2011 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）

2011/11/28

学籍番号

氏名

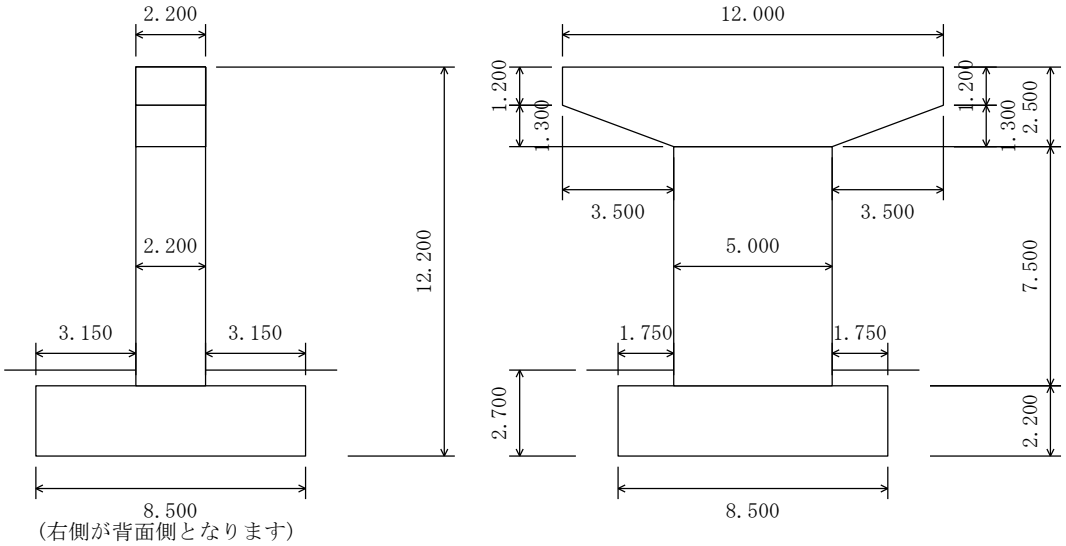
目次

1 章 設計条件 3
1.1 形状寸法 3
1.2 上部工反力 3
1.3 設計水平震度 3
1.4 単位重量他 3
1.5 柱 4
1.5.1 使用材料 4
1.5.2 鉄筋 4
1.6 柱躯体自重 5
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) 6
2.1 柱基部の断面力 6
2.2 柱基部断面の検討 6
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) 9
3.1 橋軸方向 9
3.1.1 結果一覧 9
3.1.2 水平耐力および水平変位 10
3.1.3 せん断耐力 15
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 16
3.1.5 作用荷重 17
3.1.6 水平耐力の照査 18
3.1.7 残留変位による判定(B 種橋)※オプション 18

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	0.85	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　γ_c　　24.50(kN/m^3)

1.5 柱

1.5.1 使用材料

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck}　21.0(N/mm^2)
コンクリートのヤング係数　E_c　23.5(kN/mm^2)
主鉄筋　SD295
帯鉄筋　SD295
鉄筋のヤング係数　E_s　200(kN/mm^2)

1.5.2 鉄筋

(1) 基部主鉄筋

引張側

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

圧縮側

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

右側面

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

左側面

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

※鉄筋量合計 69379.2mm^2

(2) 帯鉄筋

1) 横拘束筋、帯鉄筋

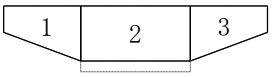
高さ間隔 s(mm)	横拘束筋の断面積 A_h(mm^2)	横拘束筋の有効長 d(mm)	帯張鉄筋の総断面積 A_w(mm^2)
150	126.70	952.0	760.20

2) せん断耐力算定条件

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_1(m)	右高さ H_2(m)	幅 B (m)	部材長 L(m)	体積 V(m^3)
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^3)	直角図心 X_g(m)	高さ図心 Y_g(m)	橋軸図心 Z_g(m)	V・X_g (m^4)	V・Y_g (m^4)	V・Z_g (m^4)
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_g,Y_g,Z_g)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_H = 7.500(m)

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

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

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

(2) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 B_{r1}(m)	直角下幅 B_{r2}(m)	橋軸上幅 B_{a1}(m)	橋軸下幅 B_{a2}(m)	柱高 H(m)	体積 V(m^3)
1	矩形柱	5.000	5.000	2.200	2.200	7.500	82.50000

No	体積 V(m^3)	直角図心 X_g(m)	高さ図心 Y_g(m)	橋軸図心 Z_g(m)	V・X_g (m^4)	V・Y_g (m^4)	V・Z_g (m^4)
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_g,Y_g,Z_g)は、柱基部の柱中心を(0,0,0)としたときの座標

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

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

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

(3) 重量合計

$\Sigma W =$ 3.39301(MN)

(4) 重心位置

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

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

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 躯体	7.100 3.393	1.583 0.848	10.000 5.830	15.825 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^2)
圧縮 引張	120 2080	D29 D29	39 39	25053.6 25053.6
		鉄筋量合計 ΣA_s =		50107.2

τa1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^2)
1 2	左側方 右側方	D29 D29	7.5 7.5	4818.0 4818.0
		鉄筋量合計	ΣAss =	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' 曲げモーメント M せん断力 S		MN MN-m MN	10.493 20.771 2.431
部材断面幅 B 断面高 H 有効高 d		mm mm	5000 2200 2080
圧縮縁～中立軸 x		mm	692
曲げモーメントに対する照査	圧縮応力度 σ_c 引張応力度 σ_s	N/mm^2 N/mm^2	8.15 245.36
	許容圧縮応力度σ_{ca}の基準値 許容引張応力度σ_{sa}の基準値	N/mm^2 N/mm^2	7.0 180
	許容応力度の割増し係数 α 許容圧縮応力度 σ_{ca} 許容引張応力度 σ_{sa}	－ N/mm^2 N/mm^2	1.5 10.50 270.00
	判定		$\sigma_c \leqq \sigma_{ca}$ OK $\sigma_s \leqq \sigma_{sa}$ OK
せん断力に対する照査	平均せん断応力度 τ_m＝S/(B・d)	N/mm^2	0.234
	許容せん断応力度τ_{a1}の基準値 許容せん断応力度τ_{a2}の基準値	N/mm^2 N/mm^2	0.22 1.6
	許容せん断応力度の補正係数 c_e ※ c_{pt} c_N	－ － －	0.838 1.034 1.000
	許容応力度の割増し係数 α 許容せん断応力度 τ_{a1} 許容せん断応力度 τ_{a2}	－ N/mm^2 N/mm^2	1.5 0.286 2.400
	判定		$\tau_m \leqq \tau_{a1}$ OK

※許容せん断応力度τa1 =α・ce・cpt・cN・[τa1の基準値]
　許容せん断応力度τa2 =α・[τa2の基準値]

(2)最小・最大鉄筋量の照査（※オプション[Ⅳ7.3]）

				橋軸方向
最小鉄筋の量照査	曲げを受ける部材	ひびわれモーメント M_c 終局モーメント M_u 1.7M	MN-m MN-m MN-m	11.817 29.025 35.744
		判定		$M_c \leqq M_u$ OK
	軸方向力を受ける部材	A' 0.008A' 全鉄筋量ΣA_s	mm^2 mm^2 mm^2	1007974.1 8063.8 69379.2
		判定		$0.008A' \leqq \Sigma A_s$ OK
	ひび割れ防止	mあたり500mm^2の鉄筋量 As* 全鉄筋量 ΣAs	mm^2 mm^2	7200.0 69379.2
		判定		$A_s^* \leqq \Sigma A_s$ 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} 終局モーメント M_u	MN-m MN-m	26.105 29.025
		判定		My0≦Mu OK
	軸方向力を受ける部材	部材断面積 A 0.06A 全鉄筋量 ΣA_s	mm^2 mm^2 mm^2	11000000.0 660000.0 69379.2
		判定		$0.06A \geqq \Sigma A_s$ 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

τ_{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

τ_{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，

$\varepsilon'_c = \sigma'_c / E_c = 8.15/(2.35 \times 10^4) = 0.0003468$

$\varepsilon_s = \sigma_s / E_s = 245.36/(15 \cdot E_c) = 0.0006961$

より

$x = 692(mm)$

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	レベル2 タイプI	レベル2 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) 破壊形態 終局水平耐力 P_u (MN) せん断耐力 P_{s0} (MN) せん断耐力 P_s (MN)	2.903 曲げ破壊型 2.903 5.678 4.488	2.903 曲げ破壊型 2.903 5.678 5.083
k_{hc}・W (MN) 設計水平震度 k_{hc} 構造物特性補正係数 許容塑性率 μ_a c_z・k_{hco} 等価重量 W (MN)	3.451 0.43 0.506 2.453 0.85 8.027 0.5	4.575 0.57 0.324 5.265 1.75 8.027 0.5
P_a / k_{hc}・W	0.841	0.634
水平耐力に対する判定	$P_a < k_{hc}$・W NG	$P_a < k_{hc}$・W NG

許容残留変位 δ_{Ra} (mm) 慣性力作用位置 h (m)	100.00 10.000	100.00 10.000
残留変位 δ_R (mm) 残留変位補正係数 c_R 最大応答塑性率 μr 降伏剛性に対する2次剛性の比 r 降伏変位 δ_y (mm)	38.76 0.6 3.263 0.0 28.55	191.98 0.6 12.205 0.0 28.55
残留変位に対する判定	$\delta_R \leqq \delta_{Ra}$ OK	$\delta_R > \delta_{Ra}$NG

変位

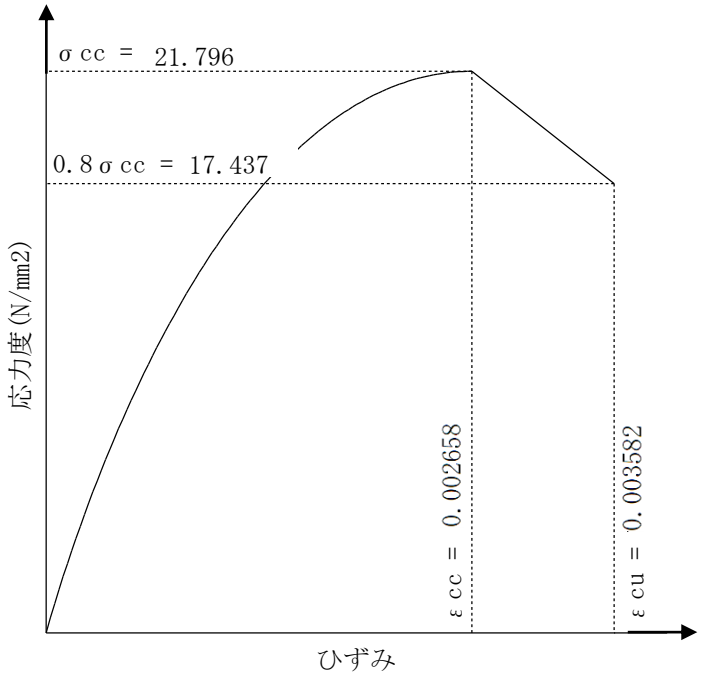
降伏変位 δ_y(mm) 終局変位 δ_u(mm)	28.55 153.03	28.55 211.23

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	(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	ρ_s	=	0.00354902	
横拘束筋の降伏点強度	σ_{sy}	=	295.0	(N/mm^2)
コンクリートの設計基準強度	σ_{ck}	=	21.0	(N/mm^2)
コンクリートのヤング係数	E_c	=	23500	(N/mm^2)
下降勾配	E_{des}	=	4717.655	(N/mm^2)
断面補正係数	α	=	0.20, β = 0.40 (∵矩形)	
最大圧縮応力時ひずみ	ε_{cc}	=	0.00265809	
帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度	σ_{cc}	=	21.796	(N/mm^2)
	n	=	1.53592336	
終局ひずみ	ε_{cu}	=	0.00358209	

ただし、タイプIの地震動では　ε_{cu} = ε_{cc}　とする。



※ρ_s = 4・A_h / (s・d) ≦ 0.018

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

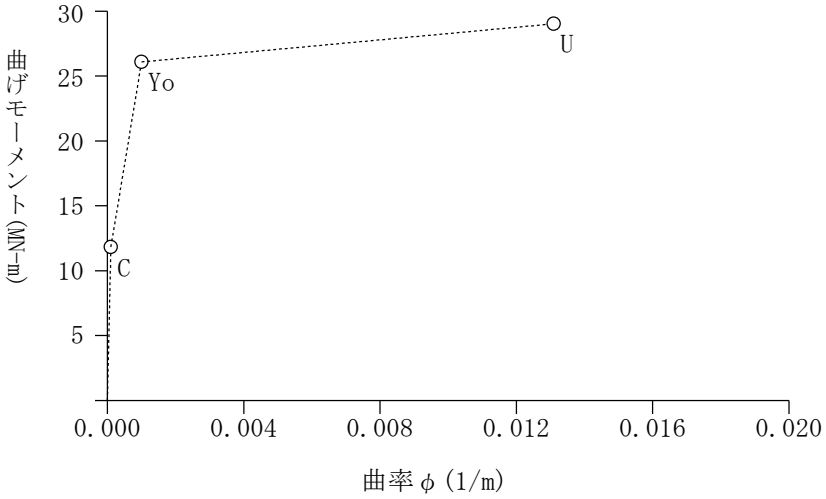
$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \cdot \beta \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy} / \sigma_{ck}$

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

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

(2)柱基部の曲げモーメント～曲率関係

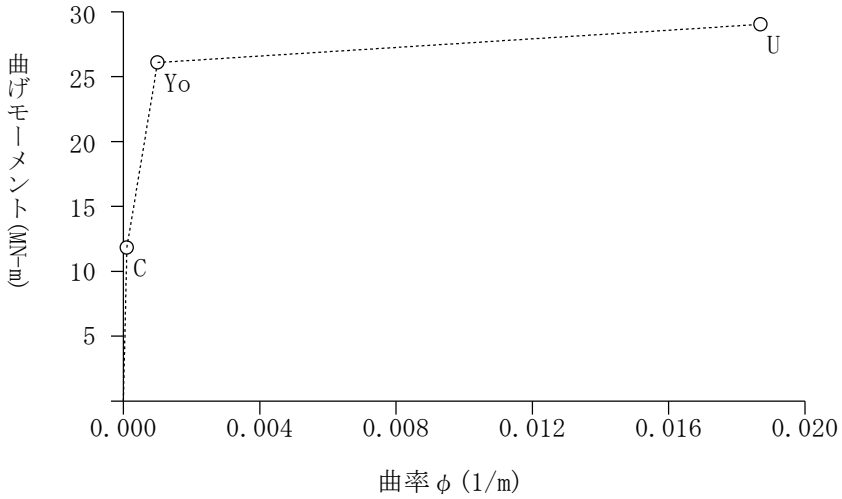
1)タイプI地震動



		モーメント(MN-m)	曲率 (1/m)
ひび割れ時	C	11.817	0.00010275
初降伏時	Yo	26.105	0.00100762
終局時	U	29.025	0.01309515

軸力N'＝10.4930 (MN)

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	11.817	0.00010275
初降伏時	Yo	26.105	0.00100762
終局時	U	29.031	0.01869345

軸力N'＝10.4930 (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　$P_c = M_c / h = 1.182$ (MN)

・初降伏時水平耐力　$P_{y0} = M_{y0} / h = 2.611$ (MN)

・終局水平耐力　$P_u = M_u / h = 2.903$ (MN) タイプI 地震動

2.903 (MN) タイプII地震動

(4)ひび割れ変位、初降伏変位

$\delta_c = \int \varphi_c \cdot ydy = \Sigma(\varphi_{ci} \cdot y_i + \varphi_{ci-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2\times10^3 = 3.37$ (mm)

$\delta_{y0} = \int \varphi_{y0} \cdot ydy = \Sigma(\varphi_{y0i} \cdot y_i + \varphi_{y0i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2\times10^3 = 25.68$ (mm)

ここに、

δ_c ：ひび割れ変位

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

δ_{y0}：初降伏変位

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力Py0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

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

φ_{y0i}：慣性力作用位置に初降伏水平力Py0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）

$\delta_c = P_c \cdot h^3 / (3 \cdot E_c \cdot I)$

$= h^2 \cdot \varphi_c / 3$

・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.

$\delta_c = h^2 \cdot \varphi_c / 3 = 10.0^2 \cdot 0.00010275/3 = 3.425\times10^{-3} = 3.43$ (mm)

$\delta_{y0} = h^2 \cdot \varphi_{y0} / 3 = 10.0^2 \cdot 0.00100762/3 = 33.587\times10^{-3} = 33.59$ (mm)

(5)終局変位

δ_u : 終局変位(道示V 式(10.3.5)により求める)

L_p : 塑性ヒンジ長(mm) = 0.2h - 0.1D ≦0.5D かつ ≧0.1D

= 1100.00 (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)

φ_{yo}: 橋脚基部断面における初降伏曲率 = 0.00100762 (1/m)

δ_{yo}: 橋脚の初降伏変位 = 25.68 (mm)

M_{yo} : 橋脚基部断面における初降伏モーメント = 26.105 (MN-m)

M_u : 橋脚基部断面における終局モーメント = 29.025 (MN-m) タイプI 地震動

29.031 (MN-m) タイプII地震動

1)タイプI地震動

$\delta_u = \delta_y + (\varphi_u - \varphi_y)L_p(h - L_p / 2) =$ 153.03 (mm)

ここに

φu : 橋脚基部断面における終局曲率 = 0.01309515 (1/m)

φy : 橋脚基部断面における降伏曲率

$$= \left(\frac{Mu}{Myo}\right)\phi yo = 0.00112030 \ (1/m)$$

δy : 橋脚の降伏変位 $= \left(\frac{Mu}{Myo}\right)\delta yo =$ 28.55 (mm)

2)タイプII地震動

$\delta_u = \delta_y + (\varphi_u - \varphi_y)L_p(h - L_p / 2) =$ 211.23 (mm)

ここに

φu : 橋脚基部断面における終局曲率 = 0.01869345 (1/m)

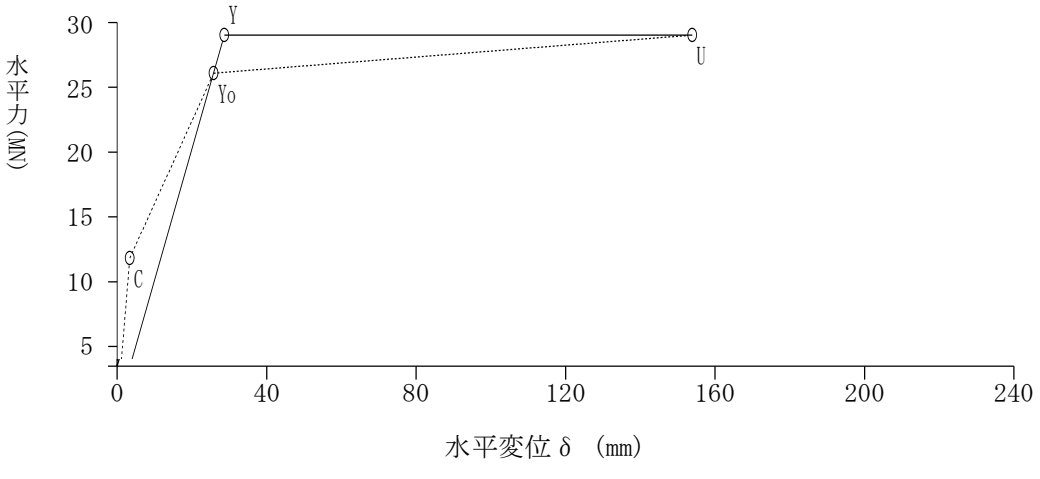
φy : 橋脚基部断面における降伏曲率

$$= \left(\frac{Mu}{Myo}\right)\phi yo = 0.00112053 \ (1/m)$$

δy : 橋脚の降伏変位 $= \left(\frac{Mu}{Myo}\right)\delta yo =$ 28.55 (mm)

(6)水平力－水平変位の関係

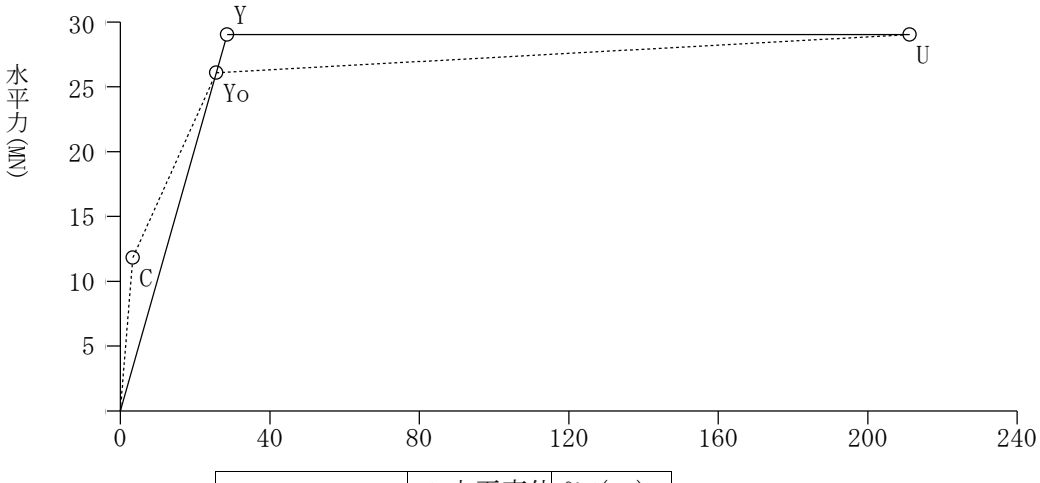
1)タイプI地震動



水平変位δ (mm)

		水平力(MN)	変位(mm)
ひび割れ時	C	1.182	3.37
初降伏時	Yo	2.611	25.68
降伏時	Y	2.903	28.55
終局時	U	2.903	153.03

2)タイプII地震動



		水平力(MN)	変位(mm)
ひび割れ時	C	1.182	3.37
初降伏時	Yo	2.611	25.68
降伏時	Y	2.903	28.55
終局時	U	2.903	211.23

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)

σ_{ck}: コンクリートの設計基準強度	=	21.0	(N/mm^2)
τ_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^2)
σ_{sy}: 帯鉄筋の降伏点強度	=	295.0	(N/mm^2)
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	=	0.838	
c_{pt}：引張主鉄筋比に関する補正係数	=	1.034	
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	=	2.704	(MN)

$d / 1.15 \leqq hp \rightarrow Ss = Aw \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3}$

$d / 1.15 > hp \rightarrow Ss = Aw \cdot \sigma_{sy} \cdot h_p / a \times 10^{-3}$

A_w ：帯鉄筋の総断面積	=	760.20	(mm^2)
a ： 〃 の部材軸方向の間隔	=	150	(mm)

1)P_{so}

$P_{so} = S_{co} + S_s$ = 5.678 (MN)

$S_{co} = c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 2.974 (MN)

2)タイプI地震動

$P_s = S_c + S_s$ = 4.488 (MN)

$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 1.784 (MN)

ここに、

c_c: 正負交番作用による補正係数 = 0.6

3)タイプII地震動

$P_s = S_c + S_s$ = 5.083 (MN)

$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 2.379 (MN)

ここに、

c_c: 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)タイプI地震動

$P_u \leqq P_s$　より　　曲げ破壊型　となる。よって、

$P_a = P_u =$　　2.903 (MN)

$$\mu a = 1 + \frac{\delta u - \delta y}{\alpha \cdot \delta y} = 2.453$$

とする。

(2)タイプII地震動

$P_u \leqq P_s$　より　　曲げ破壊型　となる。よって、

$P_a = P_u =$　　2.903 (MN)

$$\mu a = 1 + \frac{\delta u - \delta y}{\alpha \cdot \delta y} = 5.265$$

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

μ_a: 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

α : 安全係数　タイプI = 3.0　タイプII = 1.5(道示V 表-10.2.1より)

※破壊形態の判定について

$P_u \leqq P_s$　：曲げ破壊型

$P_s < P_u \leqq P_{s0}$　：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Pa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μ_aについて

μ_a　＝　1　　(せん断破壊型，曲げ損傷からせん断破壊移行型)

$1+(\delta_u-\delta_y)/(\alpha \cdot \delta_y)$ (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（≧0.4・c_z）

c_z : 地域別補正係数 = 1.00(A地域)

1)タイプI地震動

$k_{hc} = c_s \cdot c_z \cdot k_{hco} = 0.43 \geqq 0.4 \cdot c_z$

ここに、

$c_z \cdot k_{hco}$: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値 = 0.8500

c_s : 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 = 1 / (√(2・μ_a - 1)) = 0.506

μ_a : 許容塑性率 = 2.453

2)タイプII地震動

$k_{hc} = c_s \cdot c_z \cdot k_{hco} = 0.573 \geqq 0.4 \cdot cz$

ここに、

$c_z \cdot k_{hco}$: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値 = 1.7500

c_s : 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 = 1 / (√(2・μ_a - 1)) = 0.324

μ_a : 許容塑性率 = 5.265

(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)タイプI地震動

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

ここに、

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

c_p: 等価重量算出係数 = 0.5(曲げ破壊型)

2)タイプII地震動

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

ここに、

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

c_p: 等価重量算出係数 = 0.5(曲げ破壊型)

※等価重量算出係数cpについて

c_p = 0.5(曲げ破壊型)

= 1.0(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)タイプI地震動

P_a = 2.903 < k_{hc}×W = 3.451 なので、耐力は満足していない。

ここに、

P_a ： 地震時保有水平耐力 (MN)

k_{hc} ： 設計水平震度 = 0.43

W ： 等価重量 = 8.027 (MN)

(2)タイプII地震動

P_a = 2.903 < k_{hc}×W = 4.575 なので、耐力は満足していない。

ここに、

P_a ： 地震時保有水平耐力 (MN)

k_{hc} ： 設計水平震度 = 0.57

W ： 等価重量 = 8.027 (MN)

3.1.7 残留変位による判定(B種橋)（※オプション）

δ_{Ra}: 橋脚の許容残留変位 = 100.00 (mm)

c_R ：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 ：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)タイプI地震動

$\delta_R \leqq \delta_{Ra}$ なので残留変位による照査を満足している。

ここに、

δ_R： 橋脚の残留変位 $= c_R(\mu r - 1)(1 - r)\delta y$ = 38.76 (mm)

μr: 橋脚の応答塑性率 $= \frac{1}{2}\left\{\left(cz \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa}\right)^2 + 1\right\}$ = 3.263

δy: 橋脚の降伏変位 = 28.55 (mm)

(2)タイプII地震動

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

ここに、

δ_R： 橋脚の残留変位 $= c_R(\mu r - 1)(1 - r)\delta y$ = 191.98 (mm)

μr: 橋脚の応答塑性率 $= \frac{1}{2}\left\{\left(cz \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa}\right)^2 + 1\right\}$ = 12.205

δy: 橋脚の降伏変位 = 28.55 (mm)