

**2013 年度  
都市設計製図**

**RC 橋脚の耐震設計**

**課題 2 : RC 橋脚の耐震設計(その 1)**

2013/11/4

学籍番号

氏名

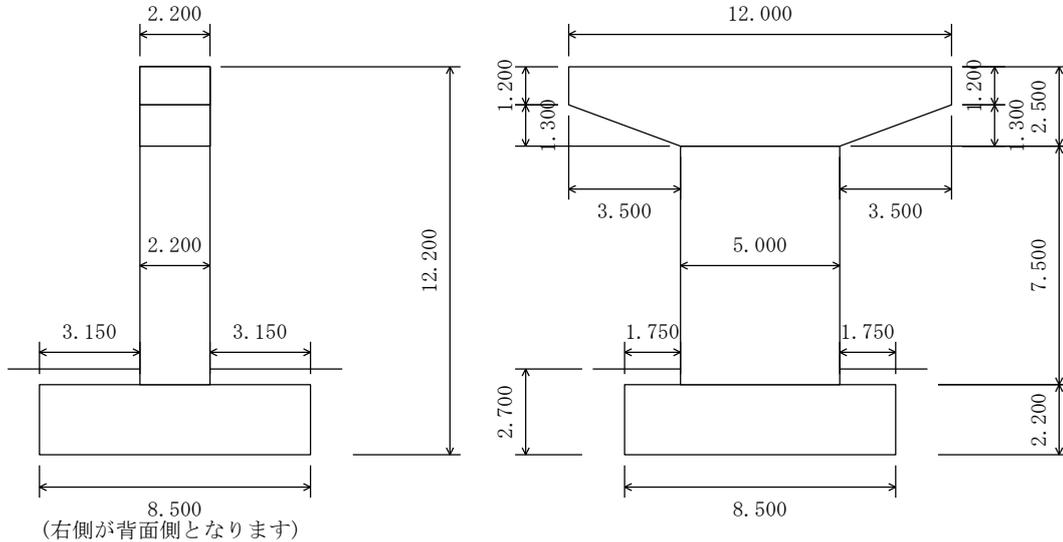
# 目次

1 章 設計条件	1
1.1 形状寸法	1
1.2 上部工反力	1
1.3 設計水平震度	1
1.4 単位重量他	1
1.5 柱	2
1.5.1 使用材料	2
1.5.2 鉄筋	2
1.6 柱躯体自重	3
2 章 柱の設計(レベル1地震動に対する許容応力度法による照査)	4
2.1 柱基部の断面力	4
2.2 柱基部断面の検討	4
3 章 柱の設計(レベル2地震動に対する保有耐力法による照査)	7
3.1 橋軸方向	7
3.1.1 結果一覧	7
3.1.2 水平耐力および水平変位	8
3.1.3 せん断耐力	13
3.1.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率	14
3.1.5 作用荷重	15
3.1.6 水平耐力の照査	16
3.1.7 残留変位による判定(B種橋)※オプション	16

# 1章 設計条件

## 1.1 形状寸法

形式 RC矩形柱橋脚(新設検討)  
 はり形状タイプ はり式(矩形)  
 基礎形式 直接基礎  
 重要度の区分 B種の橋



## 1.2 上部工反力

上部工死荷重反力  $R_D$  7.100 (MN)  
 上部工慣性力の作用位置  $h_i$  0.000 (m)

## 1.3 設計水平震度

地域区分 A地域 ( $c_z=1$ )  
 地盤種別 II種地盤

許容応力度法 (レベル1地震動に対する許容応力度法による照査)		保有耐力法(レベル2地震動に対する保有耐力法による照査)			
		タイプIの設計震度、分担重量		タイプIIの設計震度、分担重量	
T = 1.0 (秒)		T = 1.0 (秒)			
$k_h$	$W_u$ (MN)	$k_{hco}$	$W_u$ (MN)	$k_{hco}$	$W_u$ (MN)
0.25	6.330	1.21	6.330	1.75	6.330

T : 照査に用いる固有周期(秒)

$c_z$  : 地域別補正係数

$k_h$  : 許容応力度法による設計に用いる設計水平震度

$k_{hco}$  : 地震時保有水平耐力法による設計に用いる設計水平震度の標準値

$W_u$  : 橋脚が支持している上部工重量

## 1.4 単位重量他

断面設計のヤング係数比 15 (許容応力度法用)  
 鉄筋コンクリートの単位重量  $\gamma_c$  24.50(kN/m<sup>3</sup>)

## 1.5 柱

### 1.5.1 使用材料

コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}$	21.0(N/mm <sup>2</sup> )
コンクリートのヤング係数 $E_c$	23.5(kN/mm <sup>2</sup> )
主鉄筋	SD345
帯鉄筋	SD345
鉄筋のヤング係数 $E_s$	200(kN/mm <sup>2</sup> )

### 1.5.2 鉄筋

#### (1) 基部主鉄筋

引張側

かぶり (mm)	径	鉄筋 本数	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
120	D29	39	120	130+36@125+130	120

圧縮側

かぶり (mm)	径	鉄筋 本数	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
120	D29	39	120	130+36@125+130	120

右側面

かぶり (mm)	径	鉄筋 本数	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
120	D29	15	120	105+14@125+105	120

左側面

かぶり (mm)	径	鉄筋 本数	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
120	D29	15	120	105+14@125+105	120

※鉄筋量合計 69379.2mm<sup>2</sup>

#### (2) 帯鉄筋

##### 1) 横拘束筋、帯鉄筋

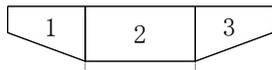
高さ間隔 s(mm)	横拘束筋の断面積 $A_h$ (mm <sup>2</sup> )	横拘束筋の有効長 d(mm)	帯張鉄筋の総断面積 $A_w$ (mm <sup>2</sup> )
150	126.70	952.0	760.20

##### 2) セン断耐力算定条件

断面幅b(mm)	有効高d(mm)	引張主鉄筋比 $p_t$ (%)
5000	2080	0.334

## 1.6 柱躯体自重

### (1) はり部



No	ブロック名称	左高さ H <sub>1</sub> (m)	右高さ H <sub>2</sub> (m)	幅 B (m)	部材長 L(m)	体積 V(m <sup>3</sup> )
1	左側絞り部	1.200	2.500	2.200	3.500	14.24500
2	はり中央	2.500	2.500	2.200	5.000	27.50000
3	右側絞り部	2.500	1.200	2.200	3.500	14.24500

No	体積 V(m <sup>3</sup> )	直角図心 X <sub>g</sub> (m)	高さ図心 Y <sub>g</sub> (m)	橋軸図心 Z <sub>g</sub> (m)	V・X <sub>g</sub> (m <sup>4</sup> )	V・Y <sub>g</sub> (m <sup>4</sup> )	V・Z <sub>g</sub> (m <sup>4</sup> )
1	14.24500	-4.0450	1.5369	0.0000	-57.6217	21.8937	0.0000
2	27.50000	0.0000	1.2500	0.0000	0.0000	34.3750	0.0000
3	14.24500	4.0450	1.5369	0.0000	57.6217	21.8937	0.0000
Σ	55.99000	-----	-----	-----	0.0000	78.1623	0.0000

※表中の図心(X<sub>g</sub>,Y<sub>g</sub>,Z<sub>g</sub>)は、はり下端位置の柱中心を(0,0,0)としたときの座標

柱基部からはり下端までの高さ P<sub>H</sub> = 7.500(m)

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 55.99000 \cdot 24.50 = 1.37176(\text{MN})$$

$$Y = \Sigma(V \cdot Y_g) / \Sigma V + P_H = 8.896(\text{m})$$

$$X_c = \Sigma(V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000(\text{m})$$

### (2) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 B <sub>r1</sub> (m)	直角下幅 B <sub>r2</sub> (m)	橋軸上幅 B <sub>a1</sub> (m)	橋軸下幅 B <sub>a2</sub> (m)	柱高 H(m)	体積 V(m <sup>3</sup> )
1	矩形柱	5.000	5.000	2.200	2.200	7.500	82.50000

No	体積 V(m <sup>3</sup> )	直角図心 X <sub>g</sub> (m)	高さ図心 Y <sub>g</sub> (m)	橋軸図心 Z <sub>g</sub> (m)	V・X <sub>g</sub> (m <sup>4</sup> )	V・Y <sub>g</sub> (m <sup>4</sup> )	V・Z <sub>g</sub> (m <sup>4</sup> )
1	82.50000	0.0000	3.7500	0.0000	0.0000	309.3750	0.0000
Σ	82.50000	-----	-----	-----	0.0000	309.3750	0.0000

※表中の図心(X<sub>g</sub>,Y<sub>g</sub>,Z<sub>g</sub>)は、柱基部の柱中心を(0,0,0)としたときの座標

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 82.50000 \cdot 24.50 = 2.02125(\text{MN})$$

$$Y = \Sigma(V \cdot Y_g) / \Sigma V = 3.750(\text{m})$$

$$X_c = \Sigma(V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000(\text{m})$$

### (3) 重量合計

$$\Sigma W = 3.39301(\text{MN})$$

### (4) 重心位置

$$Y = \frac{\Sigma(W \cdot Y)}{\Sigma W} = 5.830(\text{m})$$

$$X_c = \frac{\Sigma(W \cdot X_c)}{\Sigma W} = 0.000(\text{m})$$

## 2章 柱の設計(レベル1地震動に対する許容応力度法による照査)

### 2.1 柱基部の断面力

ケース: 地震時

	鉛直力 (MN)	水平力 (MN)	作用高 (m)	曲げモーメント (MN-m)
上部工反力	7.100	1.583	10.000	15.825
躯体	3.393	0.848	5.830	4.946
合計	10.493	2.431	—	20.771

### 2.2 柱基部断面の検討

#### 2.2.1 断面形状および鉄筋配置

断面幅  $B = 5.000$  (m)    断面高さ  $H = 2.200$  (m)

曲げ応力の照査に用いる主鉄筋 (※側方鉄筋を考慮しない)

番号	鉄筋位置(mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
圧縮 引張	120	D29	39	25053.6
	2080	D29	39	25053.6
鉄筋量合計 $\Sigma A_s =$				50107.2

算出時に引張鉄筋比に算入する主鉄筋

番号	鉄筋位置	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	左側方	D29	7.5	4818.0
2	右側方	D29	7.5	4818.0
鉄筋量合計 $\Sigma A_{ss} =$				9636.0

2.2.2 断面照査

(1) 曲げモーメントおよびせん断力に対する照査

			橋軸方向
軸力	N'	MN	10.493
曲げモーメント	M	MN-m	20.771
せん断力	S	MN	2.431
部材断面幅	B	mm	5000
断面高	H	mm	2200
有効高	d	mm	2080
圧縮縁～中立軸		x	692
曲げモーメントに対する照査	圧縮応力度 $\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	8.15
	引張応力度 $\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	245.36
	許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}$ の基準値	N/mm <sup>2</sup>	7.0
	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$ の基準値	N/mm <sup>2</sup>	200
	許容応力度の割増し係数 $\alpha$	—	1.5
	許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}$ 許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	10.50 300.00
判定			$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$ OK $\sigma_s \leq \sigma_{sa}$ OK
せん断力に対する照査	平均せん断応力度 $\tau_m = S/(B \cdot d)$	N/mm <sup>2</sup>	0.234
	許容せん断応力度 $\tau_{a1}$ の基準値	N/mm <sup>2</sup>	0.22
	許容せん断応力度 $\tau_{a2}$ の基準値	N/mm <sup>2</sup>	1.6
	許容せん断応力度の補正係数 $c_e$ ※	—	1.000
	$c_{pt}$	—	1.000
	$c_N$	—	1.000
	許容応力度の割増し係数 $\alpha$	—	1.5
許容せん断応力度 $\tau_{a1}$ 許容せん断応力度 $\tau_{a2}$	N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	0.330 2.400	
判定			$\tau_m \leq \tau_{a1}$ OK

※許容せん断応力度 $\tau_{a1} = \alpha \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_N \cdot [\tau_{a1} \text{の基準値}]$   
許容せん断応力度 $\tau_{a2} = \alpha \cdot [\tau_{a2} \text{の基準値}]$

(2) 最小・最大鉄筋量の照査 (※オプション[道路橋示方書IV7.3])

			橋軸方向	
最小鉄筋量の照査	曲げを受ける部材	ひびわれモーメント $M_c$	MN-m	9.994
		限界状態モーメント $M_{ls2}$	MN-m	30.204
		1.7M	MN-m	35.310
	判定			$M_c \leq M_{ls2}$ OK
	軸方向力を受ける部材	A'	mm <sup>2</sup>	1220116.9
0.008A' 全鉄筋量 $\Sigma A_s$		mm <sup>2</sup> mm <sup>2</sup>	9760.9 69379.2	
判定			$0.008A' \leq \Sigma A_s$ OK	
ひび割れ防止	mあたり500mm <sup>2</sup> の鉄筋量 $A_s^*$	mm <sup>2</sup>	7200.0	
	全鉄筋量 $\Sigma A_s$	mm <sup>2</sup>	69379.2	
判定			$A_s^* \leq \Sigma A_s$ OK	
最大鉄筋量の照査	曲げを受ける部材	初降伏モーメント $M_{y0}$	MN-m	30.200
		限界状態モーメント $M_{ls2}$	MN-m	30.204
	判定			$M_{y0} \leq M_{ls2}$ OK
	軸方向力を受ける部材	部材断面積 A	mm <sup>2</sup>	11000000.0
0.06A 全鉄筋量 $\Sigma A_s$		mm <sup>2</sup> mm <sup>2</sup>	660000.0 69379.2	
判定			$0.06A \geq \Sigma A_s$ OK	

ここに、

- $c_e$  : 有効高 $d$ に関する許容せん断応力度の補正係数
- $c_{pt}$  : 引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数
- $c_N$  : 軸方向圧縮力による補正係数
- $\tau_{a1}$  : コンクリートのみでせん断力を負担するときの許容せん断応力度
- $\tau_{a2}$  : スターラップと共同でせん断力を負担するときの許容せん断応力度
- $A'$  : 計算上必要なコンクリート断面積

課題2では、「 $c_e$ 、 $c_{pt}$ 、 $c_N$ 」については全て1と扱ってよい。課題3では正しい値を計算すること。

参考：中立軸の逆算

中立軸 $x$ には、

$$x = \varepsilon'_c / (\varepsilon'_c + \varepsilon_s) \cdot d$$

の関係がある。よって、

$$\varepsilon'_c = \sigma'_c / E_c = 8.15 / (2.35 \times 10^4) = 0.0003468 = 0.347 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = \sigma_s / E_s = 245.36 / (15 \cdot E_c) = 0.0006961 = 0.696 \times 10^{-3}$$

より

$$x = 692(\text{mm})$$

となる。

### 3章 柱の設計(レベル2地震動に対する保有耐力法による照査)

#### 3.1 橋軸方向

##### 3.1.1 結果一覧

地震動の種類	耐震性能2タイプII	耐震性能3タイプII
耐震性の判定	NG	NG

終局位置	基部	基部
地震時保有水平耐力 $P_a$ (MN)	3.020	3.020
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力 $P_u$ (MN)	3.020	3.020
せん断耐力 $P_{s0}$ (MN)	6.594	6.594
せん断耐力 $P_s$ (MN)	5.908	5.908
$k_{hc} \cdot W$ (MN)	6.981	5.993
設計水平震度 $k_{hc}$	0.870	0.747
構造物特性補正係数 $c_s$	0.497	0.427
許容塑性率 $\mu_a$	2.524	3.246
$c_2 \cdot k_{hco}$	1.75	1.75
等価重量 $W$ (MN)	8.027	8.027
等価重量算出係数 $c_p$	0.5	0.5
$P_a / k_{hc} \cdot W$	0.433	0.504
水平耐力に対する判定	$P_a < k_{hc} \cdot W$ NG	$P_a < k_{hc} \cdot W$ NG

許容残留変位 $\delta_{Ra}$ (mm)	100.00	/
慣性力作用位置 $h$ (m)	10.000	
残留変位 $\delta_R$ (mm)	263.52	
残留変位補正係数 $c_R$	0.6	
最大応答塑性率 $\mu_r$	11.314	
降伏剛性に対する2次剛性の比 $r$	0.0	
降伏変位 $\delta_y$ (mm)	42.58	
残留変位に対する判定	$\delta_R \leq \delta_{Ra}$ NG	

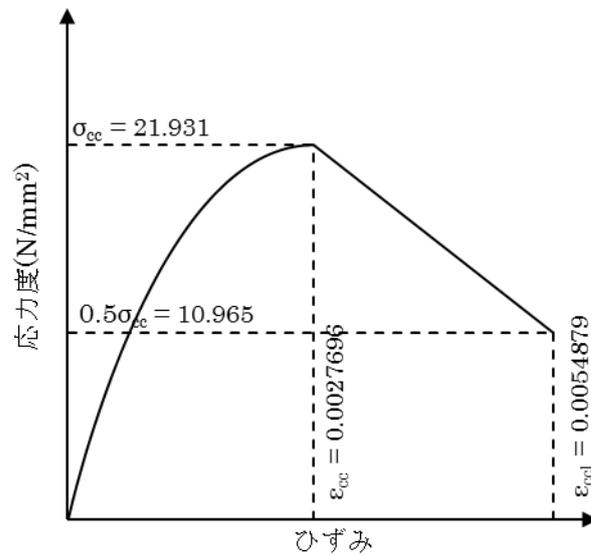
変位

降伏変位 $\delta_y$ (mm)	42.58	42.58
限界状態時変位 $\delta_{ls3}$ (mm)	128.98	165.90

### 3.1.2 水平耐力および水平変位

#### (1) 柱基部の応力度-ひずみ曲線

横拘束筋の断面積	$A_h$	=	126.70	( $\text{mm}^2$ )
横拘束筋の間隔	$s$	=	150	(mm)
横拘束筋の有効長	$d$	=	952.0	(mm)
横拘束筋の体積比	$\rho_s$	=	0.00354902	
横拘束筋の降伏点強度	$\sigma_{sy}$	=	345.0	( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck}$	=	21.0	( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
コンクリートのヤング係数	$E_c$	=	23500	( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
下降勾配	$E_{des}$	=	4033.937	( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
断面補正係数	$\alpha$	=	0.20, $\beta = 0.40$	( $\because$ 矩形)
最大圧縮応力時ひずみ	$\epsilon_{cc}$	=	0.0027696	
帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度	$\sigma_{cc}$	=	21.931	( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
	$n$	=	1.50817212	
終局ひずみ	$\epsilon_{ccl}$	=	0.00548789	
ただし、タイプIの地震動では	$\epsilon_{ccl}$	=	$\epsilon_{cc}$	とする。



$$\ast \rho_s = 4 \cdot A_h / (s \cdot d) \leq 0.018$$

$$E_{des} = 11.2 \cdot \sigma_{ck}^2 / (\rho_s \cdot \sigma_{sy})$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \cdot \beta \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy} / \sigma_{ck}$$

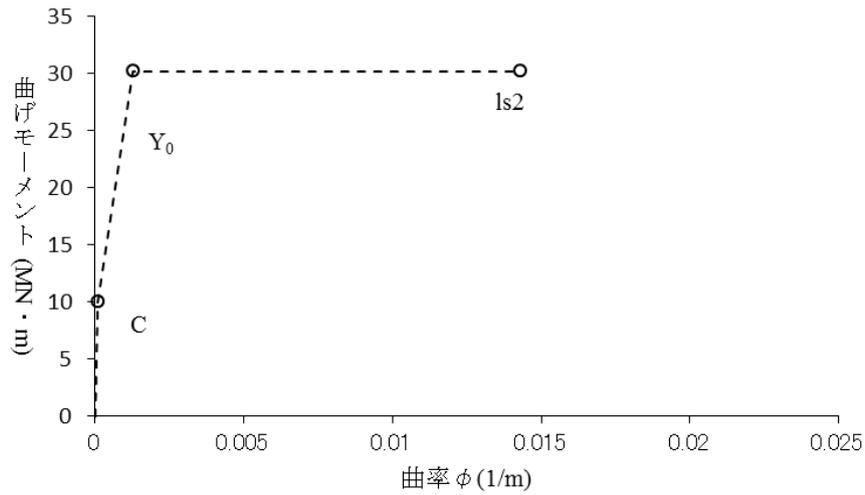
$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \cdot \alpha \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$n = E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})$$

$$\epsilon_{ccl} = \epsilon_{cc} + (0.5 \cdot \sigma_{cc}) / E_{des}$$

(2)柱基部の曲げモーメント～曲率関係

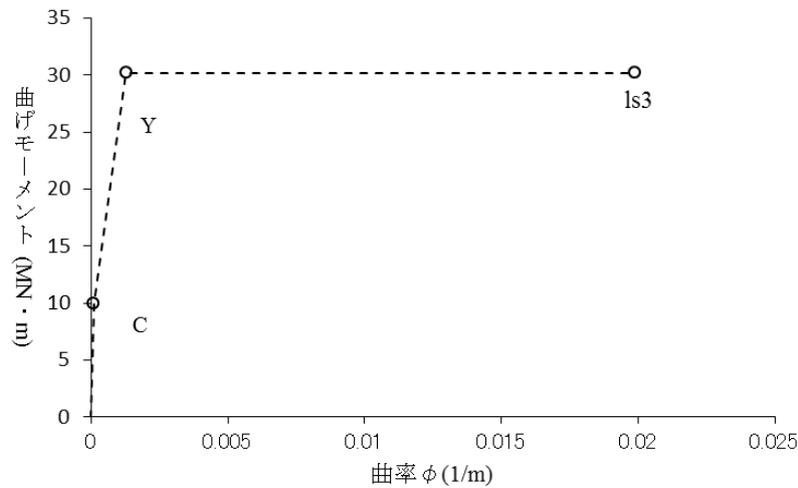
1) 耐震性能2タイプII地震動



	モーメント(MN-m)	曲率 (1/m)
ひび割れ時 C	9.994	$0.0959 \times 10^{-3}$
初降伏時 Yo	30.200	$1.2774 \times 10^{-3}$
限界状態時 ls2	30.204	$14.310 \times 10^{-3}$

軸力N' = 8.0 (MN)

2) 耐震性能3タイプII地震動



	モーメント(MN-m)	曲率 (1/m)
ひび割れ時 C	9.994	$0.0959 \times 10^{-3}$
初降伏時 Yo	30.200	$1.2774 \times 10^{-3}$
限界状態時 ls3	30.205	$19.880 \times 10^{-3}$

軸力N' = 8.0 (MN)

※柱基部の曲げモーメント～曲率関係について、課題2では、課題1の結果を用いればよい。課題3では、正しい軸力を用いて再度計算すること。

(3)水平耐力

よって、各水平耐力は次のようになる。

- ひび割れ水平耐力  $P_c = M_c / h = 0.999 \text{ (MN)}$
- 初降伏時水平耐力  $P_{y0} = M_{y0} / h = 3.020 \text{ (MN)}$
- 終局水平耐力  $P_u = M_{Is2} / h = 3.020 \text{ (MN)}$  耐震性能2  
 $= M_{Is3} / h = 3.021 \text{ (MN)}$  耐震性能3

(4)ひび割れ変位、初降伏変位

$$\delta_c = \int \varphi_c \cdot y dy = \Sigma(\varphi_{ci} \cdot y_i + \varphi_{ci-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 3.195 \text{ (mm)}$$

$$\delta_{y0} = \int \varphi_{y0} \cdot y dy = \Sigma(\varphi_{y0i} \cdot y_i + \varphi_{y0i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 42.58 \text{ (mm)}$$

ここに、

$\delta_c$  : ひび割れ変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力 $P_c$ を作用させたときの曲率分布より求める。

$\delta_{y0}$  : 初降伏変位

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力 $P_{y0}$ を作用させたときの曲率分布より求める。

$y_i$  : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

$\varphi_{ci}$  : 慣性力作用位置にひび割れ水平力 $P_c$ を載荷したときの各断面の曲率 1/m

$\varphi_{y0i}$  : 慣性力作用位置に初降伏水平力 $P_{y0}$ を載荷したときの各断面の曲率 1/m

※課題 2・3とも、以下の略算式を用いてよい。

- ひび割れ変位の略算式 (等断面片持ち梁の弾性解)

$$\begin{aligned} \delta_c &= P_c \cdot h^3 / (3 \cdot E_c \cdot I) \\ &= h^2 \cdot \varphi_c / 3 \end{aligned}$$

- 初降伏変位の略算式

$$\delta_{y0} = h^2 \cdot \varphi_{y0} / 3$$

この例では、次のようになる。

$$\delta_c = h^2 \cdot \varphi_c / 3 = 10.0^2 \cdot 0.0959 \times 10^{-3} / 3 = 3.195 \times 10^{-3} = 3.195 \text{ (mm)}$$

$$\delta_{y0} = h^2 \cdot \varphi_{y0} / 3 = 10.0^2 \cdot 1.2774 \times 10^{-3} / 3 = 42.579 \times 10^{-3} = 42.579 \text{ (mm)}$$

(5)終局変位

$\delta_{ls2}$ : 耐震性能2の限界状態に相当する変位(道示V 式(10.3.7)により求める)

$\delta_{ls3}$ : 耐震性能3の限界状態に相当する変位(道示V 式(10.3.13)により求める)

$L_p$  : 塑性ヒンジ長(mm) = 686.45 (mm)

$D$  : 断面高さ = 2200 (mm)

$h$  : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 10000 (mm)

$\varphi_{y0}$ : 橋脚基部断面における初降伏曲率 =  $1.2774 \times 10^{-3}$  (1/m)

$\delta_{y0}$ : 橋脚の初降伏変位 = 42.58 (mm)

$M_{y0}$ : 橋脚基部断面における初降伏モーメント = 30.200 (MN-m)

$M_{ls2}$ : 耐震性能2の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント  
= 30.204 (MN-m) 耐震性能2

$M_{ls3}$ : 耐震性能3の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント  
= 30.205 (MN-m) 耐震性能3

1) 耐震性能2タイプII地震動

$$\delta_{ls2} = \delta_y + (\varphi_{ls2} - \varphi_y)L_p(h - L_p / 2) = 128.98 \text{ (mm)}$$

ここに

$$\begin{aligned} \varphi_{ls2} : \text{橋脚基部断面における耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率} \\ = 14.310 \times 10^{-3} \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

$\varphi_y$ : 橋脚基部断面における降伏曲率

$$= \left( \frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \right) \varphi_{y0} = 1.277487 \times 10^{-3} \text{ (1/m)}$$

$\delta_y$ : 橋脚の降伏変位

$$= \left( \frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \right) \delta_{y0} = 42.58 \text{ (mm)}$$

2) 耐震性能3タイプII地震動

$$\delta_{ls3} = \delta_y + (\varphi_{ls3} - \varphi_y)L_p(h - L_p / 2) = 165.90 \text{ (mm)}$$

ここに

$$\begin{aligned} \varphi_{ls3} : \text{橋脚基部断面における耐震性能3の限界状態に相当する許容曲率} \\ = 19.880 \times 10^{-3} \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

$\varphi_y$ : 橋脚基部断面における降伏曲率

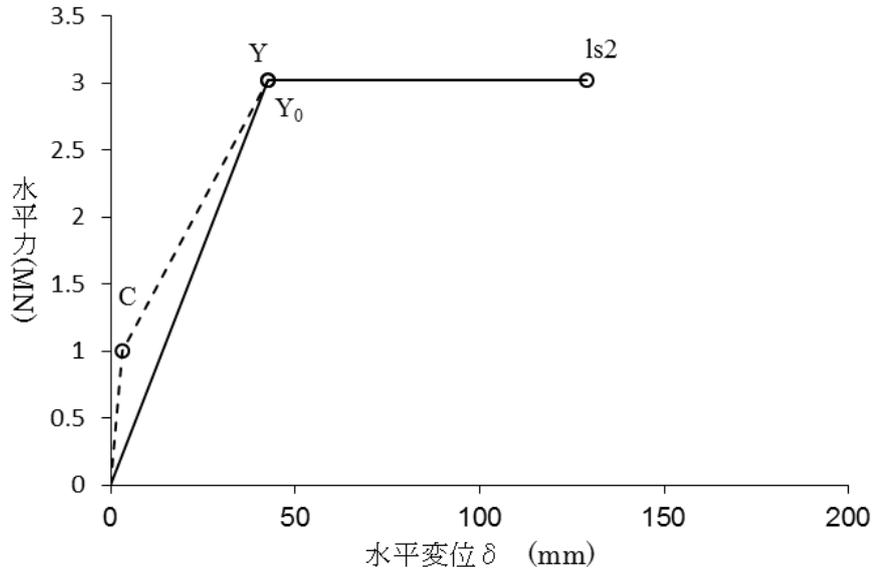
$$= \left( \frac{M_{ls3}}{M_{y0}} \right) \varphi_{y0} = 1.277542 \times 10^{-3} \text{ (1/m)}$$

$\delta_y$ : 橋脚の降伏変位

$$= \left( \frac{M_{ls3}}{M_{y0}} \right) \delta_{y0} = 42.58 \text{ (mm)}$$

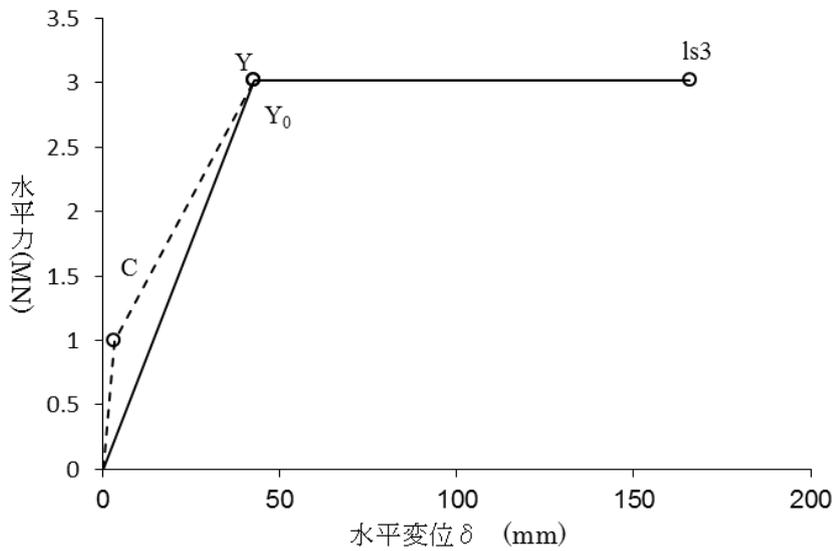
(6)水平力-水平変位の関係

1) 耐震性能2タイプII地震動



		水平力(MN)	変位(mm)
ひび割れ時	C	0.999	3.20
初降伏時	Y <sub>0</sub>	3.020	42.58
降伏時	Y	3.020	42.58
限界状態時	ls2	3.020	128.98

2) 耐震性能3タイプII地震動



		水平力(MN)	変位(mm)
ひび割れ時	C	0.999	3.20
初降伏時	Y <sub>0</sub>	3.020	42.58
降伏時	Y	3.020	42.58
限界状態時	ls3	3.020	165.90

### 3.1.3 せん断耐力

#### (1)破壊形態の判定に用いるせん断耐力

$P_s$  : せん断耐力 (MN)

$P_{so}$  : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めた、せん断耐力 (MN)

$S_c$  : コンクリートが負担するせん断耐力 (MN)

$S_{co}$  : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合のコンクリートが負担するせん断耐力 (MN)

$\sigma_{ck}$ : コンクリートの設計基準強度 = 21.0 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_c$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 = 0.330 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sy}$ : 帯鉄筋の降伏点強度 = 345.0 (N/mm<sup>2</sup>)

$h_p$  : 橋脚の高さ(基部から天端) = 10000 (mm)

$c_e$  : 有効高さdに関する補正係数 = 1.000

$c_{pt}$ : 引張主鉄筋比に関する補正係数 = 1.000

$p_t$  : 引張主鉄筋比(図心から引張側) = 0.334 (%)

$b$  : 部材断面幅 = 5000.0 (mm)

$d$  : 部材断面の有効高 = 2080.0 (mm)

$S_s$  : 帯鉄筋が負担するせん断耐力 = 3.162 (MN)

$d / 1.15 \leq h_p \rightarrow S_s = A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-6}$   $\sigma_{sy}$ の値の上限は345.0 (N/mm<sup>2</sup>)までとする

$d / 1.15 > h_p \rightarrow S_s = A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot h_p / a \times 10^{-6}$

$A_w$  : 帯鉄筋の総断面積 = 760.20 (mm<sup>2</sup>)

$a$  : // の部材軸方向の間隔 = 150 (mm)

#### 1) $P_{so}$

$$P_{so} = S_{co} + S_s = 6.594 \text{ (MN)}$$

$$S_{co} = c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 3.432 \text{ (MN)}$$

#### 2) 耐震性能2タイプII地震動

$$P_s = S_c + S_s = 5.908 \text{ (MN)}$$

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 2.746 \text{ (MN)}$$

ここに、

$$c_c: \text{正負交番作用による補正係数} = 0.8$$

#### 3) 耐震性能3タイプII地震動

$$P_s = S_c + S_s = 5.908 \text{ (MN)}$$

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 2.746 \text{ (MN)}$$

ここに、

$$c_c: \text{正負交番作用による補正係数} = 0.8$$

### 3.1.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

#### (1) 耐震性能2タイプⅡ地震動

$P_u \leq P_s$  より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$P_a = P_u = 3.020 \text{ (MN)}$$
$$\mu_{a2} = \frac{\delta_{ls2}}{\alpha_2 \cdot \delta_y} = 2.524$$

とする。

#### (2) 耐震性能3タイプⅡ地震動

$P_u \leq P_s$  より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$P_a = P_u = 3.020 \text{ (MN)}$$
$$\mu_{a3} = \frac{\delta_{ls3}}{\alpha_3 \cdot \delta_y} = 3.246$$

とする。

ここに、

$P_a$ : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力

$\mu_a$ : 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

$\alpha$ : 安全係数  $\alpha_2 = 1.2$   $\alpha_3 = 1.2$ (道示Vより)

#### ※破壊形態の判定について

$P_u \leq P_s$  : 曲げ破壊型

$P_s < P_u \leq P_{s0}$  : 曲げ損傷からせん断破壊移行型

$P_{s0} < P_u$  : せん断破壊型

#### ※地震時保有水平耐力 $P_a$ について

$P_a = P_u$  : 曲げ破壊型

$P_u$  : 曲げ損傷からせん断破壊移行型

$P_{s0}$  : せん断破壊型

#### ※鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率 $\mu_a$ について

$\mu_a = 1$  (せん断破壊型, 曲げ損傷からせん断破壊移行型)

$\delta_{ls}/(\alpha \cdot \delta_y)$  (曲げ破壊型)

### 3.1.5 作用荷重

#### (1)設計水平震度

$k_{hc}$ : 設計水平震度 ( $\geq 0.4 \cdot c_z$ )

$c_z$ : 地域別補正係数 = 1.00(A地域)

##### 1) 耐震性能2タイプII地震動

$$k_{hc} = c_s \cdot c_z \cdot k_{hco} = 0.870 \geq 0.4 \cdot c_z$$

ここに、

$$c_z \cdot k_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 1.75$$

$$c_s: 6.4.4 \text{に規定する構造物特性補正係数} = 1 / (\sqrt{2 \cdot \mu_{a2} - 1}) = 0.497$$

$$\mu_{a2}: \text{許容塑性率} = 2.524$$

##### 2) 耐震性能3タイプII地震動

$$k_{hc} = c_s \cdot c_z \cdot k_{hco} = 0.747 \geq 0.4 \cdot c_z$$

ここに、

$$c_z \cdot k_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 1.75$$

$$c_s: 6.4.4 \text{に規定する構造物特性補正係数} = 1 / (\sqrt{2 \cdot \mu_{a3} - 1}) = 0.427$$

$$\mu_{a3}: \text{許容塑性率} = 3.246$$

#### (2)等価重量

W: 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量

$W_p$ : 橋脚の重量  $W_p = 3.393$  (MN)

##### 1) 耐震性能2タイプII地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 8.027 \text{ (MN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 6.330 \text{ (MN)}$$

$$c_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5(\text{曲げ破壊型})$$

##### 2) 耐震性能3タイプII地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 8.027 \text{ (MN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 6.330 \text{ (MN)}$$

$$c_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5(\text{曲げ破壊型})$$

※等価重量算出係数 $c_p$ について

$$c_p = 0.5(\text{曲げ破壊型})$$

$$= 1.0(\text{せん断破壊型, 曲げ損傷からせん断破壊移行型})$$

### 3.1.6 水平耐力の照査

#### (1) 耐震性能2タイプII地震動

$$P_a = 3.020 < k_{hc} \times W = 6.981 \quad \text{なので、耐力は満足していない。}$$

ここに、

$$\begin{aligned} P_a &: \text{地震時保有水平耐力 (MN)} \\ k_{hc} &: \text{設計水平震度} = 0.870 \\ W &: \text{等価重量} = 8.027 \text{ (MN)} \end{aligned}$$

#### (2) 耐震性能3タイプII地震動

$$P_a = 3.020 < k_{hc} \times W = 5.993 \quad \text{なので、耐力は満足していない。}$$

ここに、

$$\begin{aligned} P_a &: \text{地震時保有水平耐力 (MN)} \\ k_{hc} &: \text{設計水平震度} = 0.747 \\ W &: \text{等価重量} = 8.027 \text{ (MN)} \end{aligned}$$

### 3.1.7 残留変位による判定(B種橋) (※オプション)

$$\delta_{Ra}: \text{橋脚の許容残留変位} = 100.00 \text{ (mm)}$$

$$c_R: \text{残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚なので} = 0.6$$

$$r: \text{橋脚の降伏剛性に対する2次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚なので} = 0.0$$

#### (1) 耐震性能2タイプII地震動

$\delta_R > \delta_{Ra}$  なので残留変異による照査を満足していない

$$\delta_R: \text{橋脚の残量変位} = C_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_y = 263.52 \text{ (mm)}$$

$$\mu_r: \text{橋脚の応答塑性率} = \frac{1}{2} \left\{ \left( C_z \cdot k_{hco} \cdot \frac{W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} = 11.314$$

$$\delta_y: \text{橋脚の降伏変位} = 42.58 \text{ (mm)}$$

なお耐震性能3に関しては残留変位による判定は実施しない