

橋脚の限界状態設計法と許容応力度法の比較試算について

建設コンサルタンツ協会中部支部
正会員 遠藤 糸夫 他25名

1. はじめに

限界状態設計法を取り入れたコンクリート標準示方書が昭和61年に制定され、以来諸官庁において設計法、安全係数の決定が進められている。

我々設計実務を担当している者としても、限界状態設計法により道路橋示方書が制定されるまでに、勉強をしようという事で研究会を発足させ、限界状態設計法による橋脚の設計について試算を行ない、同時に許容応力度法との比較を行った、以下概要及び結果について報告する。

2. 設計構造形式及び設計条件

設計の対象として最も汎用性の多い建設省標準矩形柱張出し式橋脚を選んだ。種類としては表-1に示す4タイプについて検討した。

表-1 形状及び荷重

	タイプ A	タイプ B	タイプ C	タイプ D
形状				
上部工反力	死荷重 $Rd_1 \sim Rd_5 = 128 \times 5 = 640$ 活荷重 $Rl_1 \sim Rl_5 = 56 \times 5 = 280$ 計 $R_1 \sim R_5 = 184 \times 5 = 920$	死荷重 $Rd_1 \sim Rd_5 = 56 \times 5 = 280$ 活荷重 $Rl_1 \sim Rl_5 = 128 \times 5 = 640$ 計 $R_1 \sim R_5 = 184 \times 5 = 920$	死荷重 $Rd_1 \sim Rd_5 = 49 \times 5 = 245$ 活荷重 $Rl_1 \sim Rl_5 = 21 \times 5 = 105$ 計 $R_1 \sim R_5 = 70 \times 5 = 350$	死荷重 $Rd_1 \sim Rd_5 = 21 \times 5 = 105$ 活荷重 $Rl_1 \sim Rl_5 = 49 \times 5 = 245$ 計 $R_1 \sim R_5 = 70 \times 5 = 350$
比率	死 70%, 活 30%	死 30%, 活 70%	死 70%, 活 30%	死 30%, 活 70%

設計条件は表-2に示した値を用い、許容応力度法では一般的な値を採用した。限界状態設計法においては市販の「橋梁下部工・基礎構造物の設計」例(国分 正胤・岡村 甫 監修)の値を採用した。

許容応力度法

設計震度	$K_h = 0.20$ $K_v = 0$
コンクリート基準強度	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$
許容応力度	コンクリート $\sigma_{ca} = 80 \text{ kgf/cm}^2$
	鉄筋 $\sigma_{sa} = 1800 \text{ kgf/cm}^2$
許容支持力	$Q_a = 30 \text{ tf/m}^2$
地震時割増	$\alpha = 1.5$

3. 設計の基本方針

今回の設計においては許容応力度法により鉄筋量を決定しその鉄筋量を用いて限界状態設計法により計算を行った。

表-2 設計条件

限界状態設計法(断面検討)

			終局限界状態		使用限界 状態
			供用時	地震時	
材 料 γ_m	コンクリート		1.30	1.30	1.00
	鉄筋		1.00	1.00	1.00
部 材 γ_b	曲げ軸力	曲げ領域	1.15	1.15	—
		軸力領域	1.30	1.30	—
	せん断	コンクリート	1.30	1.56	1.00
		鋼材	1.15	1.38	—
荷 重 修 正 係 数 ρ_f			1.00	1.00	1.00
荷 重 γ_f	永久荷重	死荷重	1.05	1.05	1.00
	変動荷重	活荷重	1.15	1.00	1.00
	偶発荷重	地震荷重	—	1.00	—
構 造 物 解 析 係 数 γ_a			1.00	1.00	1.00
構 造 物 係 数 γ_l			1.00	1.00	1.00

* 設計震度及び使用材料は許容応力度法に同じ

4. 計算結果

計算の結果を表-3～表-10に示す。

表-3 梁の曲げ関係

	タイプ A
鉄筋量	D32-ctc 100-2 段 As = 270.0 cm ²
許容応力度法による曲げ応力度	$\sigma_c = 68 \text{ kgf/cm}^2$ $< 80 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_s = 1772 \text{ kgf/cm}^2$ $< 1800 \text{ kgf/cm}^2$
限界状態設計法による終局曲げ安全照査	$\frac{M_{ud}}{M_d} = \frac{1536}{1025} = 1.50$ > 1.00
使用状態における、ひび割れ幅照査	$\frac{W_a}{W} = \frac{0.042}{0.037} = 1.13$ > 1.00

表-4 梁のせん断関係

	タイプ A
許容応力度法によるせん断応力度 (コンクリートのみ)	$\tau = 8.9 \text{ kgf/cm}^2$ $< 3.9 \text{ kgf/cm}^2$
許容応力度法による必要鉄筋量 (スラップのみ)	D22-4本 ctc 150 As = 103.2 cm ² /m
限界状態設計法による終局せん断安全照査 (コンクリートのみ)	$\frac{V_{cd}}{V_d} = \frac{85}{202} = 0.42$ > 1.00
終局時必要鉄筋量 (スラップのみ)	D16-4本 ctc 150 As = 53.0 cm ² /m

表-6 柱の曲げ関係

	タイプ A
鉄筋量	D32-ctc 125-2 段 As = 365.3 cm ²
許容応力度法による曲げ応力度 (地震時)	$\sigma_c = 119 \text{ kgf/cm}^2$ $< 120 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_s = 2262 \text{ kgf/cm}^2$ $< 2700 \text{ kgf/cm}^2$
限界状態設計法による終局曲げ安全照査 (地震時)	$\frac{M_{ud}}{M_d} = \frac{1536}{1361} = 1.13$ > 1.00

表-7 柱のせん断関係

	タイプ A
許容応力度法によるせん断応力度 (コンクリートのみ)	$\tau = 4.0 \text{ kgf/cm}^2$ $< 6.9 \text{ kgf/cm}^2$
許容応力度法による必要鉄筋量	計算上不要
限界状態設計法による終局せん断安全照査 (コンクリートのみ) (直角方向)	$\frac{V_{cd}}{V_d} = \frac{78}{163} = 0.48$ > 1.00
終局時必要鉄筋量	D16-2本 ctc 100 As = 39.7 cm ² /m

表-8 フーチングの曲げ関係

	タイプ A
鉄筋量	D32-ctc 125-1 段 As = 373.3 cm ²
許容応力度法による曲げ応力度	$\sigma_c = 64 \text{ kgf/cm}^2$ $< 120 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_s = 2298 \text{ kgf/cm}^2$ (地) $< 2700 \text{ kgf/cm}^2$
限界状態設計法による終局曲げ安全照査 (地震時)	$\frac{M_{ud}}{M_d} = \frac{1401}{1160} = 1.21$ > 1.00
使用状態における、ひび割れ幅照査	$\frac{W_a}{W} = \frac{0.042}{0.030} = 1.40$

表-9 フーチングのせん断関係

	タイプ A
許容応力度法によるせん断応力度 (コンクリートのみ)	$\tau = 3.9 \text{ kgf/cm}^2$ $< 5.9 \text{ kgf/cm}^2$ (ディープ・ヒール考慮)
許容応力度法による必要鉄筋量	計算上不要
限界状態設計法による終局せん断安全照査 (コンクリートのみ)	$\frac{V_{cd}}{V_d} = \frac{256}{300} = 0.85$ > 1.00
終局時必要鉄筋量	D16-4本 ctc 250 As = 31.8 cm ² /m

表-10 剛体安定

	タイプ A
転倒	許容応力度法 $e = 1.60 < \frac{B}{3} = 2.67 \text{ m}$
	限界状態設計法 $\frac{M_{rd}}{M_{sd}} = \frac{2950}{1652} = 1.8 > 1.00$
水平支持	許容応力度法 $F_s = 3.00 > 1.2$
	限界状態設計法 $\frac{H_{rd}}{H_{sd}} = \frac{443}{209} = 2.1 > 1.00$
鉛直支持	許容応力度法 21 t/m ² < 30 (常) 36 t/m ² < 45 (地)
	限界状態設計法 $\frac{V_{rd}}{V_{sd}} = \frac{33.3}{21.0} = 1.58$ > 1.0 (常)

5. 設計結果の概要

- ①梁 梁の曲げ関係では、限界状態設計法の方が許容応力度法より10～40%程度余裕が生ずる。その余裕量は鉄筋量が少ないほど大、また死荷重割合が小さいほど大となる。せん断関係では限界状態設計法によった場合、ほとんどの位置において計算上鉄筋が必要である。
- ②柱 柱の曲げ関係は許容応力度法とほぼ一致し、せん断関係では許容応力度法より、限界状態設計法の方が相当厳しくなった。
- ③フーチング 曲げ関係は許容応力度法とほぼ同じくであるが、せん断関係は、梁、柱同様限界状態設計法の方が厳しくなった。
- ④剛体安定は表し方が違う程度で、結果はほとんど同じである。

6. おわりに

今回橋脚について限界状態設計法で設計を行ったが、断面形状、配筋方法などやや不統一が見られた。又計算方法ではディープビームの取扱い(許容応力度法では約1割の割増し、限界状態設計法では約10割の割増しとなる。)地震時の考え方、地盤支持力の考え方など明確にできなかった面もあった。

今後これらを明確にすると共に、最小鉄筋量との関係、橋台等について検討を行ってみたい。