これより、弾性周期 $T_1 = 0.96$ 、降伏周期 $T_2 = 1.44$ 、限界変形時の等価周期 $T_{eq} = 1.47$ が求まる。

④平均減衰の算定 **Fig. 7** に示す機構時のヒンジ発生部材より、骨組のプレストレスレベ $\eta_{gs} = 0.077$ 、鉄筋鋼材係数 $q_{rs} = 0.105$ 、パラメータ $r_s = 0.364$ が求まる。

これらの解析結果より、(その 2) で示した平均減衰 (h_{sc}) の推定式を用いることで

$$\alpha_s = (0.11050 \times 1.09 + 0.0774^2) / (0.1050 \times 1.09 + 0.0774) = 0.629$$

$$\beta_s = 1.4 / (0.364 \times 1.44 / 0.95) = 2.55$$

$$h_{sc} = \frac{0.45 \times 0.629 (1.09 - 0.16)}{(1.09 - 0.16) + 2.55} + 0.03 = 0.1059$$

と算出する。減衰補正係数 (F_h) は次式により算定した。

$$F_h = 1.5 / (1 + 10h_{sc}) = 0.728$$

⑤必要せん断力 標準スペクトルは、工学的基盤上の減衰が 5% 加速加速度応答スペクトルを用いた。本検

討における対象地盤は第 1 種地盤とし、地盤増幅係数 (G_s) を略算法により算出した。この加速度より応答加速度 (S_A) を以下のように算出した。

$$S_A(T_{eq}, h_s) = 512 \times G_s \times F_h / T_{eq} = 512 \times 1.35 \times 0.728 / 1.47 = 341 gal$$

必要せん断力 (Q_N) は以下のように求まる。

$$Q_N = m \times S_A = 1036 \times 341 / 100 = 3533 kN < Q_y = 3801 \text{---OK}$$

以上の結果より、最大応答値によるベースシアが骨組の耐力である 3801 kN を下回っていることが分かる。

3. 一般的な骨組に対する骨組モデルの適用性

Fig. 8, Fig. 9 はそれぞれ検討に用いた骨組のベースシア Q_b —代表変形 D_b 関係、等価粘性減衰定数 h_{eq} —塑性率 μ 関係について、マトリクス変位法による解析結果と提案モデルによる計算結果とを比較検討したものである。マトリクス弾塑性解析から求まる Q_b — D_b 関係と提案モデルから求まる Q_b — D_b 関係は比較的良好一致していることが分かる。また、**Fig. 9** より h_{eq} — μ 関係についても提案モデルとマトリクス弾塑性解析結果は、比較的良好一致している。これらのことから、本モデルは、一般的な骨組にも適用が可能であることが分かる。

4. まとめ

設計例を通して、提案の骨組モデルが一般的な骨組について適用可能であることを示した。

参考文献

1) 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説 1998 年 11 月, pp297-328

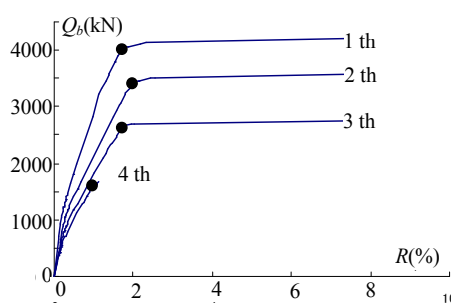


Fig. 4 R_i versus Q_i

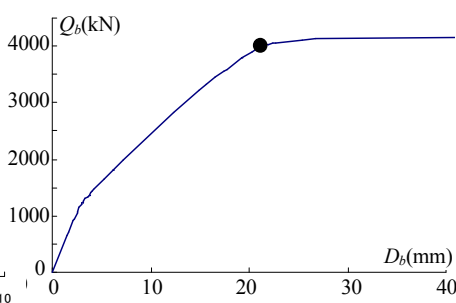


Fig. 5 D_b versus Q_b

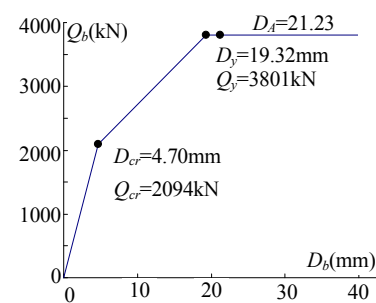


Fig. 6 Skelton Curve

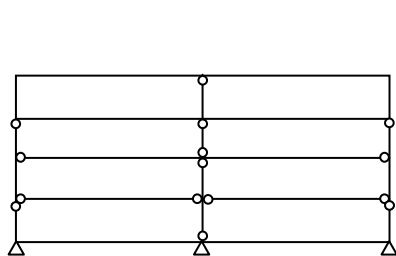


Fig. 7 Location of Yield Hinges

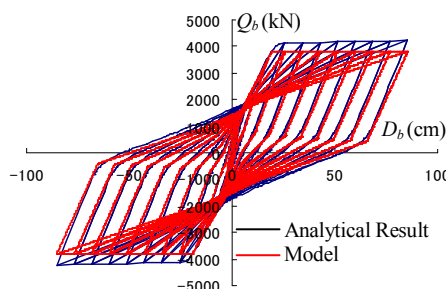


Fig. 8 Hysteretic Loops

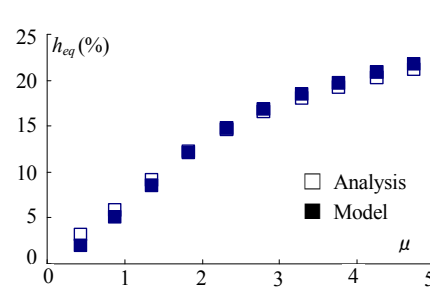


Fig. 9 Comparison of Equivalent Damping