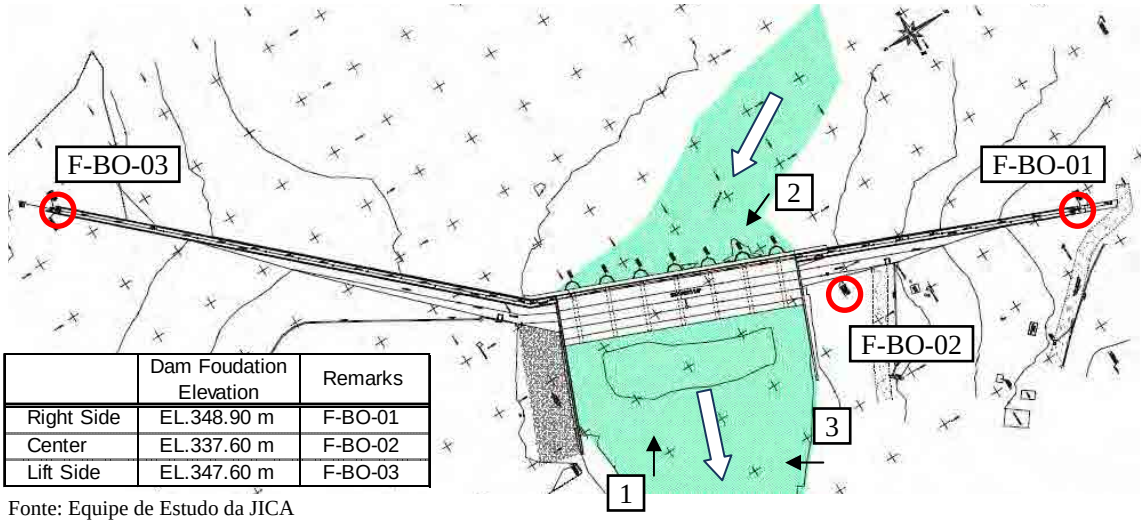
CAPÍTULO 5 SOBRE-ELEVAÇÃO DAS BARRAGENS

5.1 Estudo de viabilidade da barragem Oeste

5.1.1 Levantamentos de Campo

O levantamento topográfico foi realizado para confirmar as principais dimensões estruturais de ambas as barragens, o que era necessário para o estudo de viabilidade do projeto de sobre-elevação das barragens. Além disso, também foi realizado o levantamento geológico para estimar o perfil das fundações das barragens. O levantamento geológico foi realizado em três (3) locais na barragem Oeste.



	Dam Foudation Elevation	Remarks
Right Side	EL.348.90 m	F-BO-01
Center	EL.337.60 m	F-BO-02
Lift Side	EL.347.60 m	F-BO-03

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.1 Mapa de Localização

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

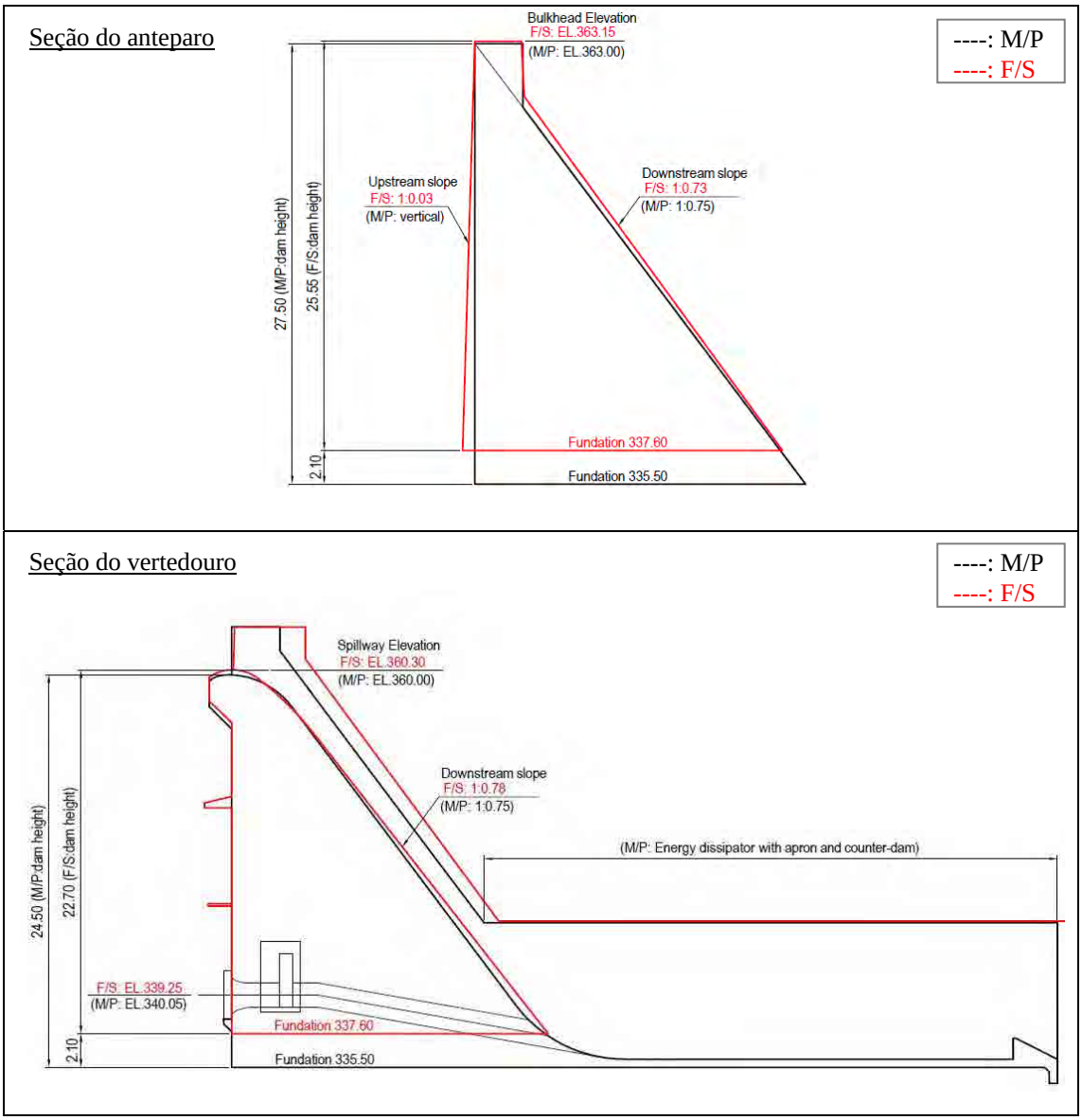
Foto do Local da Barragem Oeste

(1) Topologia

O resultado do levantamento, a forma da barragem, é mostrado na Figura 5.1.2 abaixo. As principais diferenças entre os resultados do levantamento na fase do estudo de viabilidade e as dimensões na fase do plano diretor são resumidas a seguir. Na fase do plano diretor, as dimensões da estrutura foram determinadas com base em um desenho antigo, que estava difícil de ler, e em observações de campo.

Tabela 5.1.1 Características Marcantes

	Dados levantados na Fase do Estudo de Viabilidade	Dados de referência na fase do Plano Diretor	Diferença
Cota de elevação de não-transbordamento (Cota do Vertedouro)	363,15 (360,30)	363,00 (360,00)	+0,15 (+0,30)
Cota de Elevação da Fundação	337,60	335,50	+2,10
Declividade à montante	1:0,73 (1:0,78)	1:0,75 (1:0,75)	−0:0,02 (+0:0,03)
Declividade à jusante (Seção do Vertedouro)	1:0,03 (---)	--- (---)	+1:0,03 (---)
Dissipador de Energia	---	Dissipador de energia com proteção e contra-barragem	Sem Dissipador de Energia



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.2 Seção Típica

(2) Condições Geológicas

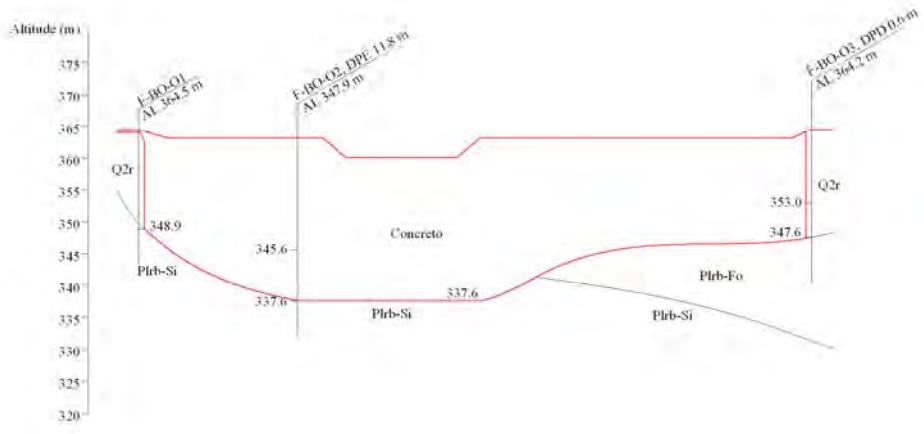
As propriedades geológicas das fundações da barragem Oeste são detalhadas no Anexo C. A Tabela à direita mostra as condições geológicas.

Tabela 5.1.2 – Condição Geológica

Força Compressiva Não-confinada (MN/m^2)	30
Ângulo de Atrito Interno (graus)	38
Força de Cisalhamento (MN/m^2)	1

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

A elevação da fundação da barragem Oeste foi estimada a seguir, embora a fundação tenha sido considerada plana: 335,50 m na fase do plano diretor.



Fonte Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.3 Nível da Fundação

5.1.2 Conceito do Projeto Básico

(1) Critérios

Os seguintes critérios e normas de projeto foram aplicados. O projeto de viabilidade foi realizado principalmente com base na norma brasileira, apoiada por outras normas.

i) CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS Outubro/2003

ii) Normas para Instalações Fluviais e de Proteção contra Deslizamentos de Terra preparadas pelo Ministério da Construção Japonês/1997.

iii) Projeto de Pequenas Barragens em uma Publicação Técnica sobre Recursos Hídricos, EUA/1987

(2) Condição de Carga

De acordo com os critérios, a estabilidade da barragem é calculada conforme as quatro (4) condições de carga apresentadas a seguir:

Tabela 5.1.3 Condições de carga

Condição de Carga	Obs.
CCN: Condição de Carregamento Normal	Água normal
CCE: Condição de Carregamento Excepcional	Nível máximo de cheia
CCL: Condição de Carregamento Limite	Água de cheia + Movimento sísmico
CCC: Condição de Carregamento de Construção	Construção (sem água)

Fonte: CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS Outubro/2003

(3) Condições de estabilidade

Os fatores de segurança para a análise da estabilidade variam de acordo com as condições de carga, como apresentado a seguir.

Tabela 5.1.4 Fatores de segurança para as condições de carga

Condição de Carga		CCN	CCE	CCL	CCC
FSF (Flutuação)		1,3	1,1	1,1	1,2
FST (Tombamento)		3,0	2,0	1,5	1,3
FSD (Deslizamento)	c	3,0	1,5	1,3	2.0
	φ	1,5	1,1	1,1	1.3
σ_t (capacidade de sustentação)		3,0	2,0	1,5	1,3

FSF = Fator de segurança à flutuação, FSD = Fator de segurança ao deslizamento
FST= Fator de segurança ao tombamento

Fonte: CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS Outubro/2003

1) Fórmula do cálculo da estabilidade

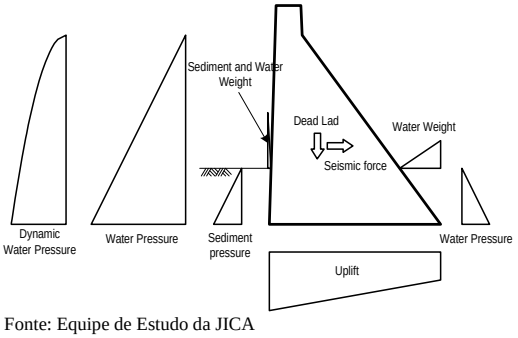
As quatro (4) equações de segurança são apresentadas a seguir.

Flutuação	$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	Deslizamento	$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} \geq 1.0$
Tombamento	$FST = \frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_t}$	Capacidade de sustentação	$e = \frac{L}{2} - \frac{M_e - M_t}{\Sigma V}$ $q_{(u,d)} = \frac{\Sigma V}{L} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L}\right)$

Fonte: CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS Outubro/2003

2) Combinação de cargas de projeto

Para o cálculo da estabilidade, as cargas consideradas são apresentadas na tabela a seguir.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figure 5.1.4 Load diagram

Tabela 5.1.5 Combinação de Cargas para a Análise da Estabilidade

Carga	**CCN**	**CCE**	**CCL**	**CCC**
1) Peso morto	Sim	Sim	Sim	Sim
2) Peso da água	Sim	Sim	Sim	—
3) Pressão dinâmica de terremoto	—	—	Sim	—
4) Força sísmica	—	—	Sim	—
5) Pressão da água	Sim	Sim	Sim	—
6) Pressão da subelevação	Sim	Sim	Sim	—
7) Peso dos sedimentos	Sim	Sim	Sim	—
8) Pressão dos sedimentos	Sim	Sim	Sim	—

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

5) Parâmetros de Projeto

Peso Morto/Peso da Água

O peso morto e o peso da água são estimados por unidade de peso. Em geral, o material selecionado é estimado, mas devido à falta de informações sobre o material, o cálculo da estabilidade foi feito utilizando os seguintes dados gerais.

Tabela 5.1.6 Peso Unitário

Item	Peso Unitário (kN/m^3)
Concreto	23,5
Água	10,0
Solo (peso sob a água)	8,5 (=17,5-9,0)

Fonte: CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS Outubro/2003

Pressão Dinâmica da Água

A pressão dinâmica da água que atua na estrutura se baseia na fórmula de Westergaard abaixo. .

Notas:

P_d : Pressão dinâmica da água (kN)
W_0 : peso unitário da água (kN/m^3)
K_h : Fator sísmico
H : Profundidade da água do reservatório no ponto base (m)
h : Profundidade da água do reservatório em qualquer ponto (m)
y_d : Altura do ponto trabalhado (m)

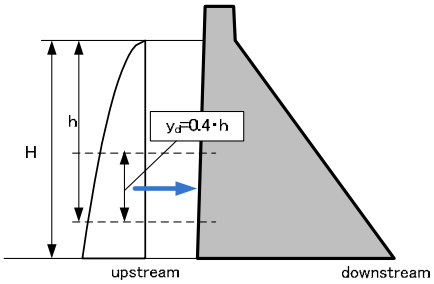


Figura 5.1.5 Diagrama de Pressão Dinâmica da Água

Fator sísmico

A força sísmica se baseia na fórmula apresentada a seguir.

$Fh = 0.05 \cdot P$ (Horizontal)

$Fv = 0.03 \cdot P$ (Vertical)

A força inercial que atua sobre a estrutura é calculada com base no coeficiente apresentado na Tabela 5.1.7.

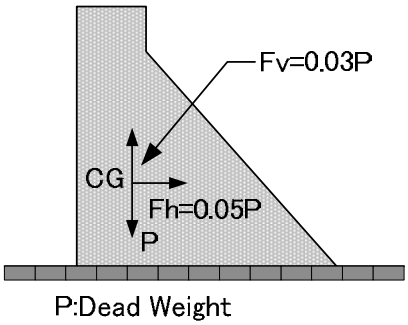


Figura 5.1.6 Diagrama do Fator Sísmico

Tabela 5.1.7 Fator Sísmico

	Módulo	Obs.
Direção horizontal	Fh = 0,05	
Direção vertical	Fv = - 0,03	Para cima

Pressão da Água

A pressão da água se baseia na fórmula apresentada a seguir.

$$P = W_0 \cdot h \; Y_w = \frac{1}{3} \cdot h$$

Onde,
P: Pressão da água (kN/m^2)
W_0: peso unitário da água
h: nível de água
Y_w: ponto de aplicação

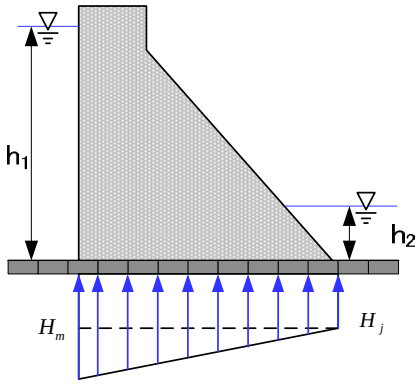


Figura 5.1.7 Diagrama do Fator Sísmico

Subelevação

A subelevação se baseia na fórmula a seguir.

$$H_m = h_2 + \frac{1}{3} \cdot (h_1 - h_2), \;\; H_j = h_2$$

Coeficiente de pressão dos sedimentos

A pressão dos sedimentos é determinada utilizando a fórmula de Rankine abaixo.

$$Ka = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{25}{2}\right) \fallingdotseq 0.4$$

$$Pe = \frac{1}{2} \cdot Ka \cdot \gamma \cdot h^2 \; (kN / m), \; ye = \frac{h}{3} (m)$$

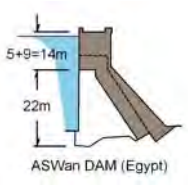
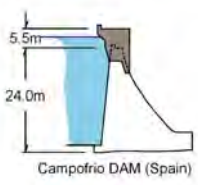
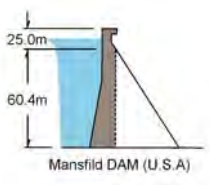
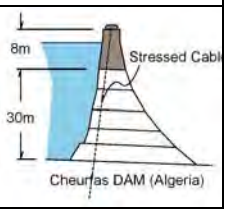
Notas:
Ângulo do atrito interno: 25 graus (argila mole)
Elevação do sedimento depositado: EL.338,50 (Entrada do Conduto)

(2) Reconsideração do método de sobre-elevação da barragem

1) Tipo de sobre-elevação da Barragem

Propõe-se a sobre-elevação da barragem Oeste em 2,0 m. A barragem Oeste é do tipo de concreto por gravidade que está comprovado ser mais fácil de sobre-elevar sem dificuldades.
O método de sobre-elevação da barragem de concreto por gravidade é mostrado na tabela a seguir. Os dois métodos típicos são a cobertura com concreto e a fixação com um cabo de ancoragem.

Tabela 5.1.8 Método de Sobre-elevação da Barragem de Concreto por Gravidade

	Método de Cobertura			**Método de Ancoragem**
	Nova Cobertura para a Barragem	Elevação da Crista da Barragem	Aumento da Espessura do Corpo da Barragem à Montante	Ancoragem
Perfil Esquemático				
Explicação	Colocação de concreto novo na face à jusante da barragem existente e formação de um corpo unificado da barragem com os concretos novo e antigo.	Colocação de concreto novo na crista da barraem e formação de um corpo unificado da barragem com os concretos novo e antigo.	Colocação de concreto novo na face à montante da barragem existente e formação de um corpo unificado da barragem com os concretos novo e antigo.	Colocação de concreto novo na crista da barragem e fixação na fundação da barragem à montante através de cabo protendido.

Avaliação	É obra efetiva para aumentar o peso morto e aumentar a estabilidade. Mesmo a altura da sobre-elevação é aplicada neste método É a obra padrão.	Sem aumentar o peso morto, é um método efetivo. Não é escolhido se a sobre-elevação for muito alta.	Quando a conexão do concreto novo com o concreto existente estiver em baixo da água, existe um ponto fraco. Não há muitas experiências deste tipo.	A durabilidade e a trabalhabilidade do cabo são complicadas. Não há muitas experiências deste tipo.

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

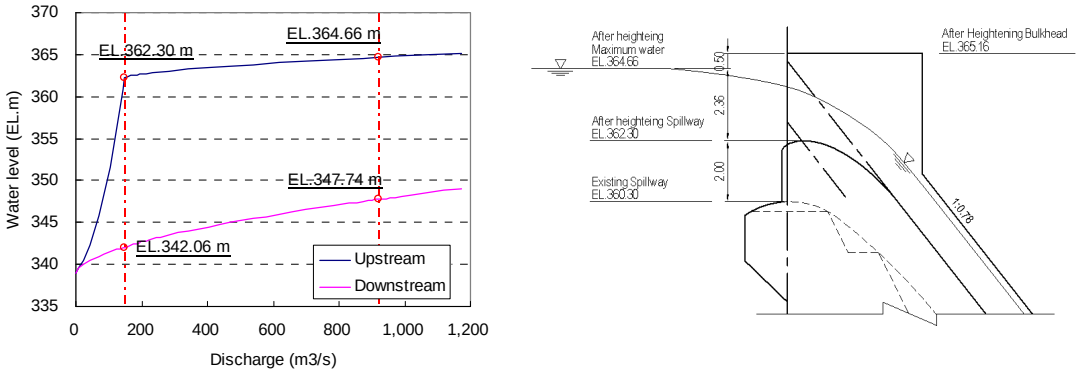
2) Seleção do método

A sobre-elevação da barragem Oeste é de apenas 2,0 m, sendo relativamente pequena. O método "Elevação da Crista da Barragem" na Tabela 5.1.9 foi o método selecionado para esta pequena quantidade e obra simples.

O método de "Nova Cobertura para a Barragem" é o método selecionado para o vertedouro uma vez que uma largura constante é necessária. A inclinação do novo concreto do lado à jusante é mais gradual do que a existente.

(3) Sobre-elevação da seção de não-transbordamento

A elevação da seção de não-transbordamento exige uma altura cujos critérios são o nível de água de projeto e uma borda livre de 0,5 m. Como mencionado na Tabela 5.1.9, a vazão de projeto da barragem Oeste é 920 m^3/s. Com o cálculo da equação hidráulica para o canal circular, o nível de água tem cota EL. 347,16 m à vazão de projeto. Portanto, a sobre-elevação de não-transbordamento será na cota EL. 347,16 m (EL. 346,66 m + 0,50 m).



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.8 Nível de Água à Montante e à Jusante

Tabela 5.1.9 Nível de Água à Montante e à Jusante

Upstream water level	Downstream water level	Discharge Q (m3/s)	Δ h (m)	Velocity V (m/s)	Conduit Q1 (m3/s)	Spillway Q2 (m3/s)	Total Σ Q (m3/s)
339.00	339.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0
339.55	339.50	7.0	0.05	0.56	6.99	0.0	7.0
340.46	340.00	22.3	0.46	1.80	22.28	0.0	22.3
342.31	340.50	44.0	1.81	3.56	44.01	0.0	44.0
345.77	341.00	71.5	4.77	5.78	71.47	0.0	71.5
351.66	341.50	104.3	10.16	8.43	104.26	0.0	104.3
360.88	342.00	142.1	18.88	11.49	142.15	0.0	142.1
362.30	342.06	147.2	20.24	11.90	147.19	0.0	147.2
362.45	342.20	159.3	20.25	11.90	147.22	12.1	159.3
362.51	342.30	167.8	20.21	11.89	147.08	20.8	167.8
362.56	342.40	176.4	20.16	11.88	146.92	29.5	176.4
362.61	342.50	185.0	20.11	11.86	146.74	38.2	185.0
362.67	342.60	194.5	20.07	11.85	146.56	47.9	194.5
362.71	342.70	204.0	20.01	11.83	146.37	57.7	204.0
362.76	342.80	213.6	19.96	11.82	146.17	67.4	213.6
362.84	343.00	232.6	19.84	11.78	145.75	86.9	232.6
363.05	343.50	285.0	19.55	11.69	144.66	140.4	285.0
363.24	344.00	342.2	19.24	11.60	143.53	198.6	342.2
363.43	344.50	404.0	18.93	11.51	142.37	261.6	404.0
363.62	345.00	470.5	18.62	11.41	141.19	329.3	470.5
363.81	345.50	541.7	18.31	11.32	140.00	401.7	541.7
364.00	346.00	617.7	18.00	11.22	138.80	478.9	617.7
364.19	346.50	698.3	17.69	11.12	137.59	560.7	698.3
364.38	347.00	783.7	17.38	11.03	136.38	647.4	783.7
364.57	347.50	874.0	17.07	10.93	135.16	738.8	874.0
364.66	347.74	920.0	16.92	10.88	134.57	785.4	920.0
364.76	348.00	969.0	16.76	10.83	133.94	835.1	969.0
364.95	348.50	1068.9	16.45	10.73	132.71	936.2	1068.9
365.15	349.00	1173.7	16.15	10.63	131.49	1042.2	1173.7

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

O nível de água de projeto foi calculado utilizando a fórmula abaixo.

O nível de água à montante é a vazão do conduto fechado

$$Q = A \cdot V$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Notes :

Q : *Discharge* (m^3 / s)

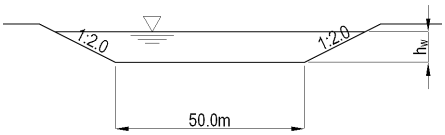
V : *Velocity* (m / s)

A : *Flow area* (m^2)

n : *Roughness modules* $(= 0.032)$

R : *Hydraulic radius* (m)

I : *Riverbed slope* $(= 1/5{,}000)$



O nível de água à jusante é a vazão do conduto fechado

$$Q = A \cdot V, V = \frac{Q}{A}, A = \frac{D^2 \cdot \pi}{4}$$

$$h_{in,out} = (1 + 0.5) \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

$$h_f = \frac{8 \cdot g \cdot n^2}{(D/4)^{1/3}} \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

$$H = h_{in,out} + h_f$$

Notes :

Q : *Discharge* (m^3 / s)

V : *Velocity* (m / s)

A : *Flow area* (m^2)

n : *Roughness modules* $(= 0.015)$

H : *All head loss* $(= h_{in,out} + h_f)$

$h_{in,out}$: *Inlet* $(= 0.5)$, *Outlet loss* $(= 1.0)$

h_f : *Friction head* (m)

2) Projeto Hidráulico

A tabela a seguir mostra a condição hidráulica para o cálculo da estabilidade.

Tabela 5.1.10 Nível de Água de Projeto

Condição de Carga		Nível de água À montante	Nível de água À jusante	Obs.
CCN		340,79	340,09	Q=28 m^3/s (Nível de água normal)
CCE	Existente	362,65	347,74	Q=920 m^3/s (Nível de água de cheia máximo)
	Após a sobre-elevação	364,66		
CCL	Existente	360,30	341,95	Q=139 m^3/s (Nível de água de cheia (topo do vertedouro))
	Após a sobre-elevação	362,30	342,06	Q=147 m^3/s (Nível de água de cheia (topo do vertedouro))
CCC		---	---	

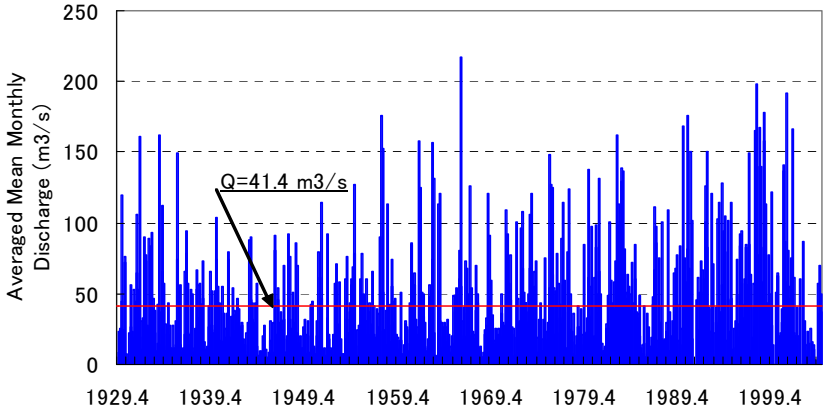
Fonte: Equipe de Estudo da JICA

3) Vazão de água normal

A vazão normal na barragem Oeste é calculada através das seguintes etapas: (1) a vazão média mensal em Taió por 75 anos, (2) o cálculo da vazão por unidade de área de captação, e (3) conversão para a área de captação apropriada. A vazão normal é 28,0 m^3/s na barragem Oeste.

$$Q_{normal} = \frac{C.A.(Oeste)}{C.A.(Taio)} \times Q_{A.M.at.Taio} = \frac{1042}{1575} \times 41.4 = 27.7 \approx 28.0(m^3/s)$$

A.C. (Oeste): Área de captação na barragem Oeste = 1.042 km^2
A.C. (Taió): Área de captação na cidade de Taió = 1.575 km^2
Vazão média mensal em Taió = Q=41,4 m^3/s



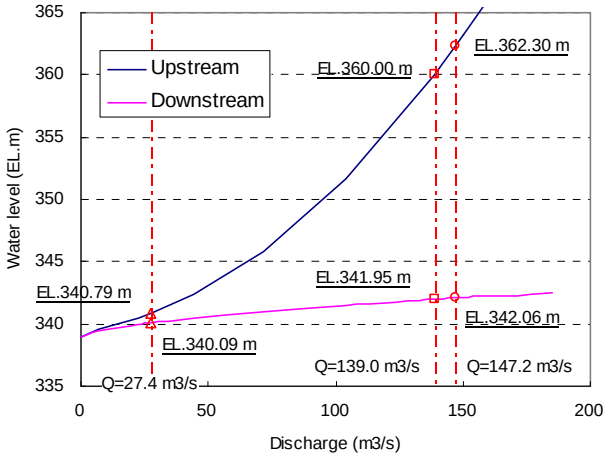
Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.9 Vazão Média Mensal (para 75 anos, na Cidade de Taió)

4) Nível de Água de Projeto

A tabela a seguir mostra a condição hidráulica para o cálculo da estabilidade.

Uma vez que o nível de água à jusante é alto o suficiente para influenciar a vazão de saída, o fluxo de vazão é calculado como sendo o fluxo do conduto fechado. A tabela a seguir resume cada condição hidráulica.



Upstream water level	Downstream water level	Δh (m)	Velocity V (m/s)	Conduit Q (m3/s)
339.00	339.00	0.00	0.00	0.00
339.55	339.50	0.05	0.56	6.99
340.46	340.00	0.46	1.80	22.28
340.79	340.09	0.70	2.21	27.40
342.31	340.50	1.81	3.56	44.01
345.77	341.00	4.77	5.78	71.47
351.66	341.50	10.16	8.43	104.26
360.00	341.95	18.05	11.24	138.99
360.88	342.00	18.88	11.49	142.15
362.30	342.06	20.24	11.90	147.19
363.21	342.10	21.11	12.15	150.32
365.73	342.20	23.53	12.83	158.69
368.43	342.30	26.13	13.52	167.26
371.34	342.40	28.94	14.23	176.02
374.46	342.50	31.96	14.95	184.97

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.10 Nível de Água à Montante e à Jusante

5.1.3 Projeto Estrutural

(1) Seção de Transbordamento após a Sobre-elevação

A forma da crista do vertedouro é aguda devido a atual forma. As dimensões de cada parte são projetadas com os dados a seguir com o parâmetro h_d: cabeceira do vertedouro.

$$x^{1.85} = 2H_d{}^{0.85} \cdot y \quad (y = \frac{x^{1.85}}{2H_d{}^{0.85}})$$

$$x = 1.096 \cdot H_d \cdot y^{1.176} \quad \text{(Fim da curva)}$$

$$x = 1.096 \cdot H_d \cdot \left(\frac{1}{0.78}\right)^{1.176} = 3.464$$

determinado 3,46 (m)

$$a = 0.282 \cdot H_d = 0.67$$

determinado 0,70 (m)

$$b = 0.175 \cdot H_d = 0.41$$

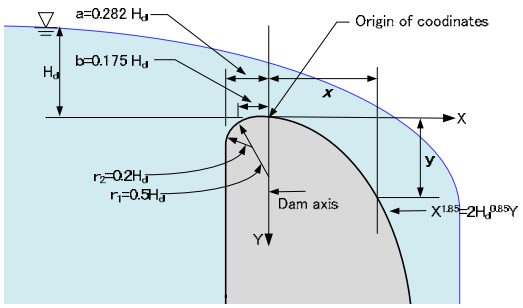
determinado 0,45 (m)

$$r_1 = 0.5 \cdot H_d = 1.18$$

determinado 1,20 (m)

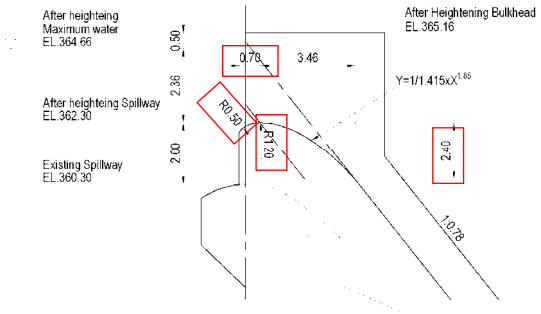
$$r_2 = 0.2 \cdot H_d = 0.47$$

determinado 0,50 (m)



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.11 Dimensões Padrão e Parâmetro de Fluxo



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.12 Determinação das Dimensões da Seção do Vertedouro

(2) Dissipador de Energia

Foi previsto um dissipador de energia na barragem Oeste. O dissipador de energia é geralmente instalado na saída do vertedouro para dissipar uma grande quantidade de energia da água que transborda do vertedouro. A elevação do vertedouro pode causar uma energia maior porque a parte superior do transbordamento se torna mais alta. Do ponto de vista hidráulico, foi proposta a instalação do dissipador. O dissipador proposto é do tipo bucket submerso.

Vazão de Projeto

A escala de projeto para o dissipador é o período de retorno de 100 anos. A vazão do período de retorno neste local é 690 m^3/s como mostrado na tabela a seguir.

Tabela 5.1.11 Vazão de 100 anos na barragem Oeste

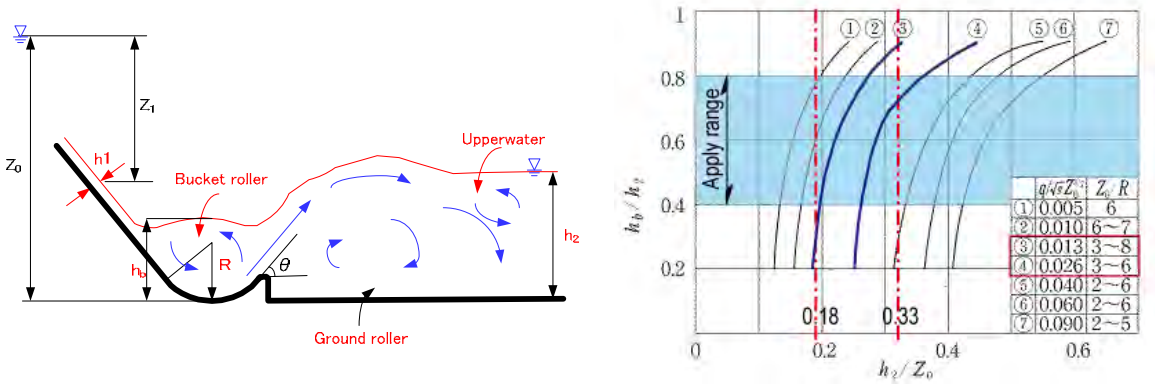
	Taió catchment area =	1570.13 km2
Barragem Oeste catchment area =		1042.00 km2
Füller equation :	Qti=Qt(1+2,66/(A**0,3))	

T(years)	Vazões Máximas (m^3/s)		Exponencial 2 Parâmetros
	Taió	Barragem Oeste	
	Daily Mean	Daily mean (Qt)	Instantaneous peak (Füller) Qti
5	436	289	385
10	504	334	445
25	590	392	521
50	654	434	577
100	717	476	633
500	864	573	763
1,000	927	615	818

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Resultado da Análise do Dissipador de Energia do Tipo Bucket

O raio da curva do bucket é projetado através do seguinte parâmetro e gráfico. O valor de h_2/z_0 está entre 0,18 e 0,33, portanto o raio do bucket tem 7 m para cobertura.



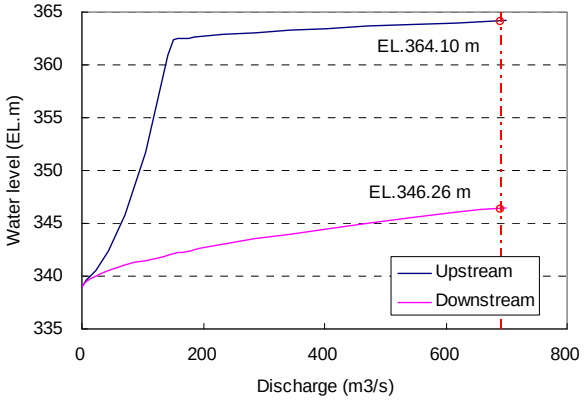
Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.13 Gráfico de Projeto e Dissipador de Energia do Tipo Bucket

Tabela 5.1.12 Resultado da Análise do Dissipador de Energia do Tipo Bucket

h_2/z_0	z_0/R	z_0	h_2	V (m/s)	Q_1 (m^3/s) Conduto	Q_2 (m^3/s) Vertedouro	ΣQ (m^3/s) Total	q ($m^3/s/m$)
0,18	3,53	24,70	4,46	11,90	147	0	147	1,5
0,19	3,55	24,70	4,57	11,90	147	11	159	1,6
0,19	3,56	24,70	4,66	11,89	147	20	167	1,7
0,19	3,57	24,70	4,75	11,88	147	29	176	1,8
0,20	3,57	24,70	4,84	11,86	147	38	185	1,8
0,21	3,61	24,70	5,28	11,78	146	87	233	2,3
0,23	3,64	24,70	5,73	11,69	145	140	285	2,9
0,25	3,66	24,70	6,16	11,60	144	199	342	3,4
0,27	3,69	24,70	6,60	11,51	142	262	404	4,0
0,28	3,72	24,70	7,02	11,41	141	329	471	4,7
0,30	3,74	24,70	7,44	11,32	140	402	542	5,4
0,32	3,77	24,70	7,86	11,22	139	479	618	6,2
0,33	3,79	24,70	8,08	13,61	168	522	690	6,9

Fonte: Equipe de Estudo da JICA



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.14 Nível de Água à Montante e à Jusante

A Elevação da Parede Divisória

$$h_v = 0.82 \cdot H_{\max} = 0.82 \times 2.36 = 1.935$$

$$h_w = \frac{n \cdot h_v}{\sqrt{1+n^2}} = \frac{0.78 \cdot 1.935}{\sqrt{1+0.78^2}} = 1.190$$

determinate 1.20 m

$$H_{\max} = 364.66 - 362.30 = 2.36$$

n:Downstream slop (=0.78)
h_v:Vertical height
h_w:Division wall height

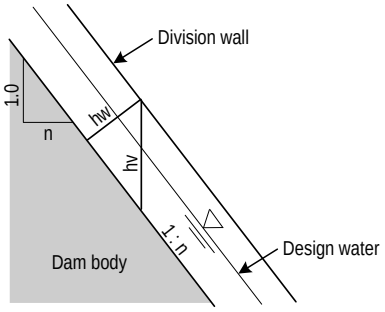


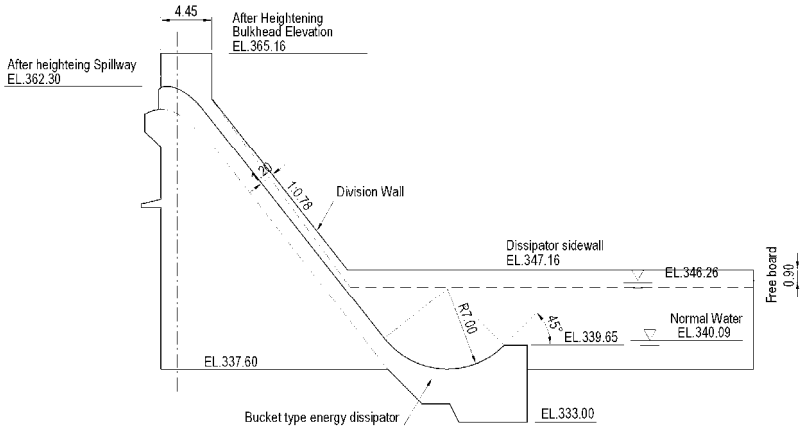
Figura 5.1.15 – Diagrama da Parede Divisória

A Elevação da Parede Lateral do Dissipador

A seguinte expressão empírica fornece valores que se provaram satisfatórios para a maioria das bacias:

$$Freeboard = 0.1 \cdot (\frac{v^2}{2 \cdot g} + d) = 0.1 \cdot [0.10 + (346.26 - 337.60)] = 0.876 \text{ ,} \qquad \text{determinado 0,90 (m)}$$

V=1,43 m/s (Q=690 m^3/s), d:profundidade da água



Elevação da parede lateral EL.347,16 m = 346,26 + 0,90

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.16 Determinação da Elevação do Dissipador de Energia do Tipo Bucket

5.1.4 Análise da estabilidade

(1) Sumário

Na condição atual, a segurança contra deslizamento/tombamento está satisfeita. Entretanto, no caso da sobre-elevação em 2,0 m, é necessária uma contra-medida na seção do vertedouro.

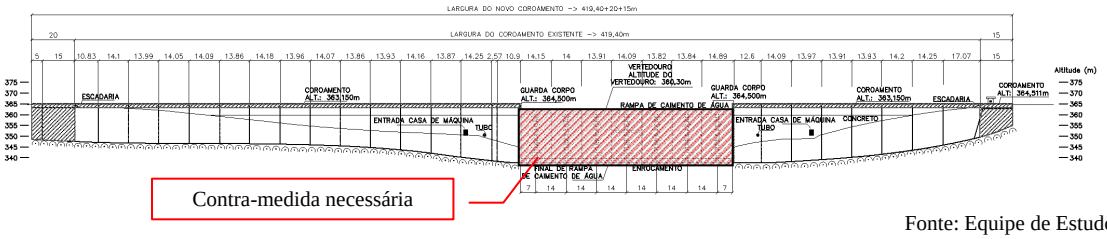
Tabela 5.1.13 Resultados da Análise de Estabilidade

	Seção de Não-transbordamento	Seção do Vertedouro
Existente	Satisfeita	Satisfeita
Caso de sobre-elevação	Satisfeita	Contra-medida necessária

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Contra-medidas na Seção do Vertedouro

O concreto de revestimento na inclinação à jusante foi proposto em toda a seção do vertedouro. A inclinação à jusante foi definida como sendo 1:0,78.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.17 Contra-medidas necessárias na seção do vertedouro

(2) Existente

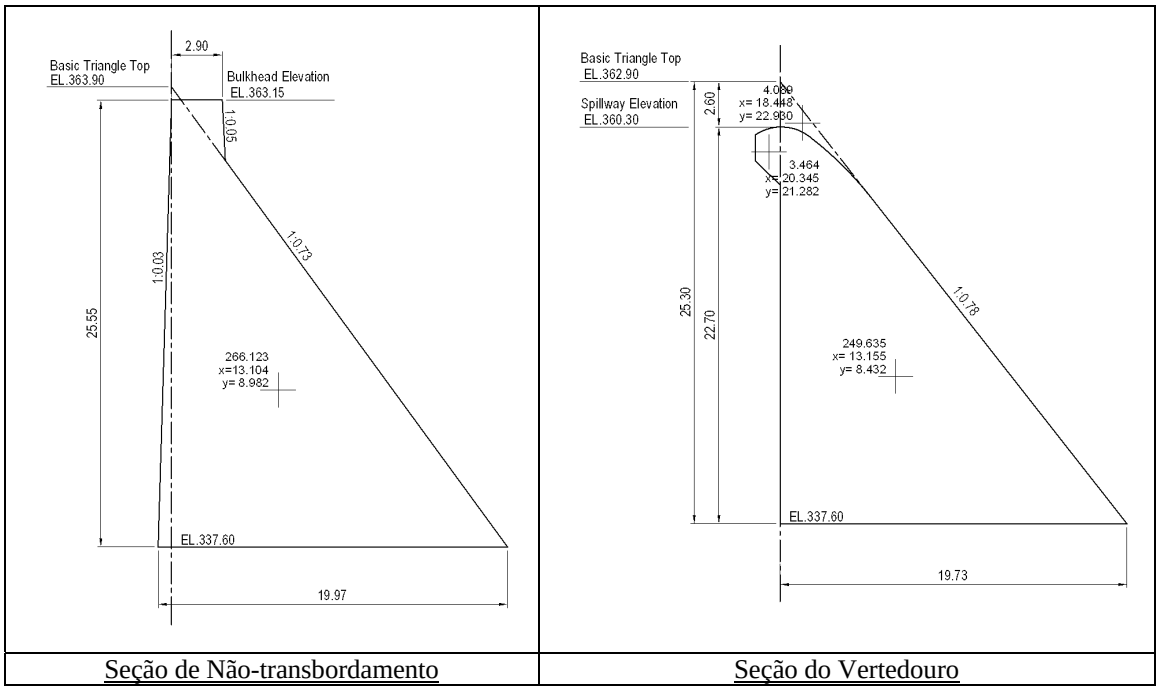
1) Condições de Projeto

A condição de projeto da análise de estabilidade da barragem Oeste é considerada a mostrada na tabela abaixo.

Tabela 5.1.14 Condição de Projeto da Barragem Existente

		Bulkhead section	Spillway section
Elevation of Top of Dam	EL.m	363.150	-----
Basic triangle Top Elevation	EL.m	363.900	362.900
Upstream Slope	1:n	0.030	-----
Downstream Slope	1:n	0.730	0.780
Upper surface of the downstream slope	1:n	0.030	-----
Dam base elevation	EL.m	337.600	337.600
Crest width of non-overflow section	m	2.900	-----
Reservoir sediment level	EL.m	338.500	←
Reservoir water level [CCN]	EL.m	340.790	←
[CCE]	EL.m	362.650	←
[CCL]	EL.m	360.300	←
Downstream water level [CCN]	EL.m	340.090	←
[CCE]	EL.m	347.740	←
[CCL]	EL.m	341.950	←
Unit weight of concrete dams	kN/m^3	23.5	←
Weight of sediment in the water	kN/m^3	8.5	←
Unit weight of water	kN/m^3	10.0	←
Seismic Coefficient: Horizontal (kh)	---	0.050	←
Seismic Coefficient: Vertical (kv)	---	0.030	←
Coefficient of earth pressure (Rankine coefficient of earth pressure)	---	0.40	←
Uplift pressure coefficient	---	1/3	←
Shear strength of foundation	kN/m^2	1,000.0	←
Friction angle of foundation	deg	38.00	←
Internal friction coefficient	---	0.78	←

Fonte: Equipe de Estudo da JICA



Seção de Não-transbordamento | Seção do Vertedouro

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.1.18 Seção Típica da Barragem Existente

2) Resultados

Tanto a Seção de Não-transbordamento quanto a Seção do Vertedouro estão satisfeitas em termos de Estabilidade.

A capacidade de sustentação está satisfeita uma vez que intensidade da força de compressão permitida da fundação de rocha, σa=10M/m^2(=30M/3,0), é maior que 0,58 M/m^2.

Seção de Não-transbordamento

Tabela 5.1.15 Resultado da Análise da Seção de Não-Transbordamento

	FSF	FST	FSD ≧ 1,0
[CCN]	12,06 > 1,30	2665,24 > 1,50	453,81 ≧ 1,0
[CCE]	2,67 > 1,10	2,37 > 1,20	6,21 ≧ 1,0
[CCL]	4,20 > 1,10	2,73 > 1,10	6,35 ≧ 1,0
[CCC]	∞ > 1,20	∞ > 1,30	∞ ≧ 1,0

	Montante (kN/m^2)	Jusante (kN/m^2)
[CCN]	577,22 ≤ 30M/3,0=10M	-0,73 ≥ -200
[CCE]	82,22 ≤ 30M/2,0=15M	338,51 ≥ -200
[CCL]	139,04 ≤ 30M/1,5=20M	334,87 ≥ -200
[CCC]	606,60 ≤ 30M/1,3=23M	19,63 ≥ -200

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Seção do Vertedouro

Tabela 5.1.16 Resultado da Análise da Seção do Vertedouro

	FSF	FST	FSD ≧ 1,0
[CCN]	11,42 > 1,30	2500,05 > 1,50	440,55 ≧ 1,0
[CCE]	2,51 > 1,10	2,12 > 1,20	6,03 ≧ 1,0
[CCL]	3,93 > 1,10	2,52 > 1,10	6,23 ≧ 1,0
[CCC]	∞ > 1,20	∞ > 1,30	∞ ≧ 1,0

	Montante (kN/m^2)	Jusante (kN/m^2)
[CCN]	564,36 ≤ 30M/3,0=10M	-20,98 ≥ -200
[CCE]	41,96 ≤ 30M/2,0=15M	339,25 ≥ -200
[CCL]	108,48 ≤ 30M/1,5=20M	326,10 ≥ -200
[CCC]	594,23 ≤ 30M/1,3=23M	-1,17 ≥ -200

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Nota:
Intensidade da força de compressão permissível da rocha

$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_k}{\sigma_t} = \frac{30MN/m^2}{3.0 \sim 1.3}$$

Intensidade da força de tensão permissível do concreto.

$$\sigma_{\min} = -\frac{\sigma_{ck}}{80} = -\frac{16}{80} = -0.2N/mm^2 = -200N/m^2$$

(3) Caso de sobre-elevação

1) Condições de Projeto

A condição da sobre-elevação é mostrada na tabela a seguir.

Tabela 5.1.17 Condição de Projeto da Sobre-Elevação da Barragem Oeste

		Bulkhead section	Spillway section
Elevation of Top of Dam	EL.m	365.160	-----
Basic triangle Top Elevation	EL.m	363.900	364.900
Upstream Slope	1:n	0.030	-----
Downstream Slope	1:n	0.730	0.780
Upper surface of the downstream slope	1:n	-----	-----
Dam base elevation	EL.m	337.600	337.600
Crest width of non-overflow section	m	2.900	-----
Reservoir sediment level	EL.m	338.500	←
Reservoir water level [CCN]	EL.m	340.790	←
[CCE]	EL.m	364.660	←
[CCL]	EL.m	362.300	←
Downstream water level [CCN]	EL.m	340.090	←
[CCE]	EL.m	347.740	←
[CCL]	EL.m	342.060	←
Unit weight of concrete dams	kN/m^3	23.5	←
Weight of sediment in the water	kN/m^3	8.5	←
Unit weight of water	kN/m^3	10.0	←
Seismic Coefficient: Horizontal (kh)	---	0.050	←
Seismic Coefficient: Vertical (kv)	---	0.030	←
Coefficient of earth pressure (Rankine coefficient of earth pressure)	---	0.40	←
Uplift pressure coefficient	---	1/3	←
Downstream cover thickness	m	-----	1.83
Concrete mat elevation (Top point)	EL.m	342.500	-----
Concrete mat length (Base point)	m	1.000	-----
Shear strength of foundation	kN/m^2	1,000.0	←
Friction angle of foundation	deg	38.00	←
Internal friction coefficient	---	0.78	←

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

2) Resultados

Análise da Estabilidade da Seção de Não-transbordamento

Todas as condições de estabilidade estão satisfeitas. A capacidade de sustentação necessária é suficientemente satisfeita (σ_a=10MN/m^2 σmax=0,61M N/m^2, 1 M=10^6).

Tabela 5.1.18 Análise do Resultado da Sobre-elevação (Barragem Oeste)

	FSF	FST	FSD ≧ 1,0
[CCN]	12,31 > 1,30	2762,40 > 1,50	457,06 ≧ 1,0
[CCE]	2,66 > 1,10	2,09 > 1,20	5,19 ≧ 1,0
[CCL]	4,06 > 1,10	2,26 > 1,10	5,44 ≧ 1,0
[CCC]	∞ > 1,20	∞ > 1,30	∞ ≧ 1,0

	Montante (kN/m^2)	Jusante (kN/m^2)
[CCN]	605,91 ≤ 30M/3,0=10M	-16,08 ≥ -200
[CCE]	83,05 ≤ 30M/2,0=15M	345,86 ≥ -200
[CCL]	82,22 ≤ 30M/1,5=20M	397,92 ≥ -200
[CCC]	628,91 ≤ 30M/1,3=23M	10,63 ≥ -200

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Análise da Estabilidade da Seção do Vertedouro

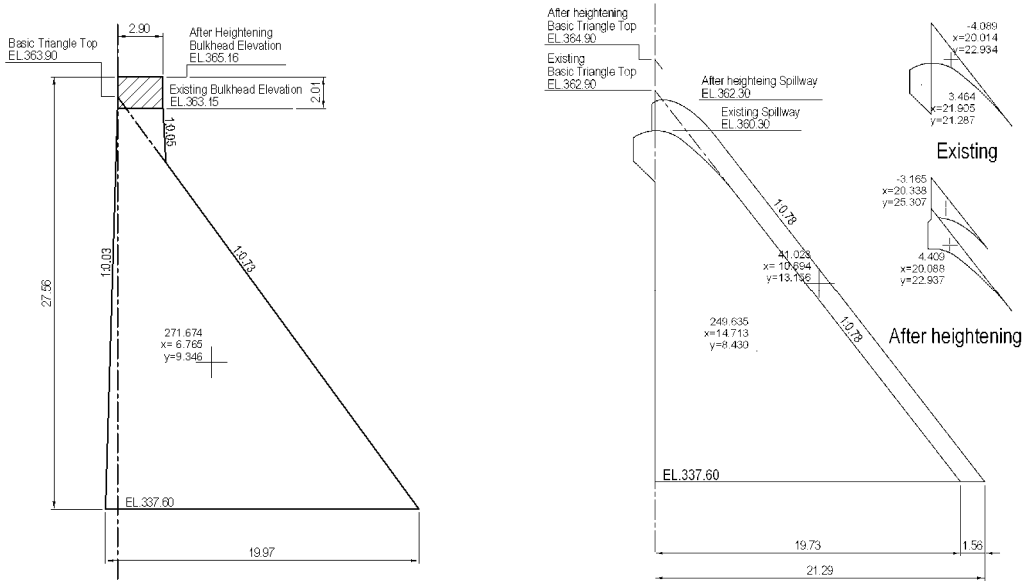
Todas as condições de estabilidade estão satisfeitas na condição de que a inclinação à jusante seja 1:0,78. A capacidade de sustentação necessária é suficientemente satisfeita (σ_a=10 M N/m^2 σmax=0,62 M N/m^2, 1 M=10^6).

Tabela 5.1.19 Resultados da Análise com a Contra-Medida

	FSF	FST	FSD ≧ 1,0
[CCN]	11,70 > 1,30	650,32 > 1,50	94,71 ≧ 1,0
[CCE]	2,63 > 1,10	1,67 > 1,20	4,16 ≧ 1,0
[CCL]	3,95 > 1,10	2,16 > 1,10	5,42 ≧ 1,0
[CCC]	59,31 > 1,20	1668,43 > 1,30	287,17 ≧ 1,0

	Montante (kN/m^2)	Jusante (kN/m^2)
[CCN]	615,46 ≤ 30M/3,0=10M	17,79 ≥ -200
[CCE]	7,63 ≤ 30M/2,0=15M	456,91 ≥ -200
[CCL]	111,00 ≤ 30M/1,5=20M	403,88 ≥ -200
[CCC]	583,51 ≤ 30M/1,3=23M	-0,44 ≥ -200

Fonte: Equipe de Estudo da JICA



Determinação da Seção de Não-transbordamento **Determinação da Seção do Vertedouro**

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

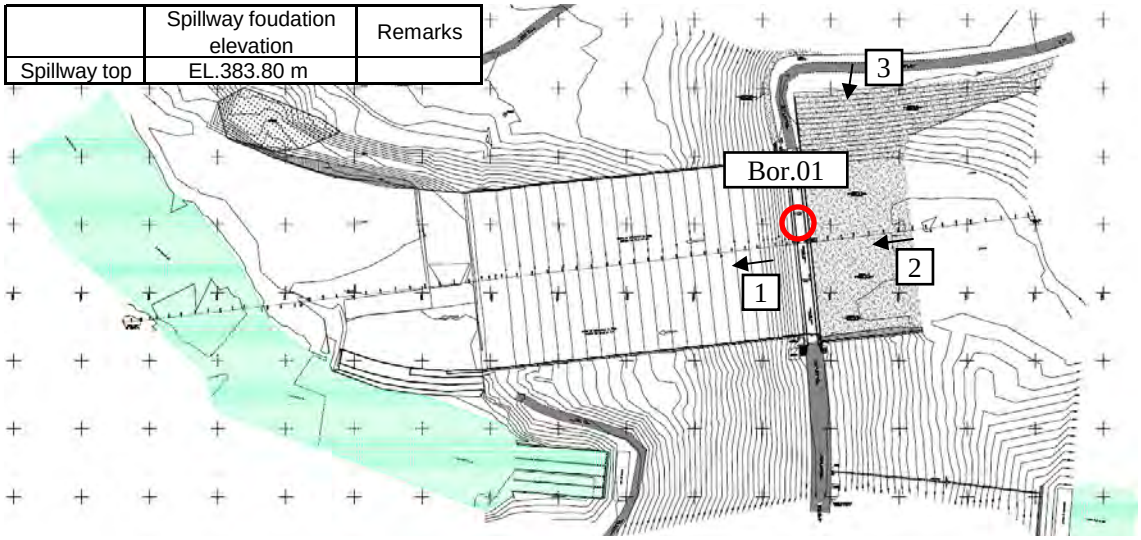
Figura 5.1.19 Determinação da Sobre-elevação da Seção do Vertedouro

5.2 Estudo de Viabilidade da Barragem Sul

5.2.1 Levantamentos de Campo

O levantamento topográfico foi realizado para confirmar as principais dimensões estruturais de ambas as barragens, o que era necessário para o estudo de viabilidade do projeto de sobre-elevação das barragens. Além disso, também foi realizado o levantamento geológico para estimar o perfil das fundações das barragens. O levantamento geológico foi realizado em um (1) local na barragem Sul.

	Spillway foudation elevation	Remarks
Spillway top	EL.383.80 m	



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.2.1 Mapa de Localização

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Foto do Local da Barragem Sul

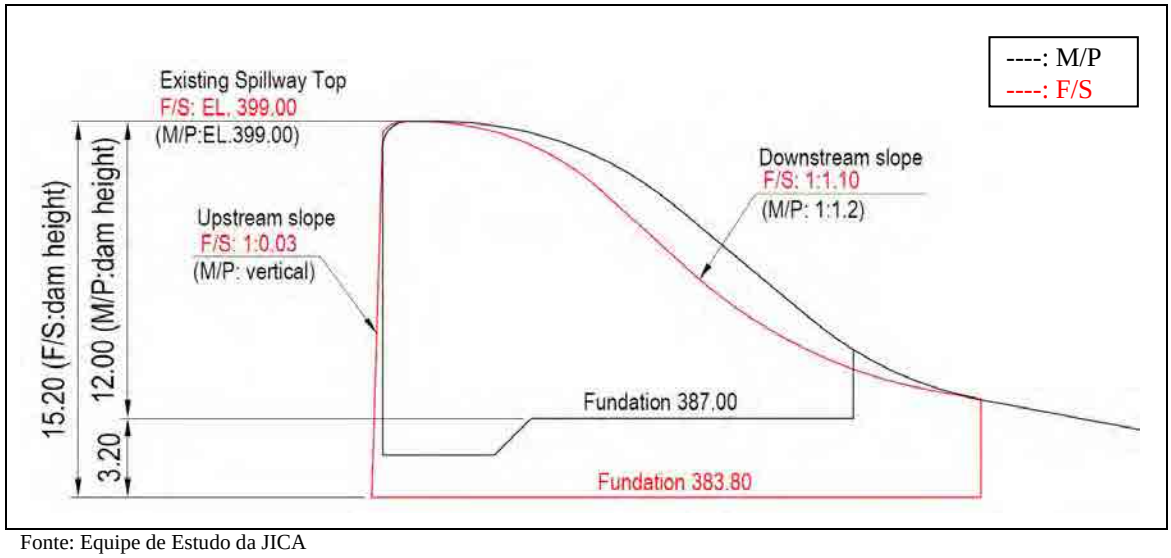
(1) Topografia

O resultado do levantamento, a forma da barragem, é mostrado na Figura 5.2.2. A principal diferença entre o resultado do levantamento na fase do Estudo de Viabilidade e a Figura na fase do Plano Diretor é mostrada a seguir. Na fase do plano diretor, as dimensões da estrutura foram determinadas com base em um desenho antigo, que estava difícil de ler.

Tabela 5.2.1 Características Marcantes

Item	Resultado do levantamento no Estudo de Viabilidade	Utilizado na fase do Plano Diretor	Diferença
Cota do Vertedouro	399,00	399,00	±0,00
Topo da Ponte	410,15	410,00	+ 0,15
Cota de Elevação da Fundação	383,80	387,00	-3,20
Declividade à montante	1:0,03	---	---
Declividade à jusante	1:1,10	1:1,2	−0:0,2

Fonte: Equipe de Estudo da JICA



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.2.2 Comparação das Figuras em cada fase

(2) Condições Geológicas

As propriedades geológicas das fundações da barragem Sul são detalhadas no Anexo C. A Tabela à direita mostra as condições geológicas.

Tabela 5.2.2 – Condições Geológicas

Força Compressiva Não Confinada (MN/m^2)	30
Ângulo de Atrito Interno (graus)	38
Força de Cisalhamento (MN/m^2)	1

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

5.2.2 Condições Básicas

(1) Normas.

Assim como na barragem Oeste, o mesmo manual de critérios é utilizado na barragem Sul.

(2) Projeto Hidráulico

1) Capacidade de transbordamento do Vertedouro

A vazão de transbordamento é estimada através da fórmula a seguir.

$$Q_{overflow} = C \times B \times (H_{overflow})^{1.5}$$

Onde,

C: um coeficiente de vazão (=2,07), B: largura do vertedouro, $H_{transbordamento}$: cabeceira do vertedouro

A vazão do conduto é estimada através da fórmula a seguir.

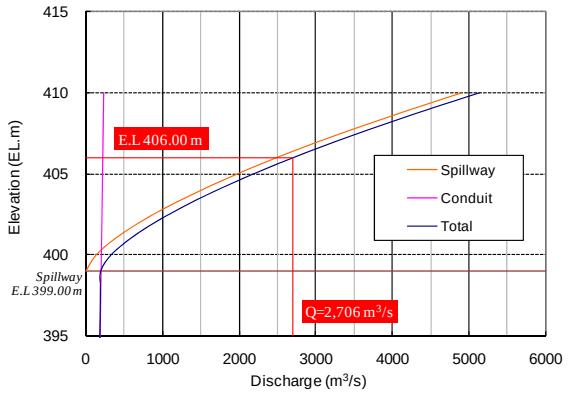
$$Q_{conduit} = C_1 \times N \times C_2 \times (2 \times g \times H_{conduit})^{0.5}$$

Onde,

C_1,C_2: um coeficiente de vazão (C1=0,89, C2=1,7663), N:Número de comportas

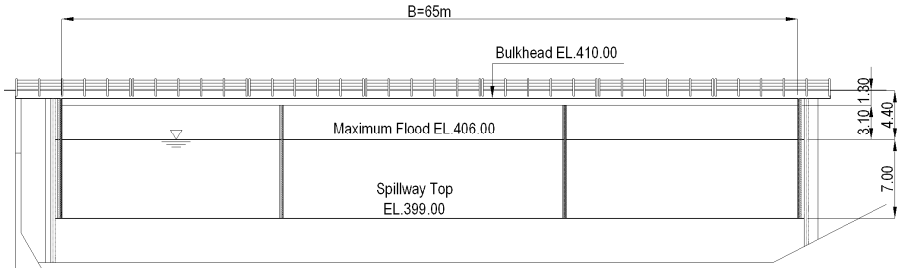
$H_{conduto}$:a cabeceira no conduto

Como mostrado no gráfico à direita, a vazão do conduto no período de 1.000 anos é 2.706 m^3/s e a cabeceira do transbordamento é 7.0 m.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.2.3 - Curva H-Q



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

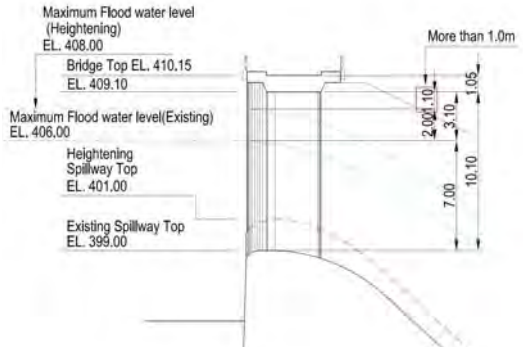
Figura 5.2.4 Vista Frontal do Vertedouro da Barragem Sul

2) Relacionamento do Nível de Água

O relacionamento entre a viga da ponte e o nível máximo de água da cheia é descrito a seguir. Após o vertedouro ser sobre-elevado em 2,0 m, haverá mais de um 1,0 m de espaço (ver o quadrado vermelho na Figura 5.2.5 abaixo).

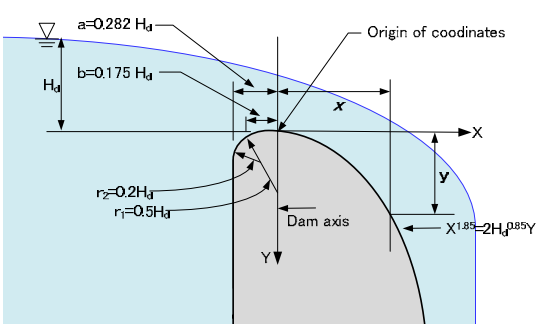
(3) Projeto estrutural da Sobre-elevação da Seção de Transbordamento

A forma da crista do vertedouro é basicamente aguda, como é no momento. As dimensões de cada parte são projetadas com os dados a seguir com o parâmetro h_d: cabeceira do vertedouro.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.2.5 - Relacionamento do Nível de Água



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.2.6 - Dimensões Padrão e Parâmetro de Vazão

$$x^{1.85} = 2H_d{}^{0.85} \cdot y \quad (y = \frac{x^{1.85}}{2H_d{}^{0.85}})$$

$$x = 1.096 \cdot H_d \cdot y^{1.176} \quad \text{(Fim da curva)}$$

$$x = 1.096 \cdot H_d \cdot \left(\frac{1}{1.10}\right)^{1.176} = 6.859$$

determinado 6,86 (m)

$$a = 0.282 \cdot H_d = 1.97$$

determinado 2,00 (m)

$$b = 0.175 \cdot H_d = 1.23$$

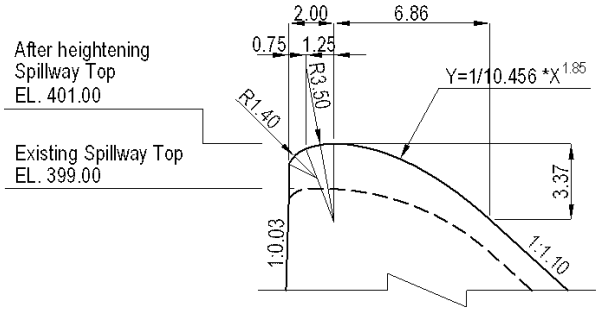
determinado 1,25 (m)

$$r_1 = 0.5 \cdot H_d = 3.50$$

determinado 3,50 (m)

$$r_2 = 0.2 \cdot H_d = 1.40$$

determinado 1,40 (m)



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.2.7 – Determinação das dimensões do vertedouro de transbordamento

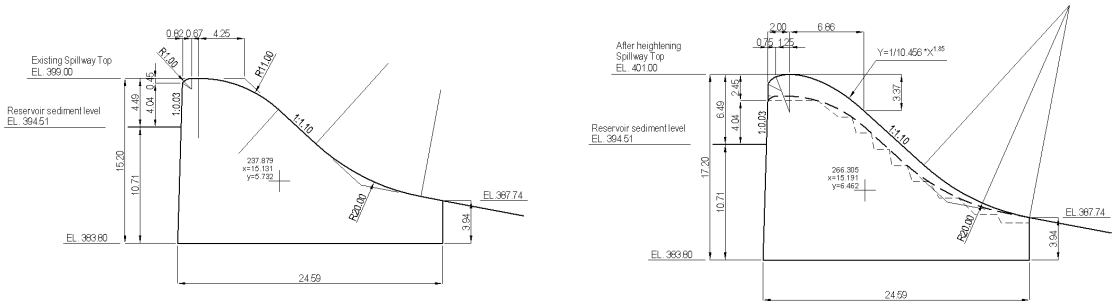
5.2.3 Análise da Estabilidade do Vertedouro da Barragem

(1) Condições de Projeto

A condição de projeto da análise de estabilidade do Vertedouro da Barragem é mostrada na Tabela 5.2.3 abaixo.

Tabela 5.2.3 Condição de Projeto da Barragem Existente

		Existing	After heightening
Elevation of Top of Dam	EL.m	399.000	401.000
Upstream Slope	1:n	0.030	←
Downstream Slope	1:n	1.100	←
Dam base elevation	EL.m	383.800	383.800
Reservoir sediment level	EL.m	394.510	←
Reservoir water level [CCN]	EL.m	383.800	←
[CCE]	EL.m	406.000	408.000
[CCL]	EL.m	399.000	401.000
Unit weight of concrete dams	kN/m^3	23.5	←
Weight of sediment in the water	kN/m^3	8.5	←
Unit weight of water	kN/m^3	10.0	←
Seismic Coefficient: Horizontal (kh)	---	0.050	←
Seismic Coefficient: Vertical (kv)	---	0.030	←
Coefficient of earth pressure (Rankine coefficient of earth pressure)	---	0.40	←
Uplift pressure coefficient	---	1/3	←
Shear strength of foundation	kN/m^2	1,000.0	←
Friction angle of foundation	deg	38.00	←
Internal friction coefficient	---	0.78	←



Existente **Sobre-elevação**

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.2.8 Seção Típica da Barragem Existente

(2) Resultados

1) Barragem existente

A condição de estabilidade está satisfeita.

A capacidade de sustentação está satisfeita uma vez que intensidade da força de compressão permitida (10 MN/m^2) é mais que σmax (370 kN/m^2).

Tabela 5.2.4 Resultado do cálculo

	FSF	FST	FSD ≧ 1,0
[CCN]	∞ > 1,30	59,02 > 1,50	27,66 ≧ 1,0
[CCE]	6,14 > 1,10	4,76 > 1,20	8,17 ≧ 1,0
[CCL]	8,71 > 1,10	8,39 > 1,10	13,15 ≧ 1,0

	Montante (kN/m^2)	Jusante (kN/m^2)
[CCN]	370,45 ≤ 30M/3,0=10M	84,22 ≥ -200
[CCE]	165,44 ≤ 30M/2,0=15M	215,23 ≥ -200
[CCL]	237,47 ≤ 30M/1,5=20M	152,89 ≥ -200

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Nota:

Intensidade da força de compressão permissível da rocha

$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_k}{\sigma_t} = \frac{30MN/m^2}{3.0 \sim 1.3}$$

Intensidade da força de tensão permissível do concreto.

$$\sigma_{\min} = -\frac{\sigma_{ck}}{80} = -\frac{16}{80} = -0.2N/mm^2 = -200N/m^2$$

2) Sobre-elevação da Barragem

A condição de estabilidade está satisfeita.

A capacidade de sustentação está satisfeita uma vez que intensidade da força de compressão permitida (10 MN/m^2) é mais que σ_{max} (420 kN/m^2).

Tabela 5.2.5 Resultado do cálculo

	FSF	FST	FSD ≧ 1,0
[CCN]	∞ > 1,30	66,34 > 1,50	28,52 ≧ 1,0
[CCE]	6,31 > 1,10	4,04 > 1,20	6,99 ≧ 1,0
[CCL]	8,61 > 1,10	6,84 > 1,10	10,96 ≧ 1,0

	Montante (kN/m^2)	Jusante (kN/m^2)
[CCN]	420,18 ≤ 30M/3,0=10M	88,82 ≥ -200
[CCE]	159,92 ≤ 30M/2,0=15M	268,41 ≥ -200
[CCL]	247,00 ≤ 30M/1,5=20M	189,40 ≥ -200

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

5.2.4 Análise da Estabilidade da Seção de Enrocamento

O projeto da sobre-elevação do vertedouro não afeta o corpo da barragem porque o nível de água mais alto não muda. Esta seção trata da falha de infiltração e deslizamento porque o relatório do projeto original não está disponível.

(1) Condições Básicas

1) Propriedade da Barragem

Uma vez que não existem dados disponíveis sobre os parâmetros físicos e desenhos, os parâmetros físicos foram definidos com valores gerais (ver tabela abaixo) e as dimensões foram obtidas nos desenhos antigos, difíceis de ler.

Tabela 5.2.6 Propriedades dos materiais para cálculo

	Material	κ (cm/s)	e	t (g/cm^3)	W_n (%)	s (kN/m^3)	φ (deg)	C (kN/m^2)
1	Núcleo	5,0 E-5	0,48	1,8	10,0	19	---	80
2	Filtro	5,0 E-2	0,37	1,9	5,0	20	30	---
3	Trânsito (Aleatório)	5,0 E-4	0,48	1,8	5,0	19	25	---
4	Rocha	Dreno livre	0,25	2,0	2,0	21	37	---
5	Fundações (Rocha)	1,0 E-7	0,20	2,2	2,0	23	38	1000

κ :Condutividade hidráulica
e :Proporção de vazios
t :Densidade molhada
W_n :Conteúdo natural da água
s :Densidade saturada
φ :Ângulo do atrito interno
c :Coesão

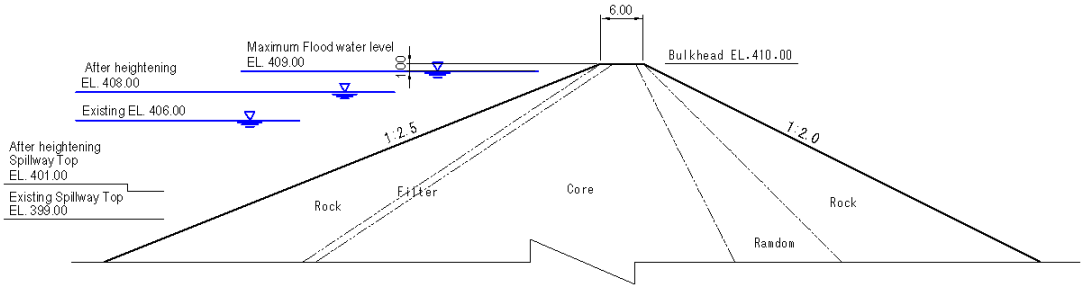
2) Condição do Nível da Água

A condição hidráulica mais crítica para fluxo de infiltração é o nível de água de cabeceira chegar a "elevação de anteparo – 1,0 m". Portanto, a análise é realizada com este nível de água (Ver tabela abaixo)

Tabela 5.2.7 Nível de Água de Projeto

	Nível de água (EL.m)	Obs.
Existente	406,00	Probabilidade de cheia 1/10.000
Sobre-elevação	408,00	Probabilidade de cheia 1/10.000
Critérios de Projeto no Brasil	409,00	Cota de elevação de não-transbordamento – 1,0m

Fonte: Equipe de Estudo da JICA



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.2.9 Nível de Água de Projeto

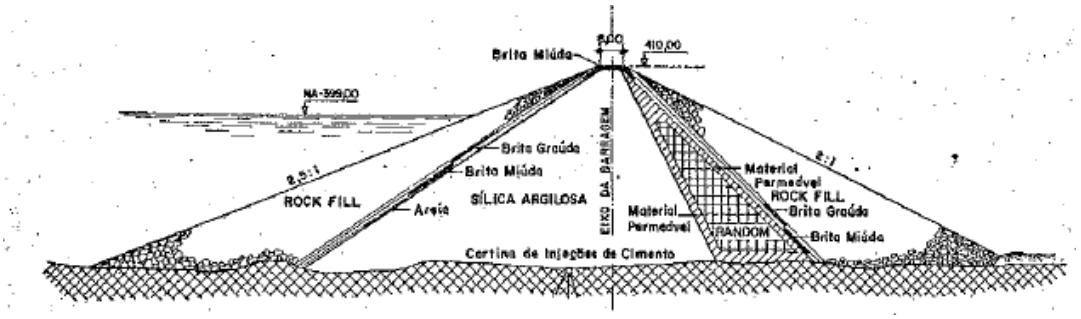


Figura 5.2.10 Desenho Antigo do Traçado

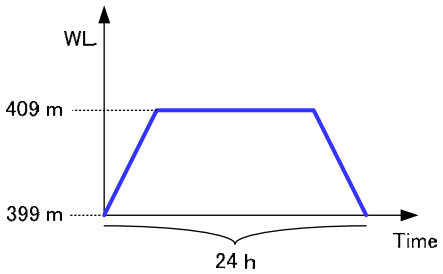
3) Método de análise do fluxo de infiltração

Bidimensional

O método do elemento finito

Instável - fluxo

- montante 399 - 409 – 399 m (como figura à direita)

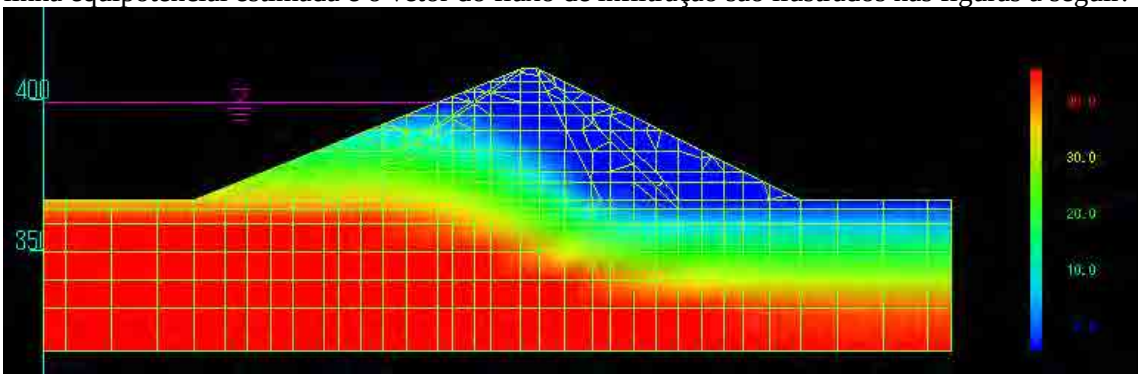


- jusante 366,5 m (nível do solo)

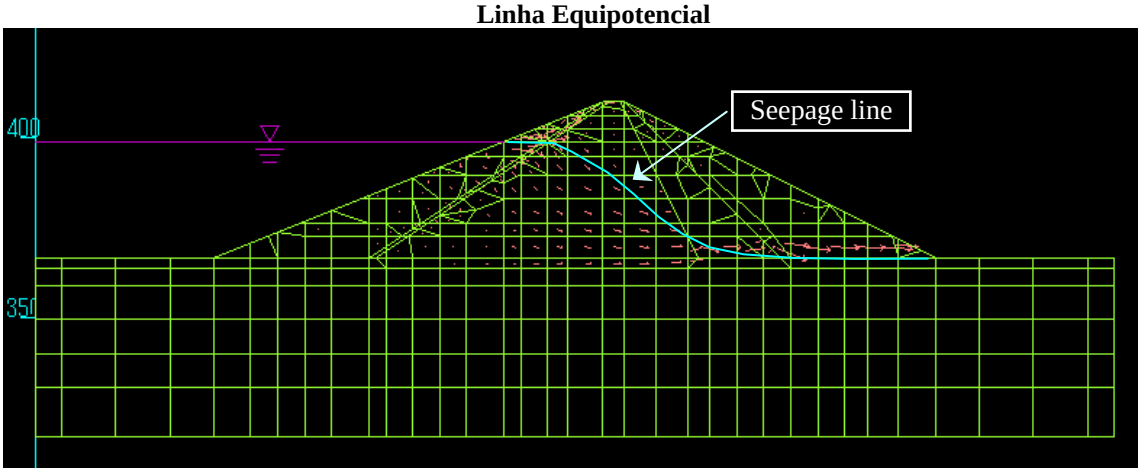
(3) Análise do fluxo de infiltração

1) Resultado do Cálculo

A linha equipotencial estimada e o vetor do fluxo de infiltração são ilustrados nas figuras a seguir.



Linha Equipotencial



Vetor do Fluxo

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.2.11 Gráfico Isobárico e de Velocidade

Tabela 5.2.8 Velocidade da infiltração em cada zona

	Velocidade (cm/s)	Gradiente Hidráulico (x)	Gradiente Hidráulico (y)
Núcleo	2,08 E-04	4,68 E-00	7,73 E-01
Filtro	7,58 E-03	6,60 E-01	1,44 E-01
Trânsito	1,99 E-04	1,84 E-01	6,55 E-00
Rocha	1,35 E-02	2,63 E-02	1,81 E-04

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Tabela 5.2.9 Velocidade Crítica da Fórmula de Justin

Diâmetro do Grão (mm)	Velocidade Crítica do Lençol Freático (cm/s)	Obs.
0,01	1,02	Argila
0,03 - 0,05	1,77 - 2,29	Limo
0,08	2,89	Areia muito fina
0,10	3,23	Areia fina
0,30 - 0,50	5,60 - 7,23	Areia média
0,80 - 5,00	9,14 - 22,86	Cascalho

Fonte: Equipe de Estudo da JICA (com base no Manual de mecânica dos solos e engenharia de fundações – 1983)

2) Avaliação da Segurança

A segurança contra canalização é examinada. Se a força de infiltração (γw x i) exceder o peso efetivo da partícula, a partícula será levada para cima.

O gradiente hidráulico que torna a força efetiva zero é chamado de gradiente hidráulico crítico. O gradiente hidráulico máximo que é estimado a partir da análise da infiltração não deve ser maior que o gradiente hidráulico crítico.

Com relação à ocorrência da canalização no corpo da barragem, partículas de solo seriam facilmente erodidas no pé do talude porque a velocidade do fluxo de infiltração e o gradiente hidráulico são grandes neste lugar. Para verificar tal falha de infiltração, a segurança do pé da parte central foi estudada para referência. A segurança da barragem onde a superfície da fundação permeável do lado à jusante está coberta por solo coesivo foi checada através da seguinte equação:

$$\frac{G}{W} = \frac{\left(\rho_E \cdot H\right)}{\left(\rho_W \cdot P\right)} > 1.0$$

onde,

G = Peso da camada de cobertura (kNf/m^3)
W = Pressão de elevação atuando no fundo da camada de cobertura (kNf/m^3)
ρ_E = Densidade da camada de cobertura (kN/m^3)
H = Altura da camada de cobertura (m)
ρ_W = Densidade da água (kN/m^3)
P = Cabeceira da pressão no fundo da camada de cobertura (m)

Os seguintes valores foram estimados pela equação anterior:

ρ_E = 19,0 (kN/m^3) como a densidade saturada do núcleo
H = 84,0 (m) como a largura do fundo
ρ_W = 10,0 (kN/m^3)
P = 45,50 (m) Como a profundidade da água para o nível Máximo de água de Cheia de EL. 409,00 m (=409,00-363,50)
($P = P_w/\rho g = \rho gh/\rho g = h$)

$$\frac{G}{W} = \frac{19x84.0}{10x45.5} = 3.51 > 1.0$$

O resultado indica que o G/W estimado é maior que 1,0. Portanto, a canalização do dique e da fundação é avaliada como sendo pouco provável que ocorra.

Em geral, não importando o quão alta sejam as barragens, os núcleos impermeáveis tendo larguras de 30% a 50% da cabeceira da água normalmente tem um desempenho satisfatório. A barragem Sul é larga o suficiente para ser considerada uma vez que a proporção entre a largura e a cabeceira da água é 185%.

$$\frac{\text{Bottom width}}{\text{Waterhead}} = \frac{84.0}{45.5} = 185\ \%\ (>30 – 50\ \%)$$

(4) Cálculo da Análise da Estabilidade da barragem principal

1) Fator de Segurança Necessário

O fator de segurança necessário contra falha de talude é 1,3, como mostrado na tabela a seguir.

Tabela 5.2.10 Fator de Segurança do Escorregamento Circular

	Fator de Segurança	Obs.
Construção	1,3[(a)]	Taludes à montante e à jusante
Condição instável	1,1 ~ 1,3[(b)]	
Condição estável	1,5	Talude à jusante
Movimento sísmico	1,0	Taludes à montante e à jusante

Notas:
(a) Fs=1,4 no caso da altura da barragem ser superior a 15 m
(b) se mais frequência, Fs=1,3
Fonte: CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS Outubro/2003
Equação para o Fator de Segurança

A equação utilizada para o cálculo do fator de segurança é o seguinte:

$$SF = \frac{\sum \{cl + (N - U - N_e)\tan\varphi\}}{\sum (T + T_e)}$$

SF:	Fator de Segurança
N:	Componente vertical da carga na superfície de escorregamento de cada pedaço (Peso morto: W + pressão hidrostática: E)
T:	Componente tangencial da carga na superfície de escorregamento de cada pedaço (Peso morto: W + pressão hidrostática: E)
U:	Pressão no poro na superfície de escorregamento de cada pedaço
N_e:	Componente vertical da força de inércia sísmica na superfície de escorregamento de cada pedaço
T_e:	Componente tangencial da força de inércia sísmica na superfície de escorregamento de cada pedaço
φ:	Ângulo de atrito interno na superfície de escorregamento de cada pedaço
c:	Coesão na superfície de escorregamento de cada pedaço
l:	Comprimento da superfície de escorregamento de cada pedaço

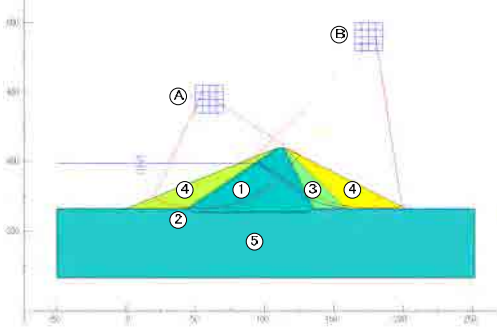
2) Resultado e Avaliação

O resultado da análise de estabilidade é resumido na tabela e na figura a seguir. Os fatores mínimos de segurança para ambos os casos satisfazem o fator de segurança necessário para a condição normal e a condição sísmica. O resultado indica que a barragem Sul pode manter a estabilidade em termos de falha de deslizamento.

Tabela 5.2.11 – Resultado do Círculo de Deslizamento

Círculo	Coordenadas centrais		Raio (m)	Fator de Segurança
	X (m)	Y (m)		
A (montante)	55,0	450,0	83,5	1,396
B (jusante)	180,0	490,0	123,5	1,439

Fonte: Equipe de Estudo da JICA



Fonte: Equipe de Estudo da JICAS

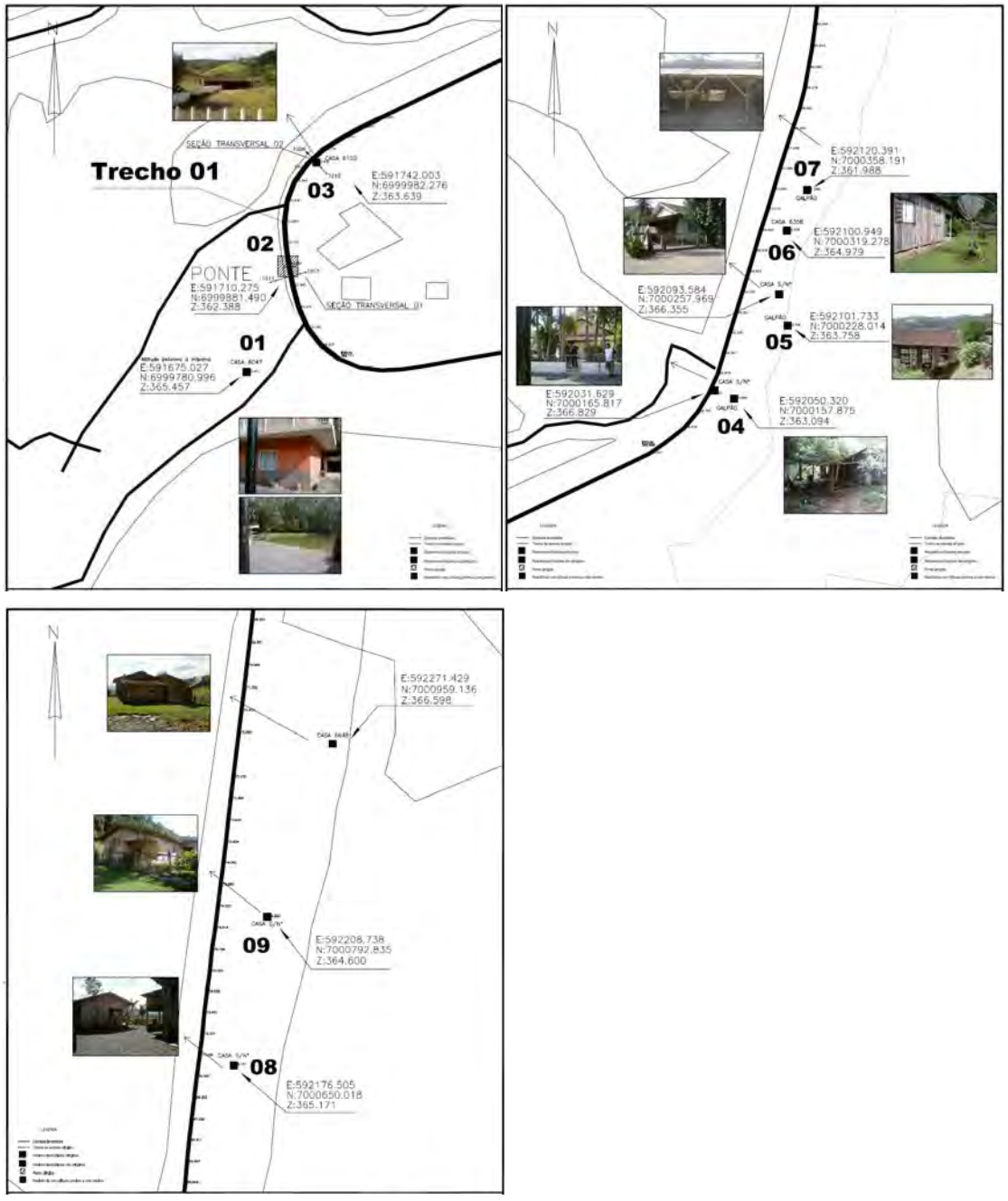
Figura 5.2.12 - Resultado do Círculo de Deslizamento

5.3 Instalações adicionais

Devido à sobre-elevação da barragem Oeste em 2,0 m, a elevação de parte das casas e da rodovia será menor que o nível de água PMF (cheia máxima provável). Portanto, será necessário adquirir as áreas cuja cota estiver abaixo da nova crista da barragem (EL. 365,16 m) porque sua cota atual está na altura da crista da barragem (EL. 363,0 m).

(1) Condição da área do reservatório da barragem Oeste

A figura abaixo mostra o resultado da observação de campo. Existem quatro casas e três cooperativas afetadas.



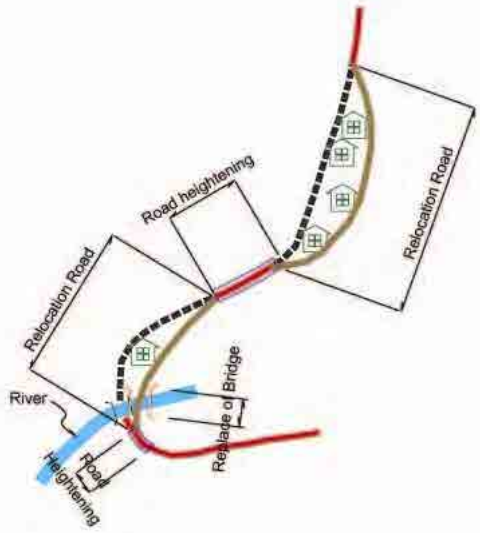
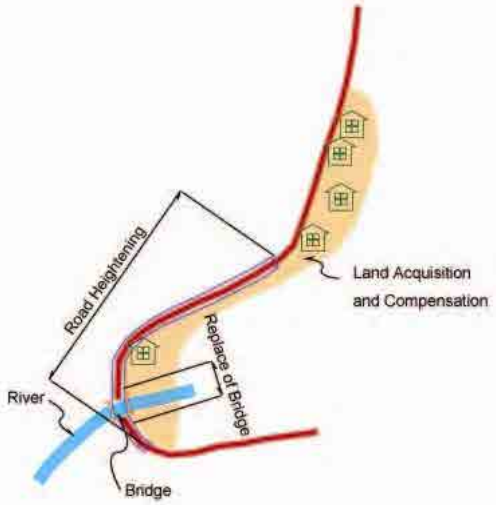
Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.3.1 Resultado do Levantamento (Barragem Oeste)

(2) Contra-medida

A contra-medida contra a inundação das casas é proposta em 2 maneiras.

Tabela 5.3.1 Comparação das Contra-medidas Contra a Inundação

	Medida alternativa-1: novo traçado de rodovia	**Medida alternativa-2: reassentamento**
Esquema		
Decrição geral	- Alguns trechos de rodovias e pontes devem ter novo traçado para proteger as construções existentes contra a inundação causada pela sobre-elevação da barragem. Portanto, a elevação do novo traçado de vias e pontes deve ser superior ao da crista da barragem.	- As construções localizadas em áreas de inundação potencial devem ser realocadas. - Alguns trechos de rodovias e pontes, cujas alturas são inferiores ao da crista da barragem elevada, serão realocados.
Mérito	- Sem reassentamento de comunidades	- Custo menor devido à redução do volume de obras de construção
Demérito	- Aumento do custo de construção devido à mudança no traçado da rodovia	
Custo do projeto	R$ 4.797.000 (100%)	R$ 2.819.000 (58,8%)

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Tabela 5.3.2 Custo de Implementação das Contra-medidas

(R$)

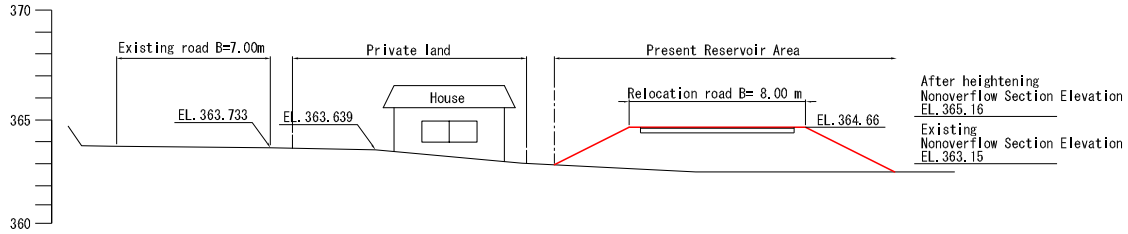
			Alternative of Road relocation		Alternative of Compensation		Remarks
	unit	unit cost	quantity	amount	quantity	amount	
Replace of Bridge	m2	3,000	160	480,000	80	240,000	
Relocation Road	m	1,570	1,500	2,355,000	500	785,000	
Other works	%	30	---	851,000	---	308,000	Main works *30%
[1] Sub total (Construction cost)				**3,686,000**		**1,333,000**	
Land acquisition	m2	1.388	670,000	930,000	670,000	930,000	All target areas
Permanent Crops	LS	36,000	1	36,000	1	36,000	
Compensation	LS	326,000	---	---	1	326,000	7 Buildings(=4+3)
Price contingency for area delineation	%	15	---	145,000	---	194,000	
[2] Sub total (Land, Compensation)				**1,111,000**		**1,486,000**	
Total [1]+[2]				**4,797,000**		**2,819,000**	

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

A medida proposta para o novo traçado da rodovia é que ela seja construída no reservatório. Portanto, o reservatório perde um volume de armazenamento de água de aproximadamente 90.000 m^3. Este número equivale a dizer que o nível de armazenamento de água do projeto tem que ser 1 cm maior do que o proposto. Entretanto, com a sobre-elevação em 1 cm, não se considera a comparação da contra-medida pelas seguintes razões: a forma da barragem não muda e o volume de construção só aumenta 10,3 m^3 de concreto.

(3) Contra-medida Selecionada

O novo traçado da rodovia é selecionado do ponto de vista da não necessidade de reassentamento. Conforme mostrado na figura a seguir, a elevação do novo traçado da rodovia é maior do que o possível nível de água de cheia, sendo então que as casas existentes não serão inundadas.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 5.3.2 Seção típica de Novo Traçado de Rodovia

(4) Ponte de Construção no reservatório de barragem Sul

Existe uma ponte em construção no reservatório com elevação aproximada EL. 405,0 m. O impacto da sobre-elevação do Vertedouro será apenas na frequência maior de inundações. No entanto, se a ponte for inundada pela cheia, o período para tal ocorrência é menor. Portanto, a reconstrução da ponte não foi selecionada como projeto para o Estudo de Viabilidade.

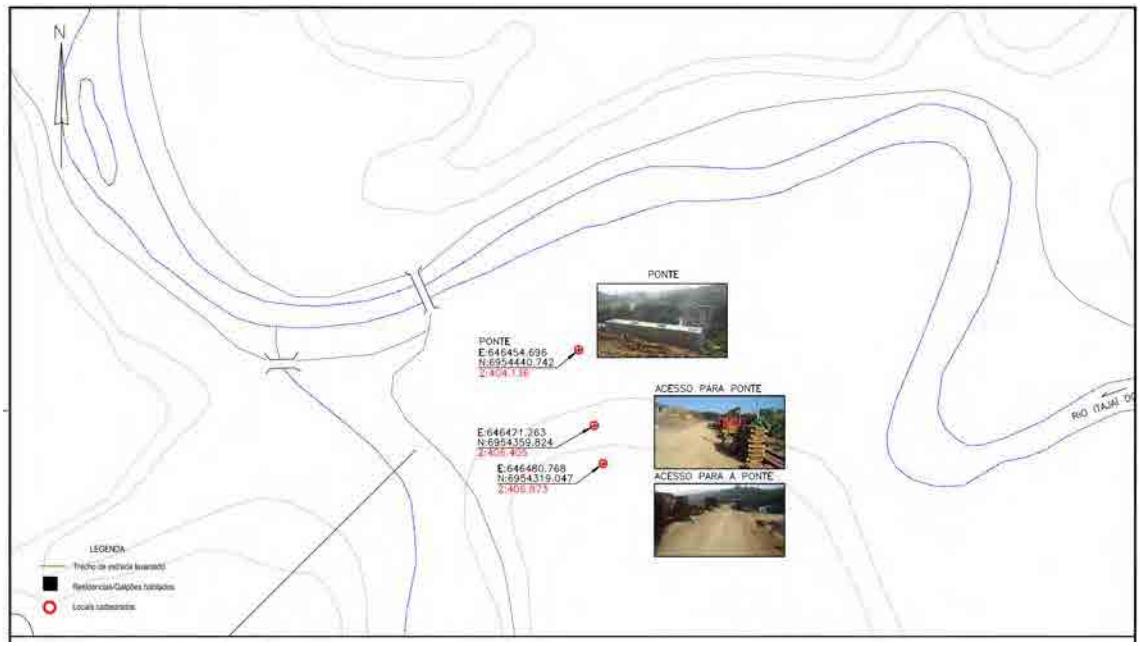


Figura 5.3.3 Resultado do Levantamento na Barragem Sul

5.4 Recomendações

O projeto padrão que é estável nas condições gerais de projeto foi aplicado para o projeto das estruturas concernentes. Entretanto, o cálculo detalhado para a análise estrutural não foi feito nesta fase do estudo. No futuro, as seguintes recomendações serão estudadas.

(1) Barragem Oeste

- A estrutura geológica não está compreendida suficientemente. Nesta fase do estudo, o nível da fundação foi avaliado através de três pontos de perfuração. A contra-medida necessária depende da altura da fundação. Portanto, a altura da fundação deve ser investigada com mais detalhes.

- A elevação da fundação foi determinada com base no levantamento feito nos três pontos de perfuração. A contra-medida necessária depende da altura da fundação. Portanto, a altura da fundação deve ser investigada com mais detalhes.
- As propriedades físicas da fundação e do corpo da barragem foram consideradas como tendo um valor geral. O teste físico e geotécnico da rocha deve ser feito em laboratório, com material colhido no local.
- A estabilidade do corpo da barragem deve ser testada pela análise FEM em termos da segurança contra rachaduras, porque a conexão entre o concreto velho e o novo concreto pode se tornar um ponto fraco.

(2) Barragem Sul

- A estrutura geológica não está compreendida suficientemente. Nesta fase do estudo, foram levantadas as informações geológicas do vertedouro. Não há informações geológicas sobre o corpo da barragem.
- A estrutura geológica não está compreendida suficientemente porque o levantamento geológico foi feito em apenas um ponto de perfuração em toda a área.
- A parte do enchimento não foi investigada, portanto, cada seção deve ser investigada quanto à forma e às propriedades físicas, e a estabilidade deve ser novamente analisada.

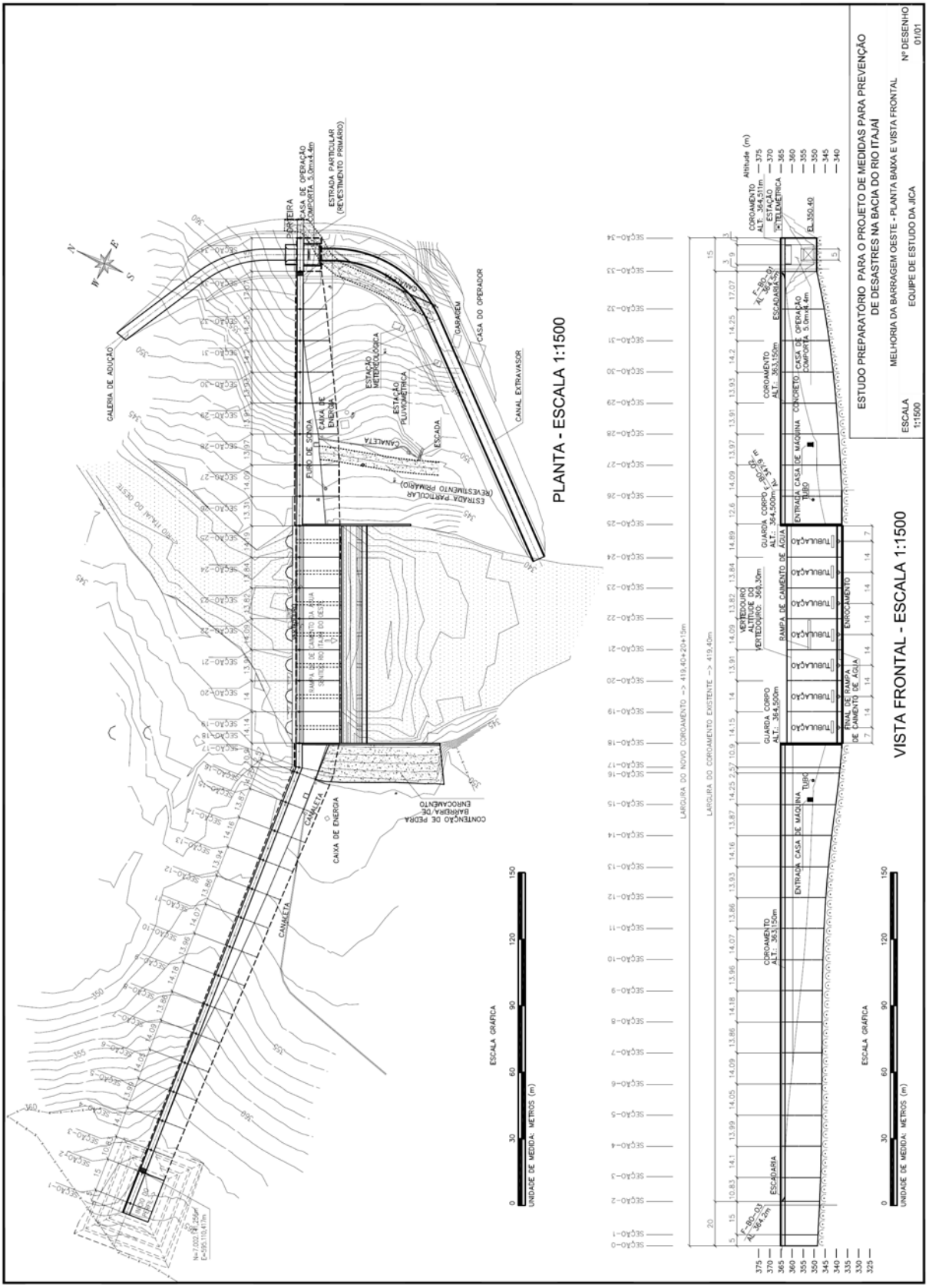


Figura 5.3.3 Melhoria Da Barragem Oeste (1)

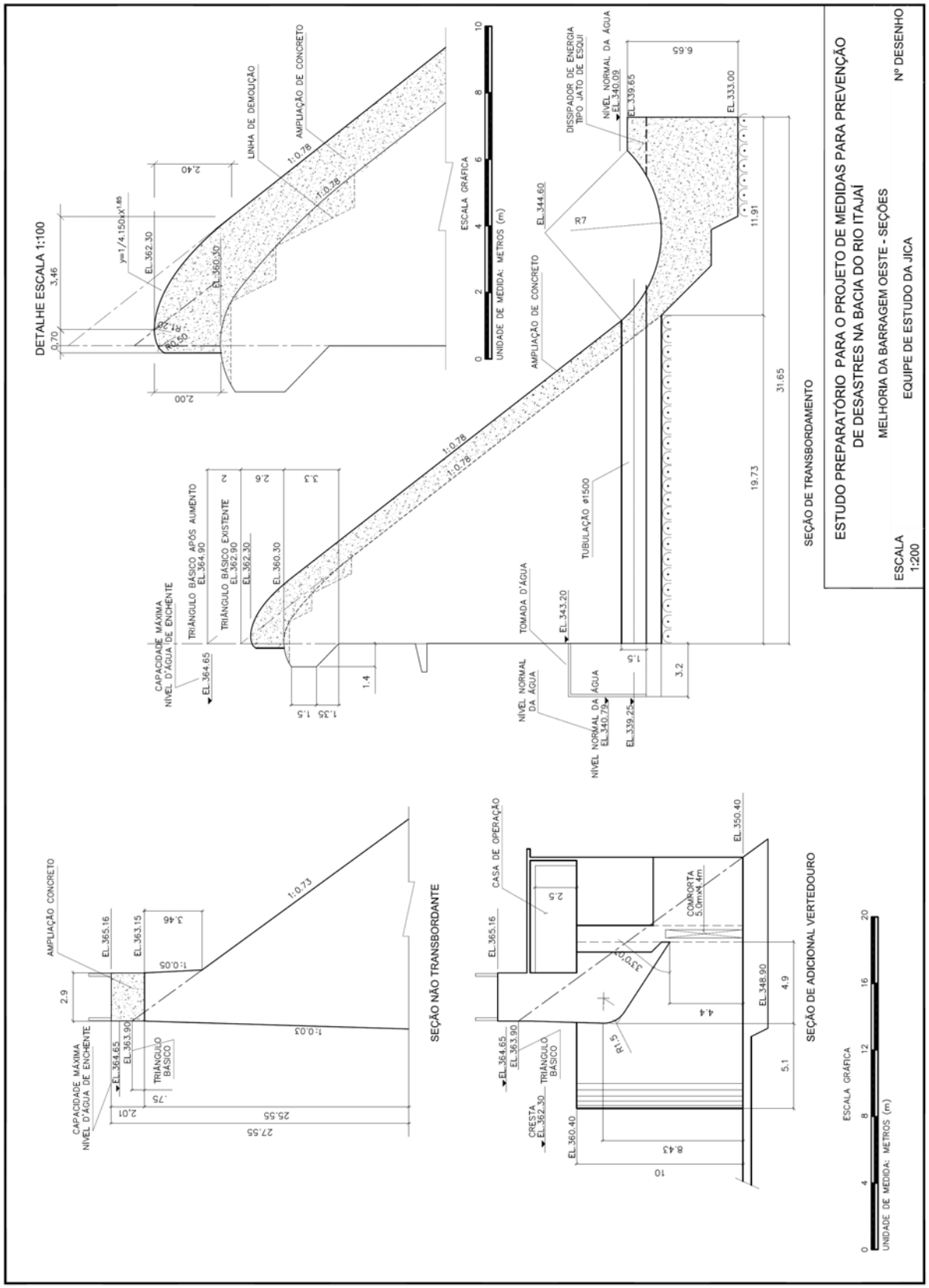


Figura 5.3.4 Melhoria Da Barragem Oeste (2)

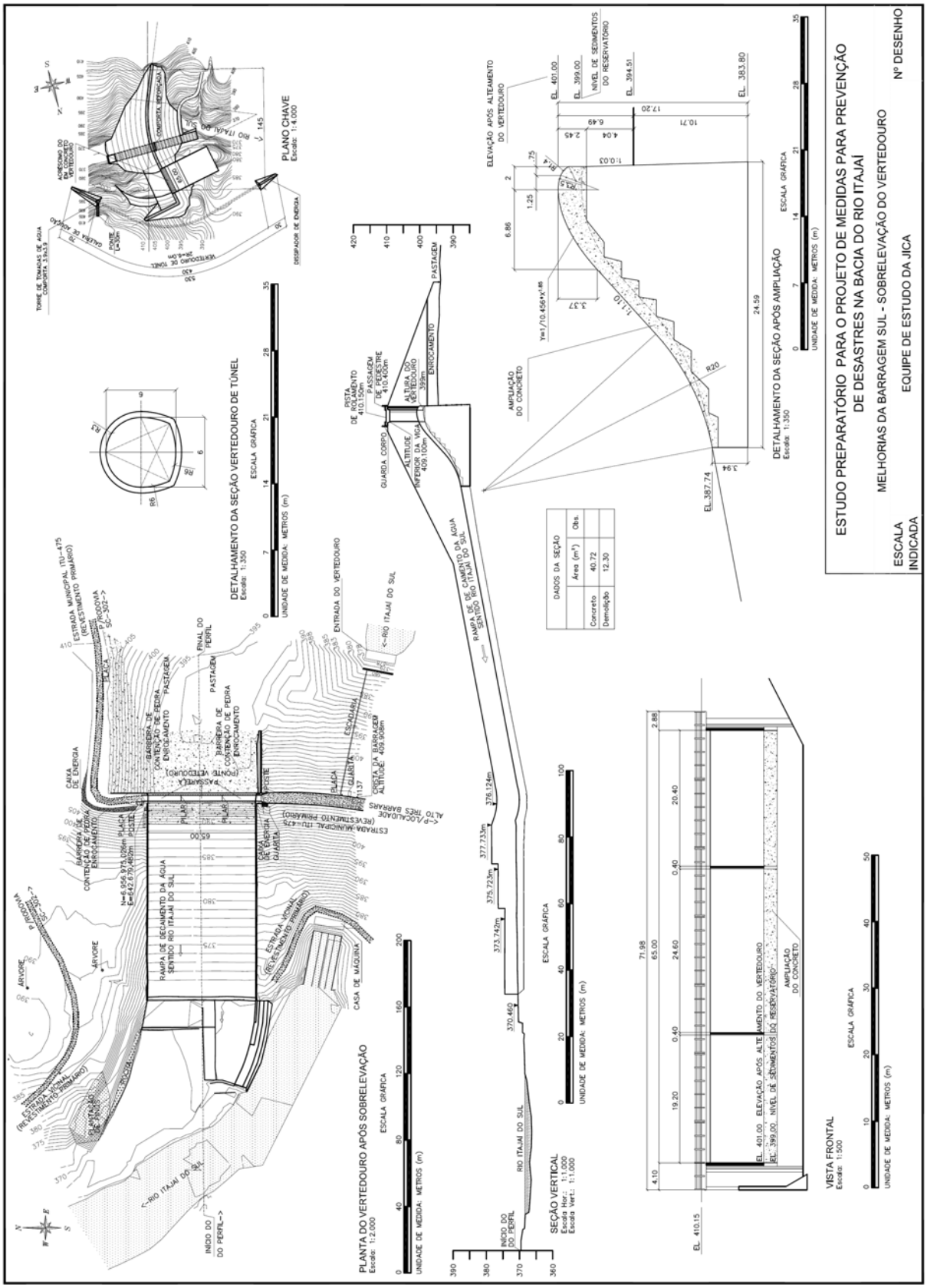


Figura 5.3.5 Melhoria Da Barragem Sul

CAPÍTULO 6 ANÁLISE DA VIABILIDAE DO PROJETO DE ESTRUTURAS DE AÇO

6.1 Introduction

Os propósitos desta análise são:

i) Analisar a necessidade de substituição de novas comportas devido à elevação de duas barreiras, e

ii) Elaborar um projeto de viabilidade das comportas propostas no Rio Itajaí Mirim.

A Tabela 6.1.1 apresenta os objetivos da análise das estruturas de aço.

Tabela 6.1.1 Objetivos das Estruturas de Aço

Instalações	Locais	Estrutura de Aço	Quantidade	Tamanho
Controle de Comporta (Elevação da Barragem)	Barragem Oeste	Comporta deslizante Tubo conduto	7 conjuntos	φ1500mm
	Barragem Sul	Comporta deslizante Tubo conduto	5 conjuntos	φ1500mm
Comporta	Montante do rio Itajaí Mirim	Comporta rolante	4 conjuntos	W12.5m×H4.5m
	Jusante do rio Itajaí Mirim	Comporta rolante	4 conjuntos	W12.5m×H3.6m

Fonte: Equipe de estudos JICA

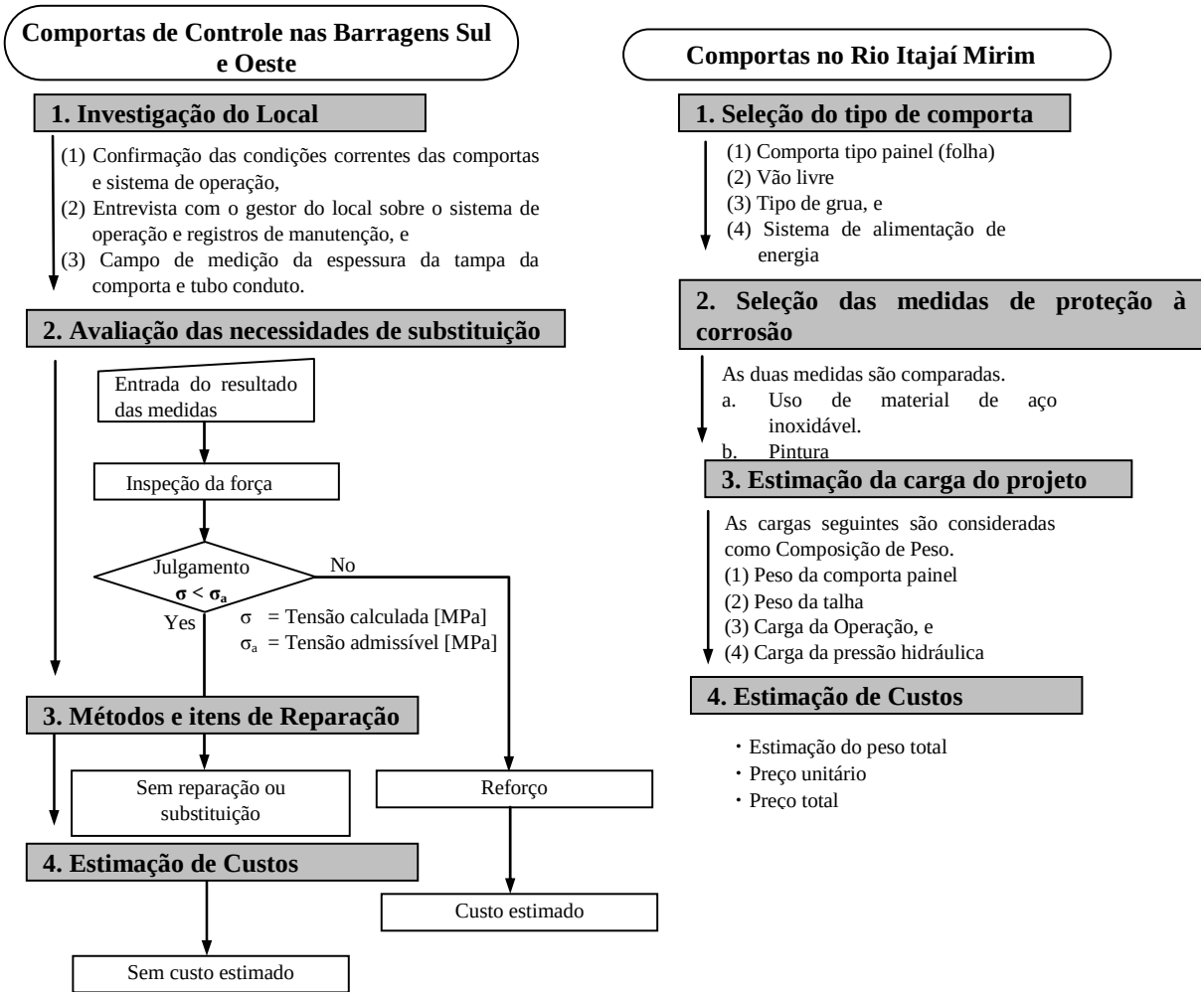
O conteúdo da análise está enumerado na tabela abaixo.

Tabela 6.1.2 Conteúdo do projeto de análise de viabilidade

Locais	Estrutura de Aço	Conteúdos do projeto da análise de viabilidade
Barragem Oeste	Comporta deslizante Tubo conduto	(1) Investigações no local (2) Avaliação da necessidade de substituição (3) Reparação de itens e métodos (4) Estimação de custos
Barragem Sul	Comporta deslizante Tubo conduto	
Montante do rio Itajaí Mirim	Comporta rolante	(1) Seleção do tipo de comporta (2) Seleção das medidas de proteção à corrosão (3) Estimação das cargas do projeto (4) Estimação de custos
Jusante do rio Itajaí Mirim	Comporta rolante	

Fonte: Equipe de estudos JICA

O Fluxograma de trabalho em análise é mostrado abaixo.



Fonte: Equipe de estudos JICA

Figura 6.1.1 Fluxograma de análise

O resultado do exame está posteriormente descrito.

6.2 Controle de Comporta

6.2.1 Condições de Projeto

(1) Dados de Projeto da Comportas

As condições de projeto de controle de comportas estão resumidas como a seguir:

Tabela 6.2.1 Condições de Projeto de Controle de Comporta

Características Técnicas	Controle de Comporta da Barragem Oeste	Controle de Comporta da Barragem Sul
Tipo	Comporta deslizante feita de aço	Comporta deslizante feita de aço
Quantidade	7 sets	5 sets
Diâmetro	1500mm	1500mm
Nível máx. de água	EL.364.65m	EL.408.00m
Nível de água da enchente	EL.362.30m	EL.401.00m
Nível de água normal	EL.340.79m	EL.387.00m
Centro de elevação da comporta	EL.339.25m	EL.368.00m
Elevação de fundação de pedra	EL.337.60m	EL.357.50m
Material da comporta	A36 (ASTM)	A36 (ASTM)
Sistema de vedação	Vedação metálica em ambos os lados da comporta painel Vedação metálica em ambos os lados da	Vedação metálica em ambos os lados da comporta painel Vedação metálica em ambos os lados

	comporta painel	da comporta painel
Instrumentos de Operação	Cilindro Hidráulico	Cilindro Hidráulico
Tamanho do Cilíndro	Diâmetro interno do cilindro: 160mm Diâmetro externo da haste: 90mm Curso:1570mm	Diâmetro interno do cilindro:200mm Diâmetro externo da haste: 100mm Curso:1570mm
Pressão do óleo	Pressão Normal (estimativa): 21MPa Pressão Máx.: 35MPa	Pressão Normal (estimativa): 16MPa Pressão Máx.: 20MPa
Sistema de operação	Local	Local
Ano de construção	1978	1969
Ano de reparação	—	2007
Itens reparados	—	Hydraulic unit & Operating panel
Fabricante	HISA*	HISA*

Observações; HISA: Hidráulica Industrial S.A. Ind.

Fonte: Equipe de Estudos JICA

(2) Níveis de Água

Níveis de Água nas operações de enchente serão elevadas em 2.0 m depois da elevação como a seguir:

Tabela 6.2.2 Operação de níveis de água

Nível de Água	**Baragem Oeste (Tipo Gravidade)**		**Barragem Sul (Tipo Aterro)**	
	Antes da Elevação	**Depois da Elevação**	**Antes da Elevação**	**Depois da Elevação**
Nível máx. de água	EL.362.65m	EL.364.65m	EL.408.00m	EL.408.00m
Nível de água da enchente	EL.360.30m	EL.362.30m	EL.399.00m	EL.401.00m
Nível normal de água	EL.340.79m	EL.340.79m	EL.387.00m	EL.387.00m

Fonte: Resultados de Pesquisa pela Equipe de Estudos JICA

6.2.2 Investigação do Local

A investigação do local foi realizada através dos seguintes itens:

- Confirmação da presente condição das comportas e sistema operacional,
- Entrevista ao gestor do local sobre o sistema operacional e os registros de manutenção, e
- Campo de medição da espessura da tampa da comporta e tubo conduto.

(1) Condição das comportas

A condição corrente das comportas está ilustrada na seguir na Tabela 6.2.3. a seguir.

Tabela 6.2.3 Condição presente das comportas

Item de verificação	**Barragem Oeste Dam**	**clarified Sul**
Vazamento de Água	• |Vazamento de água foi observado no flange de todas as comportas • Water leakage was observed at the expansion joints of all gates. **No.1 Comporta Deslizante**	• Vazamento de água foi observado e os flanges e expansão e dilatação nas articulações de todas as comportas. **No.4 Expansão Conjunta**
Vazamento de Óleo	• Nenhum vazamento de óleo foi observado na Unidade Hidráulica do Cilindro.	• Nenhum vazamento de óleo foi observado na Unidade Hidráulica do Cilindro.

	 Unidade Hidráulica	 **Cilindro do No.5 Comporta deslizante**
Sujeira	• Sujeira causada pelo vazamento de água foi observada em todas as comportas. **Poço No.5 Comporta Deslizante**	• Nenhuma sujeira foi observada para todas as comportas porque os poços estavam cobertos com o vazamento de água. **Vazamento de Água no poço (No.2 gate)**
Damage	• Nenhum prejuízo foi observado nas comportas.	• Nenhum prejuízo foi observado nas comportas.

Fonte: Equipe de Estudos JICA

Um grande vazamento de água foi encontrado nas comportas das duas barragens. Isso deve ter acontecido devido ao fato de o vazamento de água ter sido causado pelo desmantelamento da tampa do flange na vistoria de 1983. Muita areia se acumulou no poço. Embora a areia acumulada e o vazamento de água possam não ter afetado a operação da comporta diretamente, as bombas de drenagem podem ter afetado e causado problemas.

Bombas de drenagem na Barragem Oeste (Esquerda) e Sul (Direita)

Fonte: Equipe de Estudos JICA

(1) Sistema Operacional

A condição corrente da comporta do sistema de operação está resumida abaixo.

Tabela 6.2.4 Sistema de Operação das Comportas

Item a verificar	Barragem Oeste	Barragem Sul
Equipe de operação	• Um operador é estacionado no período diurno. • Não há dados para a mudança de operação noturna.	• Um operador é estacionado no período diurno. • Os residentes nas proximidades da barragem relataram o funcionamento anormal da equipe de operação no período noturno.
Intervalo de abertura da comporta	• 0% e 100%	• 0%, 33%, 66% e 100%
Sistema de operação	• Local	• Local
Gerador de Emergência	• Nenhum gerador de emergência está instalado.	• Gerador de emergência está instalado.
Energia de emergência	• Quando o motor não está funcionando, o motor stand-by pode fornecer energia. 	• Quando o motor não está funcionando, o motor stand-by pode fornecer energia.

Source: JICA Survey Team

(2) Registros de Manutenção

Os registros de manutenção das comportas estão expostos na tabela seguinte.

Tabela 6.2.5 Registros de manutenção das comportas

Item a verificar	Barragem Oeste	Barragem Sul
Nova pintura	• Nenhuma nova pintura foi realizada até o momento.	• Nenhuma nova pintura foi realizada até o momento.
Revisão	• A revisão foi realizada no passado, mas a data é incerta. • Depois da remoção da comporta painel, a abertura é coberta por chapas de anteparo 	• A revisão foi realizada em 1983. • O procedimento utilizado na revisão foi o seguinte: 1) Instalação de um bloco acorrentado em um gancho no teto 2) Remoção do cilindro 3) Remoção da tampa 4) Remoção da comporta painel • A revisão foi realizada em uma estação seca e demorou cerca de 1 semana por unidade. • Depois da remoção da comporta painel, a abertura é coberta por chapas de anteparo

	Chapas de anteparo	**Chapas de anteparo**
Relocação	・ Nenhum registro	・ Os painéis de operação e as unidades hidráulicas foram substituídos por outros novos em 2007.

Fonte: Equipe de Estudos JICA

(3) Medição da espessura da placa da tampa da comporta e do tubo conduto.

1) Geral

Como nenhum cálculos sobre as comportas e tubos conduto estão disponíveis no presente, a espessura da chapa das tampas das comportas e tubos conduto são desconhecidas. Assim, a medição da espessura do mesmo foi realizada de modo a confirmar a força de tampas das comportas e tubos conduto. O medidor de espessura ultrasonico foi utilizado para a medição da espessura da placa do mesmo.

Itens de Medição

As comportas foram construídas com as mesmas estruturas e foram fabricadas simultaneamente. Além disso, a operação e a manutenção das mesmas são feitas de forma equivalente. A medida da espessura da chapa da tampa da comporta e o tubo conduto foi realizada para as comportas seguintes.

a. Comporta No.2 na Barragem Oeste

b. Comporta No.1 na Barragem Sul

Locais para Medição

A espessura da chapa pode ser medida pela parte de fora por um instrumento de medição. A espessura da comporta painel não pode ser medida visto que está armazenada na tampa.

a. Comportas

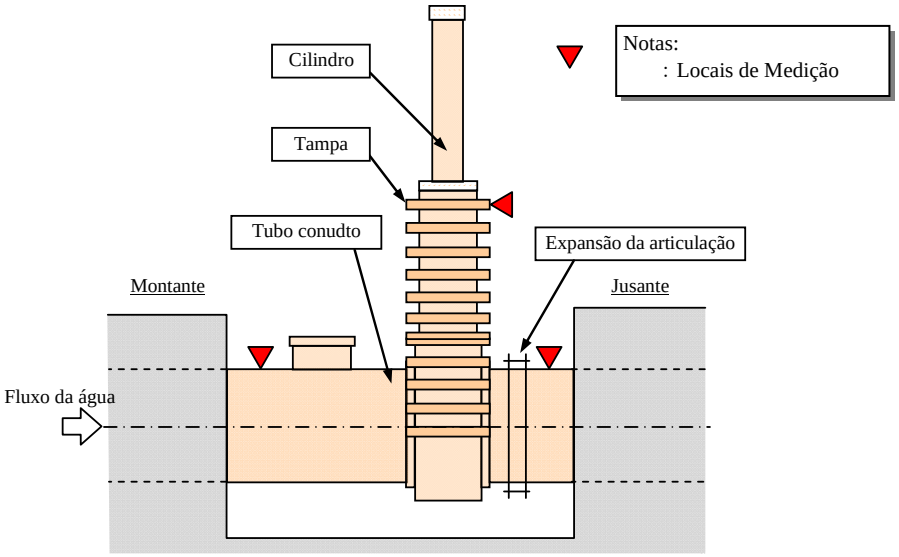
a-1 Espessura da viga de reforço (Tampa)

a-2 Dimenões do contorno da Tampa

b. Tubo conuduto

b-1 Espessura do tubo conduto

O local de medição está ilustrado abaixo.

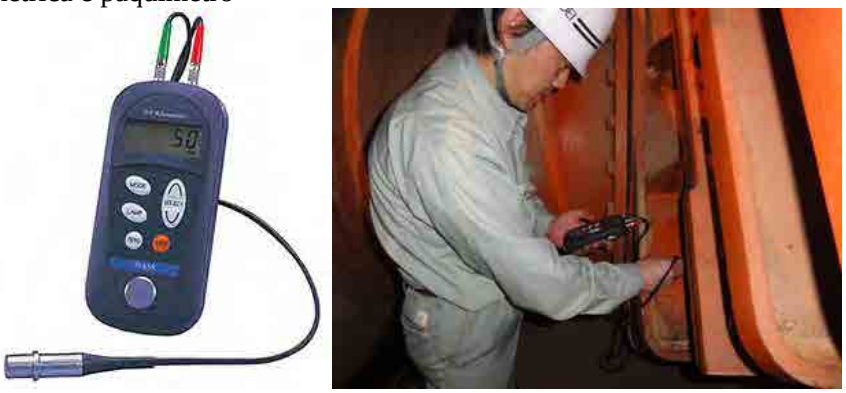


Fonte: Equipe de Estudos JICA

Figura 6.2.1 Controle de Comporta e Tubo Conduto

2) Instrumento de Medição

a. Medidor ultra sônico de espessura (fabricado pela JFE- Advantech in Japan)
b. Fita métrica e paquímetro



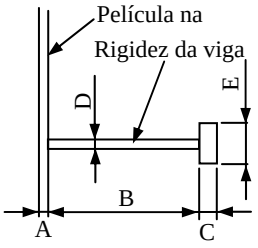
Fonte: Equipe de Estudos JICA

Figura 6.2.2 Medidor ultra sônico de espessura

3) Resultado da medição

Os resultados da medição estão resumidos abaixo.

Tabela 6.2.6 Resultado da Medição

Item	Barragem Oeste	Barragem Sul	Observações
Espessura da placa do tubo conduto	Montante: 5.93mm Jusante: 6.51mm	Montante: 9.17mm Jusante: 8.66mm	–
Espessura da chapa da viga de reforço	A: 12.50mm (12.7mm) B: 100.00mm (100.0mm) C: 20.00mm (20.0mm) D: 12.80mm (12.7mm) E: 65.0mm (65.0mm)	A: 12.58mm (12.7mm) B: 122.00mm (123.0mm) C: 26.00mm (25.4mm) D: 16.20mm (16.0mm) E: 100.00mm (100.0mm)	

Notas: 1. As figuras em parênteses têm valores estimados a partir dos desenhos.

2. O resultado da medição detalhada está anexado no Apêndice 1.

Fonte: Equipe de Estudos JICA

6.2.3 Avaliação da necessidade de substituição

(1) Normas aplicadas

As normas aplicadas para o projeto as portas existentes são desconhecidas, já que os respectivos modelos de cálculos foram perdidos devido à Enchete de 1983. Portanto, a norma brasileira da ABNT NBR 8883:2008 para o projeto de comportas foi aplicada. A força das comportas e dos tubos conduto existentes foram analisados usando as normas mencionadas. Confirmou-se com o fabricante da comporta por meio de entrevista que o principal material da comporta e dos tubos conduto são baseandos em A36 da norma ASTM.

(2) Tensões admissíveis

De acordo com a ABNT NBR 8883, as tensões admissíveis para o material estão estipuladas na tabela abaixo:

Tabela 6.2.7 Tensões Admissíveis

Ponto de escoamento [MPa] força básica do projeto)	**Condições de Carregamento*2)**	**Coeficiente*3)**	**Tensões Admissíveis [MPa] *4)**
250*1)	CCN: Somente nível normal de água	0.50	125.0
	CCE1:Nível normal de água + Pressão dinâmica de água durante um terremoto	0.90	225.0
	CCE2: Somente nível de enchente	0.63	157.5
	CCL: Nível de enchente + Pressão dinâmica durante um terremoto	0.80	200.0

Notes: *1) ASTM A36/A36M-08 [TABALA 3 Requisitos elásticos]
*2) CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE USINAS HIDRELÉTRICAS Outubro/2003
*3) ABNT NBR 8883: 2008, [Tabela 6 - Coeficientes "S" definidores de tensões admissíves]
*4) Tensão admissível = [Ponto de Escoamento]×[Coeficiente]

Fonte: ABNT NBR 8883 no Brasil

(3) Resultados do cálculo

1) Tampa de Controle de Comporta

A força da tampa de controle da comporta foi calculada e detalhada nos Apêndices 2 e 3. A força da tampa foi calculada sob a carga máxima de conversão no caso do CCN, CCE1, CCE2 e CCL. A carga convertida para cada caso está calculada pela carga real que é dividida pelo coeficiente. A carga máxima convertida ocorreu no nível de água da enchente (CCE2) da relação entre a carga real e o coeficiente. Assim, o cálculo da força é feito para CCE2.

Tabela 6.2.8 Relação entre a Carga real e o Coeficiente

Projeto para Nível de Água		**Coeficiente**	**Carga [kN]**	
			Carga real	**Carga Convertida**
Oeste	CCN	0.50	39.00	78.00
	CCE1	0.90	41.25	45.83
	CCE2	0.63	399.55	634.21 (Max.)
	CCL	0.90	417.65	464.06
Sul	CCN	0.50	329.35	658.70
	CCE1	0.90	347.31	385.90
	CCE2	0.63	572.03	907.99 (Max.)
	CCL	0.90	600.76	667.52

Notes: CCN: Somente nível normal de água

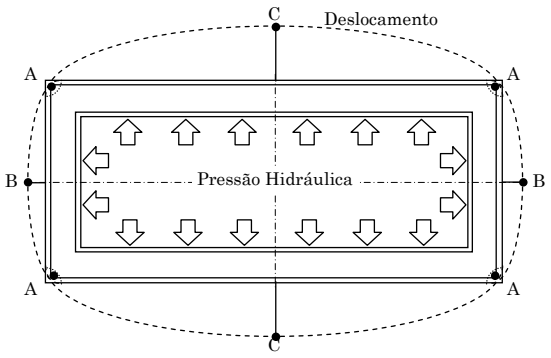
CCE1: Nível normal de água + Pressão dinâmica da água durante o terremoto

CCE2: Somente o nível de água de Enchente

CCL: Nível de água de Enchente + Pressão dinâmica da água durante o terremoto

Fonte: Equipe de Estudos JICA

O cálculo da resistência da viga de reforço é calculado para os seguintes pontos A, B e C como ilustrado abaixo.



Source: JICA Survey Team

Fig 6.2.3 Location of Strength Calculation (Sectional View)

A viga de reforço tem força o bastante no presente desde que a tensão calculada seja menor do que a tensão admissível como resumido na tabela abaixo.

Tabela 6.2.9 Resultados do Cálculo (Viga de Reforço)

Barragem	Local	Tensão	σ (Tensão Calculada) [MPa]		σ a(Tensão Admissível) [MPa]	Julgamento σ < σ a
			After	Before		
Oeste	Ponto A	Bending stress (Dentro)	79.2	72.3	157.5	OK
		Dobrar a tensão (Fora)	61.6	56.3	157.5	
		Cortar a tensão	41.7	38.0	90.9	
	Ponto B	Dobrar a tensão (Dentro)	111.4	101.7	157.5	OK
		Dobrar a tensão (Fora)	58.2	53.2	157.5	
		Cortar a tensão	9.8	9.0	90.9	
	Ponto C	Dobrar a tensão (Dentro)	37.8	34.5	157.5	OK
		Dobrar a tensão (Fora)	77.3	70.6	157.5	
		Cortar a tensão	41.7	38.0	90.9	
Sul	Ponto A	Dobrar a tensão (Dentro)	79.2	74.4	157.5	OK
		Dobrar a tensão (Fora)	40.7	38.2	157.5	
		Cortar a tensão	39.6	37.2	90.9	
	Ponto B	Dobrar a tensão (Dentro)	105.5	99.1	157.5	OK
		Dobrar a tensão (Fora)	38.7	36.3	157.5	
		Cortar a tensão	9.6	.9.0	90.9	
	Ponto C	Dobrar a tensão (Dentro)	36.9	34.6	157.5	OK
		Dobrar a tensão (Fora)	57.8	54.3	157.5	
		Cortar a tensão	39.6	37.2	90.9	

Notas: Depois: Após o aumento, Antes: Antes do aumento

Fonte: Equipe de Estudos JICA

1) Força de acionamento

A força de acionamento é calculada como mostra os Apêndices 2 e 3. O resumo do cálculo é descrito abaixo. Em conclusão, os cilindros têm capacidade suficiente para acionarem as comportas.

Tabela 6.2.10 Resultados dos Cálculos (Força de Acionamento)

Barragem	Força de atração dos cilindros [kN]				Força de impulsão do cilindro [kN]			
	Carga de abertura		Força de acionamento	Julgamento	Carga de fechamento		Força de acionamento	Julgamento
	Depois	Antes			Depois	Antes		
Oeste	200.0	180.0	259.8	OK	170.0	150.0	228.0	OK
Sul	310.0	310.0	339.3	OK	260.0	260.0	271.4	OK

Notas: Depois: Após o aumento, Antes: Antes do aumento

Fonte: Equipe de Estudos JICA

2) Tubo conduto

Como mostra a Tabela 8.2.8 acima, a carga máxima convertida é CCE2. Assim, o cálculo da resistência é também feito por CCE2. A resistência do tubo conduto é calculada como mostra os Apêndices 4 e 5. Em conclusão, o tubo conduto tem força suficiente no presente, desde que as tensões calculadas sejam menores do que as tensões admissíveis.

Tabela 6.2.11 Resultados do Cáluculo (Tubo conduto)

Barragem	Posição	Cálculo de CASE	σ (Tensão calculada) [MPa]		σ a (Tensão Admíssivel) [MPa]	Julgamento σ < σ a
			Depois	Antes		
Oeste	Montante	CCE2: Somente nível de água da escala de Enchente	28.6	26.1	157.5	OK
	Jusante		26.1	23.8	157.5	OK
Sul	Montante		26.5	24.9	157.5	OK
	Jusante		28.0	26.3	157.5	OK

Notas: Depois: Após o aumento, Antes: Antes do aumento

Fonte: Equipe de Estudos JICA

6.2.4 Ítens e Métodos de Reparação

(1) Tubo conduto

No mo

No momento, o reparo ou substituição do tubo conduto não são necessários visto que os tubos conduto têm força suficiente mesmo que o nível de água seja superior a 2.0m. Entretanto, há a possibilidade de o vazamento de água aumentar devido ao aumento do nível da água. Embora o vazamento de água não afete a resistência do tubo conduto e o tubo de drenagem com facilidade, o vazamento de água deve se esgotar com a substituição da embalagem, do selo de borracha, etc. como uma das obras de manutenções.

(2) Controle de Comporta

O reparo ou substituição dos controles de comporta também não se fazem necessário pelos mesmos motivos dos tubos conduto. Os cilindros hidráulicos têm ampla força de acionamento mesmo que o nível da água de acionamento seja superior a 2.0m. O vazamento de água das comportas devem igualmente parar com as obras de manutenção do escritório da barragem.

6.2.5 Estimação de custos

Nenhuma estimação de custos é necessária uma vez que nenhuma obra de reparo ou substituição é substancialmente necessária para os tubos conduto e os controles de comporta.

6.3 Comportas para Enchente

6.3.1 Condições do Projeto

As condições do Projeto das comportas para enchentes estão sumarizados abaixo:

Tabela 6.3.1 Condições do Projeto

Características Técnicas	Comportas para enchente na montante	Comportas para enchente na jusante
Tipo de comporta	Comporta rolante	Comporta rolante
Quantidade	4 sets	4 sets
Vão livre	10.0m	10.0m
Altura da comporta	5.5m	3.6m
Elevação do Patamar	EL.-1.00m	EL.-1.00m
Tipo de grua	Cabo de aço do guincho da grua	Cabo de aço do guincho da grua

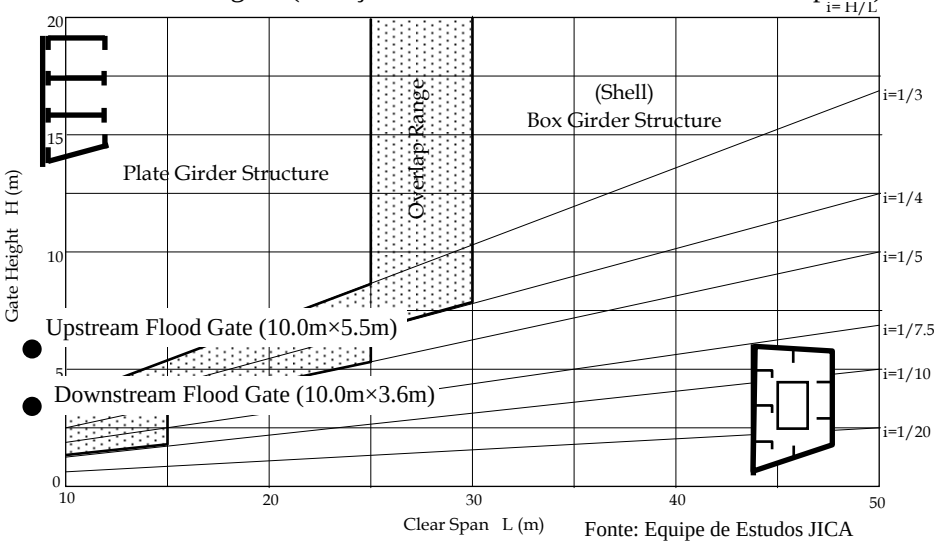
Fonte: Equipe de Estudos JICA

6.3.2 Seleção do tipo de comporta

(1) Tipo de comporta painel

A comporta rolante é proposta por causa de sua estrutura de placa de viga ou estrutura de viga caixa (escudo). AS relações entre

sua estrutura de viga placa ou caixa (shell) a estrutura da viga entre o vão da comporta e a altura da comporta como modtrado na figura (Relação das Dimensões e Estrutura da Comporta) abaixo:



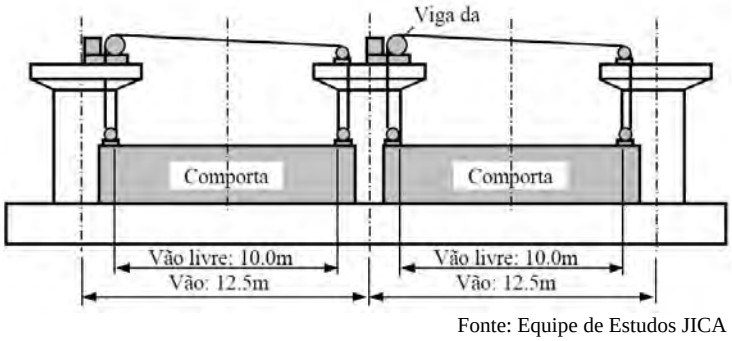
Fonte: Equipe de Estudos JICA

Figura 6.3.1 Relação das Dimensões e Estrutura da Comporta

O tipo de estrutura da chapa da viga é amplamente usada para mais de 30 m no vão da comporta pois é uma construção durável e simples e possui fácil manutenção. O tipo de estrutura viga de caixa é usado em comporta no caso de a razão da altura da comporta e o vão livre (i) ser menor que um quinto e o vão livre ser maior que 20m do ponto de vista da construção. Uma vez que a razão (i) da comporta de enchente da jusante é ½.78, ambas as comportas podem ser fabricadas pelo tipo de estrutura de viga de placa. Embora, isto seja decidido a partir do ponto de vista de fabricação e manutenção que o tipo de viga de placa seja usado para comportas de enchente. O tipo de viga de placa tem sido geralmente fabricado no Brasil e o tipo de viga de caixa não é utilizado no Brasil de acordo com a informação do fabricante de comportas HISA. Assim, o tipo de comporta painel para comportas de enchente é o tipo de estrutura de viga de placa.

(2) Vão livre

O “Vão livre” e o “Vão” são diferentes entre si. O “Vão” é a distância entre os centros do mourão, e “Vão livre” é a largura do canal como mostra a figura abaixo.



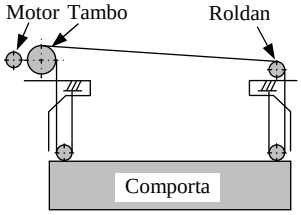
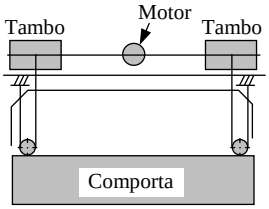
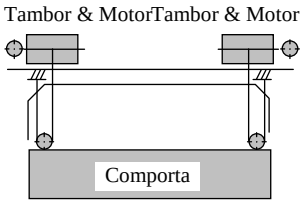
Fonte: Equipe de Estudos JICA

Figura 6.3.2 Vão livre e vão da Comporta

(3) Tipo de viga

As comportas de enchente são operadas pelo cabo de aço estacionário do guincho da grua. Há três tipos de cabo de aço estacionário do guincho da grua que são 1M-1D (1 motor, 1 tambor), 1M-2D. 2M-1D não é aplicada ao guincho das comportas de enchente como mostra a tabela abaixo. O 1M-2D é um pouco cara se comparado ao 1M-1D pois há muito mais partes de componentes do que 1M-1D. Assim, o cabo de aço do guincho da viga 1 motor – 1 tambor foi selecionado para a operação das comportas de enchente devido à consideração ao vão aplicável, construção simples, operação confiável e conveniência de manutenção.

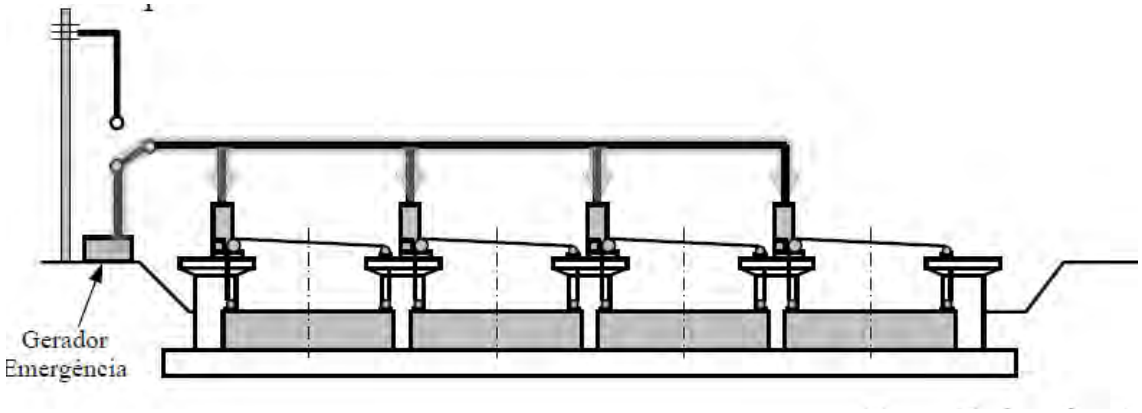
Tabela 6.3.2 Tipo de Guincho

Tipo	**1M-1D**	**1M-2D**	**2M-2D**
Vão livre aplicável	10m ～ 30m	5m ～ 15m	20m ～
Layout			
	Main machine is arranged on the one gatepost and only a rope terminal and a fixed sheave are arranged on the other side. Each one set of motor and drum are provided.	Drums on both gateposts are connected with the shaft. Main machine is arranged at the center of hoist or on the one gatepost.	Main machine and the drum are arranged on both gateposts. The lifting speed shall be electrically synchronized. This hoist is applied to wide span gate.

Fonte: Equipe de Estudos JICA

(4) Sistema de Fornecimento de Eletricidade

É necessário prover um gerador (emergência) stand-by para o fornecimento da operação da comporta quando a eletricidade permanente for cortada.



Fonte: Equipe de Estudos JICA

Figura 6.3.3 Sistema de Fornecimento de Eletricidade

6.3.3 Seleção das medidas de proteção à corrosão

As comportas de enchente serão construídas na área das marés no baixo Rio Itajaí. Embora as comportas de enchente sejam mantidas na posição totalmente abertas sob a condição seca, a comporta painel será oxidada pela água do mar.

A proteção contra a corrosão é absolutamente necessária para a comporta painel. Para este efeito, as duas (2) as medidas são concebíveis.

(1) Uso de material de aço inoxidável
(2) Pintura

O preço unitário de um material de aço inoxidável é muito caro se comparado com o aço leve como listado na Tabela 6.3.3 e o aço inoxidável até agora não é utilizado na estrutura de comportas no Brasil. Assim, a comporta de enchente deve ser fabricada com aço leve e a pintura deve ser aplicada na comporta painel como proteção à corrosão.

Tabela 6.3.3 Preço unitário de material de aço

Material	Aço leve A36 (ASTM) (igual a SS400 de JIS)	Aço inoxidável S30400 (ASTM) (igual a SUS304 de JIS)
No Brasil	R$ 2.5/kg	R$ 15.0/kg
No Japão	R$ 2.3/kg	R$ 9.5/kg

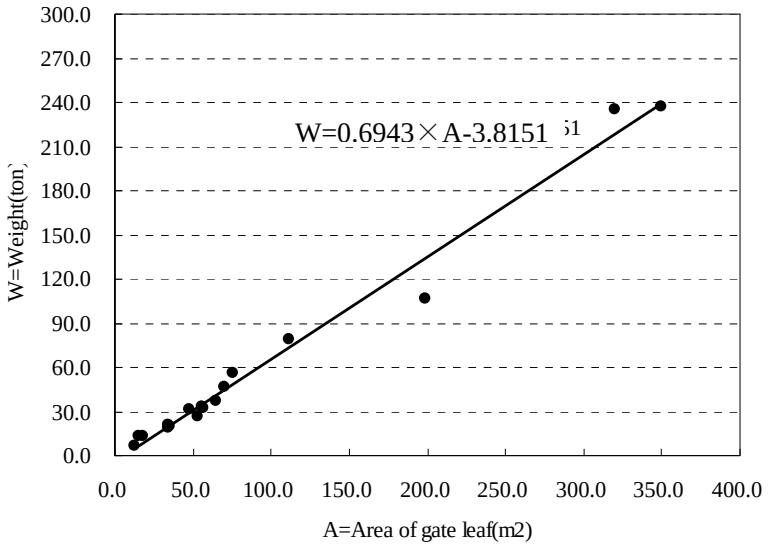
Notas:O preço unitário no Brasil depended a HISA pesquisa de audiência (Maio, 2011).

Fonte: Equipe de Estudos JICA

6.3.4 Estimação de cargas de projeto

(1) Peso da comporta painel

O peso da comporta está proporcional à área da comporta painel. A relação entre o peso e a área da comporta painel no Japão segue mostrado na tabela abaixo:



Fonte: Equipe de Estudos JICA

Figura 6.3.4 Relação entre o peso da Comporta e a área da Comporta Painel

O peso da comporta é calculado pela seguinte fórmula:

$W = 0.6943 \times A + 3.8151$

Onde, W: Peso da comporta painel (ton)
A: Área da comporta painel (m^2)

Ambos os pesos das comportas painel estão listados na tabela abaixo.

Tabela 6.3.4 Pesos das Comportas Painel

Comporta	Vão livre (m)	Peso da Comporta (m)*	Área (m^2)	|Peso (ton)	Peso (kN)
Comporta de enchente à montante	10.0	5.5	55.0	42.0	412.1
Comporta de enchente à jusante	10.0	3.6	36.0	28.8	282.6

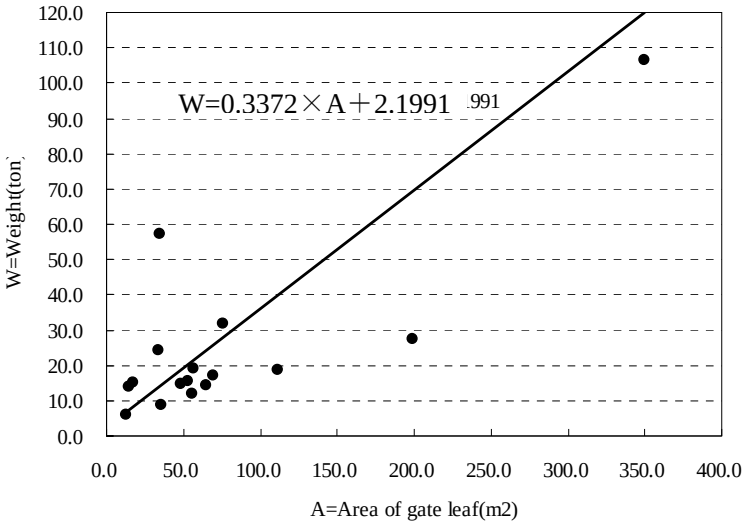
Notas; A altura da escala é para a escala de probabilidade de 50 anos.

Fonte: Equipe de Estudos JICA

(2) Peso do Guincho

O peso do cabo de aço do guincho da grua é também proporcional à área da comporta painel. A relação ente o peso do guincho e a área da comporta painel no Japão está ilustrada na figura abaixo:

A altura da escala é para a escala de probabilidade de 50 anos.



Fonte: Equipe de Estudos JICA

Figura 6.3.5 Relação entre o peso do guincho e a área da comporta painel

O peso do guincho é calculado de acordo com a seguinte fórmula:

$W = (0.3372 \times A + 2.1991) \times 1.10$

Onde, W: Peso do guincho (ton)

A: Área da comporta painel (m^2)

O peso de ambos os guinchos estão listados na tabela abaixo:

O peso do painel de operação é esperado para 10 %.

Tabela 6.3.5 Pesos dos guinchos

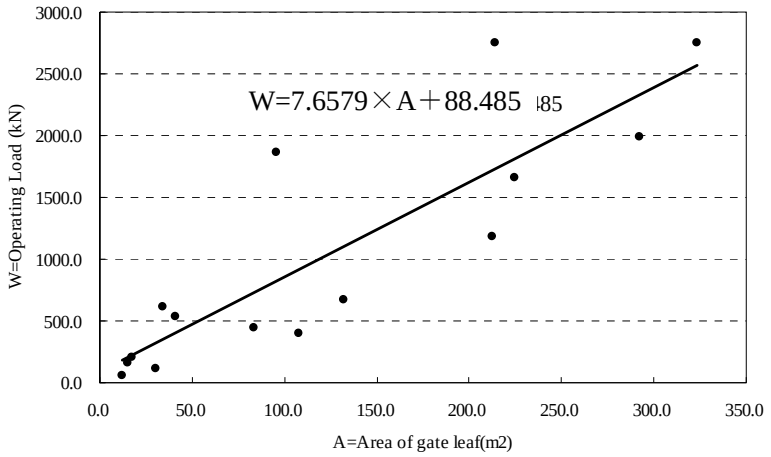
Comporta	Vão livre (m)	Altura da Comporta (m)*	Área (m^2)	Peso (ton)	Peso (kN)
Comporta de enchente à montante	10.0	5.5	55.0	22.8	223.7
Comporta de Enchente à jusante	10.0	3.6	36.0	15.8	155.0

Notas; A altura da escala é para a escala de probabilidade de 50 anos.

Fonte: Equipe de Estudos JICA

(3) Carga de Operação

A relação entre a operação de carga e a área da comporta painel no Japão é como mostrada na figura abaixo:



Fonte: Equipe de Estudos JICA

Figura 6.3.6 Relação entre a Operação de Carga e a Área da Comporta Painel

A operação de carga é calculada pela seguinte fórmula:

$W = 7.6579 \times A + 88.485$

Onde, W: Operação de carga (kN)
A: Área da comporta painel (m^2)

A Operação de cargas de ambas as comportas estão listadas na Tabela abaixo:

Tabela 6.3.6 Operação de cargas

Comporta	Vão livre (m)	Altura da Comporta (m)*	Área (m^2)	Operação de Carga (kN)
Comporta de Enchente à montante	10.0	5.5	55.0	509.7
Comporta de Enchente à jusante	10.0	3.6	36.0	364.2

Notas; A altura da escala é para a escala de probabilidade de 50 anos.

Fonte: Equipe de Estudos JICA

(4) Carga de Pressão Hidráulica

A carga de pressão hidráulica (WG4) é calculada pela seguinte fórmula.

$$WG4 = \frac{1}{2} \times (H^2 \times w_0) \times B$$

Onde, WG4: Carga de Pressão Hidráulica (kN)
H: Design head chefe de projeto (m)
W_0: Gravidade específica da água (kN/m^3)
B: Sealing span Vão de vedação (m)

As cargas de pressão hidráulica "WG4" estão listadas na Tabela abaixo:

Tabela 6.3.7 Carga de Pressão Hidráulica

Comporta	H(m)*	B(m)	W_0(kN/m^3)	WG4(kN)
Comporta de Enchente à montante	5.5	12.5	10.101	1909.7
Comporta de Enchente à jusante	3.6	12.5	10.101	818.2

Notes; Gate height is probability scale of 50 years.

Fonte: Equipe de Estudos JICA

(5) Cargas de Projeto

As cargas de projeto mostradas na figura abaixo estão listadas na Tabela 8.3.2. As cargas de "WG2" e "WG3" atuam no mourão em um dos lados, i.e., 2x ("WG2" + "WG3") atuam no mourão.

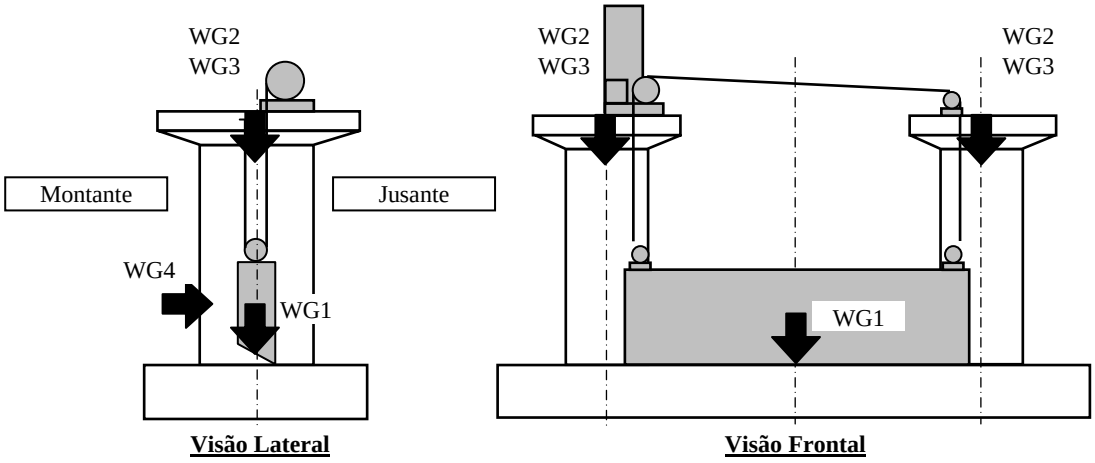


Figura 6.3.7 Design Loads Fonte: Equipe de Estudos JICA

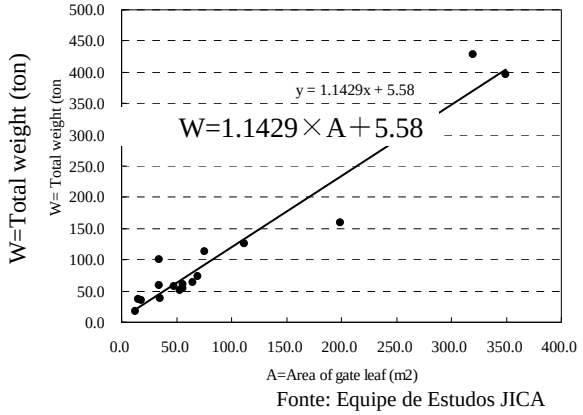
Tabela 6.3.8 Design Loads

Comporta	WG1 (kN)	WG2 (kN)	WG3 (kN)	WG4 (kN)
Comporta de Enchente à montante	412.1	111.9	254.9	1909.7
Comporta de Enchente à jusante	282.6	77.5	182.1	818.2

Nota; WG1: Peso da Comporta Painel
WG2: Peso do Guincho
WG3: Operação de Carga
WG4: Carga da Pressão Hidráulica
Fonte: Equipe de Estudos JICA

6.3.5 Estimação de Custos

Os custos das comportas estão estimados a partir do peso total e o preço unitário. Os custos das comportas contêm os custos do projeto, fabricação, instalação, e inspeção. O peso total da comporta foi estimado a partir da relação ente o peso e a área de várias comportas no Japão, como mostra a Figura 6.3.8 abaixo.



Fonte: Equipe de Estudos JICA

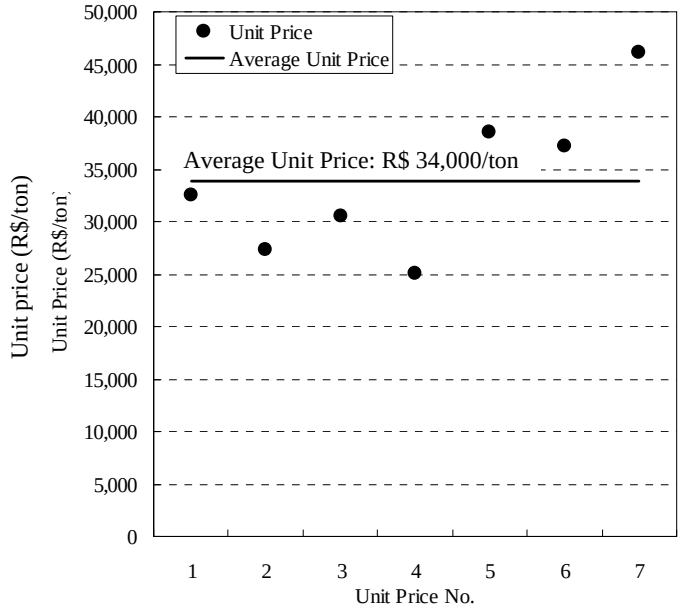
Figura 6.3.8 Relação entre o Peso Total da Comporta e a Área da Comporta Painel

O peso total da comporta foi estimado pela seguinte fórmula:

$W = 1.1429 \times A + 5.58$

Onde, W: Peso Total da Comporta (ton)
A: Área da Comporta Painel (m^2)

O preço unitário da comporta é estimado baseado nos preços de compra atuais no Brasil. A Figura 8.3.9 mostra a comparação entre os preços de compra. O preço unitário para os custos estimados para este estudo de viabilidade é determinado em R$40,800 por tonelada adicionando 20 % da média do preço de compra, considerando o preço unitário amplamente aplicado no Japão.



Fonte: Equipe de Estudos JICA

Figura 6.3.9 Resultados do Preço Unitário

Tabela 6.3.9 Custo Estimado das Comportas de Enchente

Comporta	Vão (m)	Altura da Comporta (m)*	Área da Comporta (m^2)	Quantidade (unit)	Peso (ton)	Preço Unitário (R$/ton)	Custo (R$)
Comporta de Enchente à montante	10.0	4.5	45.0	4	228.1	40,800 (=Ave.34,000× 1.20)	9,306,480
Comporta de Enchente à jusante	10.0	3.6	36.0	4	186.9		7,625,520

Notas; Altura da Comporta é para enchente de 10 anos de recorrência.
Fonte: Equipe de Estudos JICA

CAPÍTULO 7 PLANO DE CONSTRUÇÃO E ESTIMATIVA DE CUSTO

7.1 Introdução

O plano de construção para os projetos prioritários selecionados foi elaborado para formular o cronograma de construção e para obter os dados básicos para a estimativa de custos.

Os principais itens de estudo são os seguintes:

(1) Plano de Construção

- Formular as condições básicas para o plano de construção, dias trabalháveis e materiais.
- Selecionar os métodos de construção padrão para as principais obras.
- Formular o cronograma de construção.

(2) Estimativa de Custo

A revisão dos conceitos básicos para a estimativa de custos e para os custos unitários.

- Estimativa dos custos financeiros e econômicos de projeto dos projetos prioritários selecionados.

7.2 Plano de Construção

Este capítulo dá suporte ao plano de construção e ao estudo de viabilidade dos relatórios principais.

7.2.1 Descrição do Projeto

(1) Cronograma de implementação

De acordo com o estudo de viabilidade, há cinco (5) projetos apresentados a seguir.

- Sobre-elevação da barragem Oeste
- Sobre-elevação do vertedouro da barragem Sul
- Comporta à montante no Rio Mirim
- Comporta à jusante no Rio Mirim
- Revestimento de Estaca-Prancha de concreto no rio Mirim

(2) Quantitativos das Obras

As quantidades das obras dos cinco (5) projetos são apresentadas em resumo na tabela a seguir.

Tabela 7.2.1 Resumo dos Quantitativos

Local	Quantidades	Obs.
Barragem Oeste	Concreto : 12.500 m^3 Areia escavada : 20.000 m^3 Rocha escavada : 01.650 m^3	
Vertedouro da Barragem Sul	Concreto : 02.700 m^3 Demolição : 00,800 m^3	
Comporta à jusante no Mirim	Concreto : 01.300 m^3 Areia escavada : 03.600 m^3 Estacas pré-moldadas de concreto : 00,130 unidades Estacas-Prancha de aço : 00,110 pranchas Comporta : 00,140 t	
Revestimento com estacas-prancha do Mirim	Estacas-prancha de concreto : 05.400 m^2 Barreira de cascalho : 10.400 m^3	
Comporta à montante No Mirim	Concreto : 02.200 m^3 Areia escavada : 04.800 m^3 Aterro : 07.400 m^3 Estacas pré-moldadas de concreto : 00,160 unidades Estacas-Prancha de aço : 00,243 pranchas Canal de desvio do tributário : 01.060 m Canal de drenagem : 02.000 m x 3 locais Comporta : 00,170t	

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

7.2.2 Condições Básicas

(1) Dias Trabalháveis

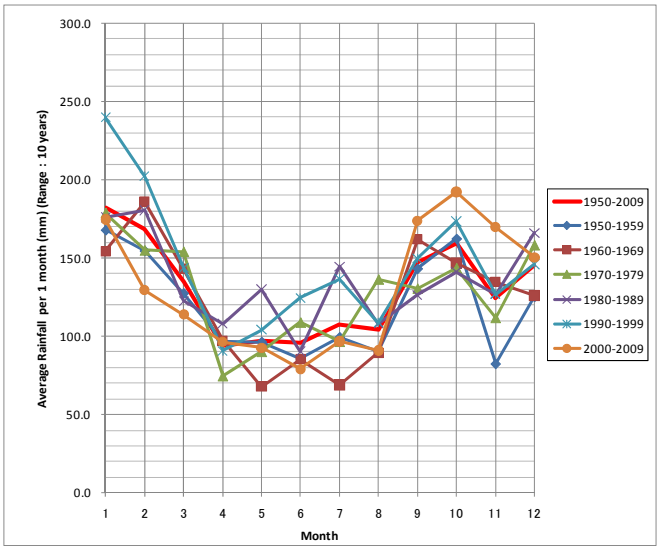
No Brasil, são trabalhadas 44 horas por semana, sendo o oito (8) o número típico de horas trabalhadas por dia. Feriados e finais de semana não são incluídos. Os dias de trabalho por mês são 20 dias calculados utilizando a equação abaixo, considerando 3 dias sem trabalho devido à chuva.

$$d = \frac{44 \text{ horas por 1 semana}}{8 \text{ horas por 1 dia}} = \frac{30}{7} \text{ - 3 dias (dias chuvosos) = 20 dias por 1 mês.}$$

A figura a seguir mostra a precipitação média mensal de dados de 59 anos. No estado de Santa Catarina, não existe uma divisão clara entre a estação chuvosa e a estação seca. Entretanto, de acordo com a figura a seguir, os seis (6) meses de duração de março a setembro são considerados como sendo a estação seca.

Uma vez que a construção da sobre-elevação das barragens é arriscada na ocorrência de cheias, ela deve ser realizada durante a estação seca. Por outro lado, a construção das comportas corre menos risco na ocorrência de cheias, sendo a maré o único obstáculo para sua construção. Portanto, esta construção pode ser realizada durante todo o ano.

- Estação seca: maio a agosto (6 meses)
- Estação chuvosa: Janeiro a março, setembro a dezembro (6 meses)



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 7.2.1 Precipitação Média Mensal

(2) Materiais de Construção

Todos os materiais são disponíveis no Brasil.

7.2.3 Método de Construção Padrão

(1) Sobre-elevação da barragem Oeste

A construção da sobre-elevação da barragem Oeste existe uma consideração cuidadosa dos seguintes pontos.

- Mesmo durante a construção, para não se perder a função de barragem de controle de cheias, será instalada uma instalação temporária de desvio.
- Considerando o risco de atraso no cronograma da construção, a altura da ensecadeira instalada é calculada considerando o não transbordamento do nível de água com a vazão do conduto.

1) Instalação temporária de desvio

A instalação temporária de desvio será instalada para não se perder a função de controle de cheias.

- Vazão de projeto para a instalação temporária de desvio

A vazão de projeto equivale à vazão do conduto quando o nível de água se equipara à elevação da crista da barragem.

A vazão de projeto é estimada através da fórmula a seguir.

$$Q = 0.667 \times 7 \times 1.7663 \times \sqrt{2 \cdot g \cdot (H - 340.05)}$$
$$= 0.667 \times 7 \times 1.7663 \times \sqrt{2 \cdot g \cdot (360.0 - 340.05)} = 163 m^3 / s$$

where

H : *spillway elevation* ($EL.360.00m$)

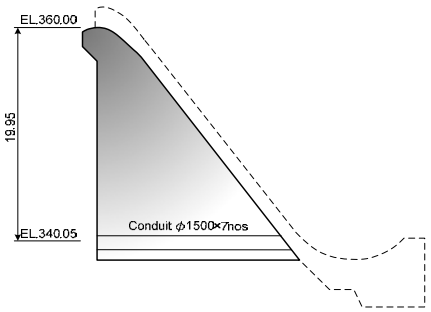
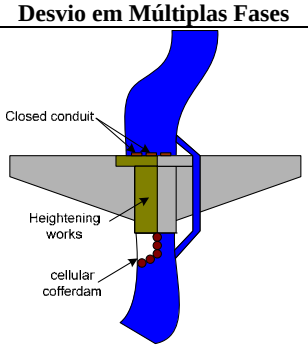
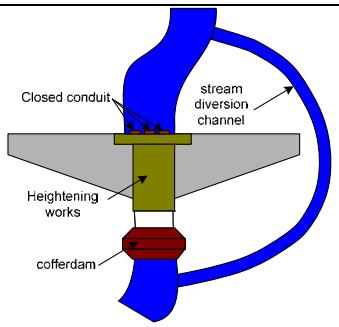


Figura 7.2.2 Imagem do Cálculo da Vazão de Projeto

2) Método da Instalação Temporária de Desvio

São considerados dois métodos para a instalação temporária de desvio: desvio em múltiplas fases e túnel de desvio. Como mostrado na Tabela 7.2.2, o método do túnel exige mais tempo e despesas. Portanto, o método de desvio de múltiplas fases foi selecionado.

Tabela 7.2.2 Método da Instalação Temporária de Desvio

	Desvio em Múltiplas Fases	**Túnel de Desvio**
Descrição	 O espaço da obra é dividido em duas partes alternadas.	 O túnel é aberto no mesmo tamanho do conduto. Durante a construção, o túnel é utilizado como caminho da água.
Dimensões	Ensecadeira celular φ8,5, h=8,5 x 3 conjuntos x 2 vezes φ6,0, h=6,0 x 9 conjuntos x 2 vezes Canal de desvio da corrente B=12mx3m	Túnel em forma de cavalo φ6,0m, i=1/200, C=200m
Duração da construção	curta	longa
Custo da construção	R$2,9×10^6	R$7,7x10^6
Adjudicação	boa	---

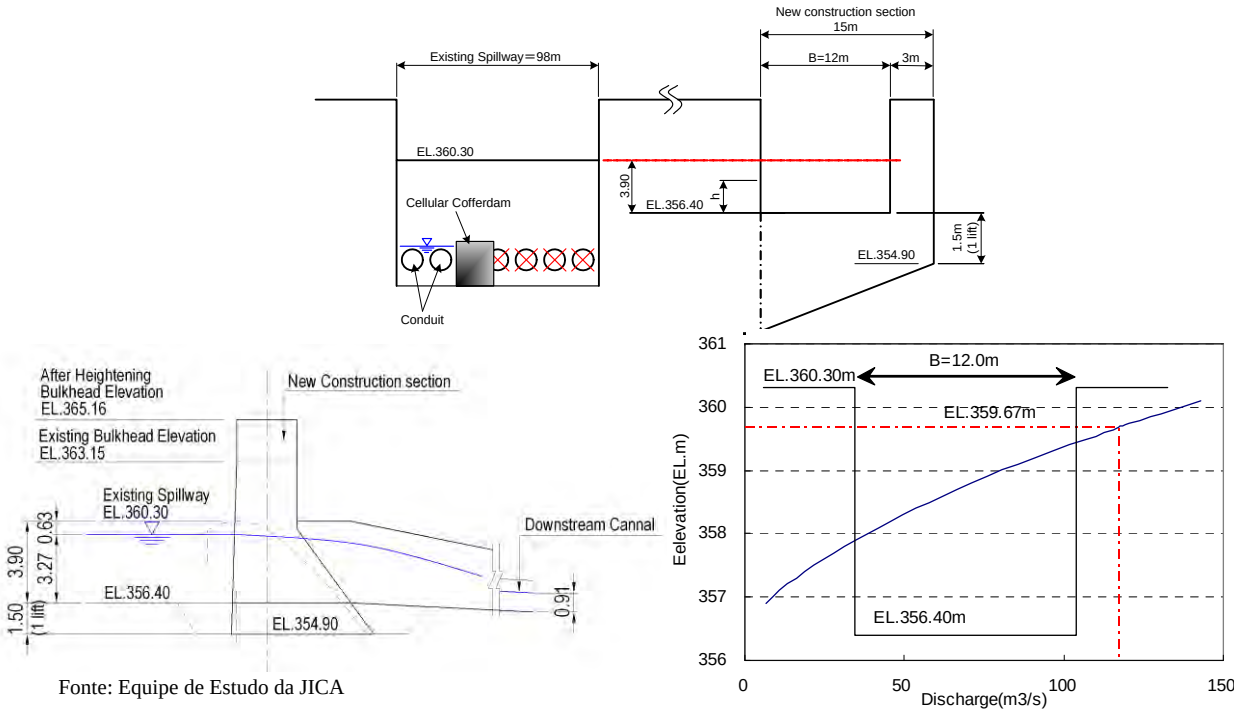
Fonte: Equipe de Estudo da JICA

3) Escala do Corte de Terra para o Corpo da Barragem

A construção através do método de desvio em múltiplas fases desabilita a função original de vazão do conduto, portanto é necessária uma instalação alternativa para compensar a vazão. Como mostrado na figura abaixo, duas partes são escavadas na parte alada do corpo da barragem para permitir a vazão quando o nível de água estiver abaixo da crista do corpo da barragem. Existem pelo menos dois (2) condutos quando o método do desvio em múltiplas fases é aplicado. Assim, a parte alada cobre a descarga de = 117 m^3/s.

$$Q = 163 - \frac{163}{7} \times 2 = 116.4 \Rightarrow 117 m^3 / s$$

A escala da escavação tem 12,0 m de largura por 3,27 de altura, com base no cálculo com a fórmula do dique Retangular. O fundo da escavação está na cota EL. 356,4 m, que é 1,5 m superior à altura da barragem e é inferior à profundidade de transbordamento.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

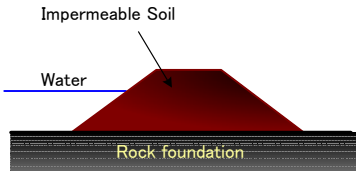
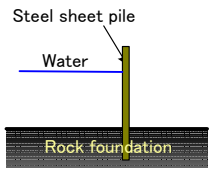
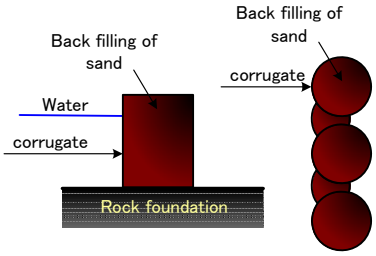
Figura 7.2.3 Escala da Escavação da Asa do Corpo da Barragem

4) Tipo de Ensecadeira

Devido às seguintes razões, a barragem celular é proposta como o tipo de ensecadeira a ser construído à jusante da barragem Oeste. A Tabela 7.2.2 mostra a imagem do tipo de ensecadeira.

- O nível de água normal é de quase 5,0 m e a ensecadeira típica (de terra) é uma grande obra de terra o que também deteriora a capacidade de vazão.
- A velocidade do fluxo do vertedouro é alta. Portanto, a ensecadeira deve ser uma estrutura sólida.
- A fundação é de leito de rocha, sendo, portanto difícil colocar as estacas-prancha.

Tabela 7.2.3 Tipo de Ensecadeira

	Tipo de Terra	Tipo de Estacas-Prancha de Aço	Tipo Ensecadeira Celular
Figura			

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

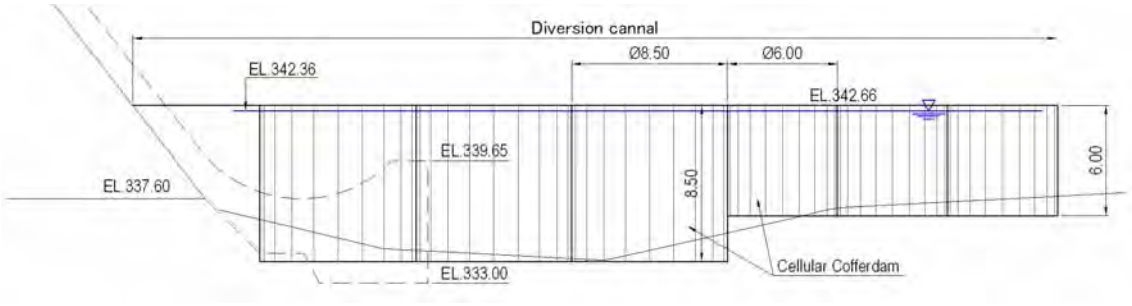
A figura a seguir mostra um exemplo de ensecadeira celular sendo construída.

Fonte: Escritório da obra de construção da barragem de MLIT tsugaru

Figura 7.2.4 Exemplo de Construção de uma Ensecadeira Celular

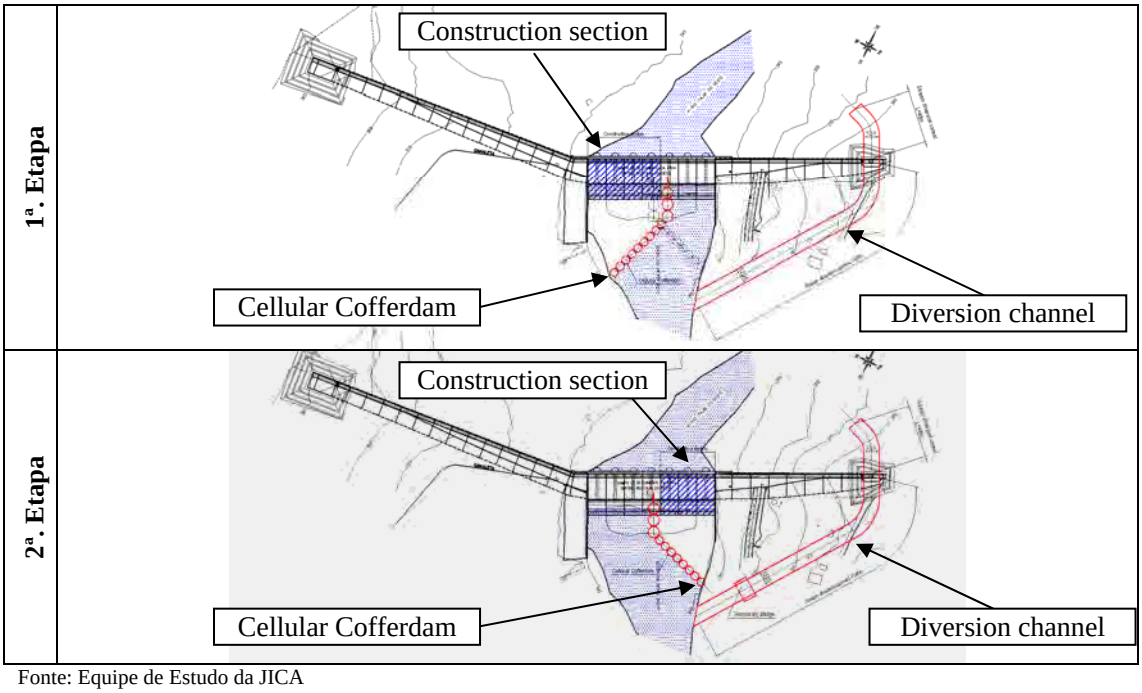
5) Projeto da Ensecadeira

O nível de água da vazão de projeto de 163 m^3/s está na cota EL. 343,36 m com base no cálculo. Considerando 30 cm como borda livre, o alto da ensecadeira celular está na cota EL. 343,66 m. A escala da ensecadeira celular é φ8,5 x 8,5-3 unidades e φ6,0 x 6,0-9unidades. A figura abaixo mostra o layout e a seção.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 7.2.5 Seção Típica da Ensecadeira Celular

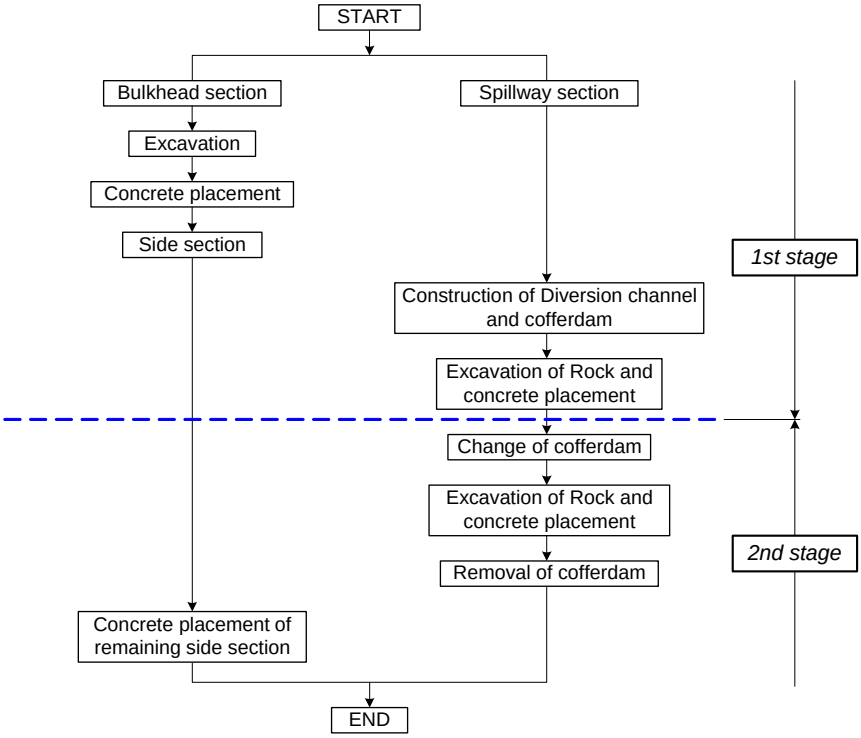


Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 7.2.6 Plano Geral do Método de Desvio em Múltiplas Etapas

2) Procedimentos e Área da Construção

Os Procedimentos são os seguintes.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

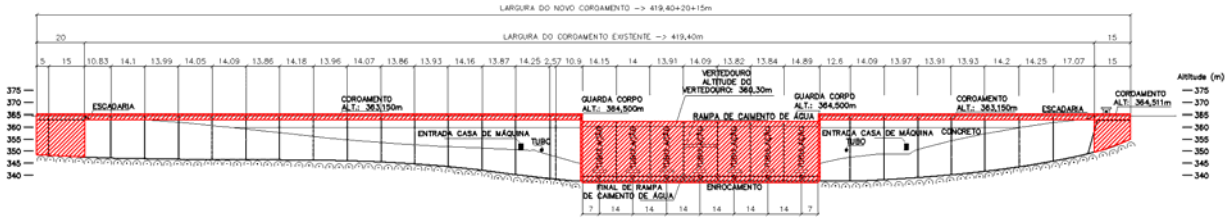
Figura 7.2.7 – Fluxo da construção da Sobre-elevação da barragem Oeste

A Figura 7.2.8 abaixo ilustra a área da contra-medida.

- Seção de não-transbordamento e vertedouro são sobre-elevados em 2,0 m.

- O vertedouro é alargado.

- A parte alada é projetada para aumentar 15 m e 20 m.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

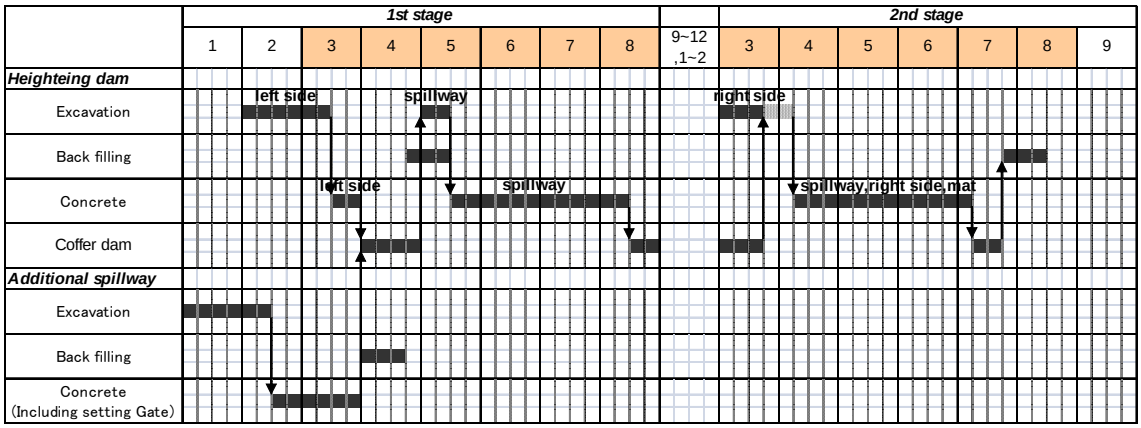
Figura 7.2.8 Escopo da obra de construção

3) Cronograma de construção

O cronograma aproximado da construção da barragem Oeste é o seguinte.

1ª. Etapa: 7 meses (incluindo 1 mês de estação chuvosa)

2ª. Etapa: 6 meses



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 7.2.9 Cronograma de Construção

Tabela 7.2.4 Capacidade Operacional

		unit	[1] quantity	[2] capacity	[3]workable days	[4] month [3]/20	Remarks
[Left side]							
excavation	soil	m3	13,300	220 ×2 set	30.2	1.5	backhoe-0.8m3
	rock	m3	825	63 ×2 set	6.5	0.3	excavator(breaker)
backfilling		m3	5,200	410 ×1 set	12.7	0.6	bulldozer
concrete	bulkhead	m3	4lift	--- ---	---	0.5	interval is 5days
	spillway		18lift	--- ---	---	3.0	interval is 5days
[Right side]							
excavation	soil	m3	6,700	220 ×2 set	15.2	0.8	backhoe-0.8m3
	rock	m3	825	63 ×2 set	6.5	0.3	excavator(breaker)
backfilling		m3	10,000	410 ×2 set	12.2	0.6	bulldozer
concrete	bulkhead(right)	m3	12lift	--- ---	---	2.0	interval is 5days
	bulkhead(left)	m3	6lift	--- ---	---	1.0	interval is 5days
	spillway		18lift	--- ---	---	3.0	interval is 5days

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

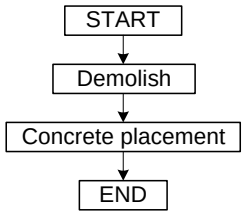
(2) Sobre-elevação do vertedouro da barragem Sul

Devido às seguintes razões, a construção da barragem Sul não requer instalação de desvio temporário.

- Em comparação à barragem Oeste, a capacidade de vazão do conduto não muda.
- A duração da construção é curta e apenas é necessário executar o material em concreto. Portanto, há pouco risco de cheia.

1) Procedimentos e Área da Construção

Os Procedimentos são os seguintes.

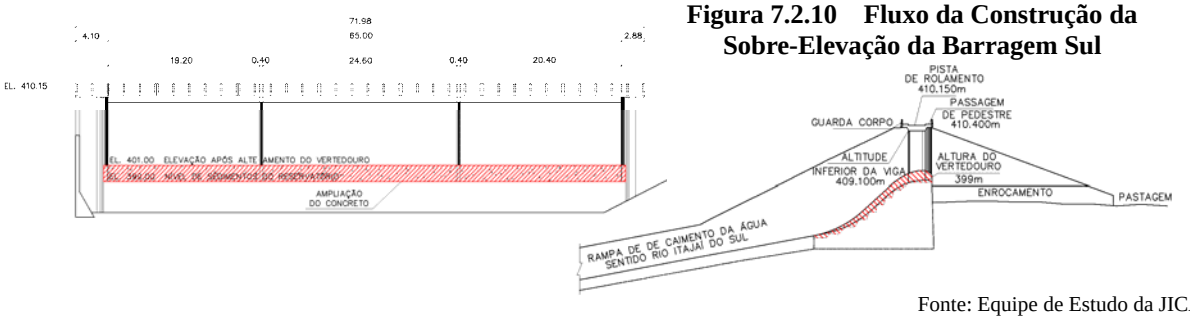


Source: JICA survey team

Figura 7.2.10 Fluxo da Construção da Sobre-Elevação da Barragem Sul

A área de reforço é mostrada a seguir.

- Seção do Vertedouro: Sobre-elevação em 2,0 m e alargamento à jusante.



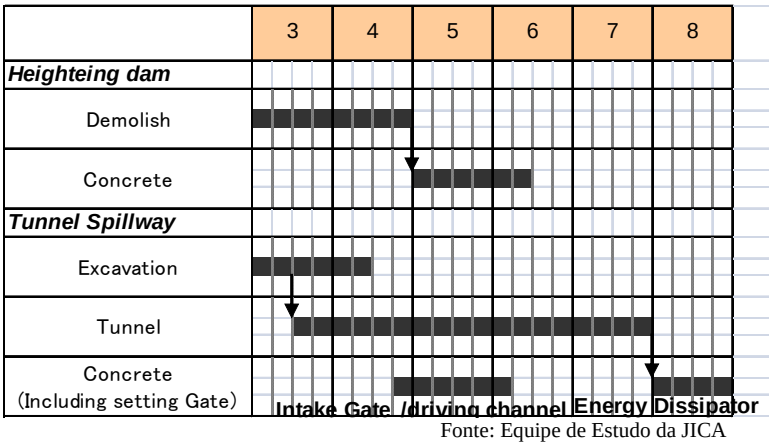
Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 7.2.11 Escopo da obra de construção

3) Cronograma de construção

O cronograma aproximado da construção da barragem Sul é mostrado a seguir.

1ª. Etapa: 3,5 meses



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 7.2.12 Cronograma de Construção

Tabela 7.2.5 Capacidade Operacional

	unit	[1] quantity	[2] capacity	[3]workable days	[4] month [3]/20	Remarks
demolish	m3	800	4 ×5 set	40.0	2.0	concret breaker
concrete	m3	9lift	--- ---	---	1.4	interval is 5days

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

(3) Comporta e Revestimento de Estacas-Prancha de Concreto à Jusante no rio Mirim

1) Nível de água

A comporta no Rio Mirim é normalmente afetada pelas marés. O nível de água na cheia provável de 10 anos neste local é apresentado a seguir.

- Nível de água na maré cheia : EL. 1,49 m
- Nível de água na maré baixa : EL. 0.00 m
- Nível de Água por Cheia Provável de 10 anos : EL. 2,16 m

2) Definição da ensecadeira

A construção da comporta à jusante e do revestimento em estacas-prancha de concreto começa após a construção da comporta à montante.

A capacidade de vazão do Rio Mirim Velho é relativamente pequena – 50 m^3/s. Portanto, com ou sem ensecadeira, é provável que haja inundação. A ensecadeira da comporta à jusante fecha em todas as seções. Portanto, a construção é feita todo o tempo.

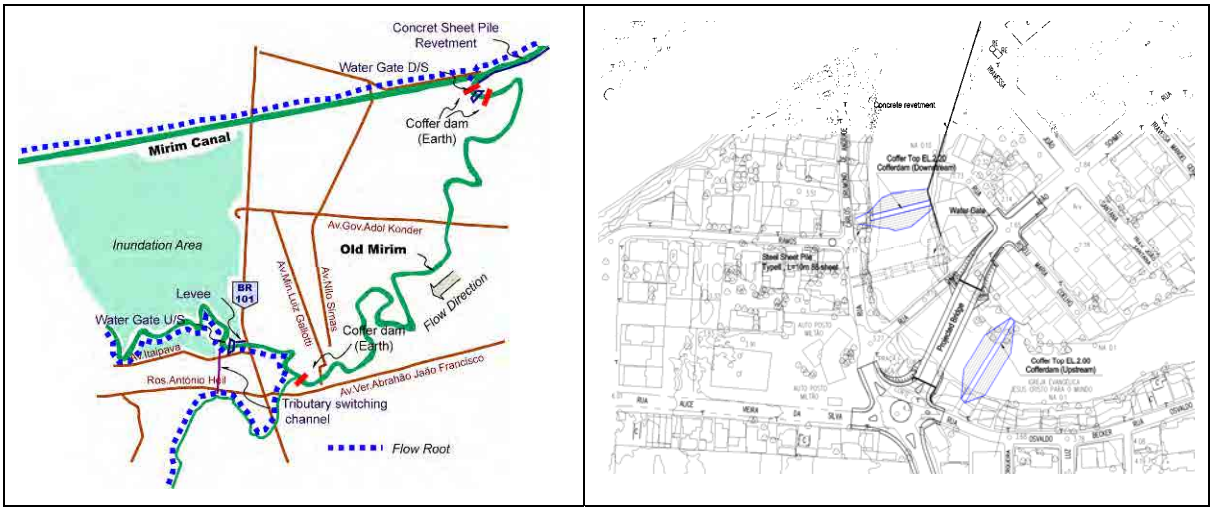
- A elevação da altura da ensecadeira está definida no nível da água, que é menor do que a cheia de 10 anos no Rio Itajaí.
- A drenagem do escoamento da área de captação original é virada para o lado à montante da comporta.
- O tributário do Rio Mirim Velho é virado para o lado da comporta à montante através do túnel.

A altura da ensecadeira é apresentada em resumo a seguir.

Tabela 7.2.6 Altura da Ensecadeira

	Elevação do Topo da Ensecadeira	Obs.
Jusante da Comporta	EL.2,20	Cheia de 10 anos no Rio Itajaí
Montante da Comporta	EL.2,00	Elevação Mínima do Solo na zona do Mirim Velho
Desvio do Rio Tributário	EL.2,00	Elevação Mínima do Solo na zona do Mirim Velho

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

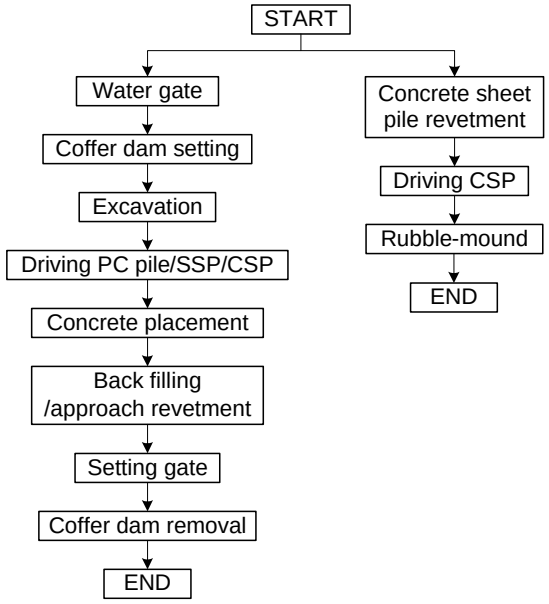


Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 7.2.13 Localização da Ensecadeira

3) Procedimentos e Área da Construção

A figura a seguir mostra os procedimentos da construção



Note: PC pile: precast concrete pile
SSP : steel sheet pile
CSP : concrete sheet pile

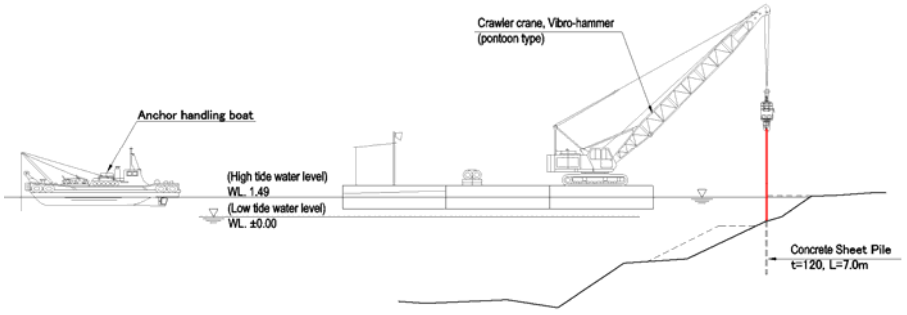
Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 7.2.14 Fluxo da Construção da Comporta à Jusante

4) Método de Construção

A construção da comporta é realizada durante a estação seca. A construção do revestimento em estacas-prancha de concreto é feita sobre plataformas flutuantes a partir das laterais do rio uma vez que o local da construção é próximo a uma área residencial.

A imagem da construção é ilustrada na figura abaixo.

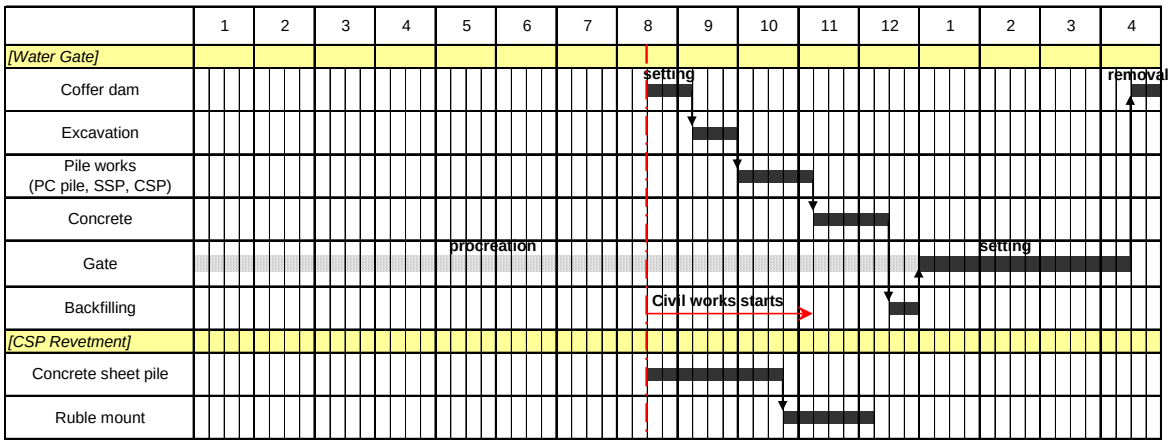


Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 7.2.15 Diagrama da Obra (fixação da estaca-prancha de concreto a partir da plataforma flutuante)

5) Cronograma de construção

O cronograma da construção da comporta, incluindo a execução da comporta, é de 16 meses. O cronograma aproximado é mostrado a seguir.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 7.2.16 Cronograma de Construção

Tabela 7.2.7 Capacidade Operacional

		unit	[1] quantity	[2] capacity		[3]workable days	[4] month [3]/20	Remarks
[Water Gate]								
coffer dam	setting	m3	6,100	220	×2 set	13.9	0.7	backhoe-0.8m3
	removal	m3	6,100	260	×2 set	11.7	0.6	clasmshell-0.8m3
excavation	soil	m3	3,600	220	×1 set	16.4	0.8	backhoe-0.8m3
PC pile	ϕ300,400	nos	130	6.1	×1 set	21.3	1.1	driving
SSP	type2,L=2m	sheet	110	56	×1 set	2.0	0.1	driving
CSP	L=10m	sheet	80	29	×1 set	2.8	0.1	driving
backfilling		m3	650	61	×1 set	10.7	0.5	tamping machine
concrete		m3	8lift	---	---	---	1.2	interval is 5days
gate, setting		---	---	---	---	---	4.0	
gate, procreation		---	---	---	---	---	12.0	
[CSP Revetment]								
CSP	L=7m	m3	1,500	35	×1 set	42.9	2.1	driving
Rubble mount		m3	2,800	76	×1 set	36.8	1.8	backhoe-0.8m3

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

(4) Comporta e dique à montante no Mirim

1) Nível de água

A comporta à montante é facilmente afetada pelas marés. A condição das marés é apresentada a seguir.

- Nível de água na maré cheia: EL. 1,49
- Nível de água na maré baixa: EL. ±0,00

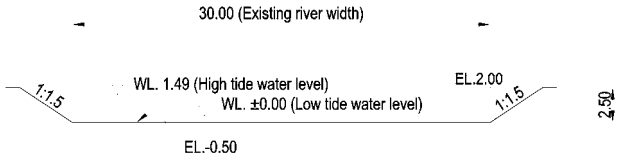
2) Definição do canal de desvio / ensecadeira

A comporta à montante é equipada com um canal de desvio e todas as seções são fechadas. Portanto, esta construção pode ser realizada durante todo o ano. As dimensões de projeto do canal de desvio e da ensecadeira são apresentadas em resumo na tabela a seguir.

Tabela 7.2.8 Dimensões do Canal de Desvio e da Ensecadeira

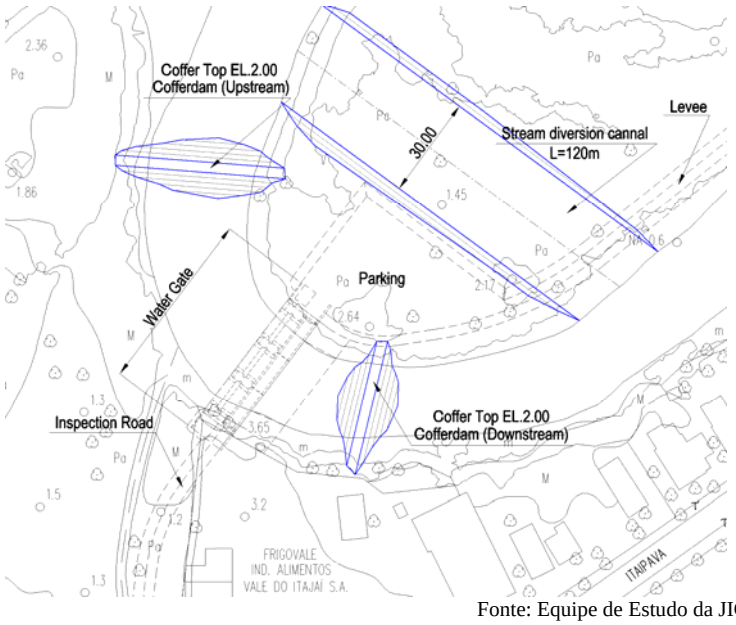
Canal de Desvio		**Obs.**
Elevação do fundo	EL.-5,0 m	Nível de água na maré baixa -0,50
Elevação do topo	EL.2,0 m	Atual elevação do solo
Largura do Canal de Desvio	30,0m	Atual largura do rio
Ensecadeira		**Obs.**
Elevação do Topo	EL.2,0 m	Elevação mínima do solo da área do entorno

Fonte: Equipe de Estudo da JICA



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 7.2.16 Seção do Canal de Desvio

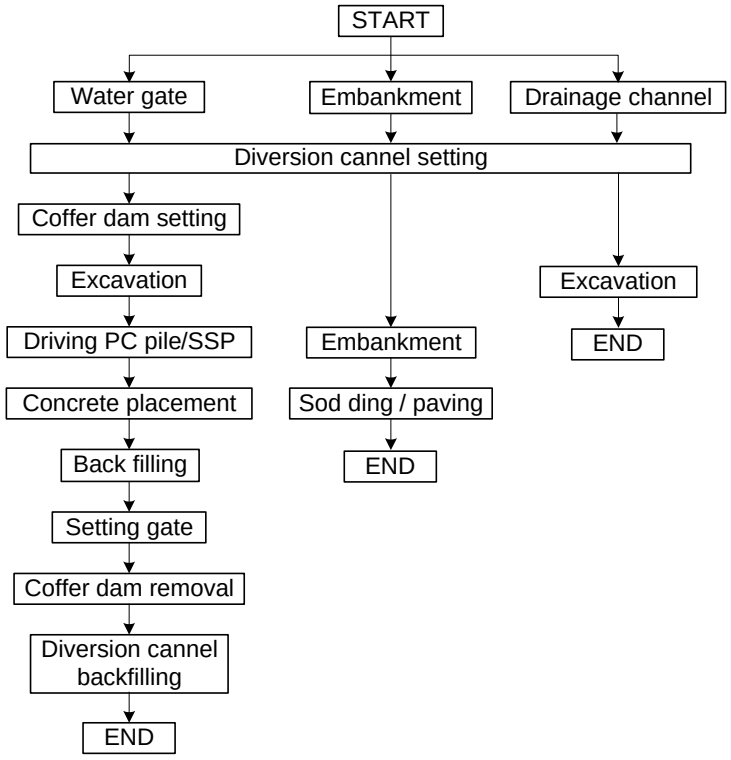


Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 7.2.18 Localização do Canal de Desvio e da Ensecadeira

3) Procedimentos e Área da Construção

A figura a seguir mostra os procedimentos da construção



Note: PC pile: precast concrete pile
SSP : steel sheet pile

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

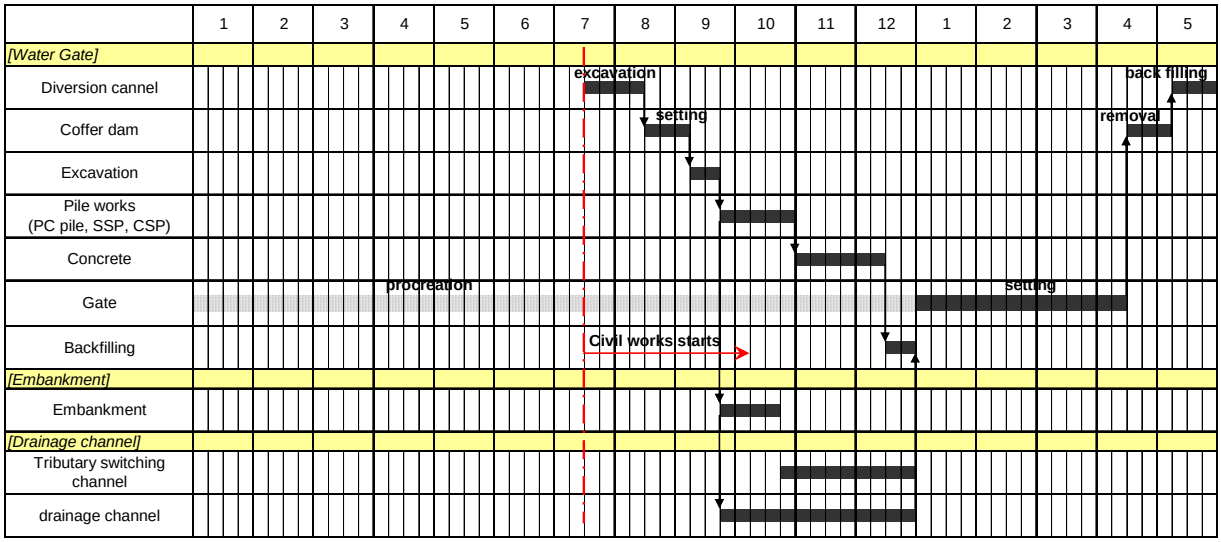
Figura 7.2.19 Fluxo da Construção da Comporta à Montante

4) Método de Construção

A construção da comporta é realizada em condição de seca.

5) Cronograma de construção

O cronograma da construção da comporta, incluindo a execução da comporta, é de 17 meses. O cronograma aproximado é mostrado a seguir.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 7.2.20 Cronograma de Construção

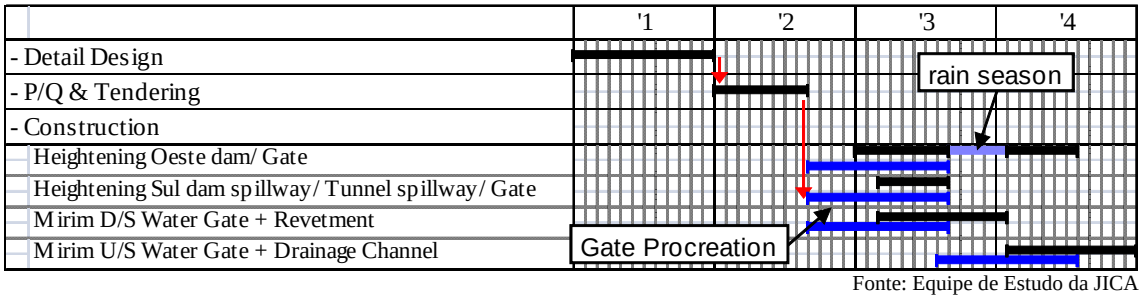
Tabela 7.2.9 Capacidade Operacional

		unit	[1] quantity	[2] capacity		[3]workable days	[4] month [3]/20	Remarks
[Left side]								
excavation	soil	m3	13,300	220	×2 set	30.2	1.5	backhoe-0.8m3
	rock	m3	825	63	×2 set	6.5	0.3	excavator(breaker)
backfilling		m3	5,200	410	×1 set	12.7	0.6	bulldozer
concrete	bulkhead	-	4lift	---	---	---	0.5	interval is 5days
	spillway	-	18lift	---	---	---	3.0	interval is 5days
[Right side]								
excavation	soil	m3	6,700	220	×2 set	15.2	0.8	backhoe-0.8m3
	rock	m3	825	63	×2 set	6.5	0.3	excavator(breaker)
backfilling		m3	10,000	410	×2 set	12.2	0.6	bulldozer
concrete	bulkhead	-	12lift	---	---	---	2.0	interval is 5days
	spillway	-	18lift	---	---	---	3.0	interval is 5days
[Additional Spillway]								
excavation	soil	m3	39,000	220	×6 set	29.5	1.5	backhoe-0.8m3
backfilling		m3	10,000	410	×2 set	12.2	0.6	bulldozer
concrete		-	---	---	---	---	1.5	interval is 5days

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

7.2.4 Cronograma de projeto

O cronograma de projeto da construção é apresentado na figura a seguir. A duração do projeto é de 4 anos.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 7.2.21 Cronograma do Projeto

7.3 Estimativa de Custos

7.3.1 Condições para a Estimativa de Custos

(1) Nível de preços

1) Nível de preços

O nível de preços é definido em abril de 2011.

2) Taxa de câmbio

A seguir são mostradas as taxas de câmbio utilizadas nas estimativas de custos (4/2011).

i) US$ 1,0 = ¥ 84,48

ii) US$ 1,0 = R$ 0,617

(¥1,0 = R$52,12)

Onde US$: Dólar Norte-Americano;

¥: Iene Japonês; e

R$: Real Brasileiro

3) Moeda da estimativa de custos

Os custos são estimados em Reais Brasileiros.

(2) Componentes dos Custos

1) Custo do projeto

A seguir, são mostrados os componentes dos custos do projeto.

i) Custo da construção
ii) Aquisição de terras e compensação
iii) Custo de administração do governo
iv) Custo dos serviços de engenharia
v) Contingência física
vi) Contingência de preço

Nota: Os impostos estão incluídos em cada estimativa de custo.

2) Custo da construção

O custo da construção é estimado nos termos do acordo nas seguintes partes.

i) Custo das obras principais: :multiplicação das quantidades de obra por seu custo unitário,
ii) Custo das outras obras principais :30% das obras principais, e
iii) Custo das obras temporárias :multiplicação das quantidades da obra por seu custo unitário, e 20% (dependendo da precisão da quantificação) das obras temporárias.

3) Custo de administração do governo

O custo de administração do governo é estimado a seguir.

Administração do governo = (Custo da construção + Aquisição de terras e compensação) x 3%

4) Custo dos serviços de engenharia

O custo dos serviços de engenharia é estimado a seguir.

- Serviços de engenharia = Custo da construção x 15%~20%

(Projeto executivo = 5~10%, Supervisão=10%)

- A renovação da barragem é estimada em 15% a 20% dependendo da situação.

- Outras obras são estimadas em 15%.

5) Contingência física

A contingência física é estimada em 10% do custo total da construção, incluindo os custos dos serviços de administração e de engenharia, aquisição de terras e compensação, respectivamente.

6) Contingência de preço

A contingência de preço é estimada em 5% do custo total da construção, incluindo os custos dos serviços de administração e de engenharia, aquisição de terras e compensação, e a contingência física, respectivamente.

7.3.2 Quantidades das obras

(1) Sobre-elevação das Barragens

As principais quantidades das obras de sobre-elevação das barragens são resumidas na Tabela 7.3.1 a seguir.

Tabela 7.3.1 Resumo das Quantidades da Sobre-elevação das Barragens

(unit:R$)

		Unit	Oeste dam	Sul dam spillway
			Quantity	Quantity
Earth Works				
Excavation (Sand)	(DMT up to 5km)	m3	59,000	4,400
Excavation (Rock)	(DMT up to 5km)	m3	1,650	500
Back Filling, Selected Materials	(DMT up to 5km)	m3	25,000	---
Embankment, Selected Materials	(DMT up to 5km)	m3	---	---
Concrete Works				
Concrete (including Batcher plant,Scaffold, etc)	fck=16Mpa	m3	12,500	---
Concrete (including Form, Scaffold, etc)	fck=25Mpa	m3	3,500	4,050
Reinforcement - deformed bar		t	140	70
Demolishing of Existing Concrete Structure	(DMT up to 5km)	m3	250	800
Consolidation Grout		m	380	---
Substructure Work				
Driving and Furnishing Steel Sheet Pile Type II	L=2.0m	sheet	---	---
Driving and Furnishing Steel Sheet Pile Type II	L=2.5m	sheet	---	---
Driving and Furnishing Steel Sheet Pile Type II	L=5.5m	sheet	---	---
Driving and Furnishing Precast Pc Pile	f400,L=10.0m	nos	---	---
Driving and Furnishing Precast Pc Pile	f300,L=11.0m	nos	---	---
Driving and Furnishing Precast Pc Pile	f400,L=27.0m	nos	---	---
Driving and Furnishing Precast Pc Pile	f300,L=27.0m	nos	---	---
Concrete Block (Production, Installation cost)	w=0.5t/m2	m2	---	---
Revetment Works				
Driving and Furnishing Concrete Sheet Pile	T=120,B=500	m2	---	---
(Including head cover)				
Driving and Furnishing Concrete Sheet Pile on the Water	T=120,B=500	m2	---	---
(Including head cover)				
Gabion Box (including geotextile)		m3	---	---
Sodding		m2	---	---
Rubble-mound		m3	---	---

Drainage Channel Works				
Tributary switching channel (Earth type)		m	---	---
Tributary switching channel (Box culvert type)		m	---	---
Drainage channel		m	---	---
Tunnel Works				
Horse Shaped Tunnnel (2R Type)	2R=5m	m	---	430
Road Works				
Macadam Pavement (Crushed Stones(10-40))	T=100	m2	---	---
Super Structure (Including handrail, paving, etc)		m2	---	---
General Road(including paving)	width=8m,h=3m	m	1,500	---
Road Bridge (Including Substructure, ancillary works)		m2	160	---
Other Works				
Main works * 30%				
Temporary Work				
Cofferdam (Eexcavation Common / Dredging As Temporary Works)		m3	---	
Driving Steel Sheet Pile Type II	L=10.0m	sheet		
Cellular Cofferdam	f8.5, h8.5	set	3	
	f6.0, h6.0	set	9	
Cellular Cofferdam (Only move)	f8.5, h8.5	set	3	
	f6.0, h6.0	set	8	
Stream Diversion Channel (B=30.0*h=2.5)		m		
Temporary main works * 20%				
(dewatering, site cleaning, etc)				
Civil Works Total				
Water gate		t	29	22

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

(2) Comporta e Revestimento

As principais quantidades das obras são resumidas na Tabela 7.3.2 a seguir.

Tabela 7.3.2 Resumo das Quantidades das Comportas e do Revestimento

		Unit	Water Gate U/S	Water Gate D/S	Revetment
Civil Works					
Earth Works					
Excavation (Sand)	(DMT up to 5km)	m3	4,800	3,600	---
Excavation (Rock)	(DMT up to 5km)	m3	---	---	---
Back Filling, Selected Materials	(DMT up to 5km)	m3	1,600	650	2,800
Embankment, Selected Materials	(DMT up to 5km)	m3	7,400	---	---
Concrete Works					
Concrete (including Batcher plant,Scaffold, etc)	fck=16Mpa	m3	---	---	---
Concrete (including Form, Scaffold, etc)	fck=25Mpa	m3	2,150	1,300	---
Reinforceing bar		t	170	100	---
Substructure Work					
Driving and Furnishing Steel Sheet Pile Type II	L=2.0m	sheet	---	110	---
Driving and Furnishing Steel Sheet Pile Type II	L=2.5m	sheet	115	---	---
Driving and Furnishing Steel Sheet Pile Type II	L=5.5m	sheet	128	---	---
Driving and Furnishing Precast Concrete Pile	ϕ400,L=10.0m	nos	---	80	---
Driving and Furnishing Precast Concrete Pile	ϕ300,L=11.0m	nos	---	50	---
Driving and Furnishing Precast Concrete Pile	ϕ400,L=27.0m	nos	112	---	---
Driving and Furnishing Precast Concrete Pile	ϕ300,L=27.0m	nos	48	---	---
Concrete Block (Production, Installation cost)	w=0.5t/m2	m2	320	370	---
Revetment Works					
Driving and Furnishing Concrete Sheet Pile (Inc. head cover)		m2	---	400	---
Driving and Furnishing Concrete Sheet Pile on the Water (Inc. head cover)		m2	---	---	5,400
Gabion Box (including geotextile)		m3	---	140	---
Sodding		m2	3,000	200	---
Rubble-mound		m3	---	---	10,400
Drainage Channel Works			---	---	---
Tributary switching channel (Earth type)		m	1,000	---	---
Tributary switching channel (Box culvert type)		m	60	---	---
Drainage channel		m	6,000	---	---
Road Works			---	---	---
Macadam Pavement (Crushed Stones(10-40))	T=100	m2	300	---	---
Super Structure (Including handrail, paving, etc)		m2	165	---	---
Temporary Work			---	---	---
Cofferdam (Eexcavation Common / Dredging As Temporary Works)		m3	5,000	6,100	---
Driving Steel Sheet Pile Type II	L=10.0m	sheet	220	280	---
Stream Diversion Channel (B=30.0*h=2.5)		m	120	---	---
Metal works			---	---	---
Water gate		t	170	140	---

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

(3) Aquisição de terras e compensação

As quantidades da aquisição de terras e da compensação são resumidas e apresentadas na Tabela 7.3.3.

- A sobre-elevação da barragem Oeste requer a aquisição de terras e compensação. Esta área tem 670.000 m^2.
- A comporta à montante no Mirim requer área para acessos e diques.

Tabela 7.3.3 Resumo das Quantidades da aquisição de terras e da compensação

Local	Aquisição de terras (m^2)	Compensação
Sobre-elevação da barragem Oeste	670.000	----
Sobre-elevação da barragem Sul	----	----
Comporta a montante no Mirim	6.300	----
Comporta a jusante no Mirim	----	----

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

7.3.3 Análise do Custo Unitário

(1) Referência à Análise Econômica

O custo do projeto e as proporções de cada obra são classificados em quatro (4) recursos e elementos. Estes custos unitários incluem despesas indiretas, lucros e impostos

1) Mão de obra,
2) Materiais,
3) Equipamentos e
4) Despesas indiretas e lucros.

A proporção dos recursos é classificada em dois (2) tipos.

1) Obras civis;
2) Obras metálicas;

(2) Construção

O custo do projeto e as proporções das obras são definidos para os itens de obra principais, tais como escavação (m^3), enchimento (m^3), concreto (m^3), ferragem de reforço (ton), estaca-prancha de aço/concreto (m, m^2) e comportas de aço (ton). Os preços unitários de construção se referem aos dados do DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes) e à PINI (Empresa de pesquisa de preços da construção).

Como ilustrado na Tabela 7.3.4, com o objetivo de calcular os custos para fins do Estudo de Viabilidade, foram determinados os custos unitários de 38 tipos de obras. Todos os custos unitários se baseiam nos preços em vigor em Abril de 2011. Os custos unitários finais para a estimativa de custos são apresentados em resumo na tabela a seguir.

Tabela 7.3.4 Resumo dos Custos Unitários para a Estimativa de Custos

No.	Item da Obra	Unidade	(R$)
OBRAS DE TERRAPLENAGEM			
A1	Escavação (Areia, DMT até 5km)	m^3	15
A2	Escavação (Rocha, DMT até 5km)	m^3	100
A3	Re-aterro, Materiais Selecionados (DMT até 5km)	m^3	40
A4	Aterro, Materiais Selecionados (DMT até 5km)	m^3	15
OBRAS DE CONCRETO			

B1	Concreto (incluindo unidade de mistura, andaimes, etc.) fck=16Mpa	m^3	730
B2	Concreto (incluindo formas, andaimes, etc.) fck=25Mpa	m^3	600
B3	Ferragem de reforço	t	7.500
B4	Demolição das Estruturas de Concreto Existentes (DMP té 5km)	m^3	540
B5	Argamassa de Consolidação	m	1.250
OBRAS DE SUB-ESTRUTURA			
C1	Fixação e Fornecimento de Estacas-Prancha de Aço Tipo II, C=2,0m	prancha	1.100
C2	Fixação e Fornecimento de Estacas-Prancha de Aço Tipo II, C=2,5m	prancha	1.400
C3	Fixação e Fornecimento de Estacas-Prancha de Aço Tipo II, C=5,5m	prancha	3.000
C4	Fixação e Fornecimento de Estacas Pré-moldadas de Concreto ϕ400, C=10,0m	unidade	2.000
C5	Fixação e Fornecimento de Estacas Pré-moldadas de Concreto ϕ300, C=11,0m	unidade	1.640
C6	Fixação e Fornecimento de Estacas Pré-moldadas de Concreto ϕ400, C=27,0m	unidade	5.500
C7	Fixação e Fornecimento de Estacas Pré-moldadas de Concreto ϕ300, C=27,0m	unidade	4.000
C8	Blocos de Concreto (Produção, custo de instalação peso = 0,5t/m^2)	m2	300
OBRAS DE REVESTIMENTO			
D1	Fixação e Fornecimento de Estacas-Prancha de Concreto (incluindo cobertura do topo), T=120, B=500	m^2	360
D2	Fixação e Fornecimento de Estacas-Prancha de Concreto (incluindo cobertura do topo), T=120, B=500 (incluindo cobertura do topo)	m^2	440
D3	Caixão Gabião (incluindo material geotêxtil)	m^3	290
D4	Gramado	m^2	2
D5	Barreira de cascalho	m^3	80
OBRAS DO CANAL DE DRENAGEM			
E1	Canal de desvio do tributário (tipo de terra)	m	260
E2	Canal de desvio do tributário (tipo caixa de bueiro)	m	16.000
E3	Canal de drenagem	m	250
OBRAS VIÁRIAS			
F1	Pavimentação Macadame (Brita(10-40), T=100)	m^2	20
F2	Super-estrutura (incluindo guard-rail, pavimentação, etc.)	m^2	1.400
F3	Rodovias em Geral (incluindo pavimentação)	m^2	1.570
F4	Pontes sobre as Vias (incluindo sub-estrutura, obras auxiliares)	m^2	3.000
OBRAS METÁLICAS			
G1	Comporta	t	40.800
OBRAS TEMPORÁRIAS			
H1	Ensecadeira (Escavação Comum / Dragagem como Obras Temporárias)	m^3	50
H2	Fixação das Estacas-Prancha de Aço tipo II (Material reciclável), L = 10,0m	prancha	660
H3	Ensecadeira Celular, φ8,5, h=8,5	conjunto	113.000
H4	Ensecadeira Celular, φ6,0, h=6,0	conjunto	43.000
H5	Ensecadeira Celular (apenas movimentação), ϕ8,5, h8,5	conjunto	56.500
H6	Ensecadeira Celular (apenas movimentação), ϕ6,0, h6,0	conjunto	21.500
H7	Canal de Desvio da Corrente (Canal de concreto B=12,0*h=3,0)	m	6.000
H8	Canal de desvio da Corrente (B=30,0*h=2,5)	m	600
Tunnel Works			
G1	House shoe Tunnel (2R 6.0 m)	m	35000

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

(3) Aquisição de terras e compensação

Os custos da aquisição de terra são estimados a seguir. O custo de compensação é detalhado no Anexo F.

Aquisição de terras Média=R$ 1,4/m^2 (Variação:R$ 0,43～2,0/m^2)

7.3.4 Custos Diretos de Construção

Os custos diretos de construção foram estimados com base nas quantidades de obras e nos custos unitários, e seu resumo é apresentado nas Tabelas 7.3.5 e 7.3.6, que mostra os detalhes dos custos de construção diretos resumidos.

Tabela 7.3.5 Resumo dos Custos Diretos de Construção

(unidade: R$)

	Oeste dam	Sul dam	Floodgate (U/S)	Floodgate (D/S)	Revetment
Earth Works	1,073,000	---	247,000	80,000	112,000
Concrete Works	10,260,000	2,127,000	2,565,000	1,530,000	---
Substructure Work	---	---	1,449,000	474,000	---
Revetment Works	---	---	6,000	185,000	3,208,000
Drainage Channel Works	---	---	2,720,000	---	---
Road Works	2,835,000	---	237,000	---	---
Other Works	4,250,000	638,000	2,167,000	681,000	996,000
Temporary Work	2,939,000	277,000	1,497,000	584,000	432,000
Civil Works Total	21,357,000	3,042,000	10,888,000	3,534,000	4,748,000
Metalworks Total	---	---	6,936,000	5,712,000	---
Total	21,357,000	3,042,000	17,824,000	9,246,000	4,748,000

Fonte: Equipe de Estudo da JICA

7.3.5 Custo da Aquisição de terras e da Compensação

O resumo dos custos da aquisição de terras e da compensação estimados com base nas quantidades e nos custos unitários é apresentado na tabela a seguir.

Tabela 7.3.7 Resumo dos Custos da Aquisição de terras e da Compensação

(R$)

Location	Land acquisition unit cost=R$1.75*		Compensation unit=R$1,100/house		Total
	Area (m^2)	Amount	House	Amount	
Heightening of Oeste dam	670,000	966,000	----	0	966,000
Heightening of Sul dam Spillway	----		----	0	----
Mirim Upstream Gate	6,300	9,000	----	0	9,000
Mirim Downstream Gate	----		----	0	----
Total		975,000		0	975,000

- Nota: O local da aquisição de terras é na zona rural
Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Table 7.3.6 Summary of Direct Construction Cost (details)

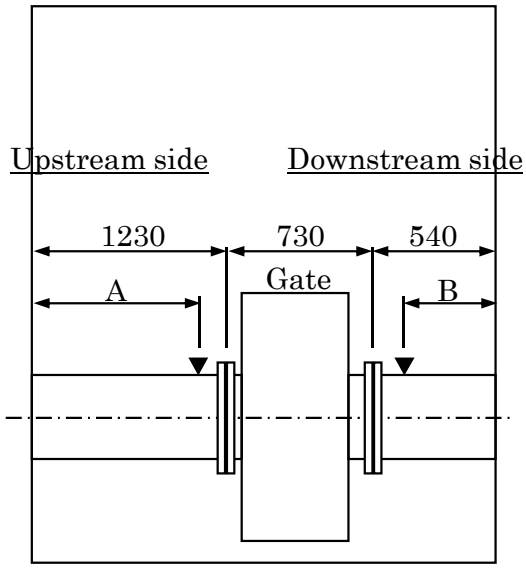
(unit:R$)

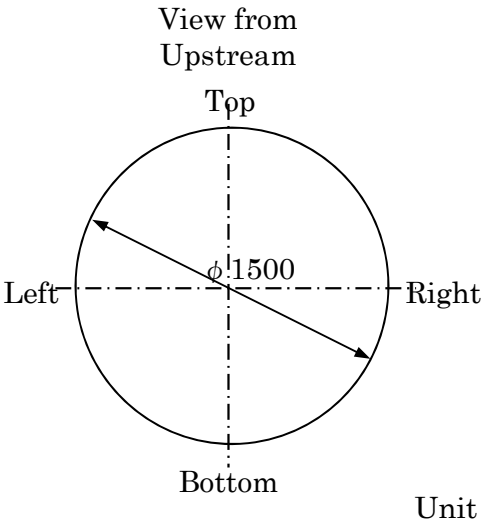
	Unit	Oeste dam		Sul dam spillway		Water Gate U/S		Water Gate D/S		Revetment		Remarks
		Quantity	Amount	Quantity	Amount	Quantity	Amount	Quantity	Amount	Quantity	Amount	
Earth Works												
Excavation (Sand)	(DMT up to 5km) m3	59,000	885,000	4,400	66,000	4,800	72,000	3,600	54,000	---	---	
Excavation (Rock)	(DMT up to 5km) m3	1,650	165,000	500	50,000	---	---	---	---	---	---	
Back Filling, Selected Materials	(DMT up to 5km) m3	25,000	1,000,000	---	---	1,600	64,000	650	26,000	2,800	112,000	
Embankment, Selected Materials	(DMT up to 5km) m3	---	---	---	---	7,400	111,000	---	---	---	---	
Concrete Works												
Concrete (including Batcher plant,Scaffold, etc)	fck= 16Mpa m3	12,500	9,125,000	---	---	---	---	---	---	---	---	
Concrete (including Form, Scaffold, etc)	fck=25Mpa m3	3,500	2,100,000	4,050	2,430,000	2,150	1,290,000	1,300	780,000	---	---	
Reinforcement - deformed bar	t	140	1,050,000	70	525,000	170	1,275,000	100	750,000	---	---	
Demolishing of Existing Concrete Structure	(DMT up to 5km) m3	250	135,000	800	432,000	---	---	---	---	---	---	
Consolidation Grout	m	380	475,000	---	---	---	---	---	---	---	---	
Substructure Work												
Driving and Furnishing Steel Sheet Pile Type II	L=2.0m sheet	---	---	---	---	---	---	110	121,000	---	---	
Driving and Furnishing Steel Sheet Pile Type II	L=2.5m sheet	---	---	---	---	115	161,000	---	---	---	---	
Driving and Furnishing Steel Sheet Pile Type II	L=5.5m sheet	---	---	---	---	128	384,000	---	---	---	---	
Driving and Furnishing Precast Pc Pile	φ400,L=10.0m nos	---	---	---	---	---	---	80	160,000	---	---	
Driving and Furnishing Precast Pc Pile	φ300,L=11.0m nos	---	---	---	---	---	---	50	82,000	---	---	
Driving and Furnishing Precast Pc Pile	φ400,L=27.0m nos	---	---	---	---	112	616,000	---	---	---	---	
Driving and Furnishing Precast Pc Pile	φ300,L=27.0m nos	---	---	---	---	48	192,000	---	---	---	---	
Concrete Block (Production, Installation cost)	w=0.5t/m2 m2	---	---	---	---	320	96,000	370	111,000	---	---	
Revetment Works												
Driving and Furnishing Concrete Sheet Pile (Including head cover)	T=120,B=500 m2	---	---	---	---	---	---	400	144,000	---	---	
Driving and Furnishing Concrete Sheet Pile on the Water (Including head cover)	T=120,B=500 m2	---	---	---	---	---	---	---	---	5,400	2,376,000	
Gabion Box (including geotextile)	m3	---	---	---	---	---	---	140	40,600	---	---	
Sodding	m2	---	---	---	---	3,000	6,000	200	400	---	---	
Rubble-mound	m3	---	---	---	---	---	---	---	---	10,400	832,000	
Drainage Channel Works												
Tributary switching channel (Earth type)	m	---	---	---	---	1,000	260,000	---	---	---	---	
Tributary switching channel (Box culvert type)	m	---	---	---	---	60	960,000	---	---	---	---	
Drainage channel	m	---	---	---	---	6,000	1,500,000	---	---	---	---	
Tunnel Works												
Horse Shaped Tunnel (2R Type)	2R=5m m	---	---	430	15,050,000	---	---	---	---	---	---	
Road Works												
Macadam Pavement (Crushed Stones(10-40))	T=100 m2	---	---	---	---	300	6,000	---	---	---	---	
Super Structure (Including handrail, paving, etc)	m2	---	---	---	---	165	231,000	---	---	---	---	
General Road(including paving)	width=8m,ht=3m m	1,500	2,355,000	---	---	---	---	---	---	---	---	
Road Bridge (Including Substructure, ancillary works)	m2	160	480,000	---	---	---	---	---	---	---	---	
Other Works												
Main works * 30%			5,331,000		1,051,000		2,167,000		681,000		996,000	
Temporary Work			1,617,000		1,960,000		939,000		---		432,000	(Minimam 10%)
Cofferdam (Excavation Common / Dredging As Temporary Works)	m3	---	---		---	5,000	250,000	6,100	305,000		---	
Driving Steel Sheet Pile Type II	L=10.0m sheet		---		---	220	143,000	280	182,000		---	
Cellular Cofferdam	φ8.5, h8.5 set	3	339,000		---		---		---		---	
	φ6.0, h6.0 set	9	387,000		---		---		---		---	
Cellular Cofferdam (Only move)	φ8.5, h8.5 set	3	171,000		---		---		---		---	
	φ6.0, h6.0 set	8	172,000		---		---		---		---	
Stream Diversion Channel (B=30.0*h=2.5)	m				---	120	72,000		---		---	
Temporary main works * 20%			214,000		---		93,000		97,000		---	
(dewatering, site cleaning, etc)												
Civil Works Toal			26,001,000		21,564,000		10,888,000		3,534,000		4,748,000	
Water gate	t	29	1,183,000	22	898,000	170	6,936,000	140	5,712,000			
Metal works Toal			1,183,000		898,000		6,936,000		5,712,000		---	
Total			27,184,000		22,462,000		17,824,000		9,246,000		4,748,000	

APPENDIX-1 :

Result of measure thickness

Dam Oeste Dam Date 12 May, 2011

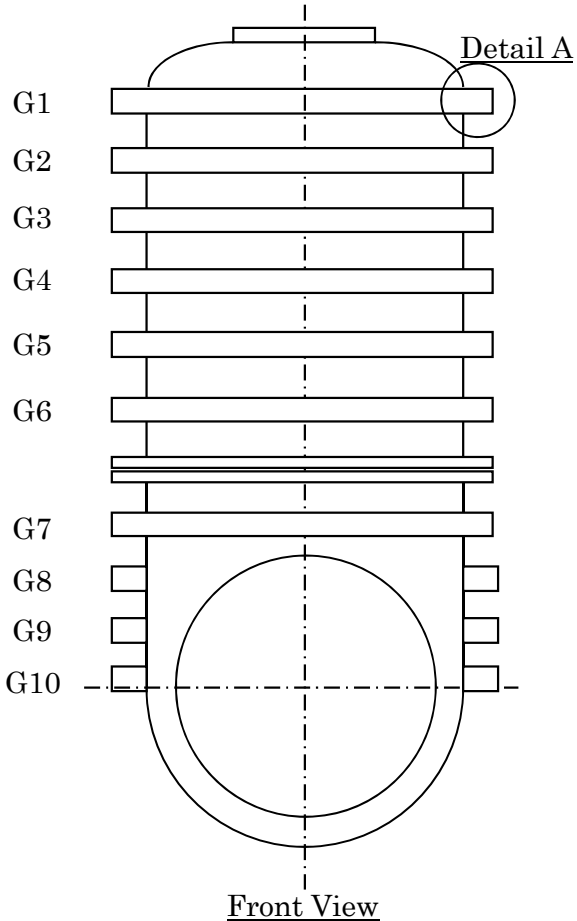




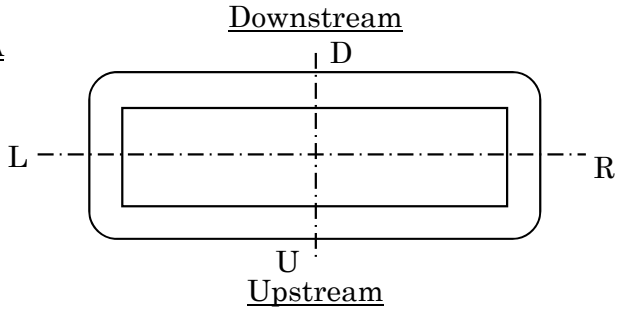
Unit : mm

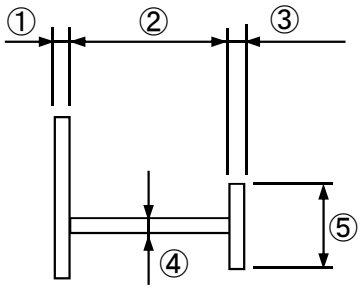
Measurement Location		Position	Result of Measurement						Evaluated thickness
			No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	Average	
No.1 unit upstream side	A 1100	Top	5.4	5.4	6.2	6.3	5.7	5.80	5.93
		Left	5.4	5.4	5.4	5.8	6.0	5.60	
		Bottom	5.9	6.5	6.5	6.8	6.2	6.38	
		Right	—	—	—	—	—	—	
No.1 unit Downstream side	B 450	Top	6.4	6.4	7.3	6.2	6.7	6.60	6.51
		Left	6.1	6.2	6.8	6.7	6.2	6.40	
		Bottom	7.1	6.1	6.8	6.8	5.8	6.52	
		Right	—	—	—	—	—	—	

Dam	Oeste Dam	Date	12 May, 2011
Unit No.	No.1 Unit		



Front View





Detail A

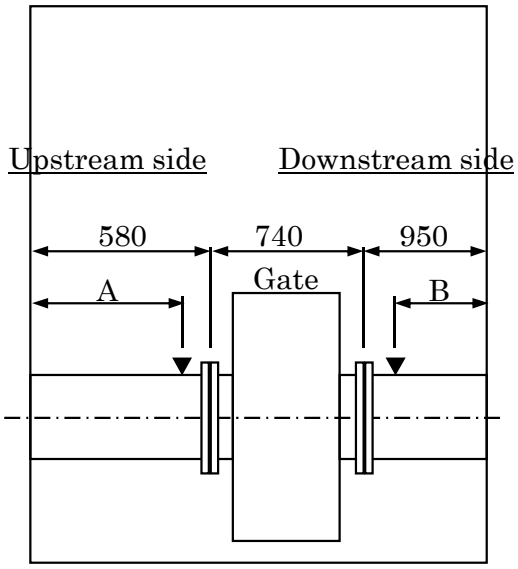
Unit : mm

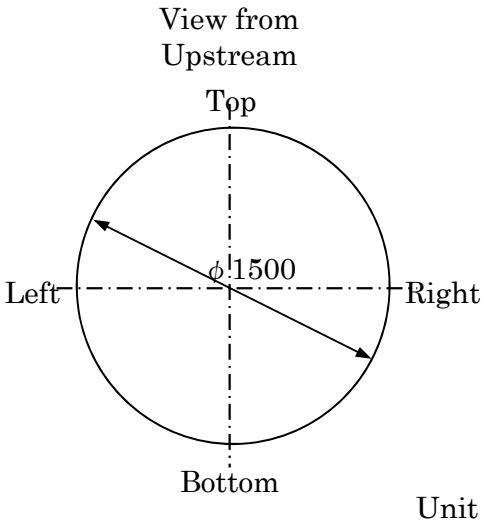
Measurement Location			Result of Measurement						
			No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	Average	Design
G1	Right	②	—	—	—	—	—	—	100
		③	20.0	—	—	—	—	20.0	20
		⑤	65.0	—	—	—	—	65.0	60
G2	Right	②	105.0	—	—	—	—	105.0	100
		③	20.0	—	—	—	—	20.0	20
		⑤	65.0	—	—	—	—	65.0	60
G3	Right	①	12.3	12.5	12.2	13.1	12.6	12.5	15
		②	100.0	—	—	—	—	100.0	100
		③	20.0	—	—	—	—	20.0	20
		④	12.7	12.6	13.2	12.7	12.8	12.8	15
		⑤	65.0	—	—	—	—	65.0	60
G4	Right	①	13.1	11.8	11.9	13.1	12.9	12.6	15
		②	100.0	—	—	—	—	100.0	100
		③	20.0	—	—	—	—	20.0	20
		④	12.3	12.8	12.3	13.2	12.8	12.7	15
		⑤	65.0	—	—	—	—	65.0	60
G5	Right	②	100.0	—	—	—	—	100.0	100
		③	20.0	—	—	—	—	20.0	20
		⑤	65.0	—	—	—	—	65.0	60

Unit : mm

Measurement Location			Result of Measurement						
			No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	Average	Design
G6	Right	②	100.0	–	–	–	–	100.0	100
		③	20.0	–	–	–	–	20.0	20
		⑤	65.0	–	–	–	–	65.0	60
G7	Right	①	10.5	10.6	10.2	10.1	10.6	10.4	15
		②	95.0	–	–	–	–	95.0	100
		③	20.0	–	–	–	–	20.0	20
		④	13.8	13.5	13.5	13.6	13.5	13.6	15
		⑤	65.0	–	–	–	–	65.0	60
G8	Right	②	100.0	–	–	–	–	100.0	100
		③	20.0	–	–	–	–	20.0	20
		⑤	65.0	–	–	–	–	65.0	60
G9	Right	②	100.0	–	–	–	–	100.0	100
		③	20.0	–	–	–	–	20.0	20
		⑤	65.0	–	–	–	–	65.0	60
G10	Right	②	100.0	–	–	–	–	100.0	100
		③	20.0	–	–	–	–	20.0	20
		⑤	65.0	–	–	–	–	65.0	60

Dam Sul Dam Date 12 May, 2011

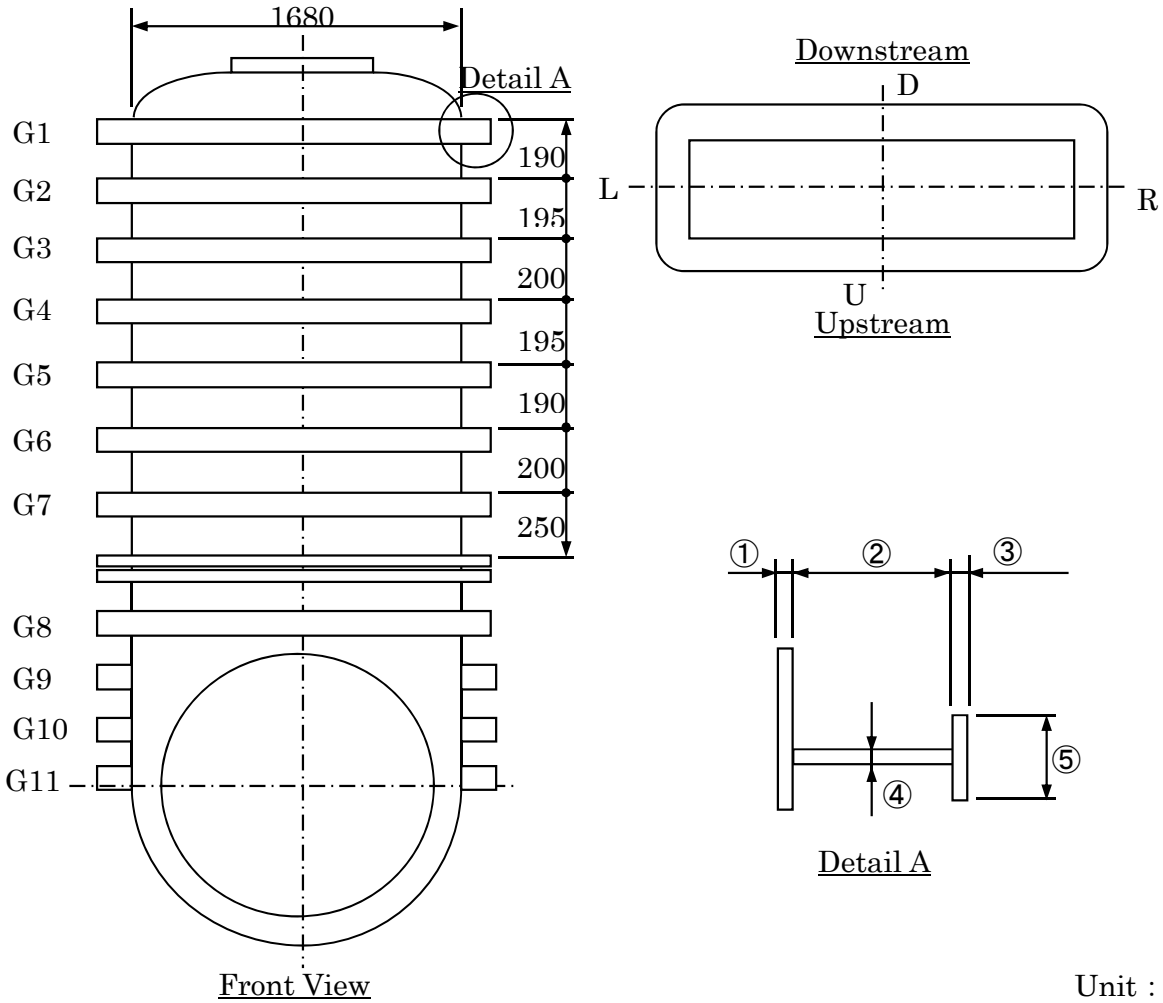




Unit : mm

Measurement Location		Position	Result of Measurement						Evaluated thickness
			No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	Average	
No. 2 Unit upstream side	A 250	Top	9.4	9.3	9.3	9.2	9.1	9.26	9.17
		Left	9.2	9.2	9.5	9.2	9.2	9.26	
		Bottom	9.2	9.2	8.7	9.2	8.7	9.00	
		Right	—	—	—	—	—	—	
No. 2 Unit Downstream side	B 100	Top	8.6	8.6	8.5	8.8	8.8	8.66	8.66
		Left	—	—	—	—	—	—	
		Bottom	—	—	—	—	—	—	
		Right	—	—	—	—	—	—	

Dam	Sul Dam	Date	12 May, 2011
Unit No.	No.2 Unit		



Unit : mm

Measurement Location			Result of Measurement						
			No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	Average	Design
G1	Upstream	①	12.5	12.5	12.6	12.6	12.7	12.58	12.7
		②	122.0	—	—	—	—	122.00	123
		③	26.0	—	—	—	—	26.00	25.4
		④	16.0	16.0	16.5	16.5	16.0	16.20	16
		⑤	100.0	—	—	—	—	100.00	100

APPENDIX-2 :

Structural calculation for control gates (After heightning)

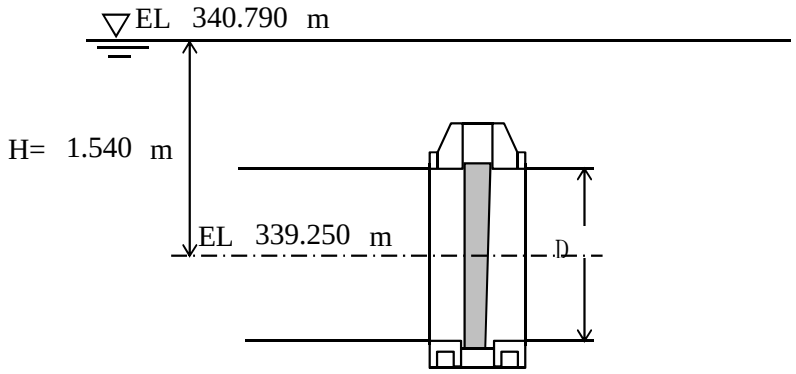
1. Strength Calculation for Control Gate in Oeste Dam (After heightning)

1.1 Design conditions

(1)	Type	Slide gate			
(2)	Quantity	7	sets		
(3)	Gate center elevation	EL.	339.25	m	
(4)	Max. water level	EL.	364.65	m	(heightning 2.0 m)
(5)	Flood water level	EL.	362.30	m	
(6)	Normal water level	EL.	340.79	m	
(7)	Diameter	φ	1.50	m	
(8)	Seismic intensity		0.05		
(9)	Sealing system	Metal seal at both side of gate leaf			
(10)	Foundation rock elevation	EL.	337.60	m	
(11)	Operation device	Hydraulic cylinder			
(12)	Lifting height		1.57	m	
(13)	Operating system	Local			
(14)	Allowable stress	ABNT NBR 8883			

1.2 Design load

(1) CCN (Normal water level Only)



D : Diameter = φ1.50 m

Load of normal water level only

Ps= γo×H×A

= 9.81 × 1.54 × 1.77

= 26.69 kN

Where, Ps : Hydrostatic load

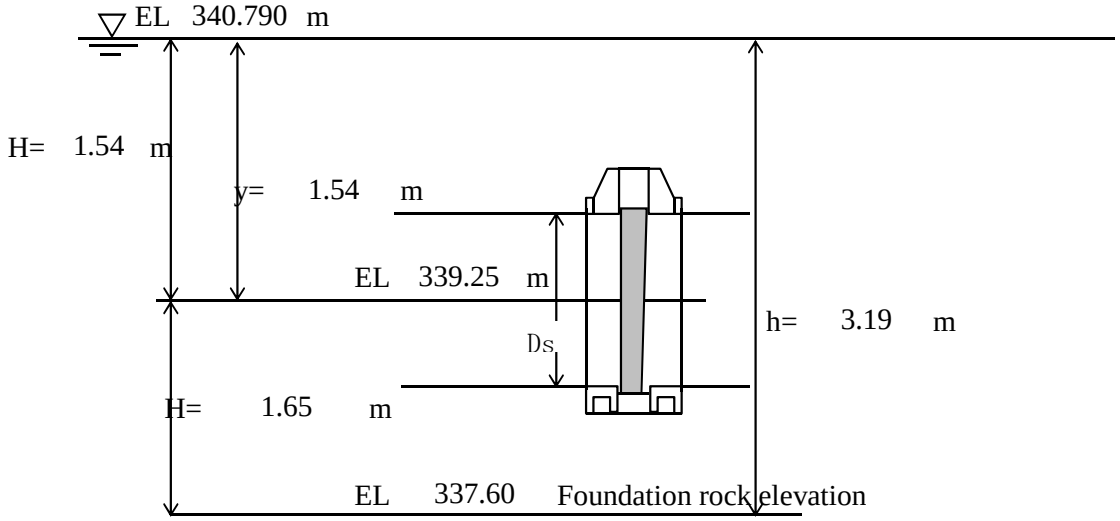
γo : Specific gravity of water = 9.81 kN/m^3

H : Design head = 1.54 m

A : Receiving pressure area = $\pi \cdot Ds^2/4$ = π × 1.50 ^{2} /4

= 1.77 m^2

(2) CCE1(Normal water level + Dynamic water pressure during earthquake)



a) Hydrostatic load

$Ps = \gamma o \times H \times A$

$= 9.81 \times 1.54 \times 1.77$

$= 26.69$ kN

b) Dynamic pressure load during earthquake

$P_d = \gamma o \cdot 7/8 \cdot k \cdot (h \cdot y)^{1/2} \cdot A$

$= 9.81 \times 7/8 \times 0.05 \times 3.19 \times 1.54^{1/2} \times 1.77$

$= 1.68$ kN

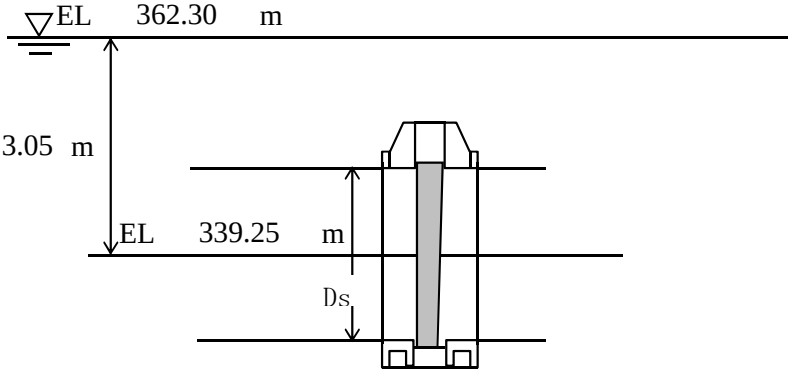
c) Total load

$Pw = Ps + P_d$

$= 26.69 + 1.68$

$= 28.38$ kN

(3) CCE2(Flood water level only)



D : Diameter = φ1.50 m

$Ps = \gamma o \times H \times A$

$= 9.81 \times 23.05 \times 1.77$

$= 399.55$ kN

Where, Ps : Hydrostatic load

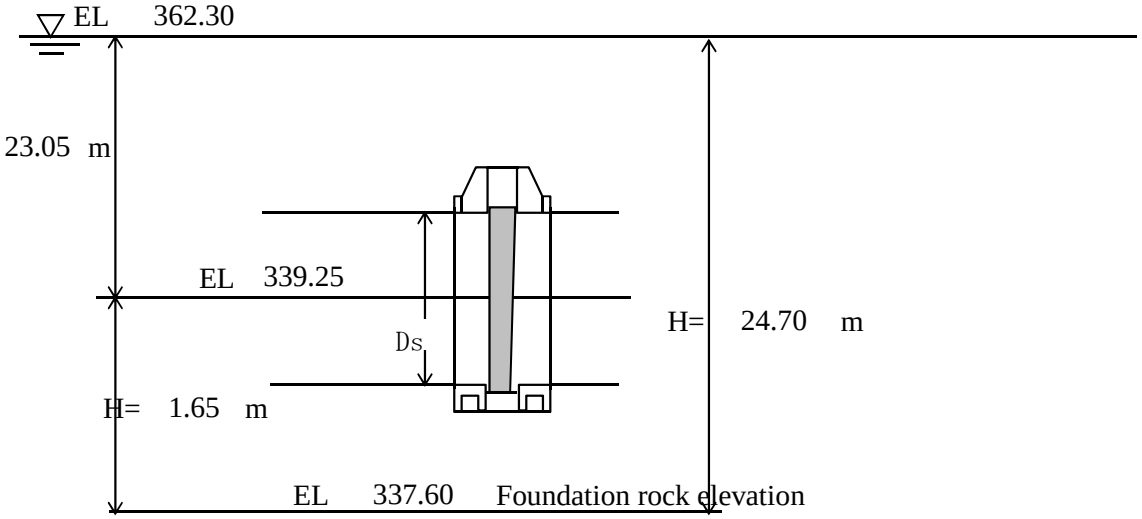
γo : Specific gravity of water $= 9.81$ kN/m^3

H : Design head $= 23.05$ m

A : Receiving pressure area $= \pi \cdot Ds^2/4 = \pi \times 1.50^{2}/4$

$= 1.77$ m^2

(4) CCL(Flood water level+ Dynamic water pressure during earthquake)



a) Hydrostatic load

$Ps = \gamma o \cdot H \cdot A$

$= 9.81 \times 23.05 \times 1.77$

$= 399.55$ KN

b) Dynamic pressure load during earthquake

$P_d = \gamma o \cdot 7/8 \cdot k \cdot (h \cdot y)^{1/2} \cdot A$

$= 9.81 \times 7/8 \times 0.05 \times 24.70 \times 23.05^{1/2} \times 1.77$

$= 18.10$ kN

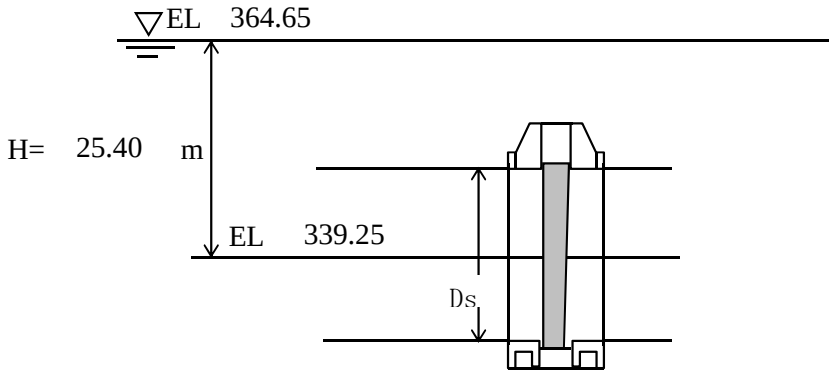
c) Total load

$Pw = Ps + P_d$

$= 399.55 + 18.10$

$= 417.65$ kN

(5) Max. water level



D : Diameter = φ1.50 m

Ps= γo×H×A

= 9.81 × 25.40 × 1.77

= 440.29 kN

Where, Ps : Hydrostatic load

γo : Specific gravity of water = 9.81 kN/m^3

H : Design head = 25.40 m

A : Receiving pressure area = π・Ds^2/4 = π × 1.50 ^{2} /4

= 1.77 m^2

(5) Comparison of loads

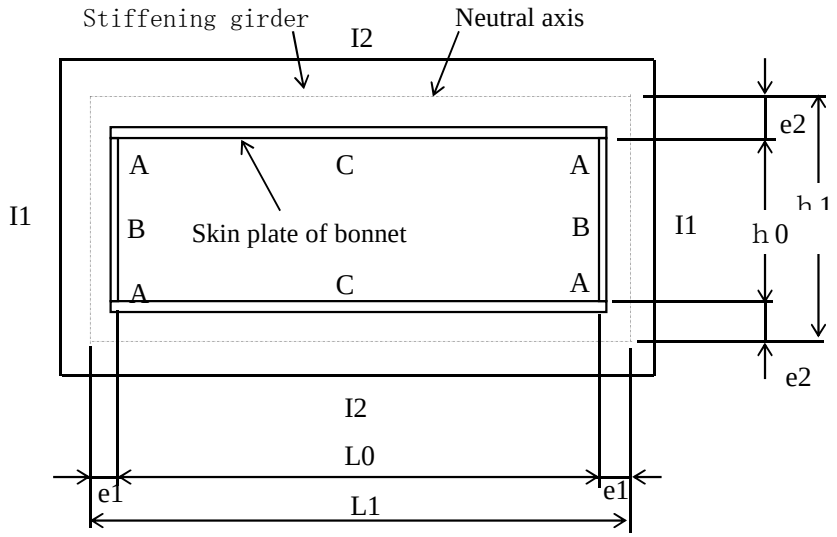
unit : kN

Case / Water level	Coefficient		Hydrostatic load only		Dynamic water pressure	
	Hydrostatic load only	Dynamic water pressure	Actual load	Converted load	Actual load	Converted load
Normal water level	0.50	0.90	26.69	53.39	28.38	31.53
			CCN		CCE1	
Flood water level	0.63	0.90	399.55	634.21	417.65	464.06
			CCE2		CCL	
Max. water level	0.80	—	440.29	550.36	—	—

The strength calculation is made for CCE2 since the maximum converted load acts on the bonnet at CCE2.

1.3 Strength calculation of bonnet

The bonnet is calculated as a box ramen as shown in the model figure below.



Where, L0 : Width of bonnet = 1575 mm

h0 : Depth of bonnet = 315 mm

(1) Internal pressure

$pi = \gamma o \times H$

$= 9.81 \times 23.05 = 226.121$ kN/m^2

$= 0.226$ N/mm^2

pi : Internal pressure (N/mm^2)

γ0 : Specific gravity of water = 9.81 kN/m^3

H : Design head = 23.05 m

(2) Effective width of skin plate

The effective width is calculated so that the flange of stiffening girder may support the load together with the skin plate.

a) Point A

$l/L \leqq 0.02$

$\lambda = l$

$0.02 < l/L < 0.3$

$\lambda = \{1.06-3.2(l/L)+4.5(l/L)^2\} l$

$0.3 \leqq l/L$

$\lambda = 0.15L$

b) Point B and C

$l/L \leqq 0.05$

$\lambda = l$

$0.05 < l/L < 0.3$

$\lambda = \{1.1-2(l/L)\} l$

$0.3 \leqq l/L$

$\lambda = 0.15L$

Where, λ : Effective width of one side of skin plate mm

l : Half of supporting length of skin plate = 315 / 2 = 158 mm

L : Equivalent supporting length

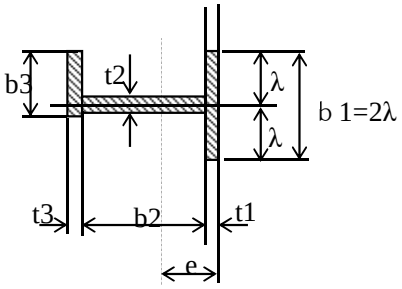
Point A = 0.2 (l0+h0) = 0.2 × (1575 + 315)= 378 mm

Point B = 0.6 h0 = 0.6 × 315 = 189 mm

Point C = 0.6 L0 = 0.6 × 1575 = 945 mm

Position	Effective width of skin plate				
	l mm	Lmm	l/L	λmm	2λmm
Point A	158	378	0.42	57	114
Point B	158	189	0.83	28	56
Point C	158	945	0.17	121	242

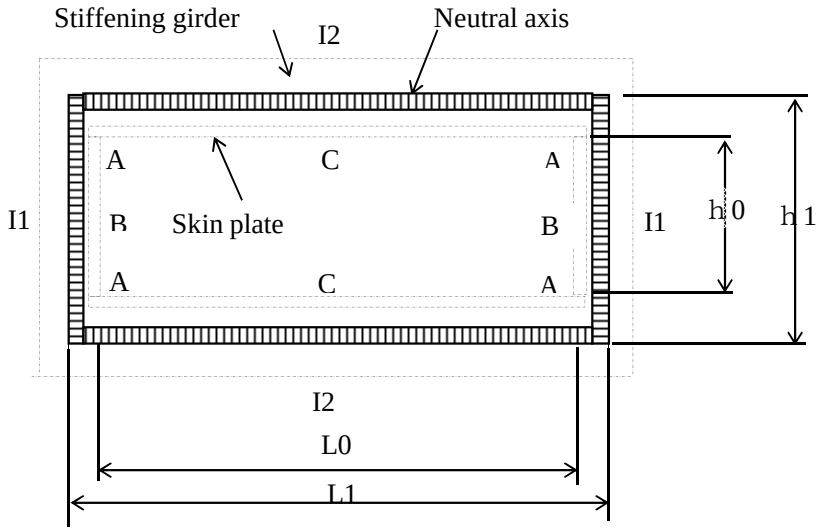
(3) Section properties of stiffening girder



t1 : Thickness of skin plate mm
t2 : Thickness of web mm
t3 : Thickness of flange mm
b1 : Effective width mm
b2 : Width of web mm
b3 : Width of flange mm

Position	Skin plate		Web		Flange		Section properties					
	t1	b1	t2	b2	t3	b3	I (mm^4)	Zi (mm^3)	Zo (mm^3)	A (mm^2)	Aw(mm^2)	e (mm)
A	12.5	114	12.8	100	20	65	10297124	166083	146058	4005	1280	62
B	12.5	56	12.8	100	20	65	7547377	101580	129680	3280	1280	74
C	12.5	242	12.8	100	20	65	13863875	300735	160462	5605	1280	46

(4) Sectional force



1) Acting load

It is assumed that the internal design pressure between the stiffeners acts as the distributed load. The acting load converts into the design load which is calculated by the ratio of an acting axis and a neutral axis.

W = pi･b･(2h0+L0)/(2h1+L1)

= 0.226 × 315 × (2 × 315 + 1575) / (2 × 407 ＋ 1724)

= 62 N/mm

Where, W : Converted acting load N/mm

ps : Design internal pressure = 0.226 N/mm^2

b : Width of receiving pressure = 315 mm

h0 : Depth of bonnet = 315 mm

h1 : Length of neutral axis = h0+e = 315 + 2 × 46 = 407 mm

L0 : Width of bonnet = 1575 mm

L1 : Length of neutral axis = L0+2e = 1575 + 2 × 74 = 1724 mm

2) Acting load on each part

[Stiffness ratio]

k = (I2・h1)/(I1・L1)

= (13863875 × 407)/ (7547377 × 1724) = 0.434

n = h1/L1

= 407 / 1724 = 0.236

[Bending moment]

$MA=W・L1^2/12・\{(1+n^2・k)/(1+k)\}$

$MB=MA-W・h^2/8$

$MC=MA-W・L1^2/8$

[Axial force]

Section A-B NAB=W・L1/2（Tensile force）

Section B-C NBC=W・h1/2 （Tensile force）

[Shearing force]

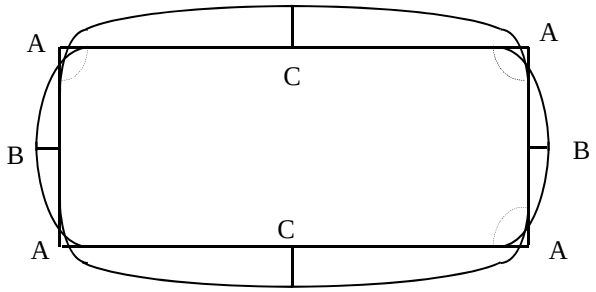
Section A-B SAB=W・h1/2

Section B-C SAC=W・l1/2

[Result of calculation]

MA= 10942410 N-mm MB= 9659805 N-mm

MC= -12037612 N-mm



VA= 0 N

NAB= 53330 N NBC= 12599 N

SAB= 12599 N SBC= 53330 N

(5) Stress of bonnet

1) Stress at "A"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$\sigma Ai = MA/Zi+NAB/A$

$= 10942410 / 166083 + 53330 / 4005$

$= 65.9 + 13.3 = 79.2\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

[Bending stress(Outside)]

$\sigma Ao = -MA/Zo+NAB/A$

$= -10942410 / 146058 + 53330 / 4005$

$= -74.9 + 13.3 = -61.6\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

Shearing stress

$\tau A = SBC/Aw$

$= 53330 / 1280$

$= 41.7\ N/mm^2 < \tau a = 90.9\ N/mm^2$

2) Stress at "B"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$\sigma Bi = MB/Zi+NAB/A$

$= 9659805 / 101580 + 53330 / 3280$

$= 95.1 + 16.3 = 111.4\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

[Bending stress(Outside)]

$\sigma Bo = -MB/Zo+NAB/A$

$= -9659805 / 129680 + 53330 / 3280$

$= -74.5 + 16.3 = -58.2\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

Shearing stress

$\tau B = SAB/Aw$

$= 12599 / 1280$

$= 9.8\ N/mm^2 < \tau a = 90.9\ N/mm^2$

3) Stress at "C"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$\sigma Ci = MC/Zi+NBC/A$

$= -12037612 / 300735 + 12599 / 5605$

$= -40.0 + 2.2 = -37.8\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

[Bending stress(Outside)]

$\sigma Co = -MC/Zo+NBC/A$

$= 12037612 / 160462 + 12599 / 5605$

$= 75.0 + 2.2 = 77.3\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

Shearing stress

$\tau C = SBC/Aw$

$= 53330 / 1280$

$= 41.7\ N/mm^2 < \tau a = 90.9\ N/mm^2$

(6) Allowable stresses

Allowable bending stress

Outside

$\sigma a = 250 \times 0.63 = 157.5$ N/mm^2 Material : A36(ASTM)

Inside

$\sigma a = 250 \times 0.63 = 157.5$ N/mm^2 Material : A36(ASTM)

Coefficient : 0.63

Allowable shearing stress

Outside

$\tau a = 90.9$ N/mm^2 Material : A36(ASTM)

1.4 Operating load

The operating load is summed up the following loads.

(1) Self weight

Gate leaf G1 = 1.6 × 9.81 = 15.7 kN

Rod of cylinder G2 = 0.77 kN

Total load G = 16.47 kN

(2) Friction force of seal plate

$F2 = \mu_2 \cdot P$

$= 0.4 \times 440.290 = 176.12$ kN

Where, μ_2 : Frictional coefficient of metal seal = 0.4

P : Hydrostatic pressure at operation = 440.29 kN

(3) Buoyancy

$F3 = \gamma 0 / W0 \cdot G1$

$= 9.81 / 77.0 \times 15.70 = 2.00$ kN

ここに、 $\gamma 0$: Specific gravity of water = 9.81 kN/m3

W0 : Specific gravity of steel material = 77.01 kN/m3

(4) Friction force of seal in cylinder

$F4 = d \cdot \pi \cdot b \cdot n \cdot \mu_2 \cdot P$

$= 0.090 \times \pi \times 0.006 \times 1 \times 0.7 \times 440.290 = 0.523$ kN

Where, d : Outside diameter of rod = 0.090 m

b : Contact width of V-packing = 0.006 m

n : Quantity of V-packing = 1 piece

μ_2 : Frictional coefficient of V-packing = 0.7

P : Pressure on V-packing = 440.290 kN

(5) Total operating load

(Unit : kN)

Load		Raising		Lowering	
Self weight	G	↓	16.47	↓	16.47
Friction force of seal plate	F2	↓	176.12	↑	176.12
Buoyancy	F3	↑	2.00	↑	2.00
Friction force of seal in cylinder	F4	↓	0.52	↑	0.52
Total load		↓	191.11	↑	162.17

Raising load Fu = 191.11 kN → 200.00 kN

Lowering load Fd = 162.17 kN → 170.00 kN

1.5 Capacity of cylinder

(1) Design conditions

Type of cylinder	Fixed cylinder				
Rated pressure	Raising (Setting pressure of relief valve)	P1	=	21.0	MPa
	Lowering (Setting pressure of relief valve)	P2	=	12.6	MPa
Working pressure	Raising (Effective operating pressure)	P1'	=	18.9	MPa
	Lowering (Effective operating pressure)	P2'	=	11.3	MPa
Operating speed	0.1 m/min				
Operating load	Raising	Wu	=	200.00	kN
	Lowering	Wd	=	170.00	kN
Cylinder	Inside diameter of tube	D	=	160	mm
	Outside diameter of rod	d	=	90	mm
	Cylinder stroke	S	=	1570	mm

(2) Pulling and pushing forces of cylinder

1) Rated pressure

Pulling force (Raising)

$$F_u = \frac{\pi}{4} \times (D^2 - d^2) \times p_1'$$

$$= \frac{\pi}{4} \times (160^2 - 90^2) \times \frac{21.0}{1000}$$

$$= 288.6 \text{ kN}$$

Pushing force (Lowering)

$$F_d = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times p_2'$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 160^2 \times \frac{12.6}{1000}$$

$$= 253.3 \text{ kN}$$

2) Working pressure

Pulling force (Raising)

$$F_u' = \frac{\pi}{4} \times (D^2 - d^2) \times p_1'$$

$$= \frac{\pi}{4} \times (160^2 - 90^2) \times \frac{18.9}{1000}$$

$$= 259.8 \text{ kN} > W_u = 200 \text{ kN}$$

Pushing force (Lowering)

$$F_d' = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times p_2'$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 160^2 \times \frac{11.3}{1000}$$

$$= 228.0 \text{ kN} > W_d = 170.00 \text{ kN}$$

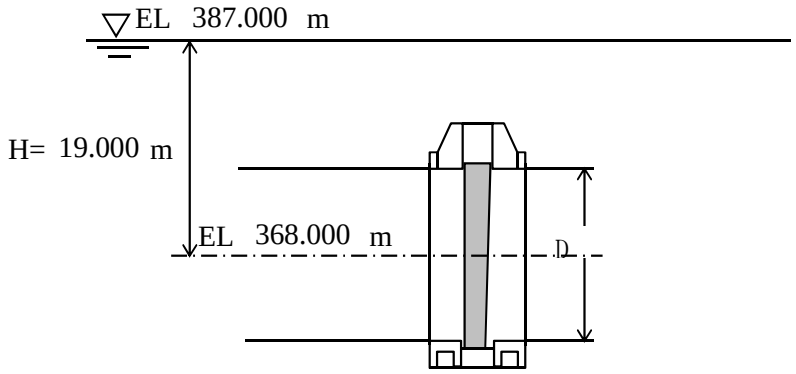
2. Strength Calculation for control gate in Oeste dam (After heightning)

2.1 Design conditions

(1)	Type	Slide gate			
(2)	Quantity	5	sets		
(3)	Gate center elevation	EL.	368.00	m	
(4)	Max. water level	EL.	408.00	m	(heightning 2.0 m)
(5)	Flood water level	EL.	401.00	m	
(6)	Normal water level	EL.	387.00	m	
(7)	Diameter	φ	1.50	m	
(8)	Seismic intensity		0.05		
(9)	Sealing system	Metal seal at both side of gate leaf			
(10)	Basic grand level	EL.	357.50	m	
(11)	Operation device	Hydraulic cylinder			
(12)	Lifting height		1.57	m	
(13)	Operating system	Local			
(14)	Allowable stress	ABNT NBR 8883			

2.2 Design head

(1) CCN (Nomal water level Only)



D : Diameter = φ1.50 m

Load of normal water level only

Ps= γo×H×A

= 9.81 × 19.00 × 1.77

= 329.35 kN

Where, Ps : Hydrostatic load

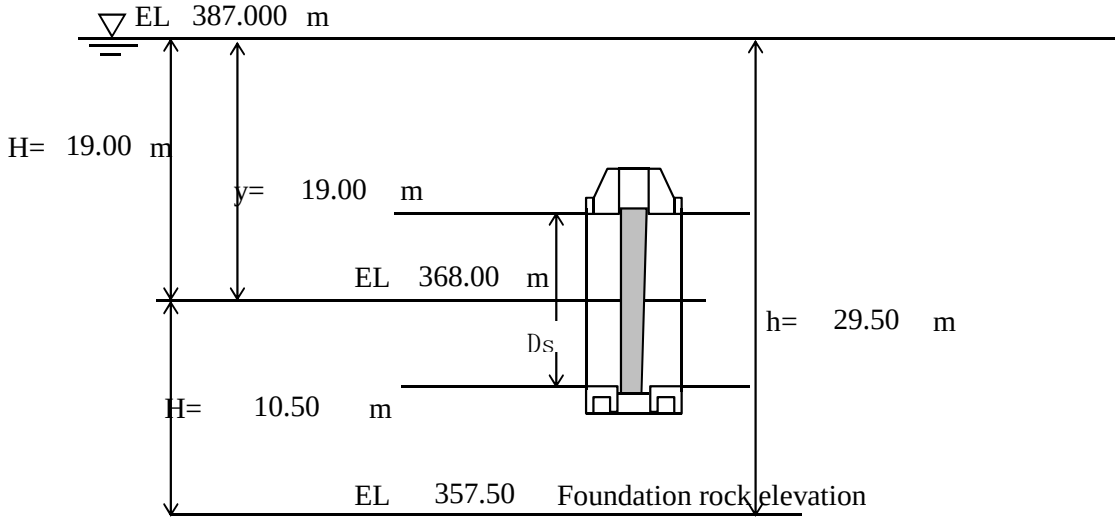
γo : Specific gravity of water = 9.81 kN/m^3

H : Design head = 19.00 m

A : Receiving pressure area = $\pi \cdot Ds^2/4$ = π × 1.50 ^{2} /4

= 1.77 m^2

(2) CCE1(Normal water level + Dynamic water pressure during earthquake)



a) Hydrostatic load

$Ps = \gamma o \times H \times A$

$= 9.81 \times 19.00 \times 1.77$

$= 329.35$ kN

b) Dynamic pressure load during earthquake

$P_d = \gamma o \cdot 7/8 \cdot k \cdot (h \cdot y)^{1/2} \cdot A$

$= 9.81 \times 7/8 \times 0.05 \times 29.50 \times 19.00^{1/2} \times 1.77$

$= 17.95$ kN

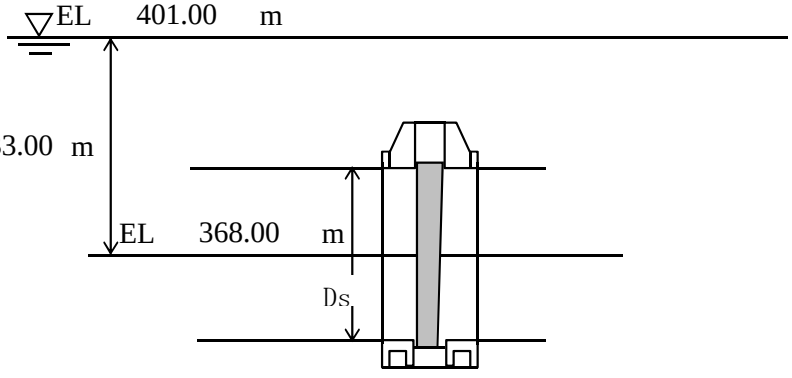
c) Total load

$Pw = Ps + P_d$

$= 329.35 + 17.95$

$= 347.31$ kN

(3) CCE2(Flood water level only)



D : Caliber = φ1.50 m

$Ps = \gamma o \times H \times A$

$= 9.81 \times 33.00 \times 1.77$

$= 572.03$ kN

Where, Ps : Hydrostatic load

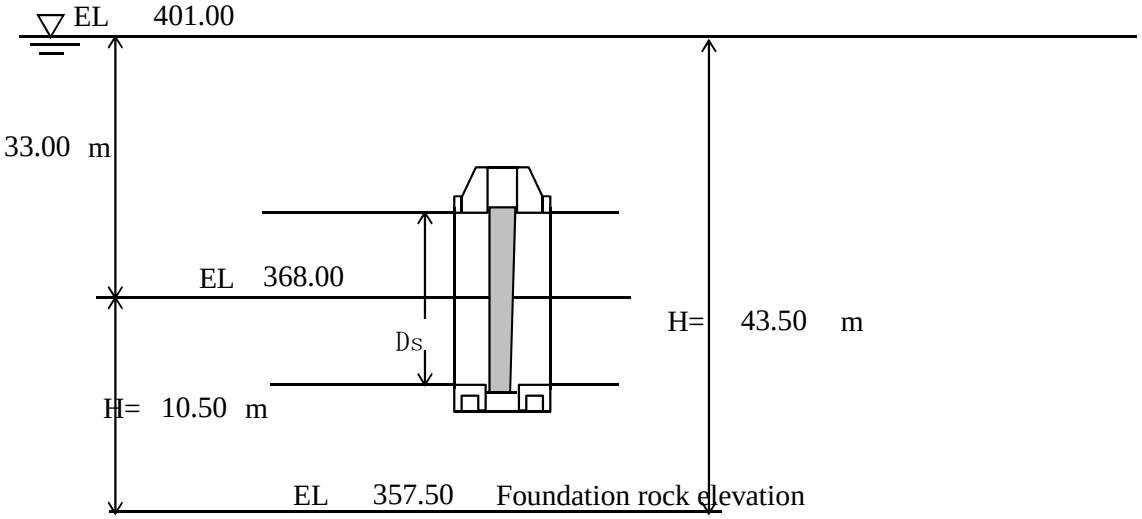
γo : Specific gravity of water $= 9.81$ kN/m^3

H : Design head $= 33.00$ m

A : Receiving pressure area $= \pi \cdot Ds^2/4 = \pi \times 1.50^{2}/4$

$= 1.77$ m^2

(4) CCL(Flood water level+ Dynamic water pressure during earthquake)



a) Hydrostatic load

$Ps = \gamma o \cdot H \cdot A$

$= 9.81 \times 33.00 \times 1.77$

$= 572.03$ KN

b) Dynamic pressure load during earthquake

$P_d = \gamma o \cdot 7/8 \cdot k \cdot (h \cdot y)^{1/2} \cdot A$

$= 9.81 \times 7/8 \times 0.05 \times 43.50 \times 33.00^{1/2} \times 1.77$

$= 28.73$ kN

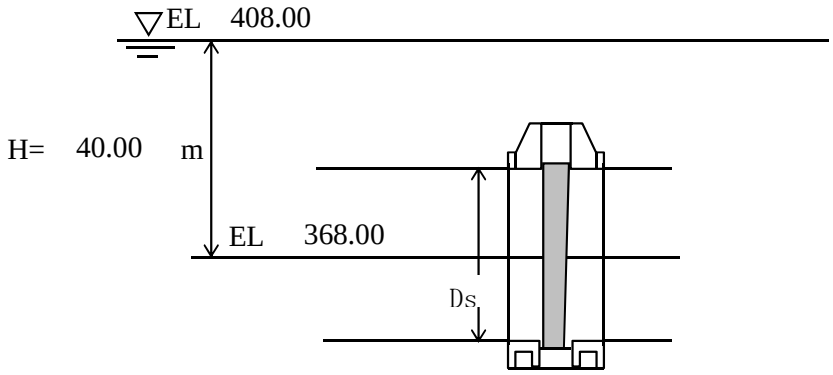
c) Total load

$Pw = Ps + P_d$

$= 572.03 + 28.73$

$= 600.76$ kN

(5) Max. water level



D : Diameter = φ1.50 m

Ps= γo×H×A

= 9.81 × 40.00 × 1.77

= 693.37 kN

Where, Ps : Hydrostatic load

γo : Specific gravity of water = 9.81 kN/m^3

H : Design head = 40.00 m

A : Receiving pressure area = $\pi \cdot Ds^2/4$ = π × 1.50 ^{2} /4

= 1.77 m^2

(5) Comparison of loads

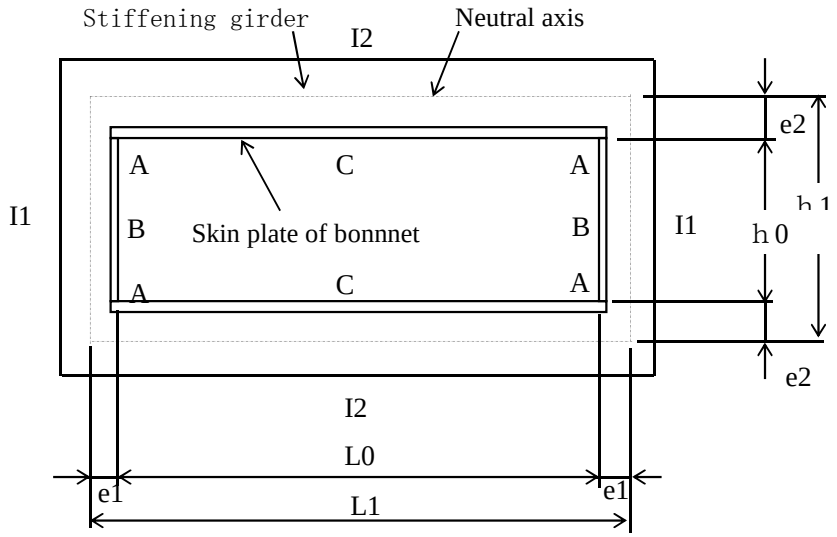
unit : kN

Case / 水 位	Coefficient		Hydrostatic load only		Dynamic water pressure	
	Hydrostatic load only	Dynamic water pressure	Actual load	Converted load	Actual load	Converted load
Normal water level	0.50	0.90	329.35	658.70	347.31	385.90
			CCN		CCE1	
Flood water level	0.63	0.90	572.03	907.99	600.76	667.52
			CCE2		CCL	
Max. water level	0.80	—	693.37	866.71	—	—

Because the load of "CCE2" becomes the maximum, strength of the load of "CCE2" is checked.

2.3 Strength calculation of bonnet

The bonnet is calculated as a box ramen as shown in the model figure below.



Where, L0 : Width of bonnet = 1650 mm

h0 : Depth of bonnet = 315 mm

(1) Internal pressure

$pi = \gamma o \times H$

= 9.81 × 33.00 = 323.73 kN/m^2

= 0.324 N/mm^2

pi : Internal pressure (N/mm^2)

γ0 : Specific gravity of water = 9.81 kN/m^3

H : Design head = 33.00 m

(2) Effective width of skin plate

The effective width is calculated so that the flange of stiffening girder may support the load together with the skin plate.

a) Point of A

$l/L \leqq 0.02$

$\lambda = l$

$0.02 < l/L < 0.3$

$\lambda = \{1.06-3.2(l/L)+4.5(l/L)^2\} l$

$0.3 \leqq l/L$

$\lambda = 0.15L$

b) Point of B and C

$l/L \leqq 0.05$

$\lambda = l$

$0.05 < l/L < 0.3$

$\lambda = \{1.1-2(l/L)\} l$

$0.3 \leqq l/L$

$\lambda = 0.15L$

Where, λ : Working width in one side of skinplate mm

l : Half of skin plate at support intervals = 315 / 2 = 158 mm

L : Equivalent support inter

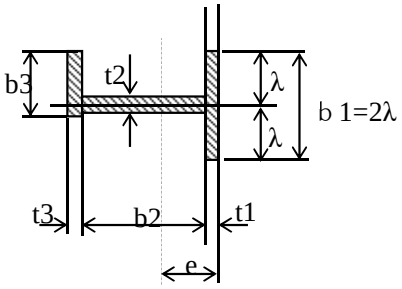
Point A = 0.2 (l0+h0) = 0.2 × (1650 + 315)= 393 mm

Point B = 0.6 h0 = 0.6 × 315 = 189 mm

Point C = 0.6 L0 = 0.6 × 1650 = 990 mm

Position	Effective width of skin plate				
	l mm	Lmm	l/L	λmm	2λmm
Point A	158	393	0.40	59	118
Point B	158	189	0.83	28	56
Point C	825	990	0.83	149	298

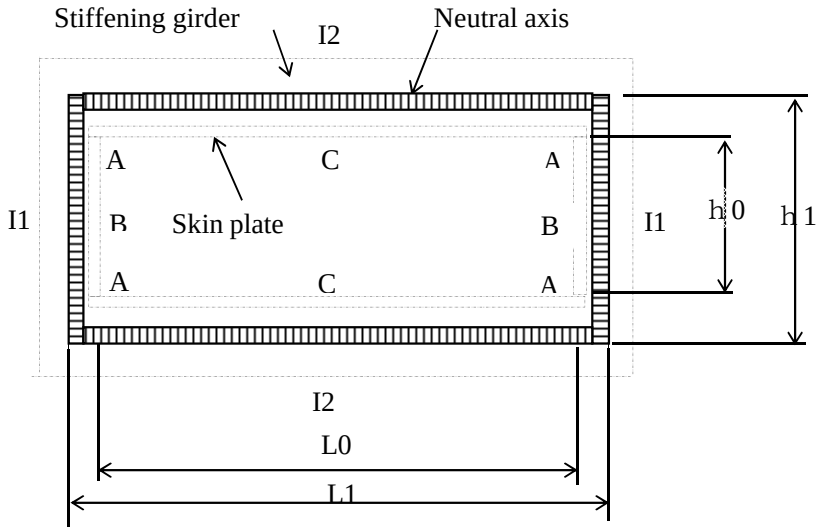
(3) Section properties of stiffening girder



t1 : Thickness of skin plate mm
t2 : Thickness of web mm
t3 : Thickness of flange mm
b1 : Effective width mm
b2 : Width of web mm
b3 : Width of flange mm

Position	Skin plate		Web		Flange		Section properties					
	t1	b1	t2	b2	t3	b3	I (mm^4)	Zi (mm^3)	Zo (mm^3)	A (mm^2)	Aw(mm^2)	e (mm)
A	12.6	118	16.2	122	26	100	22214599	250164	309396	6063	1976.4	89
B	12.6	56	16.2	122	26	100	16102576	159431	270177	5282	1976.4	101
C	12.6	298	16.2	122	26	100	33413694	503218	354710	8331	1976.4	66

(4) Sectional force



1) Acting load

It is assumed that the internal design pressure between the stiffeners acts as the distributed load. The acting load converts into the design load which is calculated by the ratio of an acting axis and a neutral axis.

W = pi･b･(2h0+L0)/(2h1+L1)

= 0.324 × 315 × (2 × 315 + 1650) / (2 × 448 ＋ 1852)

= 85 N/mm

Where, W : Converted acting load N/mm

ps : Design internal pressure = 0.324 N/mm^2

b : Width of receiving pressure = 315 mm

h0 : Depth of bonnet = 315 mm

h1 : Length of neutral axis = h0+e = 315 + 2 × 66 = 448 mm

L0 : Width of bonnet = 1650 mm

L1 : Length of neutral axis = L0+2e = 1650 + 2 × 101 = 1852 mm

2) Acting load on each part

[Stiffness ratio]

k = (I2・h1)/(I1・L1)

= (33413694 × 448)/ (16102576 × 1852) = 0.502

n = h1/L1

= 448 / 1852 = 0.242

[Bending moment]

$MA=W・L1^2/12・\{(1+n^2・k)/(1+k)\}$

$MB=MA-W・h^2/8$

$MC=MA-W・L1^2/8$

[Axial force]

Section A-B NAB=W・L1/2（Tensile force）

Section B-C NBC=W・h1/2 （Tensile force）

[Shearing force]

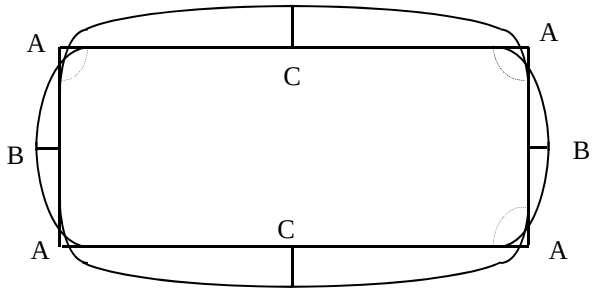
Section A-B SAB=W・h1/2

Section B-C SAC=W・l1/2

[Result of calculation]

MA= 16578259 N-mm MB= 14457199 N-mm

MC= -19701702 N-mm



VA= 0 N

NAB= 78358 N NBC= 18946 N

SAB= 18946 N SBC= 78358 N

(5) Stress of bonnet

1) Stress at "A"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$\sigma Ai = MA/Zi+NAB/A$

$= 16578259 / 250164 + 78358 / 6063$

$= 66.3 + 12.9 = 79.2\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

[Bending stress(Outside)]

$\sigma Ao = -MA/Zo+NAB/A$

$= -16578259 / 309396 + 78358 / 6063$

$= -53.6 + 12.9 = -40.7\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

Shearing stress

$\tau A = SBC/Aw$

$= 78358 / 1976$

$= 39.6\ N/mm^2 < \tau a = 90.9\ N/mm^2$

2) Stress of "B"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$\sigma Ai = MB/Zi+NAB/A$

$= 14457199 / 159431 + 78358 / 5282$

$= 90.7 + 14.8 = 105.5\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

[Bending stress(Outside)]

$\sigma Ao = -MB/Zo+NAB/A$

$= -14457199 / 270177 + 78358 / 5282$

$= -53.5 + 14.8 = -38.7\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

Shearing stress

$\tau A = SAB/Aw$

$= 18946 / 1976$

$= 9.6\ N/mm^2 < \tau a = 90.9\ N/mm^2$

3) Stress of "C"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$\sigma Ai = MC/Zi+NBC/A$

$= -19701702 / 503218 + 18946 / 8331$

$= -39.2 + 2.3 = -36.9\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

[Bending stress(Outside)]

$\sigma Ao = -MC/Zo+NBC/A$

$= 19701702 / 354710 + 18946 / 8331$

$= 55.5 + 2.3 = 57.8\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

Shearing stress

$\tau A = SBC/Aw$

$= 78358 / 1976$

$= 39.6\ N/mm^2 < \tau a = 90.9\ N/mm^2$

(6) Allowable stresses

Allowable bending stress

Outside

$\sigma a = 250 \times 0.63 = 157.5$ N/mm^2 Material : A36(ASTM)

Inside

$\sigma a = 250 \times 0.63 = 157.5$ N/mm^2 Material : A36(ASTM)

Coefficient : 0.63

Allowable shearing stress

Outside

$\tau a = 90.9$ N/mm^2 Material : A36(ASTM)

2.4 Operating load

The operating load is summed up the following loads.

(1) Self weight

Gate leaf G1 = 2.5 × 9.81 = 24.53 kN

Rod of cylinder G2 = 0.77 kN

Total load G = 25.30 kN

(2) Seal friction

$F2 = \mu_2 \cdot P$

$= 0.4 \times 693.371 = 277.35$ kN

Where, μ_2 : Frictional coefficient of metal seal = 0.4

P : Hydrostatic pressure at operation = 693.37 kN

(3) Buoyancy

$F3 = \gamma 0 / W0 \cdot G1$

$= 9.81 / 77.0 \times 24.53 = 3.12$ kN

ここに、 $\gamma 0$: Specific gravity of water = 9.81 kN/m3

W0 : Specific gravity of steel material = 77.01 kN/m3

(4) Friction force of seal in cylinder

$F4 = d \cdot \pi \cdot b \cdot n \cdot \mu_2 \cdot P$

$= 0.090 \times \pi \times 0.006 \times 1 \times 0.7 \times 693.371 = 0.823$ kN

Where, d : Rod outside diameter = 0.090 m

b : Width of contact of V-packing = 0.006 m

n : Quantity of V-paccking = 1 piece

μ_2 : Frictional coefficient of V-packing = 0.7

P : Pressure on V-packing = 693.371 kN

(5) Total operating load

(Unit : kN)

Load		Raising		Lowering	
Self weight	G	↓	25.30	↓	25.30
Seal friction	F2	↓	277.35	↑	277.35
Buoyancy	F3	↑	3.12	↑	3.12
Friction force of seal in cylinder	F4	↓	0.82	↑	0.82
Total load		↓	300.34	↑	256.00

Raising load Fu = 300.34 kN → 310.00 kN

Lowerring load Fd = 256.00 kN → 260.00 kN

2.5 Capacity of cylinder

(1) Design conditions

Type of hoist	Fixed cylinder				
Rated pressure	Raising（Setting pressure of relief valve）	P1	=	16.0	MPa
	Lowering（Setting pressure of relief valve）	P2	=	9.6	MPa
Working pressure	Raising（Effective operating pressure）	P1'	=	14.4	MPa
	Lowering（Effective operating pressure）	P2'	=	8.6	MPa
Operating speed	0.1 m/min				
Operating load	Raising	Wu	=	310.00	kN
	Lowerring	Wd	=	260.00	kN
Cylinder	Inside diameter of tube	D	=	200	mm
	Outside diameter of rod	d	=	100	mm
	Cylinder stroke	S	=	1570	mm

(2) Power to push and power to pull

1）Rated pressure

Pulling force (Raising)

$$F_u = \frac{\pi}{4} \times (D^2 - d^2) \times p_1'$$

$$= \frac{\pi}{4} \times (200^2 - 100^2) \times \frac{16.0}{1000}$$

$$= 377 \text{ kN}$$

Pushing force (Lowering)

$$F_d = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times p_2'$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 200^2 \times \frac{9.6}{1000}$$

$$= 301.6 \text{ kN}$$

2）Working pressure

Pulling force (Raising)

$$F_u' = \frac{\pi}{4} \times (D^2 - d^2) \times p_1'$$

$$= \frac{\pi}{4} \times (200^2 - 100^2) \times \frac{14.4}{1000}$$

$$= 339.3 \text{ kN} > W_u = 310 \text{ kN}$$

Pushing force (Lowering)

$$F_d' = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times p_2'$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 200^2 \times \frac{8.6}{1000}$$

$$= 271.4 \text{ kN} > W_d = 260.00 \text{ kN}$$

APPENDIX-3 :

Structural calculation for control gates (Before heightning)

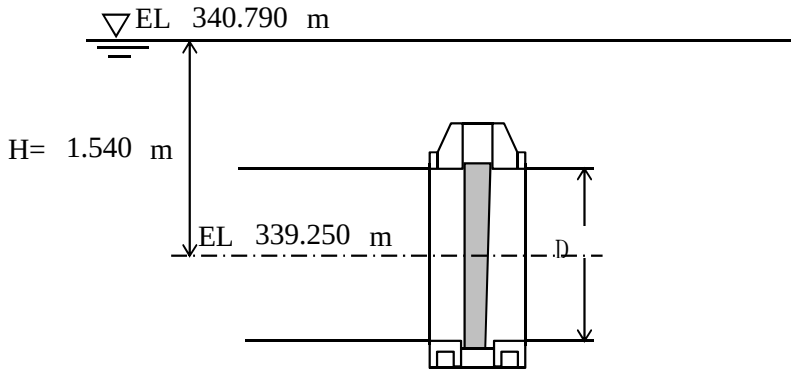
1. Strength Calculation for Control Gate in Oeste Dam (Before heightning)

1.1 Design conditions

(1)	Type	Slide gate			
(2)	Quantity	7	sets		
(3)	Gate center elevation	EL.	339.25	m	
(4)	Max. water level	EL.	362.65	m	(heightning 0.0 m)
(5)	Flood water level	EL.	360.30	m	
(6)	Normal water level	EL.	340.79	m	
(7)	Diameter	φ	1.50	m	
(8)	Seismic intensity		0.05		
(9)	Sealing system	Metal seal at both side of gate leaf			
(10)	Foundation rock elevation	EL.	337.60	m	
(11)	Operation device	Hydraulic cylinder			
(12)	Lifting height		1.57	m	
(13)	Operating system	Local			
(14)	Allowable stress	ABNT NBR 8883			

1.2 Design load

(1) CCN (Normal water level Only)



D : Diameter = φ1.50 m

Load of normal water level only

Ps= γo×H×A

= 9.81 × 1.54 × 1.77

= 26.69 kN

Where, Ps : Hydrostatic load

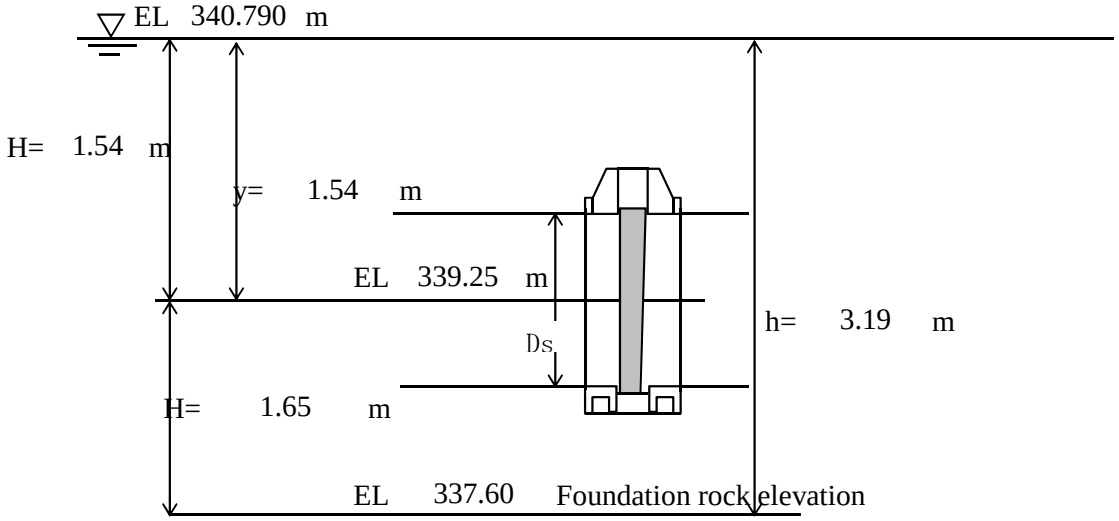
γo : Specific gravity of water = 9.81 kN/m^3

H : Design head = 1.54 m

A : Receiving pressure area = $\pi \cdot Ds^2/4$ = π × 1.50 ^{2} /4

= 1.77 m^2

(2) CCE1(Normal water level + Dynamic water pressure during earthquake)



a) Hydrostatic load

$Ps = \gamma o \times H \times A$

$= 9.81 \times 1.54 \times 1.77$

$= 26.69$ kN

b) Dynamic pressure load during earthquake

$P_d = \gamma o \cdot 7/8 \cdot k \cdot (h \cdot y)^{1/2} \cdot A$

$= 9.81 \times 7/8 \times 0.05 \times 3.19 \times 1.54^{1/2} \times 1.77$

$= 1.68$ kN

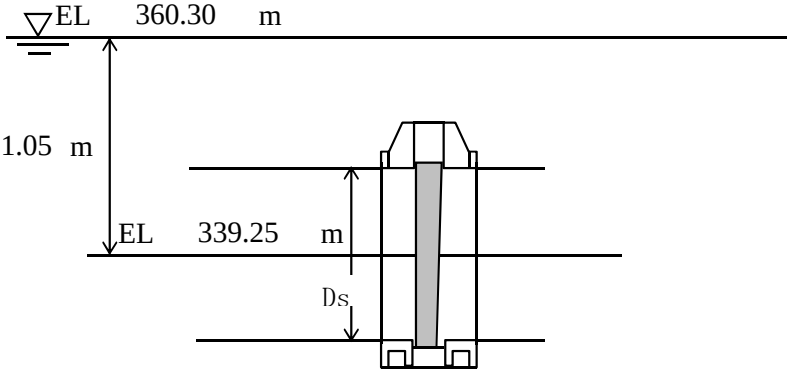
c) Total load

$Pw = Ps + P_d$

$= 26.69 + 1.68$

$= 28.38$ kN

(3) CCE2(Flood water level only)



D : Diameter = φ1.50 m

$Ps = \gamma o \times H \times A$

$= 9.81 \times 21.05 \times 1.77$

$= 364.89$ kN

Where, Ps : Hydrostatic load

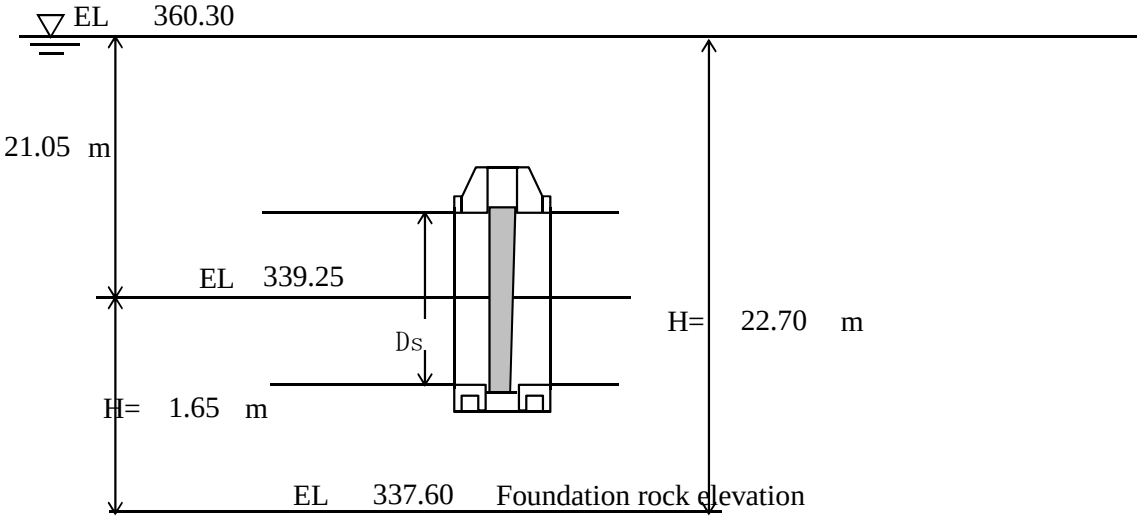
γo : Specific gravity of water $= 9.81$ kN/m^3

H : Design head $= 21.05$ m

A : Receiving pressure area $= \pi \cdot Ds^2/4 = \pi \times 1.50^{2}/4$

$= 1.77$ m^2

(4) CCL(Flood water level+ Dynamic water pressure during earthquake)



a) Hydrostatic load

$Ps = \gamma o \cdot H \cdot A$

$= 9.81 \times 21.05 \times 1.77$

$= 364.89$ KN

b) Dynamic pressure load during earthquake

$P_d = \gamma o \cdot 7/8 \cdot k \cdot (h \cdot y)^{1/2} \cdot A$

$= 9.81 \times 7/8 \times 0.05 \times 22.70 \times 21.05^{1/2} \times 1.77$

$= 16.58$ kN

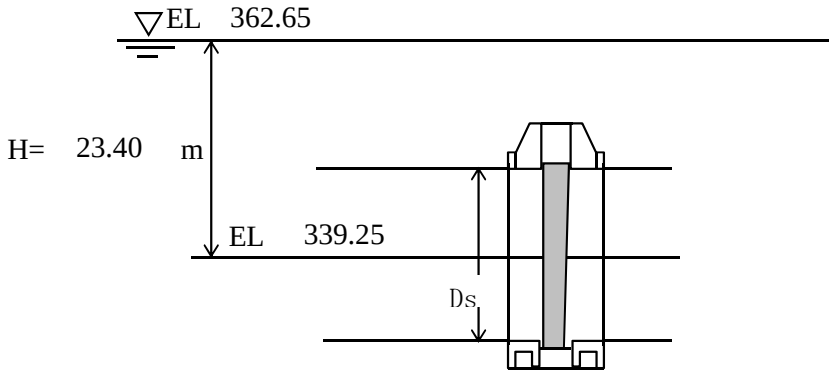
c) Total load

$Pw = Ps + P_d$

$= 364.89 + 16.58$

$= 381.46$ kN

(5) Max. water level



D : Diameter = φ1.50 m

Ps= γo×H×A

= 9.81 × 23.40 × 1.77

= 405.62 kN

Where, Ps : Hydrostatic load

γo : Specific gravity of water = 9.81 kN/m^3

H : Design head = 23.40 m

A : Receiving pressure area = π･Ds^2/4 = π × 1.50 ^{2} /4

= 1.77 m^2

(5) Comparison of loads

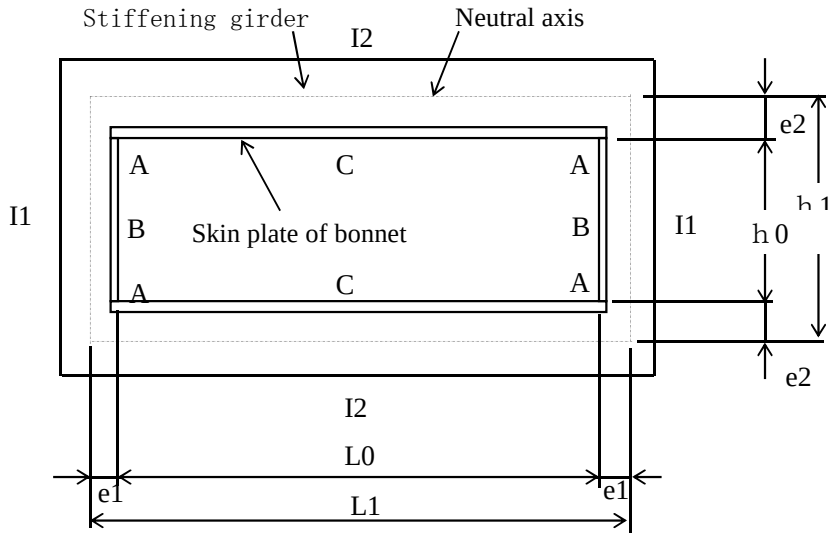
unit : kN

Case / Water level	Coefficient		Hydrostatic load only		Dynamic water pressure	
	Hydrostatic load only	Dynamic water pressure	Actual load	Converted load	Actual load	Converted load
Normal water level	0.50	0.90	26.69	53.39	28.38	31.53
			CCN		CCE1	
Flood water level	0.63	0.90	364.89	579.18	381.46	423.85
			CCE2		CCL	
Max. water level	0.80	—	405.62	507.03	—	—

The strength calculation is made for CCE2 since the maximum converted load acts on the bonnet at CCE2.

1.3 Strength calculation of bonnet

The bonnet is calculated as a box ramen as shown in the model figure below.



Where, L0 : Width of bonnet = 1575 mm

h0 : Depth of bonnet = 315 mm

(1) Internal pressure

$pi = \gamma o \times H$

$= 9.81 \times 21.05 = 206.501 \ kN/m^2$

$= 0.207 \ N/mm^2$

pi : Internal pressure (N/mm^2)

γ0 : Specific gravity of water = 9.81 kN/m^3

H : Design head = 21.05 m

(2) Effective width of skin plate

The effective width is calculated so that the flange of stiffening girder may support the load together with the skin plate.

a) Point A

$l/L \leqq 0.02$

$\lambda = l$

$0.02 < l/L < 0.3$

$\lambda = \{1.06 - 3.2(l/L) + 4.5(l/L)^2\} l$

$0.3 \leqq l/L$

$\lambda = 0.15L$

b) Point B and C

$l/L \leqq 0.05$

$\lambda = l$

$0.05 < l/L < 0.3$

$\lambda = \{1.1 - 2(l/L)\} l$

$0.3 \leqq l/L$

$\lambda = 0.15L$

Where, λ : Effective width of one side of skin plate mm

l : Half of supporting length of skin plate = 315 / 2 = 158 mm

L : Equivalent supporting length

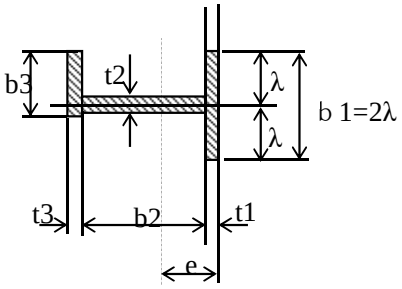
Point A = $0.2 (l0 + h0)$ = $0.2 \times (1575 + 315) = 378$ mm

Point B = $0.6 h0$ = $0.6 \times 315 = 189$ mm

Point C = $0.6 L0$ = $0.6 \times 1575 = 945$ mm

Position	Effective width of skin plate				
	l mm	Lmm	l/L	λmm	2λmm
Point A	158	378	0.42	57	114
Point B	158	189	0.83	28	56
Point C	158	945	0.17	121	242

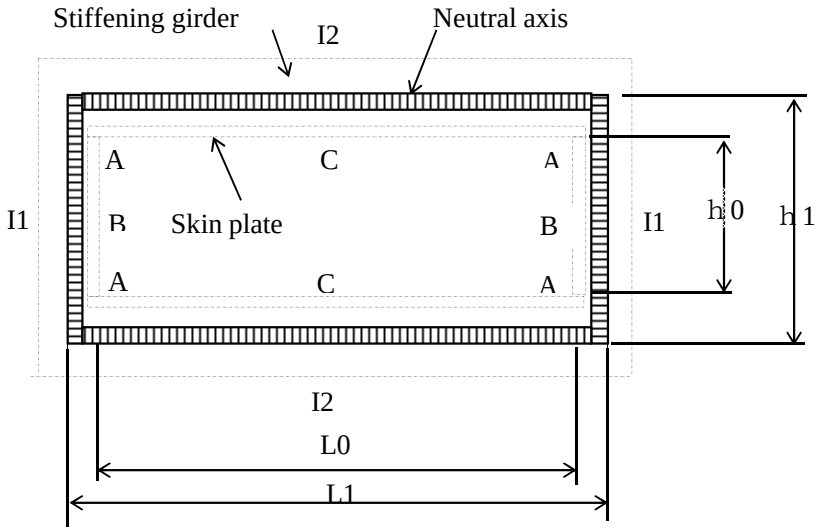
(3) Section properties of stiffening girder



t1 : Thickness of skin plate mm
t2 : Thickness of web mm
t3 : Thickness of flange mm
b1 : Effective width mm
b2 : Width of web mm
b3 : Width of flange mm

Position	Skin plate		Web		Flange		Section properties					
	t1	b1	t2	b2	t3	b3	I (mm^4)	Zi (mm^3)	Zo (mm^3)	A (mm^2)	Aw(mm^2)	e (mm)
A	12.5	114	12.8	100	20	65	10297124	166083	146058	4005	1280	62
B	12.5	56	12.8	100	20	65	7547377	101580	129680	3280	1280	74
C	12.5	242	12.8	100	20	65	13863875	300735	160462	5605	1280	46

(4) Sectional force



1) Acting load

It is assumed that the internal design pressure between the stiffeners acts as the distributed load. The acting load converts into the design load which is calculated by the ratio of an acting axis and a neutral axis.

W = pi･b･(2h0+L0)/(2h1+L1)

= 0.207 × 315 × (2 × 315 + 1575) / (2 × 407 ＋ 1724)

= 57 N/mm

Where, W : Converted acting load N/mm
ps : Design internal pressure = 0.207 N/mm^2
b : Width of receiving pressure = 315 mm
h0 : Depth of bonnet = 315 mm
h1 : Length of neutral axis = h0+e = 315 + 2 × 46 = 407 mm
L0 : Width of bonnet = 1575 mm
L1 : Length of neutral axis = L0+2e = 1575 + 2 × 74 = 1724 mm

2) Acting load on each part

[Stiffness ratio]

$k = (I2 \cdot h1)/(I1 \cdot L1)$

$= (13863875 \times 407)/(7547377 \times 1724) = 0.434$

$n = h1/L1$

$= 407 / 1724 = 0.236$

[Bending moment]

$MA=W \cdot L1^2/12 \cdot \{(1+n^2 \cdot k)/(1+k)\}$

$MB=MA-W \cdot h^2/8$

$MC=MA-W \cdot L1^2/8$

[Axial force]

Section A-B NAB=W・L1/2（Tensile force）

Section B-C NBC=W・h1/2（Tensile force）

[Shearing force]

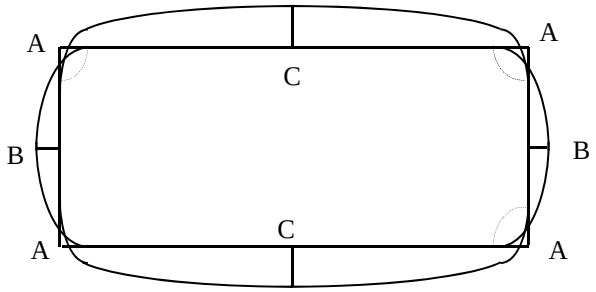
Section A-B SAB=W・h1/2

Section B-C SAC=W・l1/2

[Result of calculation]

MA= 9992960 N-mm MB= 8821644 N-mm

MC= -10993134 N-mm



VA= 0 N

NAB= 48703 N NBC= 11506 N

SAB= 11506 N SBC= 48703 N

(5) Stress of bonnet

1) Stress at "A"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$\sigma Ai = MA/Zi+NAB/A$

$= 9992960 / 166083 + 48703 / 4005$

$= 60.2 + 12.2 = 72.3\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

[Bending stress(Outside)]

$\sigma Ao = -MA/Zo+NAB/A$

$= -9992960 / 146058 + 48703 / 4005$

$= -68.4 + 12.2 = -56.3\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

Shearing stress

$\tau A = SBC/Aw$

$= 48703 / 1280$

$= 38.0\ N/mm^2 < \tau a = 90.9\ N/mm^2$

2) Stress at "B"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$\sigma Bi = MB/Zi+NAB/A$

$= 8821644 / 101580 + 48703 / 3280$

$= 86.8 + 14.8 = 101.7\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

[Bending stress(Outside)]

$\sigma Bo = -MB/Zo+NAB/A$

$= -8821644 / 129680 + 48703 / 3280$

$= -68.0 + 14.8 = -53.2\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

Shearing stress

$\tau B = SAB/Aw$

$= 11506 / 1280$

$= 9.0\ N/mm^2 < \tau a = 90.9\ N/mm^2$

3) Stress at "C"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$\sigma Ci = MC/Zi+NBC/A$

$= -10993134 / 300735 + 11506 / 5605$

$= -36.6 + 2.1 = -34.5\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

[Bending stress(Outside)]

$\sigma Co = -MC/Zo+NBC/A$

$= 10993134 / 160462 + 11506 / 5605$

$= 68.5 + 2.1 = 70.6\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

Shearing stress

$\tau C = SBC/Aw$

$= 48703 / 1280$

$= 38.0\ N/mm^2 < \tau a = 90.9\ N/mm^2$

(6) Allowable stresses

Allowable bending stress

Outside

$\sigma a = 250 \times 0.63 = 157.5$ N/mm^2 Material : A36(ASTM)

Inside

$\sigma a = 250 \times 0.63 = 157.5$ N/mm^2 Material : A36(ASTM)

Coefficient : 0.63

Allowable shearing stress

Outside

$\tau a = 90.9$ N/mm^2 Material : A36(ASTM)

1.4 Operating load

The operating load is summed up the following loads.

(1) Self weight

Gate leaf G1 = 1.5 × 9.81 = 14.72 kN

Rod of cylinder G2 = 0.77 kN

Total load G = 15.49 kN

(2) Friction force of seal plate

$F2 = \mu_2 \cdot P$

$= 0.4 \times 405.622 = 162.25$ kN

Where, μ_2 : Frictional coefficient of metal seal = 0.4

P : Hydrostatic pressure at operation = 405.62 kN

(3) Buoyancy

$F3 = \gamma 0 / W0 \cdot G1$

$= 9.81 / 77.0 \times 14.72 = 1.87$ kN

ここに、 $\gamma 0$: Specific gravity of water = 9.81 kN/m3

W0 : Specific gravity of steel material = 77.01 kN/m3

(4) Friction force of seal in cylinder

$F4 = d \cdot \pi \cdot b \cdot n \cdot \mu_2 \cdot P$

$= 0.090 \times \pi \times 0.006 \times 1 \times 0.7 \times 405.622 = 0.482$ kN

Where, d : Outside diameter of rod = 0.090 m

b : Contact width of V-packing = 0.006 m

n : Quantity of V-packing = 1 piece

μ_2 : Frictional coefficient of V-packing = 0.7

P : Pressure on V-packing = 405.622 kN

(5) Total operating load

(Unit : kN)

Load		Raising		Lowering	
Self weight	G	↓	15.49	↓	15.49
Friction force of seal plate	F2	↓	162.25	↑	162.25
Buoyancy	F3	↑	1.87	↑	1.87
Friction force of seal in cylinder	F4	↓	0.48	↑	0.48
Total load		↓	176.34	↑	149.12

Raising load Fu = 176.34 kN → 180.00 kN

Lowering load Fd = 149.12 kN → 150.00 kN

1.5 Capacity of cylinder

(1) Design conditions

Type of cylinder	Fixed cylinder				
Rated pressure	Raising (Setting pressure of relief valve)	P1	=	21.0	MPa
	Lowering (Setting pressure of relief valve)	P2	=	12.6	MPa
Working pressure	Raising (Effective operating pressure)	P1'	=	18.9	MPa
	Lowering (Effective operating pressure)	P2'	=	11.3	MPa
Operating speed	0.1 m/min				
Operating load	Raising	Wu	=	180.00	kN
	Lowering	Wd	=	150.00	kN
Cylinder	Inside diameter of tube	D	=	160	mm
	Outside diameter of rod	d	=	90	mm
	Cylinder stroke	S	=	1570	mm

(2) Pulling and pushing forces of cylinder

1) Rated pressure

Pulling force (Raising)

$$F_u = \frac{\pi}{4} \times (D^2 - d^2) \times p_1'$$

$$= \frac{\pi}{4} \times (160^2 - 90^2) \times \frac{21.0}{1000}$$

$$= 288.6 \text{ kN}$$

Pushing force (Lowering)

$$F_d = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times p_2'$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 160^2 \times \frac{12.6}{1000}$$

$$= 253.3 \text{ kN}$$

2) Working pressure

Pulling force (Raising)

$$F_u' = \frac{\pi}{4} \times (D^2 - d^2) \times p_1'$$

$$= \frac{\pi}{4} \times (160^2 - 90^2) \times \frac{18.9}{1000}$$

$$= 259.8 \text{ kN} > W_u = 180 \text{ kN}$$

Pushing force (Lowering)

$$F_d' = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times p_2'$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 160^2 \times \frac{11.3}{1000}$$

$$= 228.0 \text{ kN} > W_d = 150.00 \text{ kN}$$

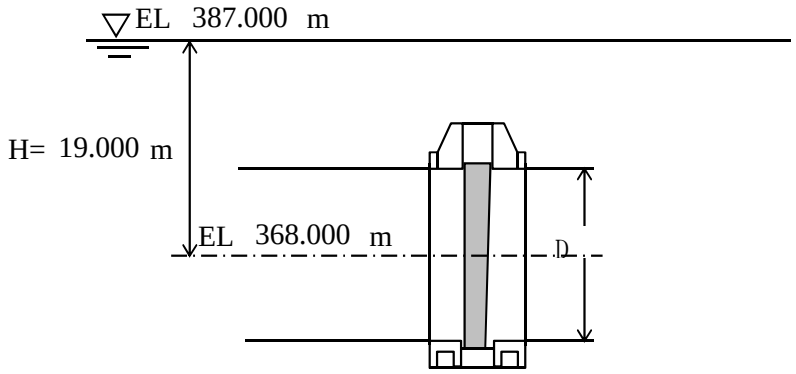
2. Strength Calculation for control gate in Oeste dam (Before heightning)

2.1 Design conditions

(1)	Type	Slide gate			
(2)	Quantity	5	sets		
(3)	Gate center elevation	EL.	368.00	m	
(4)	Max. water level	EL.	408.00	m	(heightning 0.0 m)
(5)	Flood water level	EL.	399.00	m	
(6)	Normal water level	EL.	387.00	m	
(7)	Diameter	φ	1.50	m	
(8)	Seismic intensity		0.05		
(9)	Sealing system	Metal seal at both side of gate leaf			
(10)	Basic grand level	EL.	357.50	m	
(11)	Operation device	Hydraulic cylinder			
(12)	Lifting height		1.57	m	
(13)	Operating system	Local			
(14)	Allowable stress	ABNT NBR 8883			

2.2 Design head

(1) CCN (Nomal water level Only)



D : Diameter = φ1.50 m

Load of normal water level only

Ps= γo×H×A

= 9.81 × 19.00 × 1.77

= 329.35 kN

Where, Ps : Hydrostatic load

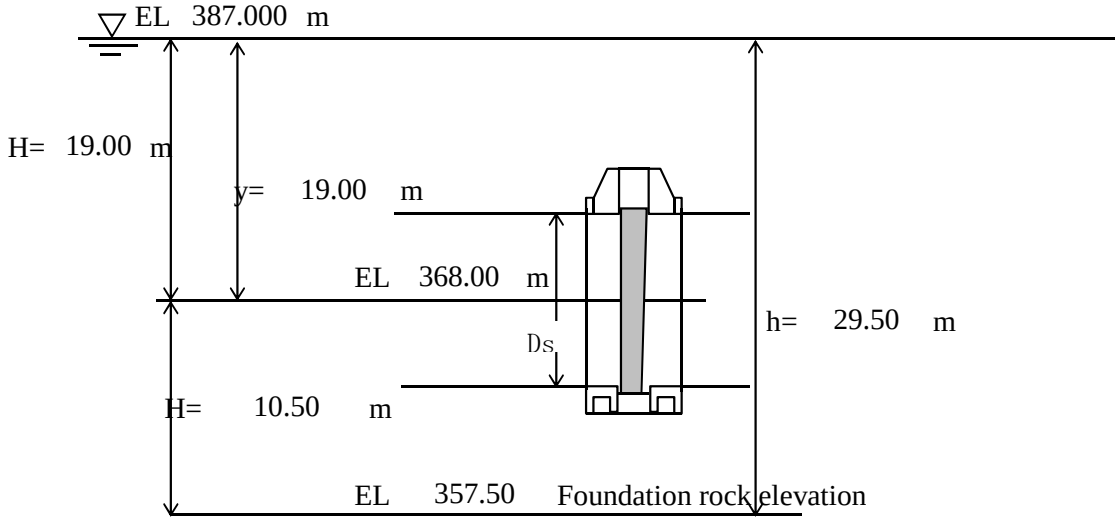
γo : Specific gravity of water = 9.81 kN/m^3

H : Design head = 19.00 m

A : Receiving pressure area = $\pi \cdot Ds^2/4$ = π × 1.50 ^{2} /4

= 1.77 m^2

(2) CCE1(Normal water level + Dynamic water pressure during earthquake)



a) Hydrostatic load

$Ps = \gamma o \times H \times A$

$= 9.81 \times 19.00 \times 1.77$

$= 329.35$ kN

b) Dynamic pressure load during earthquake

$P_d = \gamma o \cdot 7/8 \cdot k \cdot (h \cdot y)^{1/2} \cdot A$

$= 9.81 \times 7/8 \times 0.05 \times 29.50 \times 19.00^{1/2} \times 1.77$

$= 17.95$ kN

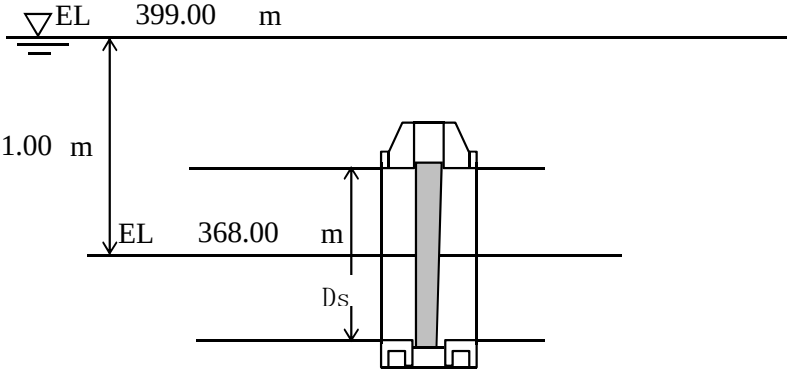
c) Total load

$Pw = Ps + P_d$

$= 329.35 + 17.95$

$= 347.31$ kN

(3) CCE2(Flood water level only)



D:Caliber = φ1.50 m

$Ps = \gamma o \times H \times A$

$= 9.81 \times 31.00 \times 1.77$

$= 537.36$ kN

Where, Ps : Hydrostatic load

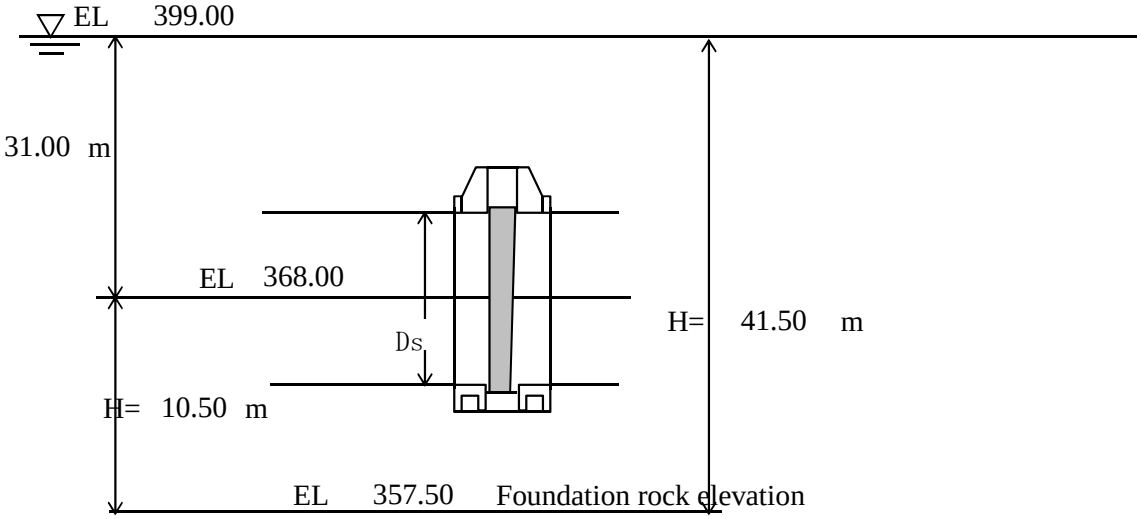
γo : Specific gravity of water $= 9.81$ kN/m^3

H : Design head $= 31.00$ m

A : Receiving pressure area $= \pi \cdot Ds^2/4 = \pi \times 1.50^{2}/4$

$= 1.77$ m^2

(4) CCL(Flood water level+ Dynamic water pressure during earthquake)



a) Hydrostatic load

$Ps = \gamma o \cdot H \cdot A$

$= 9.81 \times 31.00 \times 1.77$

$= 537.36$ KN

b) Dynamic pressure load during earthquake

$P_d = \gamma o \cdot 7/8 \cdot k \cdot (h \cdot y)^{1/2} \cdot A$

$= 9.81 \times 7/8 \times 0.05 \times 41.50 \times 31.00^{1/2} \times 1.77$

$= 27.20$ kN

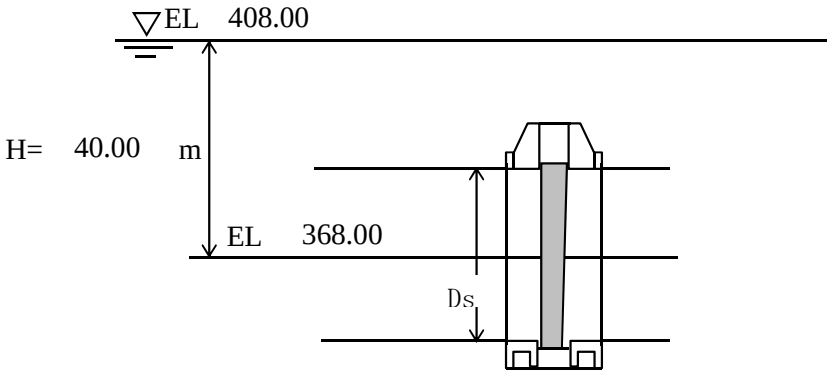
c) Total load

$Pw = Ps + P_d$

$= 537.36 + 27.20$

$= 564.56$ kN

(5) Max. water level



D : Diameter = φ1.50 m

Ps= γo×H×A

= 9.81 × 40.00 × 1.77

= 693.37 kN

Where, Ps : Hydrostatic load

γo : Specific gravity of water = 9.81 kN/m^3

H : Design head = 40.00 m

A : Receiving pressure area = π・Ds^2/4 = π × 1.50 ^{2} /4

= 1.77 m^2

(5) Comparison of loads

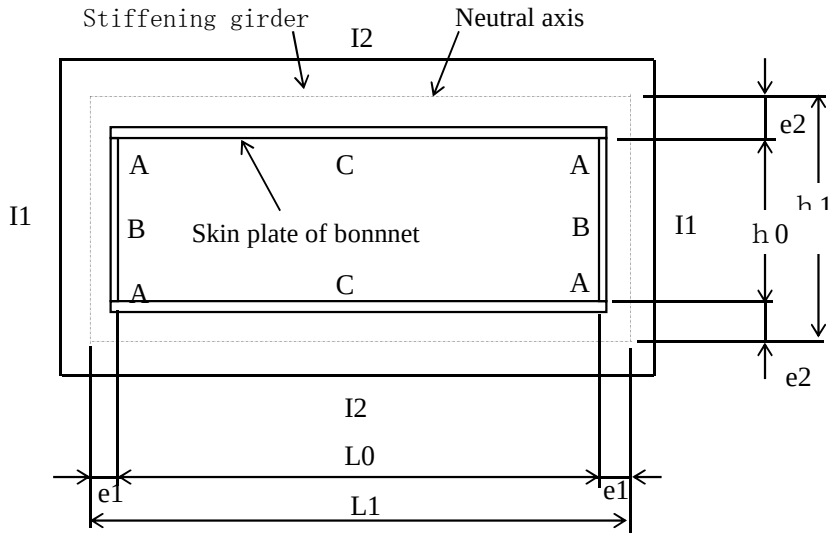
unit : kN

Case / 水　位	Coefficient		Hydrostatic load only		Dynamic water pressure	
	Hydrostatic load only	Dynamic water pressure	Actual load	Converted load	Actual load	Converted load
Normal water level	0.50	0.90	329.35	658.70	347.31	385.90
			CCN		CCE1	
Flood water level	0.63	0.90	537.36	852.96	564.56	627.29
			CCE2		CCL	
Max. water level	0.80	—	693.37	866.71	—	—

Because the load of "CCE2" becomes the maximum, strength of the load of "CCE2" is checked.

2.3 Strength calculation of bonnet

The bonnet is calculated as a box ramen as shown in the model figure below.



Where, L0 : Width of bonnet = 1650 mm

h0 : Depth of bonnet = 315 mm

(1) Internal pressure

$pi = \gamma o \times H$

= 9.81 × 31.00 = 304.11 kN/m^2

= 0.304 N/mm^2

pi : Internal pressure (N/mm^2)

γ0 : Specific gravity of water = 9.81 kN/m^3

H : Design head = 31.00 m

(2) Effective width of skin plate

The effective width is calculated so that the flange of stiffening girder may support the load together with the skin plate.

a) Point of A

$l/L \leqq 0.02$

$\lambda = l$

$0.02 < l/L < 0.3$

$\lambda = \{1.06-3.2(l/L)+4.5(l/L)^2\} l$

$0.3 \leqq l/L$

$\lambda = 0.15L$

b) Point of B and C

$l/L \leqq 0.05$

$\lambda = l$

$0.05 < l/L < 0.3$

$\lambda = \{1.1-2(l/L)\} l$

$0.3 \leqq l/L$

$\lambda = 0.15L$

Where, λ : Working width in one side of skinplate mm

l : Half of skin plate at support intervals = 315 / 2 = 158 mm

L : Equivalent support inter

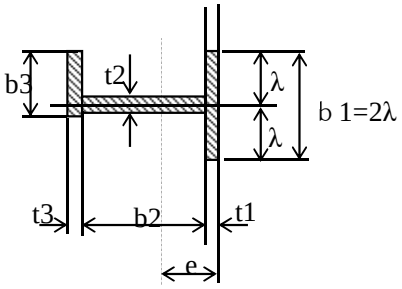
Point A = 0.2 (l0+h0) = 0.2 × (1650 + 315)= 393 mm

Point B = 0.6 h0 = 0.6 × 315 = 189 mm

Point C = 0.6 L0 = 0.6 × 1650 = 990 mm

Position	Effective width of skin plate				
	l mm	Lmm	l/L	λmm	2λmm
Point A	158	393	0.40	59	118
Point B	158	189	0.83	28	56
Point C	825	990	0.83	149	298

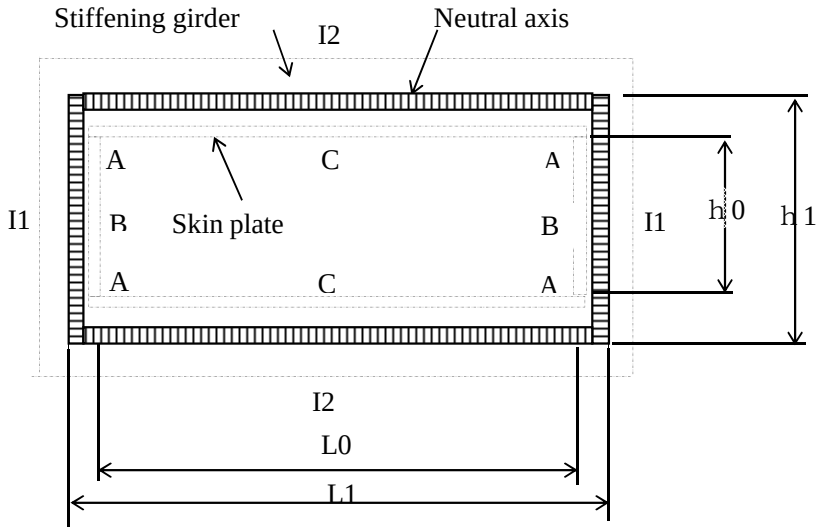
(3) Section properties of stiffening girder



t1 : Thickness of skin plate mm
t2 : Thickness of web mm
t3 : Thickness of flange mm
b1 : Effective width mm
b2 : Width of web mm
b3 : Width of flange mm

Position	Skin plate		Web		Flange		Section properties					
	t1	b1	t2	b2	t3	b3	I (mm^4)	Zi (mm^3)	Zo (mm^3)	A (mm^2)	Aw(mm^2)	e (mm)
A	12.6	118	16.2	122	26	100	22214599	250164	309396	6063	1976.4	89
B	12.6	56	16.2	122	26	100	16102576	159431	270177	5282	1976.4	101
C	12.6	298	16.2	122	26	100	33413694	503218	354710	8331	1976.4	66

(4) Sectional force



1) Acting load

It is assumed that the internal design pressure between the stiffeners acts as the distributed load. The acting load converts into the design load which is calculated by the ratio of an acting axis and a neutral axis.

W = pi･b･(2h0+L0)/(2h1+L1)

= 0.304 × 315 × (2 × 315 + 1650) / (2 × 448 ＋ 1852)

= 79 N/mm

Where, W : Converted acting load N/mm

ps : Design internal pressure = 0.304 N/mm^2

b : Width of receiving pressure = 315 mm

h0 : Depth of bonnet = 315 mm

h1 : Length of neutral axis = h0+e = 315 + 2 × 66 = 448 mm

L0 : Width of bonnet = 1650 mm

L1 : Length of neutral axis = L0+2e = 1650 + 2 × 101 = 1852 mm

2) Acting load on each part

[Stiffness ratio]

k = (I2・h1)/(I1・L1)

= (33413694 × 448)/ (16102576 × 1852) = 0.502

n = h1/L1

= 448 / 1852 = 0.242

[Bending moment]

$MA=W・L1^2/12・\{(1+n^2・k)/(1+k)\}$

$MB=MA-W・h^2/8$

$MC=MA-W・L1^2/8$

[Axial force]

Section A-B NAB=W・L1/2（Tensile force）

Section B-C NBC=W・h1/2 （Tensile force）

[Shearing force]

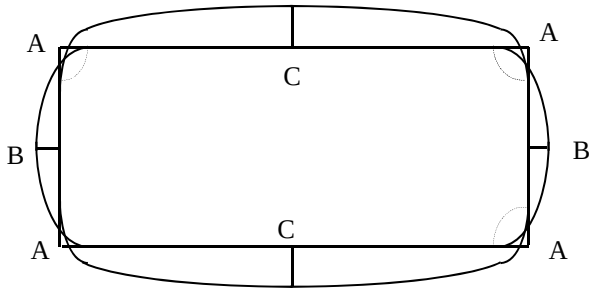
Section A-B SAB=W・h1/2

Section B-C SAC=W・l1/2

[Result of calculation]

MA= 15573516 N-mm MB= 13581005 N-mm

MC= -18507660 N-mm



VA= 0 N

NAB= 73609 N NBC= 17798 N

SAB= 17798 N SBC= 73609 N

(5) Stress of bonnet

1) Stress at "A"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$\sigma Ai = MA/Zi+NAB/A$

$= 15573516 / 250164 + 73609 / 6063$

$= 62.3 + 12.1 = 74.4\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

[Bending stress(Outside)]

$\sigma Ao = -MA/Zo+NAB/A$

$= -15573516 / 309396 + 73609 / 6063$

$= -50.3 + 12.1 = -38.2\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

Shearing stress

$\tau A = SBC/Aw$

$= 73609 / 1976$

$= 37.2\ N/mm^2 < \tau a = 90.9\ N/mm^2$

2) Stress of "B"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$\sigma Ai = MB/Zi+NAB/A$

$= 13581005 / 159431 + 73609 / 5282$

$= 85.2 + 13.9 = 99.1\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

[Bending stress(Outside)]

$\sigma Ao = -MB/Zo+NAB/A$

$= -13581005 / 270177 + 73609 / 5282$

$= -50.3 + 13.9 = -36.3\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

Shearing stress

$\tau A = SAB/Aw$

$= 17798 / 1976$

$= 9.0\ N/mm^2 < \tau a = 90.9\ N/mm^2$

3) Stress of "C"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$\sigma Ai = MC/Zi+NBC/A$

$= -18507660 / 503218 + 17798 / 8331$

$= -36.8 + 2.1 = -34.6\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

[Bending stress(Outside)]

$\sigma Ao = -MC/Zo+NBC/A$

$= 18507660 / 354710 + 17798 / 8331$

$= 52.2 + 2.1 = 54.3\ N/mm^2 < \sigma a = 157.5\ N/mm^2$

Shearing stress

$\tau A = SBC/Aw$

$= 73609 / 1976$

$= 37.2\ N/mm^2 < \tau a = 90.9\ N/mm^2$

(6) Allowable stresses

Allowable bending stress

Outside

$\sigma a = 250 \times 0.63 = 157.5$ N/mm^2 Material : A36(ASTM)

Inside

$\sigma a = 250 \times 0.63 = 157.5$ N/mm^2 Material : A36(ASTM)

Coefficient : 0.63

Allowable shearing stress

Outside

$\tau a = 90.9$ N/mm^2 Material : A36(ASTM)

2.4 Operating load

The operating load is summed up the following loads.

(1) Self weight

Gate leaf G1 = 2.5 × 9.81 = 24.53 kN

Rod of cylinder G2 = 0.77 kN

Total load G = 25.30 kN

(2) Seal friction

$F2 = \mu_2 \cdot P$

$= 0.4 \times 693.371 = 277.35$ kN

Where, μ_2 : Frictional coefficient of metal seal = 0.4

P : Hydrostatic pressure at operation = 693.37 kN

(3) Buoyancy

$F3 = \gamma 0 / W0 \cdot G1$

$= 9.81 / 77.0 \times 24.53 = 3.12$ kN

ここに、 $\gamma 0$: Specific gravity of water = 9.81 kN/m3

W0 : Specific gravity of steel material = 77.01 kN/m3

(4) Friction force of seal in cylinder

$F4 = d \cdot \pi \cdot b \cdot n \cdot \mu_2 \cdot P$

$= 0.090 \times \pi \times 0.006 \times 1 \times 0.7 \times 693.371 = 0.823$ kN

Where, d : Rod outside diameter = 0.090 m

b : Width of contact of V-packing = 0.006 m

n : Quantity of V-paccking = 1 piece

μ_2 : Frictional coefficient of V-packing = 0.7

P : Pressure on V-packing = 693.371 kN

(5) Total operating load

(Unit : kN)

Load		Raising		Lowering	
Self weight	G	↓	25.30	↓	25.30
Seal friction	F2	↓	277.35	↑	277.35
Buoyancy	F3	↑	3.12	↑	3.12
Friction force of seal in cylinder	F4	↓	0.82	↑	0.82
Total load		↓	300.34	↑	256.00

Raising load Fu = 300.34 kN → 310.00 kN

Lowerring load Fd = 256.00 kN → 260.00 kN

2.5 Capacity of cylinder

(1) Design conditions

Type of hoist	Fixed cylinder				
Rated pressure	Raising（Setting pressure of relief valve）	P1	=	16.0	MPa
	Lowering（Setting pressure of relief valve）	P2	=	9.6	MPa
Working pressure	Raising（Effective operating pressure）	P1'	=	14.4	MPa
	Lowering（Effective operating pressure）	P2'	=	8.6	MPa
Operating speed	0.1 m/min				
Operating load	Raising	Wu	=	310.00	kN
	Lowerring	Wd	=	260.00	kN
Cylinder	Inside diameter of tube	D	=	200	mm
	Outside diameter of rod	d	=	100	mm
	Cylinder stroke	S	=	1570	mm

(2) Power to push and power to pull

1）Rated pressure

Pulling force (Raising)

$$F_u = \frac{\pi}{4} \times (D^2 - d^2) \times p_1'$$

$$= \frac{\pi}{4} \times (200^2 - 100^2) \times \frac{16.0}{1000}$$

$$= 377 \text{ kN}$$

Pushing force (Lowering)

$$F_d = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times p_2'$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 200^2 \times \frac{9.6}{1000}$$

$$= 301.6 \text{ kN}$$

2）Working pressure

Pulling force (Raising)

$$F_u' = \frac{\pi}{4} \times (D^2 - d^2) \times p_1'$$

$$= \frac{\pi}{4} \times (200^2 - 100^2) \times \frac{14.4}{1000}$$

$$= 339.3 \text{ kN} > W_u = 310 \text{ kN}$$

Pushing force (Lowering)

$$F_d' = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times p_2'$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 200^2 \times \frac{8.6}{1000}$$

$$= 271.4 \text{ kN} > W_d = 260.00 \text{ kN}$$

APPENDIX-4 :

Structural calculation for conduit pipes (After heightning)

1. Strength Calculation for Conduit Pipe in Oeste Dam (After heightning)

1.1 Design Conditions

(1)	Type	Circular section embedded steel pipe (Exposed pipe at control gate chamber)
(2)	Quantity	7 lanes
(3)	Diameter	1500 mm
(4)	Pipe center elevation	EL. 339.25 m
(5)	Max. water level	EL. 364.65 m （heightning 2.0 m ）
(6)	Flood water level	EL. 362.30 m
(7)	Normal water level	EL. 341.50 m
(8)	Material	ASTM A36(equivalent to SS400 of JIS G3101）
(9)	Allowable stress	ABNT NBR 8883:2008
(10)	Young's modulus	Es= 206 kN/mm^2

1.2 Allowable Stress

Material	Yield point σ_y (N/mm^2)	ABNT NBR 8883	Allowable stress CCN σa (N/mm^2)	CCE σa (N/mm^2)	CCL σa (N/mm^2)
A36	250	Safety factor	0.50	0.63	0.80
		Allowable stress	125.0	157.5	200.0

1.3 Strength Calculation for Conduit Pipe

$$\sigma_1 = \frac{P \times D}{2 \times t} \ (N/mm^2)$$

Where,

D : Internal diameter(mm)

P : Hydraulic pressure(MPa)

t : Shell thickness(mm)

Location	Case	D (mm)	t (mm)	H (m)	P (MPa)	σ_1 (N/mm^2)	Allowable stress (N/mm^2)
Upstream	Max. water level	1500.0	5.93	25.40	0.249	31.5	200.0
	Flood water level	1500.0	5.93	23.05	0.226	28.6	157.5
	Normal water level	1500.0	5.93	2.25	0.022	2.8	125.0
Downstream	Max. water level	1500.0	6.51	25.40	0.249	28.7	200.0
	Flood water level	1500.0	6.51	23.05	0.226	26.1	157.5
	Normal water level	1500.0	6.51	2.25	0.022	2.5	125.0

2. Strength Calculation for Conduit Pipe in Sul dam (After heightning)

2.1 design conditions

(1)	Type	Circular section embedded steel pipe (Exposed pipe at control gate chamber)
(2)	Quantity	5 lanes
(3)	Diameter	φ 1500 mm
(4)	Pipe center elevation	EL. 368.00 m
(5)	Max. water level	EL. 408.00 m （heightning 2.0 m ）
(6)	Flood water level	EL. 401.00 m
(7)	Normal water level	EL. 387.00 m
(8)	Material	ASTM A36(equivalent to SS400 of JIS G3101）
(9)	Allowable stress	ABNT NBR 8883:2008
(10)	Young's modulus	Es= 206 kN/mm^2

2.2 Allowable Stress

Material	Yield point σ_y (N/mm^2)	ABNT NBR 8883	Arrowed stress		
			CCN σa (N/mm^2)	CCE σa (N/mm^2)	CCL σa (N/mm^2)
A36	250	Safety factor	0.50	0.63	0.80
		Allowable stress	125.0	157.5	200.0

2.3 Strength Calculation for Conduit Pipe

$$\sigma_1 = \frac{P \times D}{2 \times t} \ (N/mm^2)$$

Where,

D : Internal diameter(mm)

P : Hydraulic pressure(MPa)

t : Shell thickness(mm)

Location	Case	D (mm)	t (mm)	H (m)	P (MPa)	σ_1 (N/mm^2)	Allowable stress (N/mm^2)
Upstream	Max. water level	1500.0	9.17	40.00	0.392	32.1	200.0
	Flood water level	1500.0	9.17	33.00	0.324	26.5	157.5
	Normal water level	1500.0	9.17	19.00	0.186	15.2	125.0
Downstream	Max. water level	1500.0	8.66	40.00	0.392	34.0	200.0
	Flood water level	1500.0	8.66	33.00	0.324	28.0	157.5
	Normal water level	1500.0	8.66	19.00	0.186	16.1	125.0

APPENDIX-5 :

Structural calculation for conduit pipes (Before heightning)

1. Strength Calculation for Conduit Pipe in Oeste Dam (Before heightning)

1.1 Design Conditions

(1)	Type	Circular section embedded steel pipe (Exposed pipe at control gate chamber)
(2)	Quantity	7 lanes
(3)	Diameter	1500 mm
(4)	Pipe center elevation	EL. 339.25 m
(5)	Max. water level	EL. 362.65 m （heightning 0.0 m ）
(6)	Flood water level	EL. 360.30 m
(7)	Normal water level	EL. 341.50 m
(8)	Material	ASTM A36(equivalent to SS400 of JIS G3101）
(9)	Allowable stress	ABNT NBR 8883:2008
(10)	Young's modulus	Es= 206 kN/mm^2

1.2 Allowable Stress

Material	Yield point σ_y (N/mm^2)	ABNT NBR 8883	Allowable stress		
			CCN σa (N/mm^2)	CCE σa (N/mm^2)	CCL σa (N/mm^2)
A36	250	Safety factor	0.50	0.63	0.80
		Allowable stress	125.0	157.5	200.0

1.3 Strength Calculation for Conduit Pipe

$$\sigma_1 = \frac{P \times D}{2 \times t} \ (N/mm^2)$$

Where,

D : Internal diameter(mm)

P : Hydraulic pressure(MPa)

t : Shell thickness(mm)

Location	Case	D (mm)	t (mm)	H (m)	P (MPa)	σ_1 (N/mm^2)	Allowable stress (N/mm^2)
Upstream	Max. water level	1500.0	5.93	23.40	0.230	29.0	200.0
	Flood water level	1500.0	5.93	21.05	0.207	26.1	157.5
	Normal water level	1500.0	5.93	2.25	0.022	2.8	125.0
Downstream	Max. water level	1500.0	6.51	23.40	0.230	26.4	200.0
	Flood water level	1500.0	6.51	21.05	0.207	23.8	157.5
	Normal water level	1500.0	6.51	2.25	0.022	2.5	125.0

2. Strength Calculation for Conduit Pipe in Sul dam (Before heightning)

2.1 design conditions

(1)	Type	Circular section embedded steel pipe (Exposed pipe at control gate chamber)
(2)	Quantity	5 lanes
(3)	Diameter	φ 1500 mm
(4)	Pipe center elevation	EL. 368.00 m
(5)	Max. water level	EL. 408.00 m （heightning 0.0 m ）
(6)	Flood water level	EL. 399.00 m
(7)	Normal water level	EL. 387.00 m
(8)	Material	ASTM A36(equivalent to SS400 of JIS G3101）
(9)	Allowable stress	ABNT NBR 8883:2008
(10)	Young's modulus	Es= 206 kN/mm^2

2.2 Allowable Stress

Material	Yield point σ_y (N/mm^2)	ABNT NBR 8883	Arrowed stress		
			CCN σa (N/mm^2)	CCE σa (N/mm^2)	CCL σa (N/mm^2)
A36	250	Safety factor	0.50	0.63	0.80
		Allowable stress	125.0	157.5	200.0

2.3 Strength Calculation for Conduit Pipe

$$\sigma_1 = \frac{P \times D}{2 \times t} \ (N/mm^2)$$

Where,

D : Internal diameter(mm)

P : Hydraulic pressure(MPa)

t : Shell thickness(mm)

Location	Case	D (mm)	t (mm)	H (m)	P (MPa)	σ_1 (N/mm^2)	Allowable stress (N/mm^2)
Upstream	Max. water level	1500.0	9.17	40.00	0.392	32.1	200.0
	Flood water level	1500.0	9.17	31.00	0.304	24.9	157.5
	Normal water level	1500.0	9.17	19.00	0.186	15.2	125.0
Downstream	Max. water level	1500.0	8.66	40.00	0.392	34.0	200.0
	Flood water level	1500.0	8.66	31.00	0.304	26.3	157.5
	Normal water level	1500.0	8.66	19.00	0.186	16.1	125.0

APPENDIX-6 :

Stability Analysis of Oeste dam

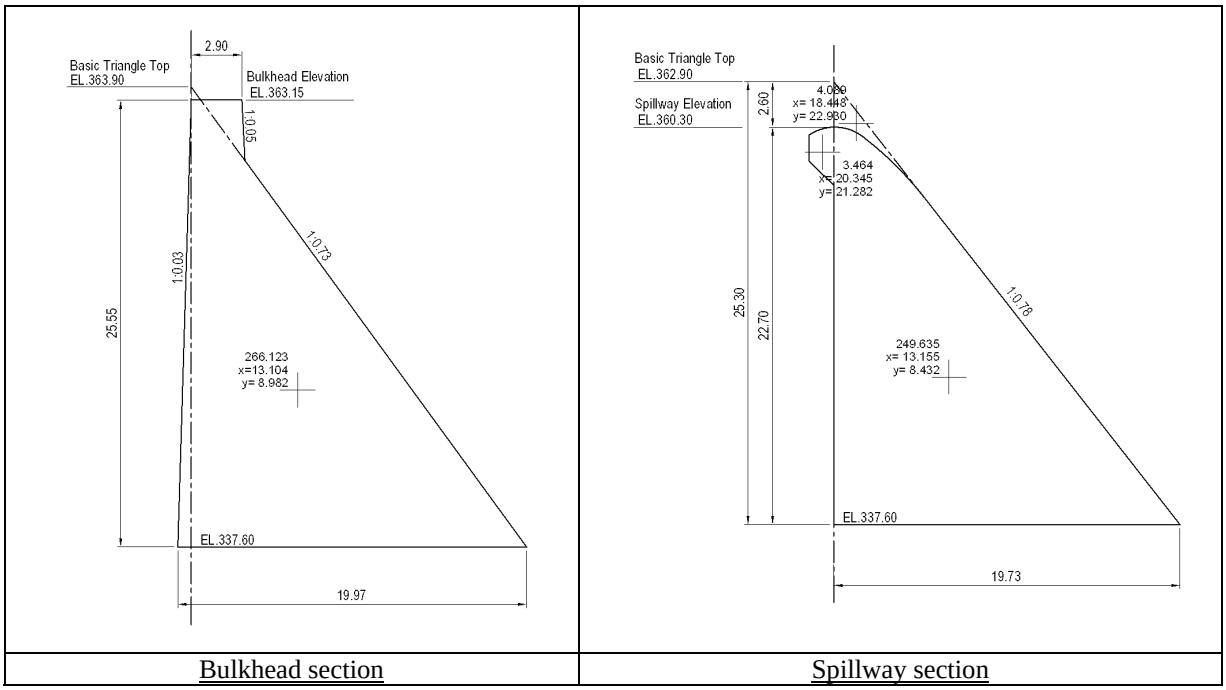
(1) Existing

1) Design Condition

Design condition of Dam stability analysis is considered as shown in the table 1 below.

Table 1 Design condition of Existing

		Bulkhead section	Spillway section
Elevation of Top of Dam	EL.m	363.150	-----
Basic triangle Top Elevation	EL.m	363.900	362.900
Upstream Slope	1:n	0.030	-----
Downstream Slope	1:n	0.730	0.780
Upper surface of the downstream slope	1:n	0.030	-----
Dam base elevation	EL.m	337.600	337.600
Crest width of non-overflow section	m	2.900	-----
Reservoir sediment level	EL.m	338.500	←
Reservoir water level [CCN]	EL.m	340.790	←
[CCE]	EL.m	362.650	←
[CCL]	EL.m	360.300	←
Downstream water level [CCN]	EL.m	340.090	←
[CCE]	EL.m	347.740	←
[CCL]	EL.m	341.950	←
Unit weight of concrete dams	kN/m^3	23.5	←
Weight of sediment in the water	kN/m^3	8.5	←
Unit weight of water	kN/m^3	10.0	←
Seismic Coefficient: Horizontal (kh)	---	0.050	←
Seismic Coefficient: Vertical (kv)	---	0.030	←
Coefficient of earth pressure (Rankine coefficient of earth pressure)	---	0.40	←
Uplift pressure coefficient	---	1/3	←
Shear strength of foundation	kN/m^2	1,000.0	←
Friction angle of foundation	deg	38.00	←
Internal friction coefficient	---	0.78	←



Bulkhead section | Spillway section

Fig 1 Typical section of Existing

2) Stability Analysis of Existing dam

[Bulkhead section]

- CCN: Normal water

Resume of Acting Force and Moment

[CCN : Normal water]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	6,251.14		13.103		81,905.56		
W/O Dead Load							
Seismic							
W/O Seismic							
U/S Water weight	1.53		19.934		30.50		
D/S Water weight	22.63		0.605		13.70		
U/S Water Pressure		50.88		1.063		54.09	
D/S Water Pressure		-31.00		0.830		-25.73	
Dynamic Water Pressure							
Earth Pressure	0.10		19.957		2.00		
Soil weight		1.38		0.300		0.41	
Uplift	-520.43		10.132		-5,272.78		
Total	5,754.97	21.26			76,678.98	28.77	

Control of Stability [CCN]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{76{,}650.21}{5{,}754.97} = 13.319 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{19.966}{2} - 13.319 = |-3.336 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6{,}275.40}{520.43} = 12.058 \quad > 1.30 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{76{,}678.98}{28.77} = 2{,}665.241 \quad > 1.50 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	5,754.97	kN	FSD-φ	1.50
H=	21.26	kN	FSD-c	3.00
L=	19.966	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{5{,}754.97 * 0.78}{1.50} = 2{,}992.58$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1{,}000.0 * 19.966}{3.00} = 6{,}655.33$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{2{,}992.58 + 6{,}655.33}{21.26} = 453.806 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{5{,}754.97}{19.966} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 3.336}{19.966}\right)$$

vertical stress of upstream = 577.220 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = -0.729 kN/㎡ ＜ 0 kN/㎡ (Tensile force occur) but downstream side -OK-

- CCE: Maximum Flood water

Resume of Acting Force and Moment

[CCE : Maximum Flood water]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	6,251.14		13.103		81,905.56		
W/O Dead Load							
Seismic							→
W/O Seismic							→
U/S Water weight	94.13		19.716		1,855.82		
D/S Water weight	375.29		2.467		926.03		
U/S Water Pressure		3,137.51		8.350		26,198.21	
D/S Water Pressure		-514.10		3.380		-1,737.66	
Dynamic Water Pressure							
Earth Pressure	0.10		19.957		2.00		
Soil weight		1.38		0.300		0.41	
Uplift	-2,520.64		10.638		-26,813.31		
Total	4,200.02	2,624.79			57,876.10	24,460.96	

Control of Stability [CCE]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{33{,}415.14}{4{,}200.02} = 7.956 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{19.966}{2} - 7.956 = |2.027 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6{,}720.66}{2{,}520.64} = 2.666 \quad > 1.10 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{57{,}876.10}{24{,}460.96} = 2.366 \quad > 1.20 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	4,200.02	kN	FSD-φ	1.10
H=	2,624.79	kN	FSD-c	1.50
L=	19.966	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{4{,}200.02 * 0.78}{1.10} = 2{,}978.20$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1{,}000.0 * 19.966}{1.50} = 13{,}310.67$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{2{,}978.20 + 13{,}310.67}{2{,}624.79} = 6.206 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{4{,}200.02}{19.966} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 2.027}{19.966}\right)$$

vertical stress of upstream = 82.221 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 338.507 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur) -OK-

- CCL: Flood water + Seismic

Resume of Acting Force and Moment

[CCL : Flood water + Seismic]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	6,251.14		13.103		81,905.56		
W/O Dead Load							
Seismic	-187.53	312.56	13.103	8.977	-2,457.17	2,805.86	
W/O Seismic							
U/S Water weight	77.29		19.739		1,525.59		
D/S Water weight	69.07		1.059		73.18		
U/S Water Pressure		2,576.45		7.567		19,496.00	
D/S Water Pressure		-94.61		1.450		-137.18	
Dynamic Water Pressure		150.29		9.080		1,364.63	
Earth Pressure	0.10		19.957		2.00		
Soil weight		1.38		0.300		0.41	
Uplift	-1,479.11		11.357		-16,797.51		
Total	4,730.96	2,946.07			64,251.65	23,529.72	

Control of Stability [CCL]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{40{,}721.93}{4{,}730.96} = 8.608 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{19.966}{2} - 8.608 = |1.375 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6{,}210.07}{1{,}479.11} = 4.199 \quad > 1.10 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{64{,}251.65}{23{,}529.72} = 2.731 \quad > 1.10 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	4,730.96	kN	FSD-φ	1.10
H=	2,946.07	kN	FSD-c	1.30
L=	19.966	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{4{,}730.96 * 0.78}{1.10} = 3{,}354.68$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1{,}000.0 * 19.966}{1.30} = 15{,}358.46$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3{,}354.68 + 15{,}358.46}{2{,}946.07} = 6.352 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{4{,}730.96}{19.966} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 1.375}{19.966}\right)$$

vertical stress of upstream = 139.043 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 334.870 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur) -OK-

- CCC: Construction

Resume of Acting Force and Moment

[CCC : Construction]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	6,251.14		13.103		81,905.56		
W/O Dead Load							
Seismic							
W/O Seismic							
U/S Water weight							
D/S Water weight							
U/S Water Pressure							
D/S Water Pressure							
Dynamic Water Pressure							
Earth Pressure							
Soil weight							
Uplift							
Total	6,251.14				81,905.56		

Control of Stability [CCC]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{81{,}905.56}{6{,}251.14} = 13.102 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{19.966}{2} - 13.102 = |-3.119 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6{,}251.14}{0.00} = \infty \quad > 1.20 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{81{,}905.56}{0.00} = \infty \quad > 1.30 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	6,251.14	kN	FSD-φ	1.30
H=	0.00	kN	FSD-c	2.00
L=	19.966	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{6{,}251.14 * 0.78}{1.30} = 3{,}750.68$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1{,}000.0 * 19.966}{2.00} = 9{,}983.00$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3{,}750.68 + 9{,}983.00}{0.00} = \infty \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{6{,}251.14}{19.966} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 3.119}{19.966}\right)$$

vertical stress of upstream = 606.568 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 19.626 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur) -OK-

[Spillway section]

- CCN: Normal water

Resume of Acting Force and Moment

[CCN : Normal water]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	5,866.42		13.156		77,178.62		
W/O Dead Load	-14.69		7.934		-116.55		
Seismic							
W/O Seismic							
U/S Water weight							
D/S Water weight	24.18		0.647		15.64		
U/S Water Pressure		50.88		1.063		54.09	
D/S Water Pressure		-31.00		0.830		-25.73	
Dynamic Water Pressure							
Earth Pressure							
Soil weight		1.38		0.300		0.41	
Uplift	-514.40		10.014		-5,151.20		
Total	5,361.51	21.26			71,926.51	28.77	

Control of Stability [CCN]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{71,897.74}{5,361.51} = 13.410 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{19.734}{2} - 13.410 = |-3.543 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{5,875.91}{514.40} = 11.423 \quad > 1.30 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{71,926.51}{28.77} = 2,500.052 \quad > 1.50 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

				48
V=	5,361.51	kN	FSD-φ	1.50
H=	21.26	kN	FSD-c	3.00
L=	19.734	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{5,361.51*0.78}{1.50} = 2,787.99$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0*19.734}{3.00} = 6,578.00$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{2,787.99+6,578.00}{21.26} = 440.545 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{5,361.51}{19.734} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 3.543}{19.734}\right)$$

vertical stress of upstream = 564.360 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = -20.982 kN/㎡ ＜ 0 kN/㎡ (Tensile force occur) but downstream side -OK-

- CCE: Maximum flood water

Resume of Acting Force and Moment

[CCE : Maximum Flood water]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	5,866.42		13.156		77,178.62		
W/O Dead Load	-14.69		7.934		-116.55		
Seismic							
W/O Seismic							
U/S Water weight							
D/S Water weight	401.00		2.637		1,057.44		
U/S Water Pressure		3,137.51		8.350		26,198.21	
D/S Water Pressure		-514.10		3.380		-1,737.66	
Dynamic Water Pressure							
Earth Pressure							
Soil weight		1.38		0.300		0.41	
Uplift	-2,491.42		10.514		-26,194.79		
Total	3,761.31	2,624.79			51,924.72	24,460.96	

Control of Stability [CCE]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{27{,}463.76}{3{,}761.31} = 7.302 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{19.734}{2} - 7.302 = |2.565 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6{,}252.73}{2{,}491.42} = 2.510 \quad > 1.10 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{51{,}924.72}{24{,}460.96} = 2.123 \quad > 1.20 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

				49
V=	3,761.31	kN	FSD-φ	1.10
H=	2,624.79	kN	FSD-c	1.50
L=	19.734	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{3{,}761.31 * 0.78}{1.10} = 2{,}667.11$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1{,}000.0 * 19.734}{1.50} = 13{,}156.00$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{2{,}667.11 + 13{,}156.00}{2{,}624.79} = 6.028 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{3{,}761.31}{19.734} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 2.565}{19.734}\right)$$

vertical stress of upstream = 41.956 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 339.245 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur) -OK-

- CCL: Flood water + Seismic

Resume of Acting Force and Moment

[CCL : Flood water + Seismic]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	5,866.42		13.156		77,178.62		
W/O Dead Load	-14.69		7.934		-116.55		
Seismic	-175.99	293.32	13.156	8.433	-2,315.36	2,473.67	
W/O Seismic	0.44	-0.73	7.934	32.047	3.50	-23.54	
U/S Water weight							
D/S Water weight	73.80		1.132		83.54		
U/S Water Pressure		2,576.45		7.567		19,496.00	
D/S Water Pressure		-94.61		1.450		-137.18	
Dynamic Water Pressure		150.29		9.080		1,364.63	
Earth Pressure							
Soil weight		1.38		0.300		0.41	
Uplift	-1,461.96		11.225		-16,410.50		
Total	4,288.02	2,926.10			58,423.25	23,173.99	

Control of Stability [CCL]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{35{,}249.26}{4{,}288.02} = 8.220 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{19.734}{2} - 8.220 = |1.647 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{5{,}749.98}{1{,}461.96} = 3.933 \quad > 1.10 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{58{,}423.25}{23{,}173.99} = 2.521 \quad > 1.10 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

				50
V=	4,288.02	kN	FSD-φ	1.10
H=	2,926.10	kN	FSD-c	1.30
L=	19.734	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{4{,}288.02 * 0.78}{1.10} = 3{,}040.60$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1{,}000.0 * 19.734}{1.30} = 15{,}180.00$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3{,}040.60 + 15{,}180.00}{2{,}926.10} = 6.227 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{4{,}288.02}{19.734} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 1.647}{19.734}\right)$$

vertical stress of upstream = 108.480 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 326.101 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur) -OK-

- CCC: Construction

Resume of Acting Force and Moment

[CCC : Construction]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	5,866.42		13.156		77,178.62		
W/O Dead Load	-14.69		7.934		-116.55		
Seismic							
W/O Seismic							
U/S Water weight							
D/S Water weight							
U/S Water Pressure							
D/S Water Pressure							
Dynamic Water Pressure							
Earth Pressure							
Soil weight							
Uplift							
Total	5,851.73				77,062.07		

Control of Stability [CCC]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{77{,}062.07}{5{,}851.73} = 13.169 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{19.734}{2} - 13.169 = |-3.302 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{5{,}851.73}{0.00} = \infty \quad > 1.20 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{77{,}062.07}{0.00} = \infty \quad > 1.30 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

				51
V=	5,851.73	kN	FSD-φ	1.30
H=	0.00	kN	FSD-c	2.00
L=	19.734	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{5{,}851.73 * 0.78}{1.30} = 3{,}511.04$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1{,}000.0 * 19.734}{2.00} = 9{,}867.00$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3{,}511.04 + 9{,}867.00}{0.00} = \infty \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{5{,}851.73}{19.734} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 3.302}{19.734}\right)$$

vertical stress of upstream = 594.233 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = -1.172 kN/㎡ ＜ 0 kN/㎡ (Tensile force occur) but downstream side -OK-

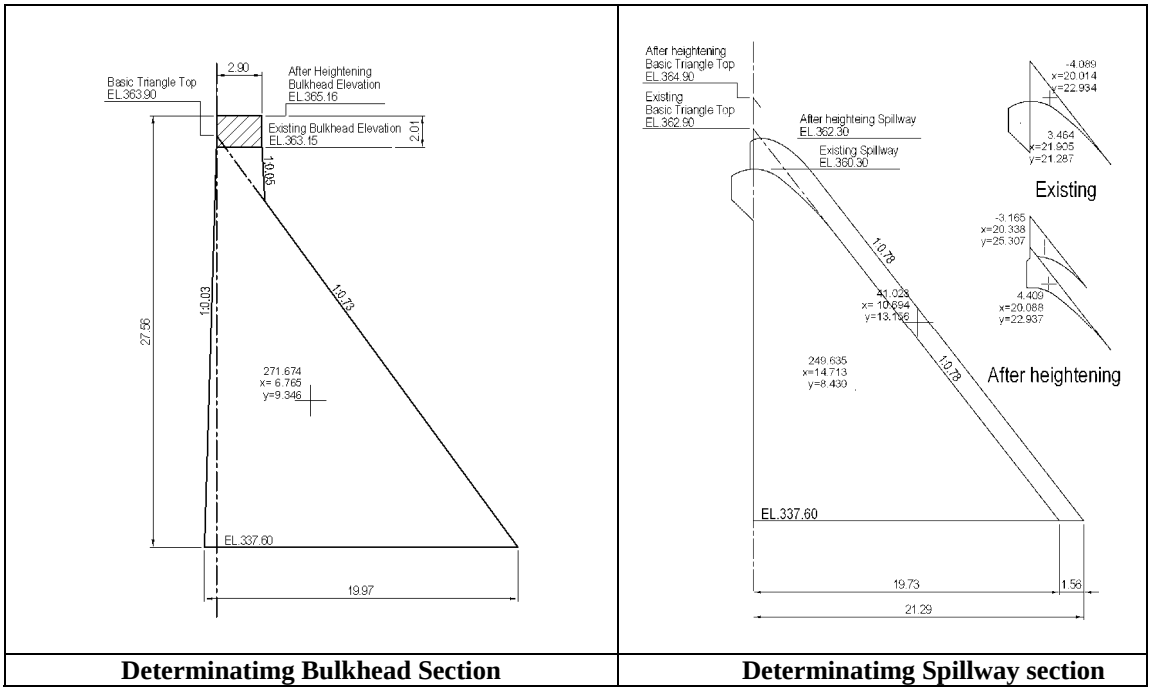
(2) After heightening

1) Design Condition

Design condition of Dam stability analysis is considered as shown in the table 2 below.

Table 2 Design condition of After heightening

		Bulkhead section	Spillway section
Elevation of Top of Dam	EL.m	365.160	-----
Basic triangle Top Elevation	EL.m	363.900	364.900
Upstream Slope	1:n	0.030	-----
Downstream Slope	1:n	0.730	0.780
Upper surface of the downstream slope	1:n	-----	-----
Dam base elevation	EL.m	337.600	337.600
Crest width of non-overflow section	m	2.900	-----
Reservoir sediment level	EL.m	338.500	←
Reservoir water level [CCN]	EL.m	340.790	←
[CCE]	EL.m	364.660	←
[CCL]	EL.m	362.300	←
Downstream water level [CCN]	EL.m	340.090	←
[CCE]	EL.m	347.740	←
[CCL]	EL.m	342.060	←
Unit weight of concrete dams	kN/m^3	23.5	←
Weight of sediment in the water	kN/m^3	8.5	←
Unit weight of water	kN/m^3	10.0	←
Seismic Coefficient: Horizontal (kh)	---	0.050	←
Seismic Coefficient: Vertical (kv)	---	0.030	←
Coefficient of earth pressure (Rankine coefficient of earth pressure)	---	0.40	←
Uplift pressure coefficient	---	1/3	←
Downstream cover thickness	m	-----	1.83
Concrete mat elevation (Top point)	EL.m	342.500	-----
Concrete mat length (Base point)	m	1.000	-----
Shear strength of foundation	kN/m^2	1,000.0	←
Friction angle of foundation	deg	38.00	←
Internal friction coefficient	---	0.78	←



Determinatimg Bulkhead Section | **Determinatimg Spillway section**

Fig 2 After heightening Bulkhead section

2) Stability Analysis of after heightening

[Bulkhead section]

- CCN: Normal water

Resume of Acting Force and Moment

[CCN : Normal water]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	6,384.34		13.201		84,276.48		
Mat section							
W/O Dead Load							
Seismic							
Seismic of mat							
W/O Seismic							
U/S Water weight	1.53		19.934		30.50		
D/S Water weight	22.63		19.360		438.12		
U/S Water Pressure		50.88		1.063		54.09	
D/S Water Pressure		-31.00		0.830		-25.73	
Dynamic Water Pressure							
Earth Pressure	0.10		19.957		2.00		
Soil weight		1.38		0.300		0.41	
Uplift	-520.43		10.132		-5,272.78		
Total	5,888.17	21.26			79,474.32	28.77	

Control of Stability [CCN]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{79{,}445.55}{5{,}888.17} = 13.492 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{19.966}{2} - 13.492 = |-3.509 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6{,}408.60}{520.43} = 12.314 \quad > 1.30 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{79{,}474.32}{28.77} = 2{,}762.403 \quad > 1.50 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	5,888.17	kN	FSD-φ	1.50
H=	21.26	kN	FSD-c	3.00
L=	19.966	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{5{,}888.17 * 0.78}{1.50} = 3{,}061.85$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1{,}000.0 * 19.966}{3.00} = 6{,}655.33$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3{,}061.85 + 6{,}655.33}{21.26} = 457.064 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{5{,}888.17}{19.966} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 3.509}{19.966}\right)$$

vertical stress of upstream = 605.913 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = -16.079 kN/㎡ ＜ 0 kN/㎡ (Tensile force occur) but downstream side -OK-

- CCE: Maximum flood water

Resume of Acting Force and Moment

[CCE : Maximum Flood water]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	6,384.34		13.201		84,276.48		
Mat section							
W/O Dead Load							
Seismic							
Seismic of mat							
W/O Seismic							
U/S Water weight	109.50		19.697		2,156.77		
D/S Water weight	375.29		17.498		6,566.82		
U/S Water Pressure		3,661.22		9.020		33,024.20	
D/S Water Pressure		-514.10		3.380		-1,737.66	
Dynamic Water Pressure							
Earth Pressure	0.10		19.957		2.00		
Soil weight		1.38		0.300		0.41	
Uplift	-2,587.53		10.707		-27,703.39		
Total	4,281.70	3,148.50			65,298.68	31,286.95	

Control of Stability [CCE]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{34{,}011.73}{4{,}281.70} = 7.944 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{19.966}{2} - 7.944 = |2.039 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6{,}869.23}{2{,}587.53} = 2.655 \quad > 1.10 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{65{,}298.68}{31{,}286.95} = 2.087 \quad > 1.20 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	4,281.70	kN	FSD-φ	1.10
H=	3,148.50	kN	FSD-c	1.50
L=	19.966	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{4{,}281.70 * 0.78}{1.10} = 3{,}036.11$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1{,}000.0 * 19.966}{1.50} = 13{,}310.67$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3{,}036.11 + 13{,}310.67}{3{,}148.50} = 5.192 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{4{,}281.70}{19.966} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 2.039}{19.966}\right)$$

vertical stress of upstream = 83.046 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 345.864 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur) -OK-

- CCL: Flood water + Seismic

Resume of Acting Force and Moment

[CCL : Flood water + Seismic]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	6,384.34		13.201		84,276.48		
Mat section							
W/O Dead Load							
Seismic	-191.53	319.22	13.201	9.346	-2,528.29	2,983.40	→
Seismic of mat							→
W/O Seismic							→
U/S Water weight	91.51		19.719		1,804.44		
D/S Water weight	72.60		18.881		1,370.76		
U/S Water Pressure		3,050.45		8.233		25,114.35	
D/S Water Pressure		-99.46		1.487		-147.90	
Dynamic Water Pressure		177.94		9.880		1,758.05	
Earth Pressure	0.10		19.957		2.00		
Soil weight		1.38		0.300		0.41	
Uplift	-1,563.96		11.416		-17,853.39		
Total	4,793.06	3,449.53			67,072.00	29,708.31	

Control of Stability [CCL]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{37,363.69}{4,793.06} = 7.795 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{19.966}{2} - 7.795 = |2.188 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6,357.02}{1,563.96} = 4.065 \quad > 1.10 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{67,072.00}{29,708.31} = 2.258 \quad > 1.10 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	4,793.06	kN	FSD-φ	1.10
H=	3,449.53	kN	FSD-c	1.30
L=	19.966	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{4,793.06*0.78}{1.10} = 3,398.72$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0*19.966}{1.30} = 15,358.46$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,398.72+15,358.46}{3,449.53} = 5.438 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{4,793.06}{19.966} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 2.188}{19.966}\right)$$

vertical stress of upstream = 82.215 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 397.919 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur) -OK-

- CCC: Construction

Resume of Acting Force and Moment

[CCC : Construction]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	6,384.34		13.201		84,276.48		
Mat section							
W/O Dead Load							
Seismic							
Seismic of mat							
W/O Seismic							
U/S Water weight							
D/S Water weight							
U/S Water Pressure							
D/S Water Pressure							
Dynamic Water Pressure							
Earth Pressure							
Soil weight							
Uplift							
Total	6,384.34				84,276.48		

Control of Stability [CCC]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{84,276.48}{6,384.34} \quad =13.200 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{19.966}{2} \quad - 13.200 \quad =|-3.217 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6,384.34}{0.00} \quad = \infty \quad > 1.20 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{84,276.48}{0.00} \quad = \infty \quad > 1.30 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	6,384.34	kN	FSD-φ	1.30
H=	0.00	kN	FSD-c	2.00
L=	19.966	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{6,384.34*0.78}{1.30} \quad =3,830.60$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0*19.966}{2.00} \quad =9,983.00$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,830.60+9,983.00}{0.00} \quad = \infty \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{6,384.34}{19.966} \quad \times(1.0 \pm \quad \frac{6 \times 3.217}{19.966})$$

vertical stress of upstream = 628.911 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 10.627 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur) -OK-

[Spillway section]

- CCC: Construction

Resume of Acting Force and Moment

[CCC : Construction]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	5,851.74		13.169		77,061.56		
Seismic					0.00	0.00	
U/S Water pressure,weight	0.00	45.00	19.734	1.000	0.00	45.00	
D/S Water pressure,weight					0.00	0.00	
Dynamic Water Pressure					0.00	0.00	
Earth Pressure	0.00		19.734		0.00	0.00	
Soil weight		1.38		0.300	0.00	0.41	
Uplift	-98.67	0.00	13.156	0.000	-1,298.10	0.00	
Total	5,753.07	46.38			75,763.46	45.41	

Control of Stability [CCC]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{75{,}718.05}{5{,}753.07} = 13.161 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{19.734}{2} - 13.161 = |-3.294 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{5{,}851.74}{98.67} = 59.306 \quad > 1.20 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{75{,}763.46}{45.41} = 1{,}668.431 \quad > 1.30 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	5,753.07	kN	FSD-φ	1.30
H=	46.38	kN	FSD-c	2.00
L=	19.734	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{5{,}753.07 * 0.78}{1.30} = 3{,}451.84$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1{,}000.0 * 19.734}{2.00} = 9{,}867.00$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3{,}451.84 + 9{,}867.00}{46.38} = 287.168 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{5{,}753.07}{19.734} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 3.294}{19.734}\right)$$

vertical stress of upstream = 583.505 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = -0.443 kN/㎡ ＜ 0 kN/㎡ (Tensile force occur)

but downstream side -OK-

- CCN: Normal water

Resume of Acting Force and Moment

[CCN : Normal water]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	993.39		11.287		11,212.39		
Seismic							
U/S Water pressure,weight	0.00	31.05	21.294	1.730	0.00	53.72	
D/S Water pressure,weight	24.96	32.00	0.658	0.843	16.42	26.99	
Dynamic Water Pressure							
Earth Pressure							
Soil weight							
Uplift	-488.69	0.00	10.179	0.000	-4,974.15	0.00	
Total	529.66	63.05			6,254.66	80.71	

	V(kN)	U(kN)	H(kN)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)
[CCC]	5,851.74	-98.67	46.38	75,763.46	45.41
[CCN]	1,018.35	-488.69	63.05	6,254.66	80.71
	6,870.09	-587.36	109.43	82,018.12	126.12

Control of Stability [CCN]

- Barycentric position

$$x=\frac{Mx+My}{V}=\frac{6{,}173.95}{529.66}=11.656\ \text{m}$$

- Safety factor due to Lifting

$$e=\frac{B}{2}-x=\frac{21.294}{2}-11.656=|-1.009\ \text{m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF=\frac{\Sigma V}{\Sigma U}=\frac{6{,}870.09}{587.36}=11.697 \quad > 1.30 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST=\frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt}=\frac{82{,}018.12}{126.12}=650.318 \quad > 1.50 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	6,282.73 kN	FSD-φ		1.50
H=	109.43 kN	FSD-c		3.00
L=	21.294 m	tanφ		0.78

$$\frac{\Sigma V\cdot\tan\phi}{FSD_\phi}=\frac{6{,}282.73*0.78}{1.50}=3{,}267.02$$

$$\frac{c\cdot l}{FSD_c}=\frac{1{,}000.0*21.294}{3.00}=7{,}098.00$$

$$FSD=\frac{\frac{\Sigma V\cdot\tan\phi}{FSD_\phi}+\frac{c\cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H}=\frac{3{,}267.02+7{,}098.00}{109.43}=94.714 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q=\frac{V}{B}\times\left(1\pm\frac{6\times e}{B}\right)=\frac{529.66}{21.294}\times\left(1.0\pm\frac{6\times1.009}{21.294}\right)$$

(Stress during to construction)

vertical stress of upstream =	31.95	kN/㎡ +	583.51 kN/㎡	= 615.46	kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡
Existing dam downstream part (-)=	18.83	kN/㎡ +	-0.44 kN/㎡	= 18.39	kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡
Existing dam downstream part (+)=	(17.79-31.95)×19.734/21.294+31.95			= 18.83	kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡
vertical stress of downstream =				= 17.79	kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡

-OK-

- CCE: Maximum flood water

Resume of Acting Force and Moment

[CCE : Maximum Flood water]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	993.39		11.287		11,212.39		
Seismic							
U/S Water pressure,weight	0.00	3,616.22	21.294	9.120	0.00	32,979.93	
D/S Water pressure,weight	401.00	514.10	2.636	3.380	1,057.19	1,737.65	
Dynamic Water Pressure							
Earth Pressure							
Soil weight							
Uplift	-2,661.03	0.00	11.297	0.000	-30,061.67	0.00	
Total	-1,266.65	4,130.32			-17,792.09	34,717.58	

	V(kN)	U(kN)	H(kN)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)
[CCC]	5,851.74	-98.67	46.38	75,763.46	45.41
[CCE]	1,394.39	-2,661.03	4,130.32	-17,792.09	34,717.58
	7,246.13	-2,759.70	4,176.70	57,971.37	34,762.99

Control of Stability [CCE]

- Barycentric position

$$x=\frac{Mx+My}{V}=\frac{\text{-52,509.67}}{\text{-1,266.65}}=41.456\ \text{m}$$

41.45555

- Safety factor due to Lifting

$$e=\frac{B}{2}-x=\frac{21.294}{2}-41.456=|\text{-30.809 m}|$$

-30.8085481

1.1

- Safety factor due to Lifting

$$FSF=\frac{\Sigma V}{\Sigma U}=\frac{7,246.13}{2,759.70}=2.626$$

1.2 > 1.10 … -OK-

- Safety factor due to overturning

$$FST=\frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt}=\frac{57,971.37}{34,762.99}=1.668$$

> 1.20 … -OK-

- Safety factor due to sliding

53

V=	4,486.42	kN	FSD-φ	1.10
H=	4,176.70	kN	FSD-c	1.50
L=	21.294	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V\cdot\tan\phi}{FSD_\phi}=\frac{4,486.42*0.78}{1.10}=3,181.28$$

$$\frac{c\cdot l}{FSD_c}=\frac{1,000.0*21.294}{1.50}=14,196.00$$

$$FSD=\frac{\frac{\Sigma V\cdot\tan\phi}{FSD_\phi}+\frac{c\cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H}=\frac{3,181.28+14,196.00}{4,176.70}=4.161$$

> 1.0 … -OK-

- Safety factor due to bearing power

$$q=\frac{V}{B}\times\left(1\pm\frac{6\times e}{B}\right)=\frac{\text{-1,266.65}}{21.294}\times\left(1.0\pm\frac{6\times 30.809}{21.294}\right)$$

(Stress during to construction)

vertical stress of upstream =	-575.88	kN/㎡ +	583.51 kN/㎡	= 7.63	kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡
Existing dam downstream part (-)=	381.25	kN/㎡ +	-0.44 kN/㎡	= 380.81	kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡
Existing dam downstream part (+)=	(456.91-575.88)×19.734/21.294-575.88			= 381.25	kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡
vertical stress of downstream =				= 456.91	kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡

-OK-

- CCL: Flood water + Seismic

Resume of Acting Force and Moment

[CCL : Flood water + Seismic]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	993.39		11.287		11,212.39		
Seismic	-205.35	342.26	14.229	9.084	-2,921.93	3,109.09	→
U/S Water pressure,weight	0.00	3,005.45	21.294	8.340	0.00	25,065.45	
D/S Water pressure,weight	84.33	108.11	1.209	1.550	101.95	167.57	
Dynamic Water Pressure	0.00	177.94	21.294	9.880	0.00	1,758.05	
Earth Pressure							
Soil weight							
Uplift	-1,603.08	0.00	11.972	0.000	-19,191.84	0.00	
Total	-730.71	3,633.76			-10,799.43	30,100.16	

	V(kN)	U(kN)	H(kN)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)
[CCC]	5,851.74	-98.67	46.38	75,763.46	45.41
[CCL]	872.37	-1,603.08	3,633.76	-10,799.43	30,100.16
	6,724.11	-1,701.75	3,680.14	64,964.03	30,145.57

Control of Stability [CCL]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{\text{-40,899.59}}{730.7} = \text{-55.972 m}$$

- Safety factor due to Lifting

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{21.294}{2} - 55.972 = |\text{-45.325 m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6,724.11}{1,701.75} = 3.951 \quad > 1.10 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{64,964.03}{30,145.57} = 2.155 \quad > 1.10 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	5,022.36 kN	FSD-φ		1.10
H=	3,680.14 kN	FSD-c		1.30
L=	21.294 m	tanφ		0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{5,022.36*0.78}{1.10} = 3,561.31$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0*21.294}{1.30} = 16,380.00$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,561.31+16,380.00}{3,680.14} = 5.419 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{\text{-730.71}}{21.294} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 45.325}{21.294}\right)$$

(Stress during to construction)

vertical stress of upstream =	-472.51	kN/㎡ +	583.51 kN/㎡	= 111.00	kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡
Existing dam downstream part (-)=	339.68	kN/㎡ +	-0.44 kN/㎡	= 339.24	kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡
Existing dam downstream part (+)=	(403.88-472.51)×19.734/21.294-472.51			= 339.68	kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡
vertical stress of downstream =				= 403.88	kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡

-OK-

APPENDIX-7 :

Stability Analysis of Sul dam

(1) Design condition

Design condition of Dam Spillway stability analysis is considered as shown in the table 1 below.

Table 1 Design condition of Existing

		Existing	After heightening
Elevation of Top of Dam	EL.m	399.000	401.000
Upstream Slope	1:n	0.030	←
Downstream Slope	1:n	1.100	←
Dam base elevation	EL.m	383.800	383.800
Reservoir sediment level	EL.m	394.510	←
Reservoir water level [CCN]	EL.m	383.800	←
[CCE]	EL.m	406.000	408.000
[CCL]	EL.m	399.000	401.000
Unit weight of concrete dams	kN/m^3	23.5	←
Weight of sediment in the water	kN/m^3	8.5	←
Unit weight of water	kN/m^3	10.0	←
Seismic Coefficient: Horizontal (kh)	---	0.050	←
Seismic Coefficient: Vertical (kv)	---	0.030	←
Coefficient of earth pressure (Rankine coefficient of earth pressure)	---	0.40	←
Uplift pressure coefficient	---	1/3	←
Shear strength of foundation	kN/m^2	1,000.0	←
Friction angle of foundation	deg	38.00	←
Internal friction coefficient	---	0.78	←

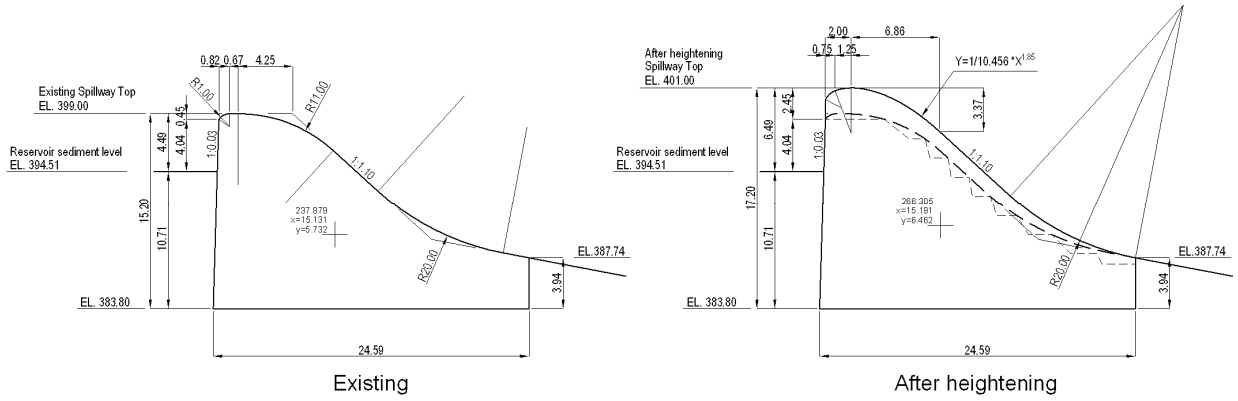


Fig 1 Typical section of Existing

(2) Stability Analysis

1) Existing dam

- CCN: Normal water

Resume of Acting Force and Moment

[CCN : Normal water]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	5,590.16		15.131		84,584.66		
Seismic							
U/S Water Pressure							
Dynamic Water Pressure							
Earth Pressure		401.46		3.570		1,433.23	
Uplift							
Total	5,590.16	401.46			84,584.66	1,433.23	

Control of Stability [CCN]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{83,151.43}{5,590.16} = 14.875 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{24.590}{2} - 14.875 = |-2.580 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{5,590.16}{0.00} = \infty \quad > 1.30 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{84,584.66}{1,433.23} = 59.017 \quad > 1.50 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	5,590.16	kN	FSD-φ	1.50
H=	401.46	kN	FSD-c	3.00
L=	24.590	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{5,590.16*0.78}{1.50} = 2,906.88$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0*24.590}{3.00} = 8,196.67$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{2,906.88+8,196.67}{401.46} = 27.658 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{5,590.16}{24.590} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 2.580}{24.590}\right)$$

vertical stress of upstream = 370.447 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 84.222 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur) -OK-

- CCE: Maximum flood water

Resume of Acting Force and Moment

[CCE : Maximum Flood water]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	5,590.16		15.131		84,584.66		
Seismic							
U/S Water Pressure		2,219.20		6.281		13,939.41	
Dynamic Water Pressure							
Earth Pressure		195.00		3.570		696.14	
Uplift	-909.83		16.393		-14,915.15		
Total	4,680.33	2,414.20			69,669.51	14,635.55	

Control of Stability [CCE]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{55{,}033.96}{4{,}680.33} = 11.759 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{24.590}{2} - 11.759 = |0.536 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{5{,}590.16}{909.83} = 6.144 \quad > 1.10 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{69{,}669.51}{14{,}635.55} = 4.760 \quad > 1.20 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	4,680.33	kN	FSD-φ	1.10
H=	2,414.20	kN	FSD-c	1.50
L=	24.590	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{4{,}680.33 * 0.78}{1.10} = 3{,}318.78$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1{,}000.0 * 24.590}{1.50} = 16{,}393.33$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3{,}318.78 + 16{,}393.33}{2{,}414.20} = 8.165 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{4{,}680.33}{24.590} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 0.536}{24.590}\right)$$

vertical stress of upstream = 165.442 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 215.227 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur) -OK-

- CCL: Flood water + Seismic

Resume of Acting Force and Moment

[CCL : Flood water + Seismic]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	5,590.16		15.131		84,584.66		
Seismic	-167.70	279.51	15.131	5.732	-2,537.54	1,602.14	
U/S Water Pressure		1,155.20		5.067		5,853.01	
Dynamic Water Pressure		67.39		6.080		409.71	
Earth Pressure		195.00		3.570		696.14	
Uplift	-622.95		16.393		-10,212.17		
Total	4,799.51	1,697.09			71,834.95	8,561.00	

Control of Stability [CCL]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{63,273.95}{4,799.51} = 13.183 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{24.590}{2} - 13.183 = |-0.888 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{5,422.45}{622.95} = 8.705 \quad > 1.10 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{71,834.95}{8,561.00} = 8.391 \quad > 1.10 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	4,799.51	kN	FSD-φ	1.10
H=	1,697.09	kN	FSD-c	1.30
L=	24.590	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{4,799.51*0.78}{1.10} = 3,403.29$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0*24.590}{1.30} = 18,915.38$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,403.29+18,915.38}{1,697.09} = 13.151 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

:tor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{4,799.51}{24.590} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 0.888}{24.590}\right)$$

vertical stress of upstream = 237.472 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 152.891 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur) -OK-

2) After heightening of dam

- CCN: Normal water

Resume of Acting Force and Moment

[CCN : Normal water]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	6,258.17		15.192		95,074.08		
Seismic							
U/S Water Pressure							
Dynamic Water Pressure							
Earth Pressure		401.46		3.570		1,433.23	
Uplift							
Total	6,258.17	401.46			95,074.08	1,433.23	

Control of Stability [CCN]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{93,640.85}{6,258.17} = 14.963 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{24.590}{2} - 14.963 = |-2.668 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6,258.17}{0.00} = \infty \quad > 1.30 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{95,074.08}{1,433.23} = 66.336 \quad > 1.50 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	6,258.17	kN	FSD-φ	1.50
H=	401.46	kN	FSD-c	3.00
L=	24.590	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{6,258.17*0.78}{1.50} = 3,254.25$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0*24.590}{3.00} = 8,196.67$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,254.25+8,196.67}{401.46} = 28.523 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

:tor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{6,258.17}{24.590} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 2.668}{24.590}\right)$$

vertical stress of upstream = 420.179 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 88.822 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur) -OK-

- CCE: Maximum flood water

Resume of Acting Force and Moment

[CCE : Maximum Flood water]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	6,258.17		15.192		95,074.08		
Seismic							
U/S Water Pressure		2,683.20		7.020		18,835.15	
Dynamic Water Pressure							
Earth Pressure		195.00		3.570		696.14	
Uplift	-991.80		16.393		-16,258.85		
Total	5,266.37	2,878.20			78,815.23	19,531.29	

Control of Stability [CCE]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{59,283.94}{5,266.37} = 11.257 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{24.590}{2} - 11.257 = |1.038 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6,258.17}{991.80} = 6.310 \quad > 1.10 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{78,815.23}{19,531.29} = 4.035 \quad > 1.20 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	5,266.37	kN	FSD-φ	1.10
H=	2,878.20	kN	FSD-c	1.50
L=	24.590	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{5,266.37*0.78}{1.10} = 3,734.34$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0*24.590}{1.50} = 16,393.33$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,734.34+16,393.33}{2,878.20} = 6.993 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

:tor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{5,266.37}{24.590} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 1.038}{24.590}\right)$$

vertical stress of upstream = 159.924 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 268.410 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur) -OK-

- CCL: Flood water + Seismic

Resume of Acting Force and Moment

[CCL : Flood water + Seismic]

---	V(kN)	H(kN)	X(m)	Y(m)	Me(kN.m)	Mt(kN.m)	Remark
Dead load	6,258.17		15.192		95,074.08		
Seismic	-187.75	312.91	15.192	6.462	-2,852.22	2,022.01	
U/S Water Pressure		1,479.20		5.733		8,480.75	
Dynamic Water Pressure		86.29		6.880		593.65	
Earth Pressure		195.00		3.570		696.14	
Uplift	-704.91		16.393		-11,555.88		
Total	5,365.51	2,073.39			80,665.98	11,792.55	

Control of Stability [CCL]

- Barycentric position

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{68{,}873.43}{5{,}365.51} = 12.836 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{24.590}{2} - 12.836 = |-0.541 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6{,}070.42}{704.91} = 8.612 \quad > 1.10 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{80{,}665.98}{11{,}792.55} = 6.840 \quad > 1.10 \ldots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	5,365.51	kN	FSD-φ	1.10
H=	2,073.39	kN	FSD-c	1.30
L=	24.590	m	tanφ	0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} = \frac{5{,}365.51 * 0.78}{1.10} = 3{,}804.63$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1{,}000.0 * 24.590}{1.30} = 18{,}915.38$$

$$FS\ FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan\phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3{,}804.63 + 18{,}915.38}{2{,}073.39} = 10.958 \quad > 1.0 \ldots \text{-OK-}$$

:tor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{5{,}365.51}{24.590} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 0.541}{24.590}\right)$$

vertical stress of upstream = 247.002 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 189.396 kN/㎡ ≧ 0 kN/㎡ (Tensile force not occur) -OK-

Anexo
(H) Avaliação Econômica

ESTUDO PREPARATÓRIO
PARA
O PROJETO DE MEDIDAS DE PREVENÇÃO
E
MITIGAÇÃO DE DESASTRES NA BACIA DO RIO ITAJAÍ

RELATÓRIO FINAL

VOLUME III: ANEXOS
H AVALIAÇÃO ECONÔMICA

Índice

Página

CAPITULO 1 METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO ECONÔMICA

1.1 Critério da Avaliação H-1
1.2 Impostos H-1
1.3 Taxa de Conversão (Avaliação Econômica) H-2
1.4 Taxa de Desconto H-3

CAPITULO 2 AVALIAÇÃO ECONÔMICA FINANCEIRA DO PLANO DIRETOR

2.1 Custo H-4
2.1.1 Custo das Medidas a Preço de Mercado H-4
2.1.2 Custo das Medidas - Valor Econômic H-5
2.2 Benefício H-5
2.2.1 Método de contabilização dos benefícios H-5
2.2.2 Benefício no preço de mercado H-6
2.2.3 Beneficio Econômico H-9
2.3 Avaliação Financeira e Econômica H-10
2.3.1 Avaliação Financeira H-10
2.3.2 Avaliação Econômica H-15
2.3.3 Avaliação conjunta H-19

CAPITULO 3 AVALIAÇÃO DO PROJETO DO ESTUDO DE VIABILIDADE

3.1 Metodologia de avaliação econômica H-20
3.2 Custo e Benefício H-20
3.2.1 Custo H-20
3.2.2 Benefício H-21
3.3 Avaliação do Projeto H-27
3.3.1 Fluxo de Caixa H-27
3.3.2 Resultado da Avaliação do Projeto H-28
3.4 Avaliação conjunta H-28

ÍNDICE DE TABELAS

Página

Tabela 1.2.1 Taxa de imposto H-1
Tabela 1.3.1 Taxa de imposto aplicado nas construções H-2
Tabela 1.4.1 Taxa de CDI e TJLP H-3
Tabela 1.4.2 Taxa de desconto aplicado H-3
Tabela 2.1.1 Custo de medidas para cada tempo de retorno H-4
Tabela 2.1.2 Custo anual para tempo de retorno H-4
Tabela 2.1.3 Custo de Manutenção (R$ 103) H-4
Tabela 2.1.4 Aplicação do custo anual em preço econômico H-5
Tabela 2.1.5 Estimativa do custo operacional (R$ 103) H-5
Tabela 2.2.1 Gastos emergenciais e custo de reconstrução nas enchentes (R$ milhões) H-6
Tabela 2.2.2 Estimativa do valor de perda econômica no setor agrícola (R$ mil) H-7
Tabela 2.2.3 Perda econômica (mil R$) H-8
Tabela 2.2.4 Perdas econômicas pelas enchentes (unidade; R$milhão) H-7
Tabela 2.2.5 Estimativas das perdas econômicas (R$milhões) H-7
Tabela 2.2.6 Valor anual esperado das mitigações das perdas econômicas (unidade; R$milhões) H-8
Tabelas2.2.7 Gastos emergenciais e custo de reconstruções nas implementações das intervenções pelas possíveis enchentes (Unidade; R$milhões) H-8
Tabela 2.2.8 Estimativas das perdas econômicas no valor econômico (R$milhões) H-9

Tabela 2.3.1 Fluxo de caixa (Plano de 5 anos de segurança) H-10
Tabela 2.3.2 Fluxo de caixa (Plano de 10 anos de segurança) H-11
Tabela 2.3.3 Fluxo de caixa (Plano de 25 anos de segurança) H-12
Tabela 2.3.4 Fluxo de caixa (Plano de 50 anos de segurança) H-13
Tabela 2.3.5 Resultado da avaliação financeira H-14
Tabela 2.3.6 Fluxo de caixa no preço econômico (Plano de 5 anos de segurança) H-15
Tabela 2.3.7 Fluxo de caixa no preço econômico (Plano de 10 anos de segurança) H-16
Tabela 2.3.8 Fluxo de caixa no preço econômico (Plano de 25 anos de segurança) H-17
Tabela 2.3.9 Fluxo de caixa no preço econômico (Plano de 5o anos de segurança) H-18
Tabela 2.3.10 Resultado da avaliação econômica H-19
Tabela 3.1.1 Âmbito do Projeto Avaliados H-20
Tabela 3.2.1 Custo Proposto H-20
Tabela 3.2.2 Efeitos Esperados do Projeto H-21
Tabela 3.2.3 Beneficio pela mitigação de enchentes H-23
Tabela 3.2.4 Beneficio pela Instalação de Comporta no Cidade de Itajaí H-25
Tabela 3.2.5 Beneficio pela mitigação da perda econômica na cidade de Itajaí H-25
Tabela 3.2.6 Benéfico pelas medidas para escorregamentos H-25
Tabela 3.2.7 Desastres com perdas de recursos humanos - novembro/2008 ..... H-26

Tabela 3.3.1 Fluxo de Caixa do Projeto proposto no Estudo de Viabilidade H-27
Tabela 3.3.2 Resultado da avaliação H-28

ÍNDICE DE FIGURAS

Página

Figura. 2.2.1 Conceito das perdas nos desastres H-6
Figura 3.2.1 Estimativa de área de Enchente na Cidade de Taió H-22
Figura 3.2.2 Estimativa de área de enchente na Cidade de Timbo..... H-22
Figura 3.2.3 Estimativa de área de enchente na cidade de Rio do Sul..... H-23
Figura 3.2.4 Simulação de área de alagamento na Cidade de Itajai..... H-24

CAPITULO 1 METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO ECONÔMICA

1.1 Critério da Avaliação

A metodologia aplicada nas avaliações econômicas e financeiras serão as seguintes:

- O preço utilizado na estimativa do custo e beneficio é do ano base de 2010.
- A avaliação é elaborado do ponto de vista de custo e benefício total para cada tempo de retorno.Os anos de tempo de retorno de enchentes a serem analisados são de: 5, 10, 25 e 50 anos.
- Considera-se 50 anos para o período de avaliação.
- As avaliações serão realizadas como um programa total da mitigação de desastres de enchentes, escorregamentos e prevenção/alerta/alarme.
- A avaliação será realizada do ponto de vista financeiro e econômico. Na avaliação financeira será utilizado o preço de mercado e para a avaliação econômica toma-se o preço de mercado descontado os impostos e as indenizações.
- A avaliação calcula o Valor Presente Líquido (VPL), Taxa Interna de Retorno (TIR), Relação Benefício e Custo (B/C).
- Como taxa de desconto utiliza-se a taxa de (12%), calculada com base no Certificado de Depósito Interbancário (CDI) e na Taxa de Juros à longo prazo (TJLP) nos últimos 9 anos.
- O benefício estima-se com base nos registros de prejuízos causados por danos. As contabilizações dos danos para cada "Tempo de Retorno", estima-se através dos dados registrados nas probabilidades de cada enchente e os danos causados por cada tempo de retorno. Além deste beneficio existe o beneficio de valorizações das terras com melhoria de segurança. Porém, este beneficio, nesta avaliação, não foi considerado.
- Os valores utilizados como bases de danos nas estimativa para cada Tempo de Retorno foram os das enchentes de outubro de 2001 e novembro de 2008.
- A enchente de outubro de 2001 foi considerada equivalente a de 7 anos de Tempo de Retorno, e de novembro de 2008 foi considerada como de 50 anos.

1.2 Impostos

Os Impostos aplicados dentro do custo das obras são os seguintes:

Tabela 1.2.1 Taxa de imposto

Imposto	Objeto de Imposto	Taxa
Imposto Federal		
Imposto de Renda Pessoa Física IRPF.	Porcentagem sobre salários e rendimentos	7,5%、15%、22%、27,5%
Imposto de Renda Pessoa Jurídica IRPJ.	Lucro da Empresa	15% / 25%
Imposto sobre Produtos Industrializados IPI）	Incide sobre produtos industrializados, nacionais e estrangeiros. O campo de incidência do imposto abrange todos os produtos com alíquota, ainda que zero, observadas as disposições contidas nas respectivas notas complementares, excluídos aqueles a que corresponde a notação "NT" (não-tributado).	Relacionados na Tabela de Incidência do IPI (TIPI)
Imposto sobre Impo II）	Produtos Importados	Bens, origem de importação, volumes
Imposto sobre Operação Financeira IOF）	Imposto sobre Operações de Crédito, Câmbio e Seguro, ou relativas a	

Imposto	Objeto de Imposto	Taxa
	Títulos e Valores Mobiliários	
Imposto Estadual		
Imposto sobre Circulação de Mercadorias e Serviços ICMS）	Imposto sobre operações relativas à circulação de mercadorias e sobre prestações de serviços de transporte interestadual, intermunicipal e de comunicação	17% a 25%
Imposto sobre proprietário de veículo automotor terrestre IPVA）	Sobre a Propriedade de Veículo Automotor	Tipo de veículo
Imposto Municipal		
Imposto sobre serviços de Qualquer Natureza ISS）	Serviço foi prestado (limpeza de imóveis, segurança, construção civil, fornecimento de mão-de-obra)	3% a 5%
Contribuição Social		
Contribuição para Financiamento da Seguridade Social COFINS）	Contribuição para Financiamento da Seguridade Social	3％ a 7,6％
Programa de Integração Social PIS PASEP）	Totalidade das receitas auferidas pela pessoa jurídica	0,65 - 1,65％
Contribuição social sobre o lucro líquido CSLL）	Lucro presumido corresponderá a: 12% da receita bruta nas atividades comerciais, industriais, serviços hospitalares e de transporte	9％
Outras contribuições		
Instituto Nacional do Seguro Social INSS）	Efetivadas por desconto na folha de pagamento, antes de o funcionário da empresa receber o valor total de seu salário.	Assalariado ; 11％ Empregador ; 20%
Fundo de Garantia do Tempo de Serviço FGTS）	Efetivadas por desconto na folha de pagamento, antes de o funcionário da empresa receber o valor total de seu salário.	2% ou 8% Na rescisão do contrato de trabalho - 40%

Fonte: Equipe de Estudos da JICA, http://www.receita.fazenda.gov.br/

1.3 Taxa de Conversão (Avaliação Econômica）

O preço aplicado para a avaliação econômica foi estimado utilizando-se uma taxa de conversão. As taxas de conversões aplicadas são as seguintes:

Tabela 1.3.1 Taxa de imposto aplicado nas construções

Item	Taxa	Total de Imposto	Taxa de Conversão	Ponderação	Impostos Consideradas
Remuneração	15%+11%+20%+8.8% =54.8%	93,7%	0,52	30%	IRPF, INSS, FGTS
Materiais	20%	50,2%	0,67	20%	ICMS
Combustível	107%	159,0%	0,39	20%	ICMS, PIS, COFINS, IRPJ, CSLL
Maquinarias	47%+20%+3%=70%	112,7%	0,47	20%	IPI, ICMS, IPVA
Maquinarias Importadas	47%+30%+20%+3%=100%	150,3%	0,40	10%	IPI, II, ICMS, IPVA
Administração	1.5%+5%+7.6%+1.65%+9% +0.38% =25.13%				IRPJ, ISS, COFINS, CSLL, PIS
Taxa Ponderada			0,50		

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Conforme a tabela acima, a taxação de impostos nas obras pode ser estimada em 50%. Neste estudo, a taxa de conversão para estimar o preço econômico utiliza-se o valor de 0,5.

1.4 Taxa de Desconto

Na Taxa de desconto aplicada para a avaliação financeira foi considerada a taxa de Certificado de Depósito Interbancário (CDI) e para a avaliação econômica considerado a Taxa de Juro à Longo Prazo (TJLP). As taxas médias anuais dos anos respectivos considerados são as seguintes:

Tabela 1.4.1 Taxa de CDI e TJLP

Período	CDI	TJLP
2009	9,88%	6,00%
2008	12,38%	6,00%
2007	11,81%	6,50%
2006	15,04%	9,00% - 6,85%
2005	19,00%	9,75%
2004	16,16%	10,00% - 9,75%
2003	23,26%	11,00%- 12,00%
2002	19,10%	9,50% - 10,00%
2001	17,27%	9,25% - 10,00%

Fonte: Dados de BACEN http://www.portalbrasil.net/indices_cdi.htm

Com base nas taxas indicadas acima, as taxas de descontos utilizadas são as seguintes:

Tabela - 1.1.5 - Taxa de desconto aplicado

	Avaliação Financeira	Avaliação Econômica
Taxa de Desconto (1)	10,0 %	6,0%
Taxa de Desconto (2)	23,0 %	10,0 %
Taxa de Desconto Referencial	12,0 %	12,0 %

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

A taxa de desconto (1) é o valor quando a economia do Brasil está estável. A taxa de desconto (2) é o valor para a economia do Brasil em situação de alta taxa de juros.

CAPITULO 2 AVALIAÇÃO ECONÔMICA FINANCEIRA DO PLANO DIRETOR

2.1 Custo

As medidas requeridas para as mitigações dos desastres são os seguintes:

Tabela 2.1.1 Custo de medidas para cada tempo de retorno

(R$ mil)

		5 anos	10 anos	25 anos	50 anos
Intervenção para Mitigação de Enchente	Custo Direto	99.000	155.000	399.000	831,000
	Indenização	72.000	296.000	435.000	779,000
	Consultoria	7.000	12.000	37.000	80,000
	Gerenciamento	3.000	10.000	20.000	41,000
	Contingência física	14.000	43.000	86.000	170,000
	Ajuste de preço	8.000	24.000	47.000	94,000
	Subtotal	202.000	541.000	1.025.000	1.996.000
Intervenção para mitigação de Escorregamento	Custo Direto	42.000	42.000	42.000	42.000
	Consultoria	4.200	4.200	4.200	4.200
	Gerenciamento	1.500	1.500	1.500	1.500
	Continência Física	4.200	4.200	4.200	4.200
	Ajuste de preço	2.100	2.100	2.100	2.100
	Subtotal	54.000	54.000	54.000	54.000
Alerta/Alarme de Enchente	Equipamento	2.400	2.400	2.400	2.400
	Elaboração de Inventário	900	900	900	900
	Capacitação	300	300	300	300
	Consultoria	400	400	400	400
	Subtotal	4.000	4.000	4.000	4.000
Alerta/Alarme de Escorregamento	Instalação e Equipamentos	2.300	2.300	2.300	2.300
	Programas	1.700	1.700	1.700	1.700
	Subtotal	4.000	4.000	4.000	4.000
Total		264.000	603.000	1.087.000	2.058.000

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

2.1.1 Custo das Medidas a Preço de Mercado

(1) Custo das Medidas para cada Tempo de Retorno

Como pressuposição para a avaliação, aplicou-se o seguinte cronograma financeiro das intervenções nas medidas de prevenção e mitigação de desastres para cada Tempo de Retorno.

O Custo anual para cada ano de Tempo de Retorno foi estimado os seguintes:

Tabela 2.1.2 Custo anual para tempo de retorno

(R$ mil)

TR	Total de Custo	1° ano	2° ano	3º ano	4° ano	5° ano
5 anos	264.000	88.000	88.000	88.000		
10 anos	603.000	201.000	201.000	201.000		
25 anos	1.087.000	271.750	271.750	271.750	271.750	
50 anos	2.058.000	411.600	411.600	411.600	411.600	411.600

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

(2) Custo de Manutenção

O custo de manutenção para cada ano de Tempo de Retorno foi estimado em 5% do total sendo:

Tabela 2.1.3 Custo de Manutenção

(R$ mil)

	Custo Total	Custo de Manutenção
5 anos	264.000	13.200
10 anos	603.000	30.200
25 anos	1.087.000	54.400
50 anos	2.058.000	102.900

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

2.1.2 Custo das Medidas - Valor Econômico

(1) Custo das Medidas para cada ano de Tempo de Retorno

O custo das medidas a serem utilizadas para a avaliação econômica foi estimado descontando os impostos e as indenizações das terras do custo das medidas a preços de mercado. O cronograma de aplicação de custo foi o seguinte:

Tabela 2.1.4 Aplicação do custo anual em preço econômico

(R$ mil)

	Total de Obra	1º ano	2° ano	3° ano	4° ano	5° ano
5 anos	132.000	44.000	44.000	44.000		
10 anos	302.000	100.667	100.667	100.667		
25 anos	544.000	136.000	136.000	136.000	136.000	
50 anos	1.029.000	205.800	205.800	205.800	205.800	205.800

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

(2) Custo de Manutenção

O custo operacional anual de manutenção estimado aplica-se 5% de custo total.

Tabela 2.1.5 Estimativa do custo operacional

(R$ mil)

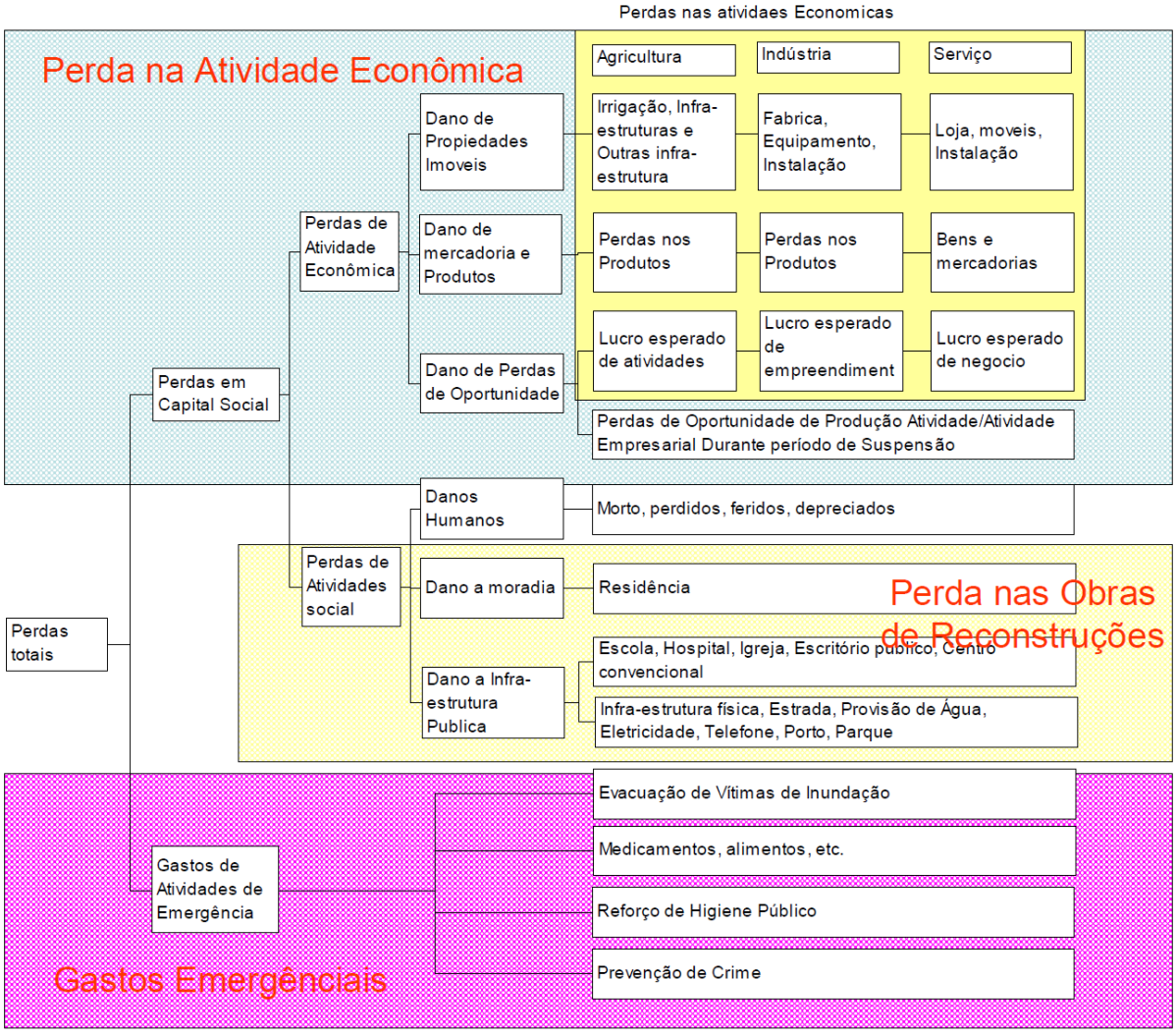
	Custo Total	Custo Operacional
05 anos	132.000	6.600
10 anos	302.000	15.100
25 anos	544.000	27.200
50 anos	1.029.000	51.500

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

2.2 Benefício

2.2.1 Método de contabilização dos benefícios

Neste Estudo, considera-se como beneficio, os danos que deixam de ser causados por desastres para cada Tempo de Retorno como o efeito das medidas adotadas. Os danos causados pelos desastres consideram-se os seguintes:



Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Figura 2.2.1 Conceito das perdas nos desastres

As perdas mencionadas serão minimizadas pela implementação das medidas para enchentes. Com este conceito, os benefícios das medidas foram considerados e categorizados como:

- Gastos Emergenciais
- Custo de Obras de Reconstruções
- Perdas nas Atividades Econômicas (Setor Agropecuário, Comércio, Indústria e Transporte)

Além dos benefícios listados existe a possibilidade de valorização das terras com a melhoria do grau de segurança, porem, esta valorização não foi considerada.

Evitar os danos humanos por morte e feridos não foram consideradas como beneficio, devido às dificuldades de contabilização.

Os gastos emergenciais são aqueles aplicados nas calamidades públicas, resgate, gastos com abrigos, saúde, alimentação, etc.

Os gastos das reconstruções são aqueles gastos com as obras de reconstruções nas áreas afetadas pela catástrofe, como portos, estradas, eletrificação, saneamento, escola, hospital, etc.

As perdas econômicas foram estimadas pelas diferenças entre a época de normalidade e com desastre. Os ítens considerados para estimar a perda econômica foram de produção agropecuária, serviço e transporte. As perdas econômicas na produção agropecuária foram estimadas por cereais perdidos pelo

desastre. As perdas econômicas na indústria, transporte e serviços foram estimadas com base nos dados de ICMS.

Os detalhes das estimativas de perdas econômicas estão indicados na seção 3.4. Para os benefícios, para cada Tempo de Retorno, utilizou-se a enchente do outubro de 2001 como equivalente a 7 anos de Tempo de Retorno e a enchente de novembro de 2008, equivalente a 50 anos de Tempo de Retorno.

2.2.2 Benefício no preço de mercado

(1) Gastos emergenciais e custo de reconstrução

Os gastos e os custos de reconstruções nas enchentes de outubro de 2001 e de novembro de 2008 foram os seguintes:

Tabela 2.2.1 Gastos emergenciais e custo de reconstrução nas enchentes

(R$ milhões)

	Enchente no ano 2001 (1)	Enchente no ano 2008 (2)
Gastos Emergenciais	12,6	656,5
Custo de Reconstruções		2.065,8
Total		
2001/2008 Taxa de Conversão	2,78	1
Valor no ano 2008	34,9	2.065,8

Fonte: (1) Plano de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Rio Itajaí 2010, elaborado pela equipe de Estudos da JICA
(2) Relatório "Reconstrução das Áreas Afetadas Catástrofe Novembro/2008" Gov. SC novembro de 2009.

O valor estimativo do setor agropecuário foi estimado com base nos dados de produção de arroz. Os valores estimativos em tempo de normalidade e tempo de desastre são:

Tabela2.2.2- Estimativa do valor de perda econômica no setor agrícola

(R$ mil)

	Enchente do ano 2001			Enchente do ano 2008		
	2000	2001	2002	2008	2009	Diferença
Blumenau	67	68	67	140	140	0
Brusque	95	202	293	630	630	0
Gaspar	6.912	7.168	7.654	13.940	8.500	(5.440)
Ilhota	3.640	3.120	6.119	13.312	5.857	(7.455)
Itajaí	3.360	4.742	5.824	9.660	6.048	(3.612)
Subtotal de 5 municípios	14.074	15.300	19.957	37.682	21.175	(16.507)
Média de 2000 e 2002		17.016				
Estimativa da Perda		(1.716)				(16.507)
Valor em 2009		(4.770)				(16.507)

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

(3) Perda econômica em Serviços e Transportes

As perdas econômicas nos serviços e transportes foram estimadas utilizando os dados de variações do ICMS.

Tabela 2.2.3 Perda econômica

(mil R$)

	Enchente no ano 2001			Enchente no ano 2008		
	2000	2001	2002	Real	Sem enchente	
Blumenau	178.604	173.034	185.664	292.980	451.285	
Brusque	44.489	42.867	44.276	90.124	140.728	
Ilhota	313	424	442	476	1.132	
Itajaí	62.180	76.397	164.634	366.299	575.301	
Subtotal de 4 cidade	301.955	309.209	410.748	749.880	1.168.447	
Médio de 2000 e 2002		356.352				
Perda Econômica		(23.789)			(418.567)	
Preço no 2009		(66.135)				

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

O montante total de ICMS no Estado ocupa cerca de 5% do PIB do Estado. O setor de serviços contribui com cerca de 50% do PIB do Estado. Assim, a perda econômica no setor de serviços é estimado em 10 vezes de a diminuição do ICMS.

(4) Perdas Econômicas Estimadas

As perdas econômicas consideradas pelas enchentes de outubro de 2001 (Tempo de Retorno de 7 anos) e de novembro de 2008 (Tempo de Retorno de 50 anos) podem ser estimadas conforme:

Tabela 2.2.4 Perdas econômicas pelas enchentes

(unidade; R$milhão)

Tempo de Retorno	Gastos Emergências e Horas de Reconstruções	Agricultura	ICMS	Serviço	Total
7 anos	34,9	4,4	66,1	661,3	700,7
50 anos	2.722,3	19,5	418,0	4.180,0	6.921,8

Fonte: Equipe de Estudos da JICA
Nota: O valor do ICMS esta incluido no valor do serviço.

(5) Estimativas das Perdas Econômicas para cada Tempo de Retorno

As estimativas das perdas econômicas para cada Tempo de Retorno indicam-se os seguintes: Cabe ressaltar que a perda agrícola não é considerada devido a área agrícola ser utilizada como uma inundação de área de retardamento sem proteção.

Tabela 2.2.5 Estimativas das perdas econômicas

(R$milhões)

Tempo de Retorno	Gastos Emergências e Reconstruções	Serviço e Transporte	Total	PIB bacia	Taxa para o PIB (%)
2 anos	2,2	204,1	206,3	34.110,0	0,6%
5 anos	16,6	482,1	498,6	34.110,0	1,5%
7 anos	34,9	661,3	695,9	34.110,0	2,1%
10 anos	76,9	923,7	1.000,6	34.110,0	3,0%
25 anos	585,9	2.181,8	2.767,7	34.110,0	8,1%
50 anos	2.721,8	4.180,0	6.902,1	34.110,0	20,3%

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

(6) Valor Anual Esperado do beneficio pelas intervenções de prevenção de desastre:

O benefício de prevenção de desastre anual esperado para cada período de retorno foi estimado pelo seguinte:

Benefício de prevenção de desastre anual esperado =Σ[(Pn - Pm) x （Dn＋Dm/2]
onde Pn, Pm: Probabilidade de ocorrência do período de retorno de n-ano e m-ano
Dn, Dm: Dano de desastre provável do período de retorno de n-ano e m-ano que

O valor anual esperado das mitigações das perdas econômicas são os seguintes:

Tabela 2.2.6 Valor anual esperado das mitigações das perdas econômicas

unidade; R$milhões

Anos	Perdas econômicas em enchentes	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos
2 anos	206,3	51,6	51,6	51,6	51,6
5 anos	498,6	105,7	105,7	105,7	105,7
10 anos	1.000,6		75,0	75,0	75,0
25 anos	2.767,7			113,0	113,0
50 anos	6.902,1				96,7
Valor anual Esperado das mitigações das perdas econômicas		157,3	232,3	345,3	442,0

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

2.2.3 Beneficio Econômico

(1) Valor anual Esperado das mitigações das perdas econômicas pelas intervenções

A estimativa de dano de desastre provável em valor econômico para cada período de retorno foi aplicado o fator de conversão de 0.5 como descrito em subseção 1.3.1. O dano de desastre provável calculado em valor econômico é como segue:

Tabela 2.2.7 Valor anual esperado das mitigações das perdas econômicas

(unidade: R$milhões)

Anos	Perdas econômicas em enchente	Serviço	Total
2 anos	1,1	102,0	103,1
5 anos	8,3	241,0	249,3
7 anos	17,5	330,5	348,0
10 anos	38,5	461,8	500,3
25 anos	293,0	1.090,9	1.383,9
50 anos	1360,9	2.090,2	3.451,1

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

(2) Valor anual esperado das mitigações das perdas econômicas para as intervenções para cada período de Retorno (sem imposto e sem compensação)

O benefício de prevenção de desastre comum anual calculado para cada período de retorno em valor econômico é resumido abaixo.

Tabela 2.2.8 Benefício anual esperado de prevenção de desastre para cada Período de Retorno em Valor Econômico

(Unidade; R$milhões)

Anos	Dano de Desastre provável	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos
2 anos	103,1	25,8	25,8	25,8	25,8
5 anos	249,3	52,9	52,9	52,9	52,9
10 anos	500,3		37,5	37,5	37,5
25 anos	1.383,9			56,5	56,5
50 anos	3.451,1				48,3
Valor anual esperado da mitigação de Perda Econômica		78,7	116,1	172,7	221,0

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

2.3 Avaliação Financeira e Econômica

2.3.1 Avaliação Financeira

(1) Fluxo de caixa no 5 anos de grau de segurança

Fluxo de caixa no 5 anos de grau de segurança é seguinte:

Tabela 2.3.1 Fluxo de caixa (Plano de 5 anos de segurança)

Unidade (R$ milhões)

Ano	Costo	O&M	Costo Total	Beneficio	Balance
1	88,0	0	88,0	0	-88,0
2	88,0	0	88,0	0	-88,0
3	88,0	0	88,0	0	-88,0
4		13,2	13,2	157,3	144,1
5		13,2	13,2	157,3	144,1
6		13,2	13,2	157,3	144,1
7		13,2	13,2	157,3	144,1
8		13,2	13,2	157,3	144,1
9		13,2	13,2	157,3	144,1
10		13,2	13,2	157,3	144,1
11		13,2	13,2	157,3	144,1
12		13,2	13,2	157,3	144,1
13		13,2	13,2	157,3	144,1
14		13,2	13,2	157,3	144,1
15		13,2	13,2	157,3	144,1
16		13,2	13,2	157,3	144,1
17		13,2	13,2	157,3	144,1
18		13,2	13,2	157,3	144,1
19		13,2	13,2	157,3	144,1
20		13,2	13,2	157,3	144,1
21		13,2	13,2	157,3	144,1
22		13,2	13,2	157,3	144,1
23		13,2	13,2	157,3	144,1
24		13,2	13,2	157,3	144,1
25		13,2	13,2	157,3	144,1
26		13,2	13,2	157,3	144,1
27		13,2	13,2	157,3	144,1
28		13,2	13,2	157,3	144,1
29		13,2	13,2	157,3	144,1
30		13,2	13,2	157,3	144,1
31		13,2	13,2	157,3	144,1
32		13,2	13,2	157,3	144,1
33		13,2	13,2	157,3	144,1
34		13,2	13,2	157,3	144,1
35		13,2	13,2	157,3	144,1
36		13,2	13,2	157,3	144,1
37		13,2	13,2	157,3	144,1
38		13,2	13,2	157,3	144,1
39		13,2	13,2	157,3	144,1
40		13,2	13,2	157,3	144,1
41		13,2	13,2	157,3	144,1
42		13,2	13,2	157,3	144,1
43		13,2	13,2	157,3	144,1
44		13,2	13,2	157,3	144,1
45		13,2	13,2	157,3	144,1
46		13,2	13,2	157,3	144,1
47		13,2	13,2	157,3	144,1
48		13,2	13,2	157,3	144,1
49		13,2	13,2	157,3	144,1
50		13,2	13,2	157,3	144,1

(2) Fluxo de caixa no 10 anos de grau de segurança

Fluxo de caixa no 10 anos de grau de segurança é seguinte:

Tabela 2.3.2 Fluxo de caixa (Plano de 10 anos de segurança)

Unidade (R$ milhões)

Ano	Costo	O&M	Costo Total	Beneficio	Balance
1	201,0	0	201,0	0	-201,0
2	201,0	0	201,0	0	-201,0
3	201,0	0	201,0	0	-201,0
4		30,2	30,2	232,3	202,1
5		30,2	30,2	232,3	202,1
6		30,2	30,2	232,3	202,1
7		30,2	30,2	232,3	202,1
8		30,2	30,2	232,3	202,1
9		30,2	30,2	232,3	202,1
10		30,2	30,2	232,3	202,1
11		30,2	30,2	232,3	202,1
12		30,2	30,2	232,3	202,1
13		30,2	30,2	232,3	202,1
14		30,2	30,2	232,3	202,1
15		30,2	30,2	232,3	202,1
16		30,2	30,2	232,3	202,1
17		30,2	30,2	232,3	202,1
18		30,2	30,2	232,3	202,1
19		30,2	30,2	232,3	202,1
20		30,2	30,2	232,3	202,1
21		30,2	30,2	232,3	202,1
22		30,2	30,2	232,3	202,1
23		30,2	30,2	232,3	202,1
24		30,2	30,2	232,3	202,1
25		30,2	30,2	232,3	202,1
26		30,2	30,2	232,3	202,1
27		30,2	30,2	232,3	202,1
28		30,2	30,2	232,3	202,1
29		30,2	30,2	232,3	202,1
30		30,2	30,2	232,3	202,1
31		30,2	30,2	232,3	202,1
32		30,2	30,2	232,3	202,1
33		30,2	30,2	232,3	202,1
34		30,2	30,2	232,3	202,1
35		30,2	30,2	232,3	202,1
36		30,2	30,2	232,3	202,1
37		30,2	30,2	232,3	202,1
38		30,2	30,2	232,3	202,1
39		30,2	30,2	232,3	202,1
40		30,2	30,2	232,3	202,1
41		30,2	30,2	232,3	202,1
42		30,2	30,2	232,3	202,1
43		30,2	30,2	232,3	202,1
44		30,2	30,2	232,3	202,1
45		30,2	30,2	232,3	202,1
46		30,2	30,2	232,3	202,1
47		30,2	30,2	232,3	202,1
48		30,2	30,2	232,3	202,1
49		30,2	30,2	232,3	202,1
50		30,2	30,2	232,3	202,1

(3) Fluxo de caixa no 25 anos de grau de segurança

Fluxo de caixa no 25 anos de grau de segurança é seguinte;

Tabela 2.3.3 Fluxo de caixa (Plano de 25 anos de segurança):

Unidade (R$ milhões)

Ano	Costo	O&M	Costo Total	Beneficio	Balance
1	271.8		271,8		-271.8
2	271.8		271,8		-271.8
3	271.8		271,8		-271.8
4	271.8		271,8		-271,8
5		54.4	54,4	345,3	291,0
6		54.4	54,4	345,3	291,0
7		54.4	54,4	345,3	291,0
8		54.4	54,4	345,3	291,0
9		54.4	54,4	345,3	291,0
10		54.4	54,4	345,3	291,0
11		54.4	54,4	345,3	291,0
12		54.4	54,4	345,3	291,0
13		54.4	54,4	345,3	291,0
14		54.4	54,4	345,3	291,0
15		54.4	54,4	345,3	291,0
16		54.4	54,4	345,3	291,0
17		54.4	54,4	345,3	291,0
18		54.4	54,4	345,3	291,0
19		54.4	54,4	345,3	291,0
20		54.4	54,4	345,3	291,0
21		54.4	54,4	345,3	291,0
22		54.4	54,4	345,3	291,0
23		54.4	54,4	345,3	291,0
24		54.4	54,4	345,3	291,0
25		54.4	54,4	345,3	291,0
26		54.4	54,4	345,3	291,0
27		54.4	54,4	345,3	291,0
28		54.4	54,4	345,3	291,0
29		54.4	54,4	345,3	291,0
30		54.4	54,4	345,3	291,0
31		54.4	54,4	345,3	291,0
32		54.4	54,4	345,3	291,0
33		54.4	54,4	345,3	291,0
34		54.4	54,4	345,3	291,0
35		54.4	54,4	345,3	291,0
36		54.4	54,4	345,3	291,0
37		54.4	54,4	345,3	291,0
38		54.4	54,4	345,3	291,0
39		54.4	54,4	345,3	291,0
40		54.4	54,4	345,3	291,0
41		54.4	54,4	345,3	291,0
42		54.4	54,4	345,3	291,0
43		54.4	54,4	345,3	291,0
44		54.4	54,4	345,3	291,0
45		54.4	54,4	345,3	291,0
46		54.4	54,4	345,3	291,0
47		54.4	54,4	345,3	291,0
48		54.4	54,4	345,3	291,0
49		54.4	54,4	345,3	291,0
50		54.4	54,4	345,3	291,0

(4) Fluxo de caixa no 50 anos de grau de segurança

O Fluxo de caixa no 50 anos de grau de segurança é seguinte:

Tabela 2.3.4 Fluxo de caixa (Plano de 50 anos de segurança)

Unidade (R$ milhões)

Ano	Costo	O&M	Costo Total	Beneficio	Balance
1	411,6	0	411,6	0	-411.6
2	411,6	0	411,6	0	-411.6
3	411,6	0	411,6	0	-411.6
4	411,6	0	411,6	0	-411,6
5	411,6	0	411,6	0	-411,6
6		102.9	102,9	442,0	339,1
7		102.9	102,9	442,0	339,1
8		102.9	102,9	442,0	339,1
9		102.9	102,9	442,0	339,1
10		102.9	102,9	442,0	339,1
11		102.9	102,9	442,0	339,1
12		102.9	102,9	442,0	339,1
13		102.9	102,9	442,0	339,1
14		102.9	102,9	442,0	339,1
15		102.9	102,9	442,0	339,1
16		102.9	102,9	442,0	339,1
17		102.9	102,9	442,0	339,1
18		102.9	102,9	442,0	339,1
19		102.9	102,9	442,0	339,1
20		102.9	102,9	442,0	339,1
21		102.9	102,9	442,0	339,1
22		102.9	102,9	442,0	339,1
23		102.9	102,9	442,0	339,1
24		102.9	102,9	442,0	339,1
25		102.9	102,9	442,0	339,1
26		102.9	102,9	442,0	339,1
27		102.9	102,9	442,0	339,1
28		102.9	102,9	442,0	339,1
29		102.9	102,9	442,0	339,1
30		102.9	102,9	442,0	339,1
31		102.9	102,9	442,0	339,1
32		102.9	102,9	442,0	339,1
33		102.9	102,9	442,0	339,1
34		102.9	102,9	442,0	339,1
35		102.9	102,9	442,0	339,1
36		102.9	102,9	442,0	339,1
37		102.9	102,9	442,0	339,1
38		102.9	102,9	442,0	339,1
39		102.9	102,9	442,0	339,1
40		102.9	102,9	442,0	339,1
41		102.9	102,9	442,0	339,1
42		102.9	102,9	442,0	339,1
43		102.9	102,9	442,0	339,1
44		102.9	102,9	442,0	339,1
45		102.9	102,9	442,0	339,1
46		102.9	102,9	442,0	339,1
47		102.9	102,9	442,0	339,1
48		102.9	102,9	442,0	339,1
49		102.9	102,9	442,0	339,1
50		102.9	102,9	442,0	339,1

(5) Resultado das avaliações financeiras

Os resultados das avaliações financeiras são os seguintes:

Tabela 2.3.5 Resultado da avaliação financeira

Indicador da Avaliação		5 anos	10 anos	25 anos	50 anos
	TIRF	38,2%	26,1%	19,9%	12,7%
Taxa de Desconto 10%	B/C	3,69	2,38	1,89	1,24
	VPLF(R$10^6)	851,5	1,001,4	1,101,1	516,4
Taxa de Desconto 23%	B/C	1,77	1,14	0,85	0,52
	VPLF(R$10^6)	159,7	67,9	-112,7	-630,3
Taxa de Desconto 12%	B/C	3,21	2,07	1,63	1,06
	VPLF(R$10^6)	639,2	710,2	707,1	110,0

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

O resultado da avaliação pelo indicador TIRF (Taxa Interna de Retorno Financeiro), indica-se 26,1% na intervenção em Tempo de Retorno de 10 anos, e 12,7% na intervenção de Tempo de Retorno de 50 anos.

Na relação de custo-benefício (B/C) com a taxa de desconto de 10%/ano, o indicador mostra resultados positivos. Mas, com a taxa de desconto de 23%/ano, o indicador mostra baixa rentabilidade. Porém, a taxa de desconto de 23%/ano considera-se muito alta no cenário econômico atual do Brasil.

2.3.2 Avaliação Econômica

(1) Fluxo de caixa no 5 anos de grau de segurança

O Fluxo de caixa no 5 anos de grau de segurança é seguinte;

Tabela 2.3.6 Fluxo de caixa no preço econômico (Plano de 5 anos de segurança)

Unidade (R$ milhões)

Ano	Costo	O&M	Costo Total	Beneficio	Balance
1	44,0	0	44,0	0	-44,0
2	44,0	0	44,0	0	-44.0
3	44,0	0	44,0	0	-44.0
4		6.6	6,6	78,7	72,1
5		6.6	6,6	78,7	72,1
6		6.6	6,6	78,7	72,1
7		6.6	6,6	78,7	72,1
8		6.6	6,6	78,7	72,1
9		6.6	6,6	78,7	72,1
10		6.6	6,6	78,7	72,1
11		6.6	6,6	78,7	72,1
12		6.6	6,6	78,7	72,1
13		6.6	6,6	78,7	72,1
14		6.6	6,6	78,7	72,1
15		6.6	6,6	78,7	72,1
16		6.6	6,6	78,7	72,1
17		6.6	6,6	78,7	72,1
18		6.6	6,6	78,7	72,1
19		6.6	6,6	78,7	72,1
20		6.6	6,6	78,7	72,1
21		6.6	6,6	78,7	72,1
22		6.6	6,6	78,7	72,1
23		6.6	6,6	78,7	72,1
24		6.6	6,6	78,7	72,1
25		6.6	6,6	78,7	72,1
26		6.6	6,6	78,7	72,1
27		6.6	6,6	78,7	72,1
28		6.6	6,6	78,7	72,1
29		6.6	6,6	78,7	72,1
30		6.6	6,6	78,7	72,1
31		6.6	6,6	78,7	72,1
32		6.6	6,6	78,7	72,1
33		6.6	6,6	78,7	72,1
34		6.6	6,6	78,7	72,1
35		6.6	6,6	78,7	72,1
36		6.6	6,6	78,7	72,1
37		6.6	6,6	78,7	72,1
38		6.6	6,6	78,7	72,1
39		6.6	6,6	78,7	72,1
40		6.6	6,6	78,7	72,1
41		6.6	6,6	78,7	72,1
42		6.6	6,6	78,7	72,1
43		6.6	6,6	78,7	72,1
44		6.6	6,6	78,7	72,1
45		6.6	6,6	78,7	72,1
46		6.6	6,6	78,7	72,1
47		6.6	6,6	78,7	72,1
48		6.6	6,6	78,7	72,1
49		6.6	6,6	78,7	72,1
50		6.6	6,6	78,7	72,1

(2) Fluxo de caixa no 10 anos de grau de segurança

O Fluxo de caixa no 10 anos de grau de segurança é seguinte:

Tabela 2.3.7 Fluxo de caixa no preço econômico (Plano de 10 anos de segurança)

Unidade (R$ milhões)

Ano	Costo	O&M	Costo Total	Beneficio	Balance
1	100,7	0	100,7	0	-100.7
2	100,7	0	100,7	0	-100.7
3	100,7	0	100,7	0	-100.7
4		15.1	15,1	116,1	101,0
5		15.1	15,1	116,1	101,0
6		15.1	15,1	116,1	101,0
7		15.1	15,1	116,1	101,0
8		15.1	15,1	116,1	101,0
9		15.1	15,1	116,1	101,0
10		15.1	15,1	116,1	101,0
11		15.1	15,1	116,1	101,0
12		15.1	15,1	116,1	101,0
13		15.1	15,1	116,1	101,0
14		15.1	15,1	116,1	101,0
15		15.1	15,1	116,1	101,0
16		15.1	15,1	116,1	101,0
17		15.1	15,1	116,1	101,0
18		15.1	15,1	116,1	101,0
19		15.1	15,1	116,1	101,0
20		15.1	15,1	116,1	101,0
21		15.1	15,1	116,1	101,0
22		15.1	15,1	116,1	101,0
23		15.1	15,1	116,1	101,0
24		15.1	15,1	116,1	101,0
25		15.1	15,1	116,1	101,0
26		15.1	15,1	116,1	101,0
27		15.1	15,1	116,1	101,0
28		15.1	15,1	116,1	101,0
29		15.1	15,1	116,1	101,0
30		15.1	15,1	116,1	101,0
31		15.1	15,1	116,1	101,0
32		15.1	15,1	116,1	101,0
33		15.1	15,1	116,1	101,0
34		15.1	15,1	116,1	101,0
35		15.1	15,1	116,1	101,0
36		15.1	15,1	116,1	101,0
37		15.1	15,1	116,1	101,0
38		15.1	15,1	116,1	101,0
39		15.1	15,1	116,1	101,0
40		15.1	15,1	116,1	101,0
41		15.1	15,1	116,1	101,0
42		15.1	15,1	116,1	101,0
43		15.1	15,1	116,1	101,0
44		15.1	15,1	116,1	101,0
45		15.1	15,1	116,1	101,0
46		15.1	15,1	116,1	101,0
47		15.1	15,1	116,1	101,0
48		15.1	15,1	116,1	101,0
49		15.1	15,1	116,1	101,0
50		15.1	15,1	116,1	101,0

(3) Fluxo de caixa no 25 anos de grau de segurança

O Fluxo de caixa no 25 anos de grau de segurança é seguinte:

Tabela 2.3.8 Fluxo de caixa no preço econômico (Plano de 25 anos de segurança)

Unidade (R$ milhões)

Ano	Costo	O&M	Costo Total	Beneficio	Balance
1	136,0	0	136,0	0	-136,0
2	136,0	0	136,0	0	-136.0
3	136,0	0	136,0	0	-136.0
4	136,0	0	136,0	0	-136.0
5		27,2	27,2	172,7	145,5
6		27,2	27,2	172,7	145,5
7		27,2	27,2	172,7	145,5
8		27,2	27,2	172,7	145,5
9		27,2	27,2	172,7	145,5
10		27,2	27,2	172,7	145,5
11		27,2	27,2	172,7	145,5
12		27,2	27,2	172,7	145,5
13		27,2	27,2	172,7	145,5
14		27,2	27,2	172,7	145,5
15		27,2	27,2	172,7	145,5
16		27,2	27,2	172,7	145,5
17		27,2	27,2	172,7	145,5
18		27,2	27,2	172,7	145,5
19		27,2	27,2	172,7	145,5
20		27,2	27,2	172,7	145,5
21		27,2	27,2	172,7	145,5
22		27,2	27,2	172,7	145,5
23		27,2	27,2	172,7	145,5
24		27,2	27,2	172,7	145,5
25		27,2	27,2	172,7	145,5
26		27,2	27,2	172,7	145,5
27		27,2	27,2	172,7	145,5
28		27,2	27,2	172,7	145,5
29		27,2	27,2	172,7	145,5
30		27,2	27,2	172,7	145,5
31		27,2	27,2	172,7	145,5
32		27,2	27,2	172,7	145,5
33		27,2	27,2	172,7	145,5
34		27,2	27,2	172,7	145,5
35		27,2	27,2	172,7	145,5
36		27,2	27,2	172,7	145,5
37		27,2	27,2	172,7	145,5
38		27,2	27,2	172,7	145,5
39		27,2	27,2	172,7	145,5
40		27,2	27,2	172,7	145,5
41		27,2	27,2	172,7	145,5
42		27,2	27,2	172,7	145,5
43		27,2	27,2	172,7	145,5
44		27,2	27,2	172,7	145,5
45		27,2	27,2	172,7	145,5
46		27,2	27,2	172,7	145,5
47		27,2	27,2	172,7	145,5
48		27,2	27,2	172,7	145,5
49		27,2	27,2	172,7	145,5
50		27,2	27,2	172,7	145,5

(4) Fluxo de caixa no 50 anos de grau de segurança

O Fluxo de caixa no 50 anos de grau de segurança é seguinte:

Tabela 2.3.9 Fluxo de caixa no preço econômico (Plano de 50 anos de segurança)

Unidade (R$ milhões)

Ano	Costo	O&M	Costo Total	Beneficio	Balance
1	205,9	0	205,8	0	-205,8
2	205,8	0	205,8	0	-205,8
3	205,8	0	205,8	0	-205,8
4	205,8	0	205,8	0	-205,8
5	205,8	0	205,8	0	-205,8
6		51,5	51,5	221,0	169,5
7		51,5	51,5	221,0	169,5
8		51,5	51,5	221,0	169,5
9		51,5	51,5	221,0	169,5
10		51,5	51,5	221,0	169,5
11		51,5	51,5	221,0	169,5
12		51,5	51,5	221,0	169,5
13		51,5	51,5	221,0	169,5
14		51,5	51,5	221,0	169,5
15		51,5	51,5	221,0	169,5
16		51,5	51,5	221,0	169,5
17		51,5	51,5	221,0	169,5
18		51,5	51,5	221,0	169,5
19		51,5	51,5	221,0	169,5
20		51,5	51,5	221,0	169,5
21		51,5	51,5	221,0	169,5
22		51,5	51,5	221,0	169,5
23		51,5	51,5	221,0	169,5
24		51,5	51,5	221,0	169,5
25		51,5	51,5	221,0	169,5
26		51,5	51,5	221,0	169,5
27		51,5	51,5	221,0	169,5
28		51,5	51,5	221,0	169,5
29		51,5	51,5	221,0	169,5
30		51,5	51,5	221,0	169,5
31		51,5	51,5	221,0	169,5
32		51,5	51,5	221,0	169,5
33		51,5	51,5	221,0	169,5
34		51,5	51,5	221,0	169,5
35		51,5	51,5	221,0	169,5
36		51,5	51,5	221,0	169,5
37		51,5	51,5	221,0	169,5
38		51,5	51,5	221,0	169,5
39		51,5	51,5	221,0	169,5
40		51,5	51,5	221,0	169,5
41		51,5	51,5	221,0	169,5
42		51,5	51,5	221,0	169,5
43		51,5	51,5	221,0	169,5
44		51,5	51,5	221,0	169,5
45		51,5	51,5	221,0	169,5
46		51,5	51,5	221,0	169,5
47		51,5	51,5	221,0	169,5
48		51,5	51,5	221,0	169,5
49		51,5	51,5	221,0	169,5
50		51,5	51,5	221,0	169,5

A Avaliação Econômica é realizado convertendo-se o preço econômico desconatdo os impostos. Os resultados das avaliações econômicas são os seguintes:

Tabela 2.3.10 Resultado da avaliação econômica

Indicado da Avaliação		5 anos	10 anos	25 anos	50 anos
	TIR Econômico	38,2%	26,1%	19,9%	12,7%
Taxa de Desconto 6%	B/C	5,05	3,26	2,64	1,75
	VPLE(R$10^6)	825,4	1.053,3	1.317,4	1.090,8
Taxa de Desconto 10%	B/C	3,69	2,38	1,89	1,24
	VPLE(R$10^6)	425,8	500,1	550,0	257,9
Taxa de Desconto 12%	B/C	3,21	2,07	1,63	1,06
	VPLE(R$10^6)	319,6	354,6	353,1	54,8

Fonte: Equipe de Estudos da JICA

Os resultados da avaliação sem imposto mostra os indicadores positivos em todos os aspectos. Estes resultados indicam alta viabilidade econômica das implementações das intervenções apresentadas neste relatório.

2.3.3 Avaliação conjunta

A bacia hidrográfica do Itajaí mostra uma tendência positiva de desenvolvimento, especialmente nas áreas de foz do rio Itajaí, com grandes atratividades a novos investimentos. Cada ano, a necessidade de estruturar esta área de importância estratégica para o Estado é grande, principalmente no que se refere à prevenção de desastres.

Nos resultados das avaliações mostra-se alta viabilidade econômica, mesmo com as implementações objetivando o Tempo de Retorno de 50 anos.

CAPITULO 3 AVALIAÇÃO DO PROJETO DO ESTUDO DE VIABILIDADE

3.1 Metodologia de avaliação econômica

Na avaliação econômica do Estudo de Viabilidade foram mensuradas os seguintes componentes, dentro dos projetos propostos para o ano de segurança de 50 anos de recorrência dentro do Plano Diretor;

Tabela 3.1.1 Âmbito do Projeto Avaliados

Projeto	Conteúdo do Projeto
Entaipamento das Arrozeiras	Armazenamento de chuva na Arrozeiras (5.000ha)
Sobre-elevação de Barragem（Oeste）	2 m de sobre-elevacão de barragem
Sobre-elevação de Barragem（Sul）	2 m de sobre-elevacão de barragem
Melhoria da Operação das barragens hidrelétricas	2 Barragens
Comporta de Itajaí Mirim	2 comportas
Sistema de alarme/alerta de Enchente	1 Unidade
Sistema de alarme/alerta de Escorregamento e enxurradas	1Unidade

Fonte: Equipe de estudos da JICA

O período da avaliação é de 50 anos de recorrência. Os benefícios são contabilizados das diferenças entre o valor potencial de desastres que podem ser causados pelas infra-estruturas existentes e o valor potencial a ser mitigado com a implantação dos projeto propostos. Os alcances de desastres foram estimados através de cálculos de simulação hídricos de cada ano de segurança de enchente e foram transformados em valores. O benefício é estimado com base nos registros de prejuízos causados por danos. As contabilizações dos danos para cada “Ano de segurança de enchente”, estima-se através dos dados registrados e dados estatísticos publicados no Estado. O beneficio médio anual estima-se multiplicando as probabilidades de cada enchente e os danos causados por cada ano de segurança. Além deste beneficio existe o beneficio de valorizações das terras com melhoria de segurança. Porém, este beneficio, nesta avaliação, não foi considerado.

3.2 Custo e Benefício

3.2.1 Custo

O Custo proposto pelo Estudo de viabilidade são abaixo citados:

Tabela 3.2.1 Custo Proposto

Unidade: R$ 1,000

Item		Direto	Indireto	Compensação	Subtotal
I. Intervenção					
(1)Medida na Bacia	Entaipamento das Arrozeiras	18.000	3.600		21,600
	Sobre- elevação de Barragem（Oeste）	27.200	800	1.110	29,110
	Sobre- elevação de Barragem（Sul）	22.500	700		23,200
(2) Medida no rio	Comporta de Itajaí Mirim (Montante)	17.800	500	10	18,310
	Comporta de Itajaí Mirim (jusante)	14.000	400		14,400
(3) Medidas para Escorregamento e Enxurradas		25,800	800	50	26.600
(4) Sistema de Alarme/Alerta de Enchente		4,000	120		4.120
(5) Sistema de Alarme/Alerta de Escorregamento e Enxurrada		4,000	120		4.120
II. Subtotal		133,300	7.040	1.170	141.510
III. Consultoria		25,100	750		25.820
IV. II+III		158,400	7.790	1.170	167.360
V. Contingencia Fisica (10% do IV)		15.800			15.800
VI. Escalonamento de preço		19.700		70	19.770
VII. Costo do Projeto		193.900	7.790	1.240	202.930

Fonte: Equipe de estudos da JICA

3.2.2 Benefício

Como resultado das implementações das intervenções previstos neste Estudo de Viabilidade, prevê-se obter os seguintes benefícios:

Tabela 3.2.2 Efeitos Esperados do Projeto

	Efeito
Entaipamento das Arrozeiras	- Aumento de produção de arroz (10%)
Sobre-elevação de Barragem（Oeste） Sobre-elevação de Barragem（Sul）	- Mitigação de desastre de enchente na cidade de Taió - Mitigação de desastre de enchente na cidade de Rio do Sul
Melhoria da Operação das barragens hidrelétricas	- Mitigação de desastre de enchente na cidade de Timbó
Comporta de Itajaí Mirim	- Mitigação de desastre de enchente na cidade de Itajaí; Mirim - Mitigação de perda econômica na cidade de Itajaí
Sistema de alarme/alerta de Enchente, Escorregamento e enxurradas	- Mitigação de afetados

Fonte: Equipe de estudos da JICA

Os benefícios contabilizadas nos projetos propostos neste estudo de viabilidade foram estimados nas seguintes formas:

(1) Aumento de produção de arroz

O efeito do Projeto “Entaipamento das Arrozeiras” serão obtidos no aumento da produtividade e da melhoria da qualidade dos produtos pela melhoria da infra-estrutura de arrozeiras. O valor esperado contabilizado do beneficio foram estimado em R$ 2.000.000,00/ano. (Area do Projeto x Aumento da produtividade x preço de arroz = 5.000 ha x 0.8 t/ha x R$ 500/t)

(2) Benefício pela Mitigação de desastre de enchente.

O efeito das mitigações de desastres foram estimadas pelo cálculos hidrológicos que estimam melhoria de grau de segurança e de dados registradas de desastres nas principais cidades.

A situação atual da desastres de enchente nos prinipais cidades beneficiarias são os seguintes:

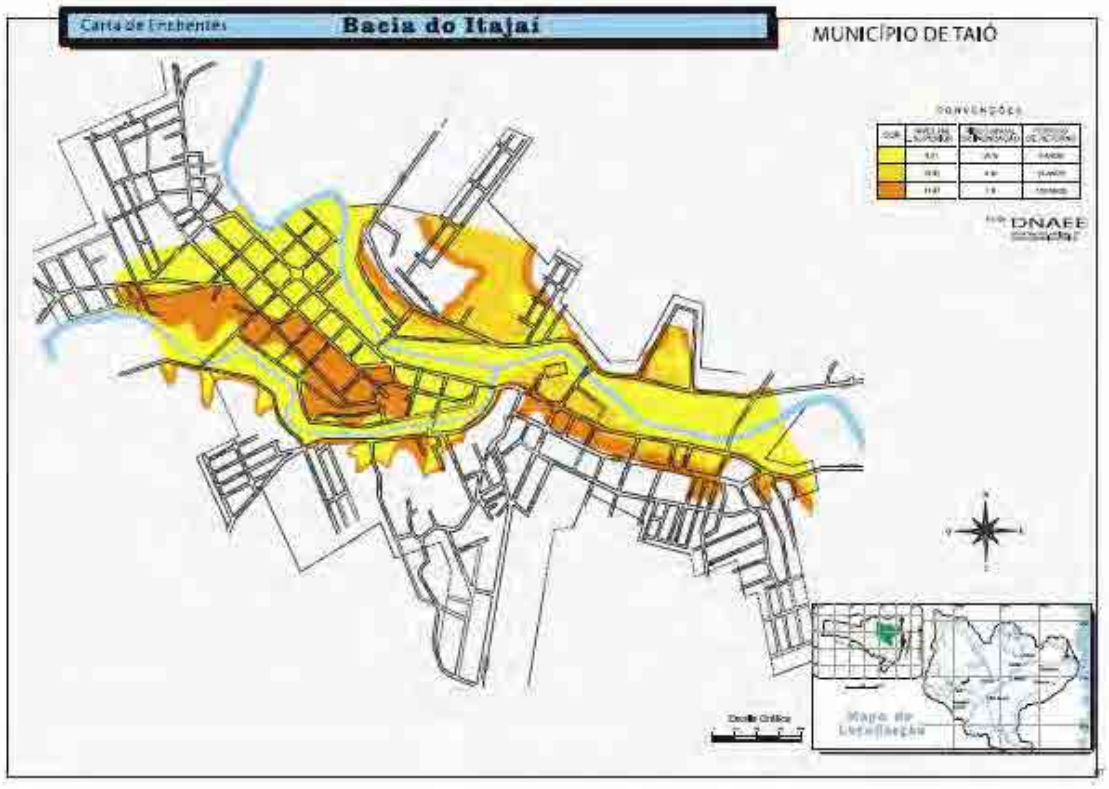


Figure 3.2.1 Estimativa de área de Enchente na Cidade de Taió

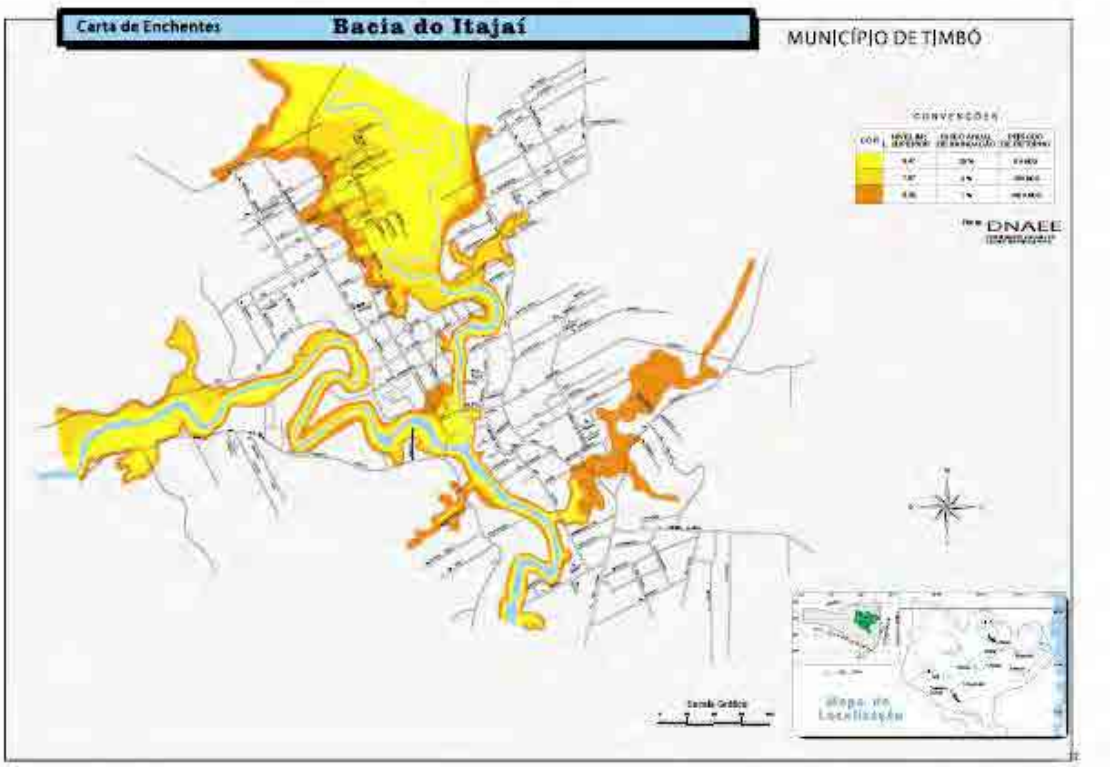


Figure 3.2.2 Estimativa de área de enchente na Cidade de Timbo

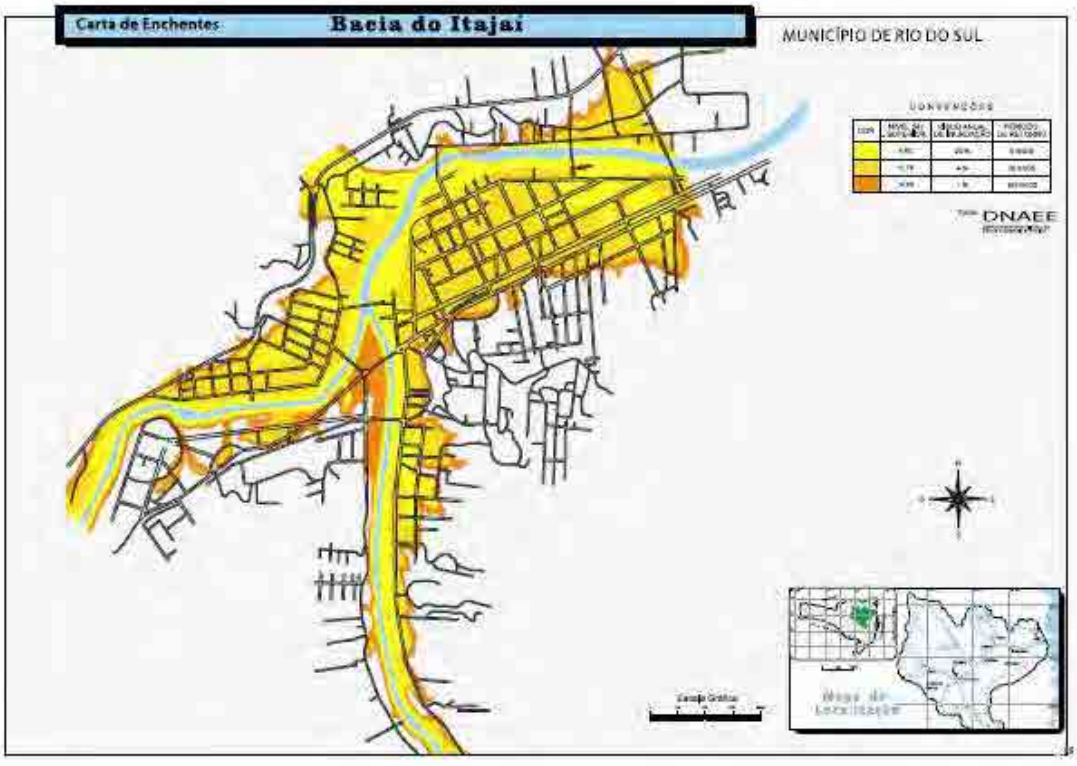


Figure 3.2.3 Estimativa de área de enchente na cidade de Rio do Sul

Os resultados de estimativas foram os seguintes:

Tabela 3.2.3 Beneficio pela mitigação de enchentes

Cidade	Numero de Residências	Numero de residências afetadas（Estimado）			
		5anos	10 anos	25 anos	50 anos
Taió （presente）	2.541	250	300	400	500
Taió （com projeto）		-	-	400	500
Timbó (presente)	8.297	150	200	250	300
Timbó （com projeto）		-	-	250	300
Rio do Sul	15.504	100	500	1.000	1.500
Rio do Sul (com projeto)		50	480	1.000	1.500
Total		500	1.000	1.650	2.300
Com projeto		50	480	1.650	2.300
Efeito do projeto		450	520	0	0
Dano de enchente（R$1,000）		9.000	10.400	0	0
Beneficio anual esperado（R$1,000）		3,600	970	0	0
Total de beneficio esperado（R$1,000）					4.570

Fonte: Equipe de estudos da JICA

O valor de desastre foi estimado, pressupondo R$ 20.0000,00 o valor do desastre para cada residência afetada. Os números de residências afetadas pelas enchentes foram calculadas para cada ano de segurança de enchente, utilizando-se os relatórios existentes neste tema.

(3) Beneficio pela Mitigação de desastre de enchente na Cidade de Itajaí Mirim.

No caso da cidade de Itajaí, utilizando-se mapas topográficas detalhadas em escala de 1/2.000, oalcance de danos causadas pelas enchentes de Itajai Mirim para cada ano de segurança foram avaliados como as seguintes:.

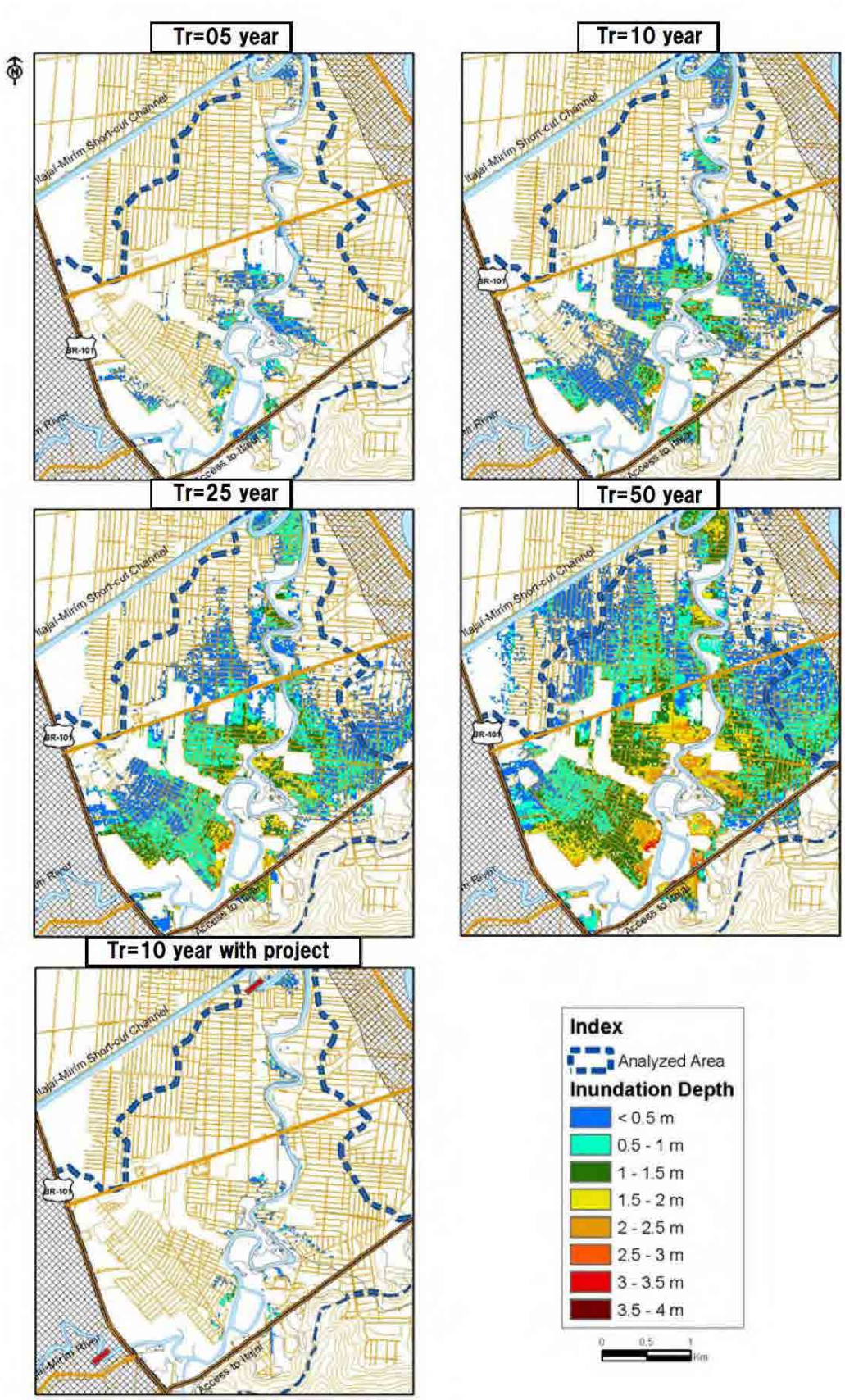


Figura 3.2.4 Situação atual de área de alagamento devido ao enchente de Itajai Mirim na Cidade de Itajai

O benefício anual foi estimado, assumindo-se que o valor de casa afetados pela enchente é de R$ 100.000,00 e taxas de dano devido a enchente é de 20% com uma profundidade de inundação mais que 0.5m e 5% para menos que 0.5m. Considerou-se que a instalação de duas comportas é esperado proteger a enchente de recorrencia de 10 anos. O benefício média anual esperado de dano a edificação foi calculado como segue:

Tabela 3.2.4 Beneficio caluculado das edificações pela Instalação de Comporta no Cidade de Itajaí

		5 anos	10 anos	25 anos	50 anos
Numero de Casas Afetadas	< 0,5 m	512	1.552	1.632	1.596
	> 0,5 m	232	940	2.637	3.911
	Subtotal	744	2.492	4.269	5.506
Danos (R$ 1,000)	< 0,5 m	2.562	7.759	8.161	7.978
	> 0,5 m	4.633	18.795	52.732	78.214
	Subtotal	7.196	26.555	60.894	86.193
Mitigação de danos média anual (R$ 1000)		2.878	1.688	2.623	1.471
Total do valor médio anual de mitigação de danos (R$ 1000)			4.566	7.189	8.660

Fonte: Equipe de estudos da JICA

Além do anterior, a perda econômica no setor de serviços devido a desastre de enchente no Itajai Mirim foi calculado baseado na diminuição de ICMS em Itajai City que assume que 20% do número total de companhias existentes ficam situados em uma área de beneficiário e ser protegido através de instalação de comporta (veja subseção 2.2.2).

O dano econômico pela enchente foi estimada pelos dados existentes no numero de empresas dentro da área de beneficio pela instalação de comporta, em base ao dados econômico da cidade contabilizada pelo cifra de ICMS. A área de beneficio são as áreas protegidas desde enchentes pelas comportas. O resultados de estimativas são:

Tabela 3.2.5 Beneficio pela mitigação da perda econômica na cidade de Itajaí

		5 anos	10 anos	25 anos	50 anos
ICMS (R$ milhão)	Decréscimo do ICMS	7,9	12,9	24,5	39,9
	Decréscimo Econômico	79,0	129,0	245,0	399,0
Mitigação de danos média anual (R$ milhão)		31,6	10,4	11,2	6,4
Total do valor médio anual de mitigação de danos (R$ milhão)			42,0	53,2	59,7

Fonte: Equipe de estudos da JICA

(4) Beneficio pelas medidas de escorregamentos

O beneficio pelas medidas de escorregamento foram contabilizadas com os efeitos econômicos nas 13 localidades de alto risco de escorregamentos.

Tabel 3.2.6 Benéfico pelas medidas para escorregamentos

No.ordem de prioridade	Site	Potencial perda anual (R$ x 10^3/ano)	Custo Total (direto e indireto) (R$ x 10^3)	Beneficio: Diminuição do potencial de perda anual (R$ x 10^3/ano)
1	Road SC 302 Taio-Passo Manso-5	1.255	551	1.062
2	Road SC470 Gaspar River Bank	1.095	2.810	581
3	Blumenau -Av Pres Castelo Branco	1.021	3.883	654
4	Road SC418 Blumenau - Pomerode	989	2.522	841
5	Road SC474 Blumenau-Massaranduba 2	907	5.077	641
6	Road Gaspar - Luiz Alves, Gaspar 9	774	4.664	653
7	Road Gaspar - Luiz Alves, Luiz Alves 6	700	1.974	591
8	Road SC470 Gaspar Bypass	689	3.772	402

No.ordem de prioridade	Site	Potencial perda anual (R$ x 10^3/ano)	Custo Total (direto e indireto) (R$ x 10^3)	Beneficio: Diminuição do potencial de perda anual (R$ x 10^3/ano)
9	Road SC477 Benedito Novo - Doutor Pedrinho 1	680	1.399	575
10	Road SC418 Pomerode- Jaragua do Sul 1	651	1.187	553
11	Road Gaspar - Luiz Alves, Luiz Alves 4	629	5.078	532
12	Road SC474 Blumenau - Massaranduba 1	601	702	425
13	Road SC 302 Taio - Passo Manso 4	526	1.599	446
Total of the 13 risk sites		10.516	35.219	35.219

Fonte: Equipe da JICA

(5) Beneficio pelo sistema de alarme/alerta

O beneficio pela instalação do sistema de alarme/alerta de enchentes, escorregamentos e enxurradas podem ser estimado abaixo, de acordo com o dados de desastre ocorrido novembro de 2008:

Tabela 3.2.7 Desastres com perdas de recursos humanos - novembro/2008

	Feridos	Mortos
2008/11Enchente	4.637	89
Com projeto	-	-

Fonte：AVADAMs enviados pelos municípios á Defesa Civil de Santa Catarina, nos dias 24 e 25 de novembro de 2008.

Mas, neste estudo, não foram contabilizadas os valores causados pelos desastres.

3.3 Avaliação do Projeto

3.3.1 Fluxo de Caixa

O Fluxo de caixa do projeto é seguinte;

Tabela 3.3.1 Fluxo de Caixa do Projeto proposto no Estudo de Viabilidade

Unit (R$ million)

Year	Costo	Maintenance Costo	Costo Total	Beneficio	Balance
1	2.5	0.0	2.5	0.0	-2.5
2	14.5	0.0	14.5	0.0	-14.5
3	16.0	0.0	16.0	0.0	-16.0
4	34.8	0.0	34.8	0.0	-34.8
5	16.0	0.0	16.0	0.0	-16.0
6		4.2	4.2	30.5	26.4
7		4.2	4.2	30.5	26.4
8		4.2	4.2	30.5	26.4
9		4.2	4.2	30.5	26.4
10		4.2	4.2	30.5	26.4
11		4.2	4.2	30.5	26.4
12		4.2	4.2	30.5	26.4
13		4.2	4.2	30.5	26.4
14		4.2	4.2	30.5	26.4
15		4.2	4.2	30.5	26.4
16		4.2	4.2	30.5	26.4
17		4.2	4.2	30.5	26.4
18		4.2	4.2	30.5	26.4
19		4.2	4.2	30.5	26.4
20		4.2	4.2	30.5	26.4
21		4.2	4.2	30.5	26.4
22		4.2	4.2	30.5	26.4
23		4.2	4.2	30.5	26.4
24		4.2	4.2	30.5	26.4
25		4.2	4.2	30.5	26.4
26		4.2	4.2	30.5	26.4
27		4.2	4.2	30.5	26.4
28		4.2	4.2	30.5	26.4
29		4.2	4.2	30.5	26.4
30		4.2	4.2	30.5	26.4
31		4.2	4.2	30.5	26.4
32		4.2	4.2	30.5	26.4
33		4.2	4.2	30.5	26.4
34		4.2	4.2	30.5	26.4
35		4.2	4.2	30.5	26.4
36		4.2	4.2	30.5	26.4
37		4.2	4.2	30.5	26.4
38		4.2	4.2	30.5	26.4
39		4.2	4.2	30.5	26.4
40		4.2	4.2	30.5	26.4
41		4.2	4.2	30.5	26.4
42		4.2	4.2	30.5	26.4
43		4.2	4.2	30.5	26.4
44		4.2	4.2	30.5	26.4
45		4.2	4.2	30.5	26.4
46		4.2	4.2	30.5	26.4
47		4.2	4.2	30.5	26.4
48		4.2	4.2	30.5	26.4
49		4.2	4.2	30.5	26.4
50		4.2	4.2	30.5	26.4

3.3.2 Resultado da Avaliação Economica do Projeto

Abaixo o resultado da avaliação:

Tabela 3.3.2 Resultado da avaliação econômica

Indicado da Avaliação		Indicador
IRR		22,9 %
Taxa de desconto (6%)	B/C	3,03
	ENPV(R$ 10^6)	236,4
Taxa de desconto (10%)	B/C	2,19
	ENPV(R$ 10^6)	101,6
Taxa de desconto (12%)	B/C	1,89
	ENPV(R$ 10^6)	67,6

Fonte: Equipe de estudos da JICA

O resultado da avaliação econômica pelo indicador TIRE (Taxa Interna de Retorno Ecnomico), indica 23,9% na intervenção. Na relação de custo-benefício (B/C) com a taxa de desconto de 10%por ano, o indicador é de 2,3. Mas, com a taxa de desconto de 23% por ano, o indicador mostra baixa rentabilidade. Porém, a taxa de desconto de 23% por ano é considerado muito alto no cenário econômico atual do Brasil. Na relação do Valor Presente Líquido (VPLF), com a taxa de desconto de 23% por ano o resultado mostra-se positivo. Porém, tomando-se em consideração as últimas tendências de CDI, tendo variado entre 10% ao ano a 12% ao ano, a possibilidade de retornar a alta taxa é baixa. Ademais, se considerar as valorizações das terras com menor risco de desastre, a viabilidade econômica estaria melhorando bruscamente.

Porem, é necessário implementar gradualmente os projetos propostos no Plano Diretor, devido a estes projetos propostos formarem apenas uma parte do Plano Diretor.

3.4 Avaliação conjunta

Este Projeto, motivado pela enchente extraordinaria ocorrida em novembro de 2008, com a premissa de tomar medidas preventivas à enchente, foram foi forulado o Plano Diretor e foram selecionados os componentes prioritários que são avaliados neste Estudo.

A importância econômica da bacia é cada vez mais significativo dentro do cenário econômico do Estado, com tendências de novos investimentos. Assim como existem cenários de mais investimentos dentro da bacia, existe necessidade de assegurar as proteções dos bens instalados, através das intervenções mitigadoras de desastres. Cabe ressaltar que a atividade econômica na região da foz do Rio Itajaí teve 5 vezes de crescimento econômico (quintuplicado) nos 8 anos do período analisado (desde 1999 a 2008), significando que as necessidades de proteger a bacia