

CAPÍTULO 6 ANÁLISE DA VIABILIDADE 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

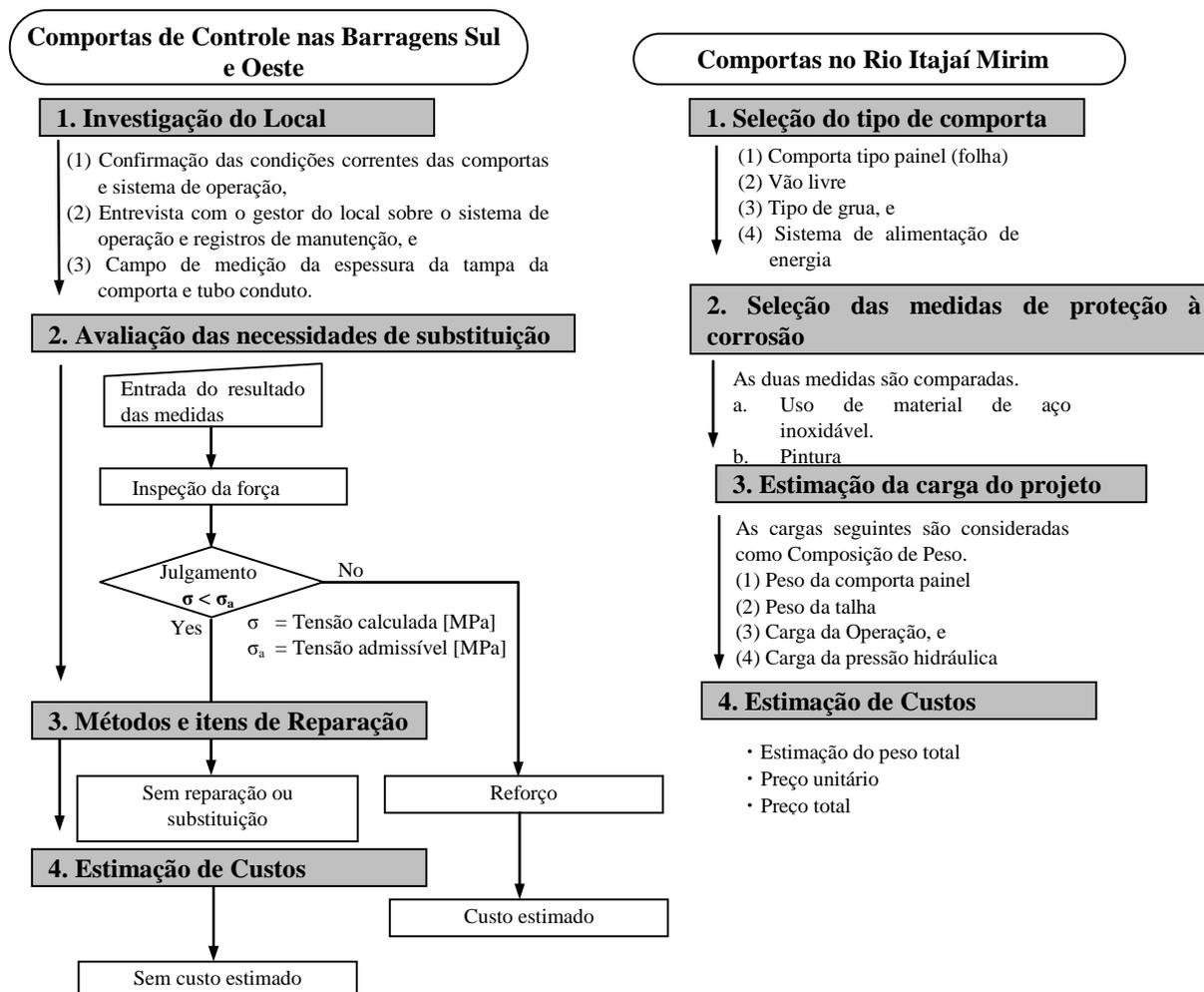
O conteúdo da análise está enumerado na tabela abaixo.

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		
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		

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 Cilindro	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	Barragem 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	<ul style="list-style-type: none"> • Vazamento de água foi observado no flange de todas as comportas • Water leakage was observed at the expansion joints of all gates.  <p>No.1 Comporta Deslizante</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Vazamento de água foi observado e os flanges e expansão e dilatação nas articulações de todas as comportas.  <p>No.4 Expansão Conjunta</p>
Vazamento de Óleo	<ul style="list-style-type: none"> • Nenhum vazamento de óleo foi observado na Unidade Hidráulica do Cilindro. 	<ul style="list-style-type: none"> • Nenhum vazamento de óleo foi observado na Unidade Hidráulica do Cilindro.

	 <p>Unidade Hidráulica</p>	 <p>Cilindro do No.5 Comporta deslizante</p>
<p>Sujeira</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Sujeira causada pelo vazamento de água foi observada em todas as comportas.  <p>Sujeira devido ao vazamento</p> <p>Poço No.5 Comporta Deslizante</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Nenhuma sujeira foi observada para todas as comportas porque os poços estavam cobertos com o vazamento de água.  <p>Vazamento de Água no poço (No.2 gate)</p>
<p>Damage</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Nenhum prejuízo foi observado nas comportas. 	<ul style="list-style-type: none"> • 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	<ul style="list-style-type: none"> Um operador é estacionado no período diurno. Não há dados para a mudança de operação noturna. 	<ul style="list-style-type: none"> 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.	<ul style="list-style-type: none"> Gerador de emergência está instalado. 
Energia de emergência	<ul style="list-style-type: none"> Quando o motor não está funcionando, o motor stand-by pode fornecer energia. 	<ul style="list-style-type: none"> 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	<ul style="list-style-type: none"> 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 	<ul style="list-style-type: none"> A revisão foi realizada em 1983. O procedimento utilizado na revisão foi o seguinte: <ol style="list-style-type: none"> 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.

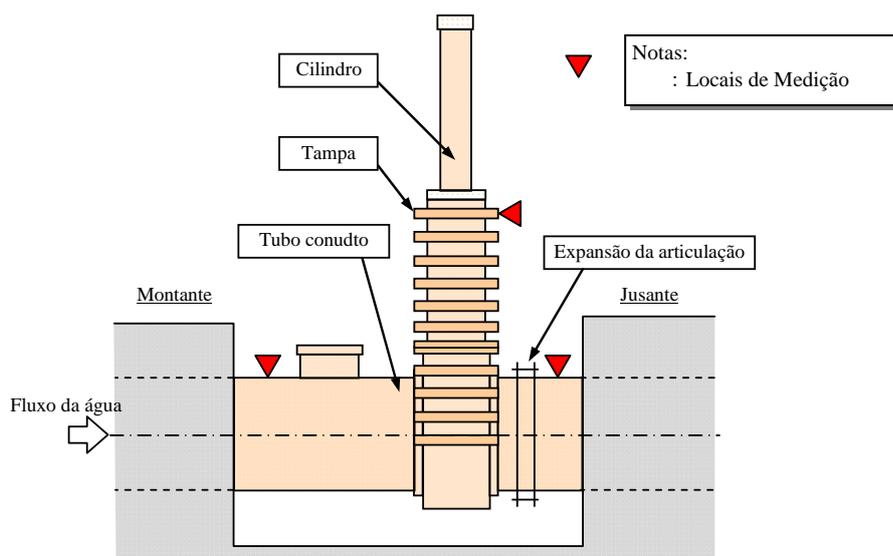
- a. Comporta No.2 na Barragem Oeste
- b. Comporta No.1 na Barragem Sul

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 Dimensões do contorno da Tampa
- b. Tubo conduto
 - 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 baseados 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)}	Coefficiente ^{*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 admissíveis]

*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

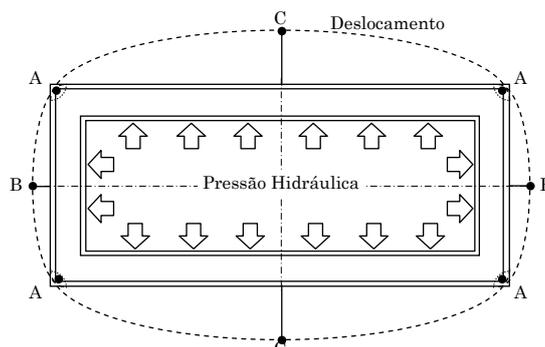
CCE1: Nível normal de água + Pressão dinâmica da água durante o terremoto

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 $\sigma < \sigma_a$
			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 Cálculo (Tubo conduto)

Barragem	Posição	Cálculo de CASE	σ (Tensão calculada) [MPa]		σ_a (Tensão Admissível) [MPa]	Julgamento $\sigma < \sigma_a$
			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 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 ser esgotado 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 necessários 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 estimativa 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:

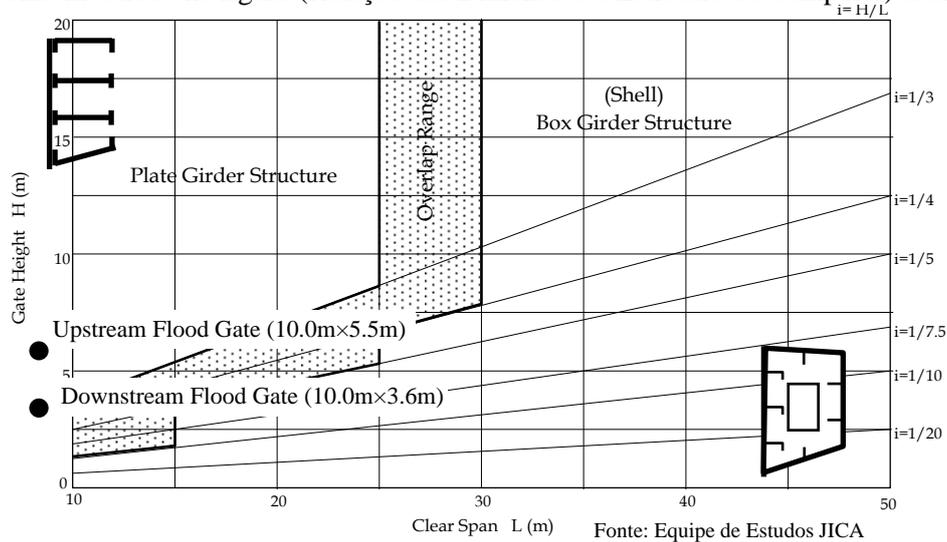
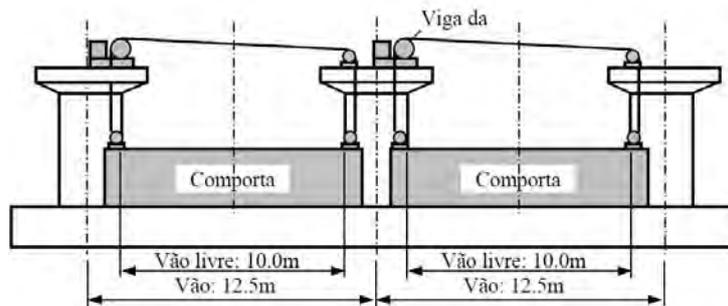


Figura 6.3.1 Relação das Dimensões e Estrutura da Comporta

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 $1/2.78$, 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.



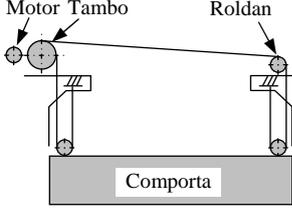
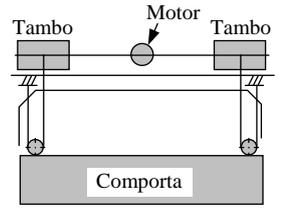
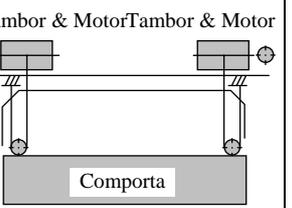
Fonte: Equipe de Estudos JICA

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.

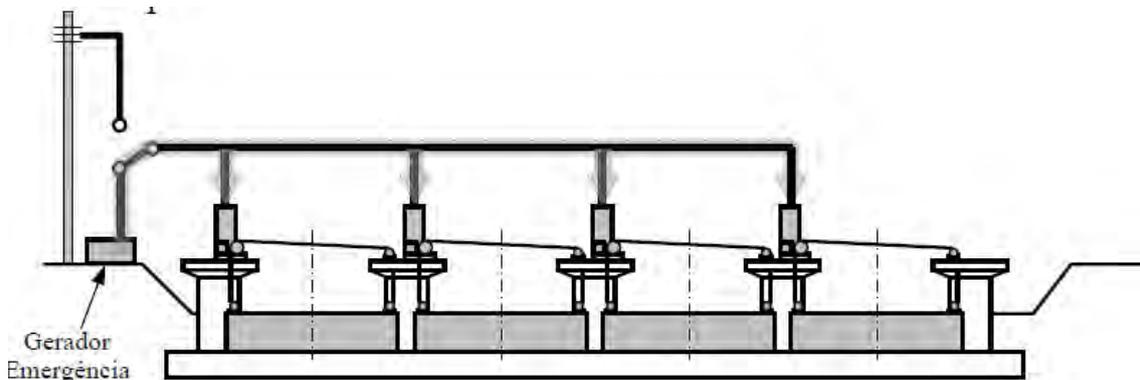
Tabela 6.3.2 Tipo de Guincho

Tipo	1M-1D	1M-2D	2M-2D
Vão livre aplicável	10m ~ 30m	5m ~ 15m	20m ~
Layout	 <p>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.</p>	 <p>Drums on both gateposts are connected with the shaft. Main machine is arranged at the center of hoist or on the one gatepost.</p>	 <p>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.</p>

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

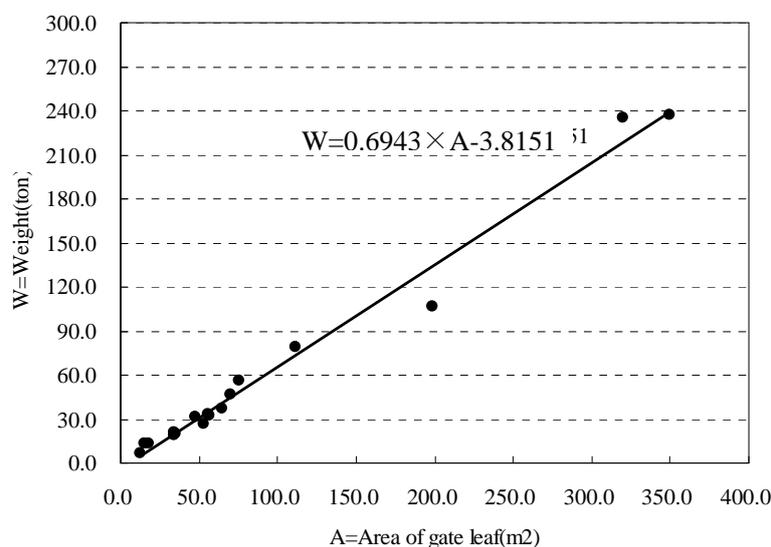
Notas: O preço unitário no Brasil dependeu da HISA pesquisa de audiência (Maio, 2011).

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 (m²)

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

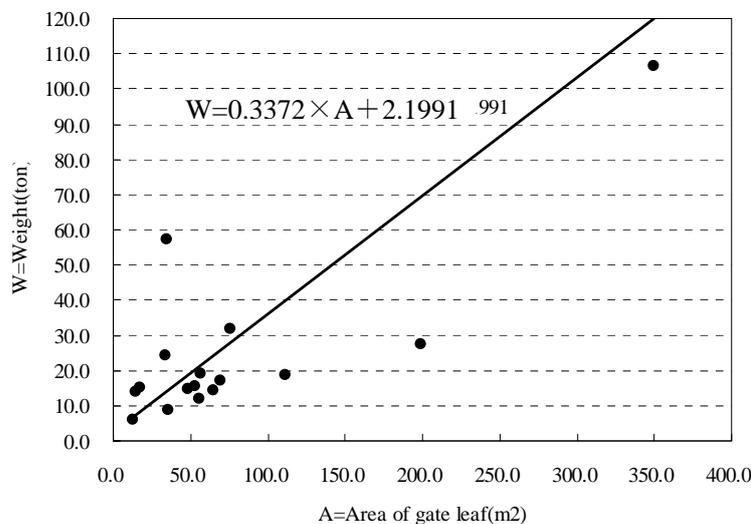
Notas: A altura da escala é para a escala de probabilidade de 50 anos.

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 entre 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 (m²)

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

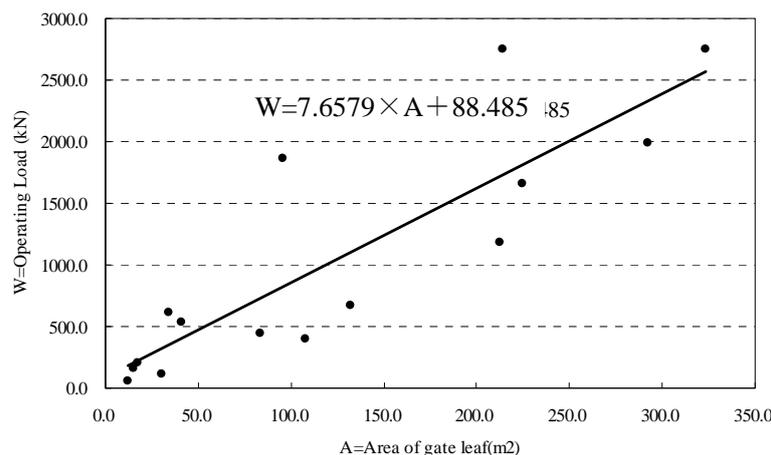
Comporta	Vão livre (m)	Altura da Comporta (m)*	Área (m ²)	Peso (ton)	Peso (kN)
Comporta de enchente à montante	10.0	5.5	55.0	22.8	223.7
Comporta de Enchente à jusante	10.0	3.6	36.0	15.8	155.0

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 Paniel

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 paniel (m²)

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)

W₀: Gravidade específica da água (kN/m³)

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.

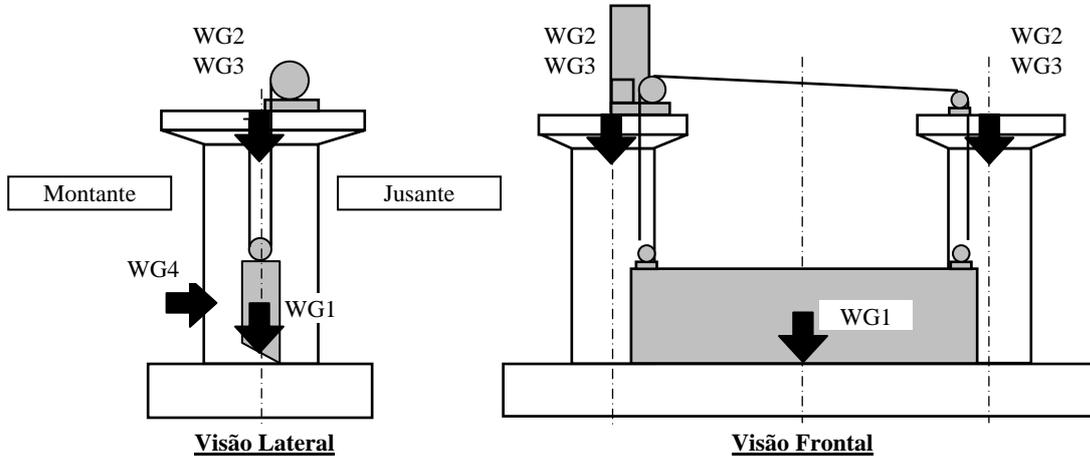


Figura 6.3.7 Design Loads Fonte: Equipe de Estudos JICA

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 entre o peso e a área de várias comportas no Japão, como mostra a Figura 6.3.8 abaixo.

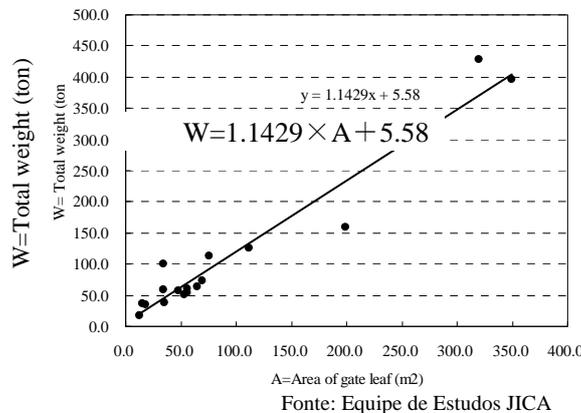


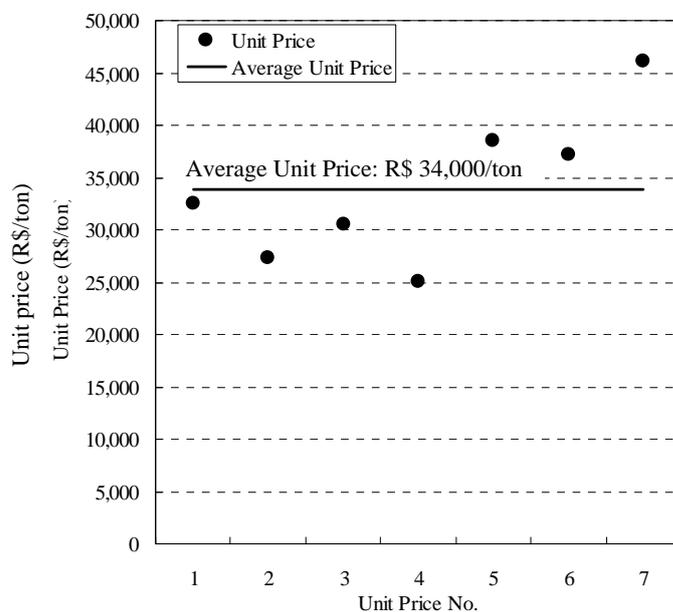
Figura 6.3.8 Relação entre o Peso Total da Comporta e a Área da Comporta Painel

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 Painei (m²)

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

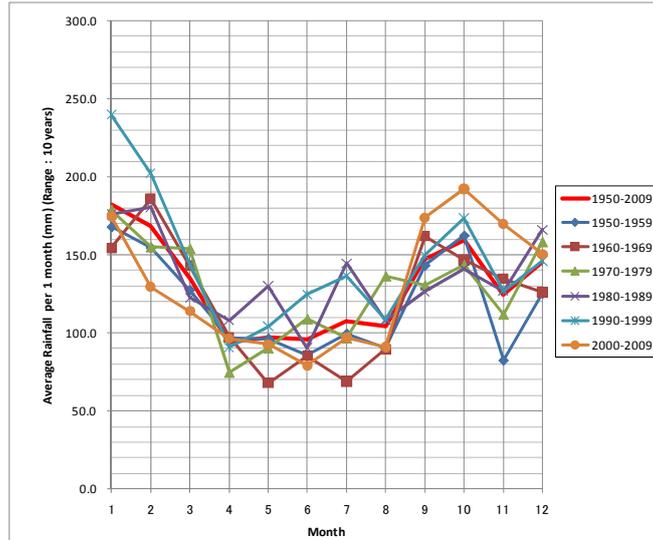
No Brasil, são trabalhadas 44 horas por semana, sendo o oito (8) o número típico de horas trabalhadas por dia. Feriados e finais de semana não são incluídos. Os dias de trabalho por mês são 20 dias calculados utilizando a equação abaixo, considerando 3 dias sem trabalho devido à chuva.

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

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.

$$Q = 0.667 \times 7 \times 1.7663 \times \sqrt{2 \cdot g \cdot (H - 340.05)}$$

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

where

H : spillway elevation (EL.360.00m)

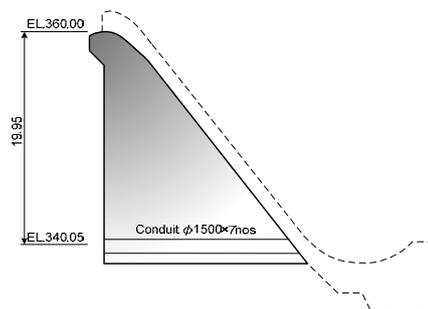
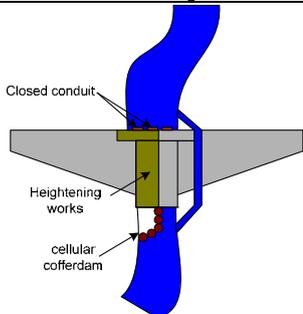
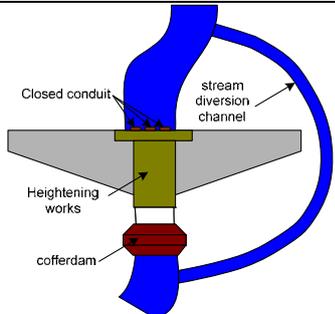


Figura 7.2.2 Imagem do Cálculo da Vazão de Projeto

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	 <p>O espaço da obra é dividido em duas partes alternadas.</p>	 <p>O túnel é aberto no mesmo tamanho do conduto. Durante a construção, o túnel é utilizado como caminho da água.</p>
Dimensões	Encaixadeira celular $\phi 8,5$, $h=8,5$ x 3 conjuntos x 2 vezes $\phi 6,0$, $h=6,0$ x 9 conjuntos x 2 vezes Canal de desvio da corrente $B=12m \times 3m$	Túnel em forma de cavalo $\phi 6,0m$, $i=1/200$, $C=200m$
Duração da construção	curta	longa
Custo da construção	$R\$2,9 \times 10^6$	$R\$7,7 \times 10^6$
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 $= 117 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q = 163 - \frac{163}{7} \times 2 = 116,4 \Rightarrow 117 \text{ m}^3 / \text{s}$$

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.

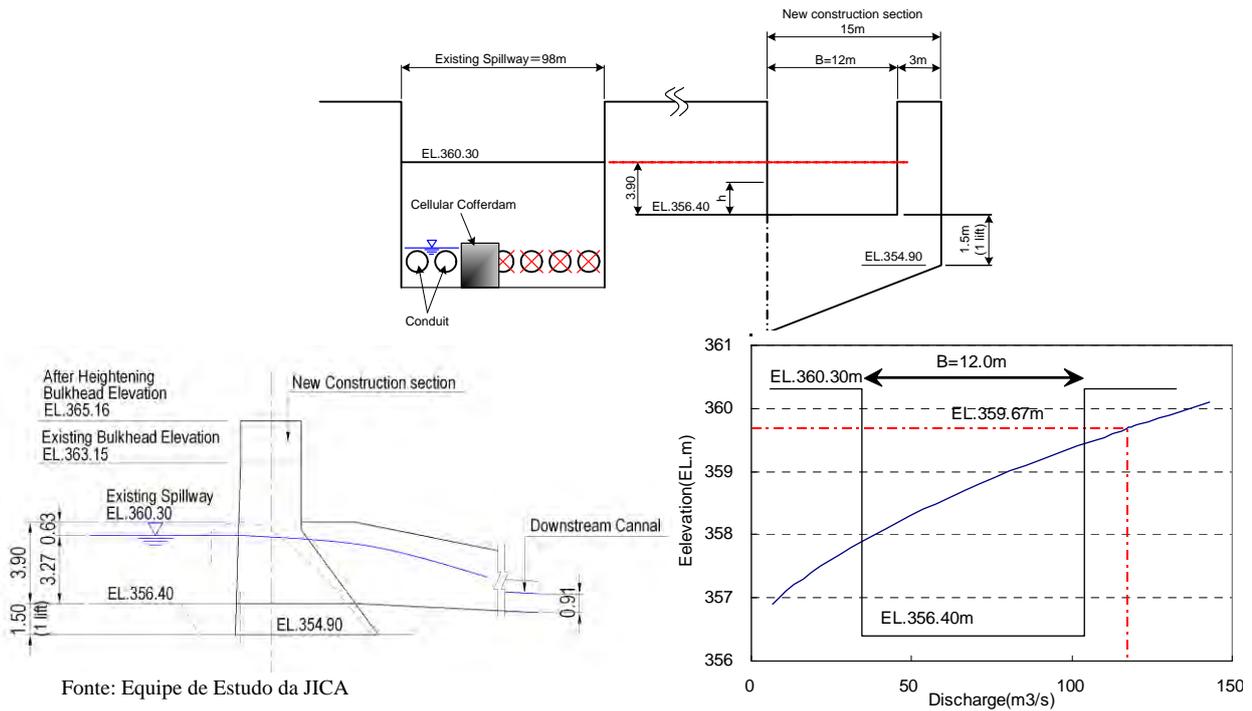


Figura 7.2.3 Escala da Escavação da Asa do Corpo da Barragem

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.

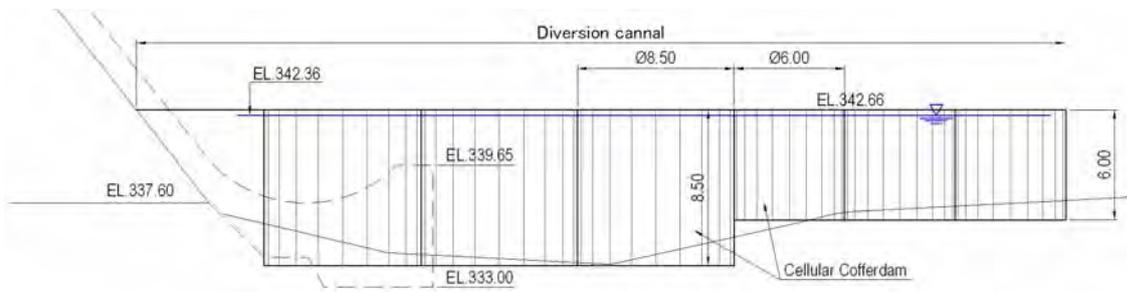


Fonte: Escritório da obra de construção da barragem de MLIT tsugaru

Figura 7.2.4 Exemplo de Construção de uma Ensecadeira Celular

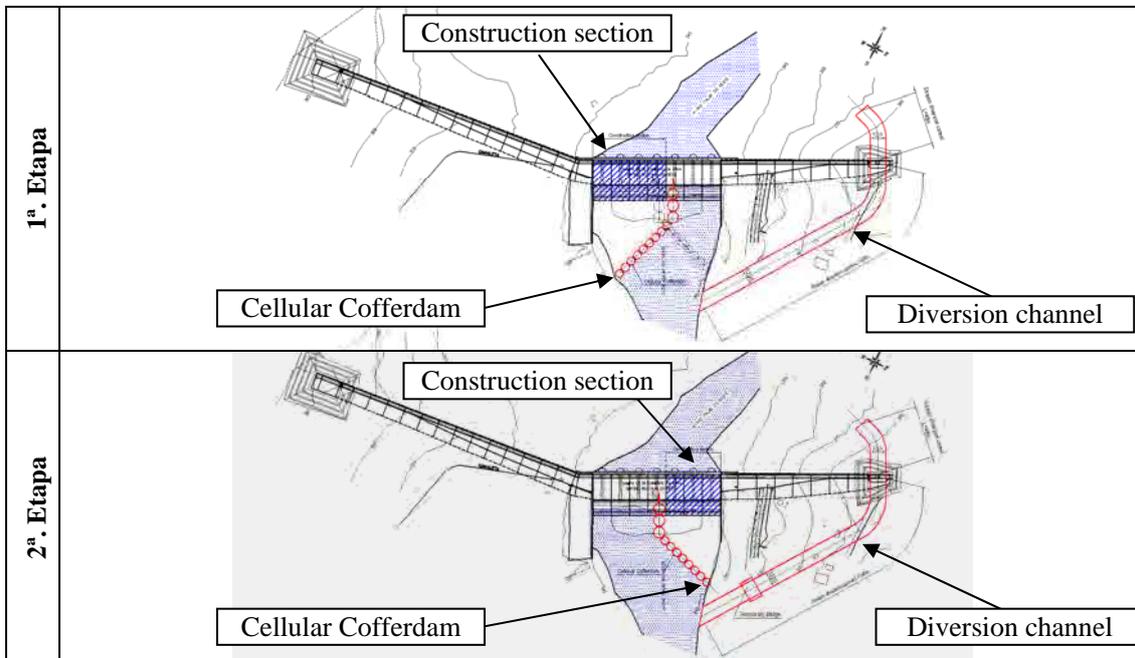
5) Projeto da Ensecadeira

O nível de água da vazão de projeto de 163 m³/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 6,0-9 unidades. A figura abaixo mostra o layout e a seção.



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 7.2.5 Seção Típica da Ensecadeira Celular

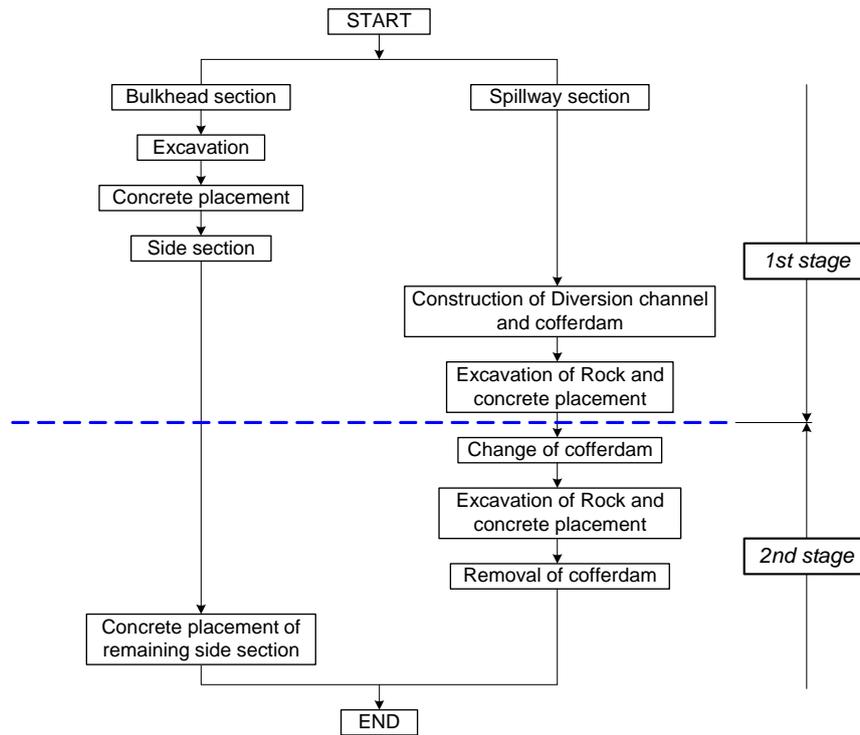


Fonte: Equipe de Estudo da JICA

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.



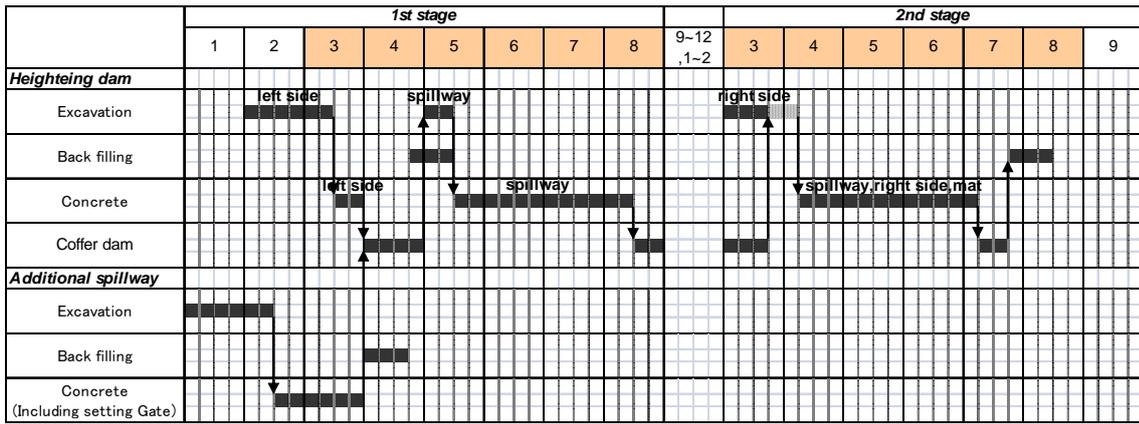
Fonte: Equipe de Estudo da JICA

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 x2 set	30.2	1.5 backhoe-0.8m3
	rock	m3	825	63 x2 set	6.5	0.3 excavator(breaker)
backfilling		m3	5,200	410 x1 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 x2 set	15.2	0.8 backhoe-0.8m3
	rock	m3	825	63 x2 set	6.5	0.3 excavator(breaker)
backfilling		m3	10,000	410 x2 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.

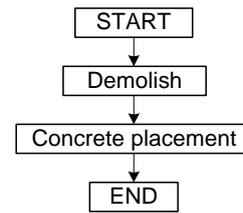
- Em comparação à barragem Oeste, a capacidade de vazão do conduto não muda.
- A duração da construção é curta e apenas é necessário executar o material em concreto. Portanto, há pouco risco de cheia.

1) Procedimentos e Área da Construção

Os Procedimentos são os seguintes.

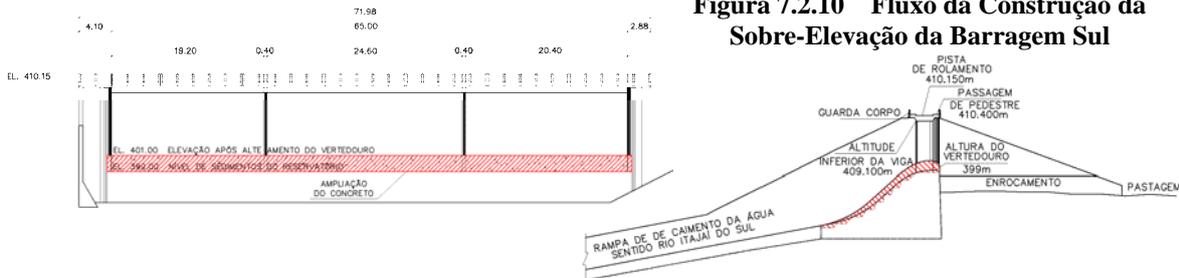
A área de reforço é mostrada a seguir.

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



Source: JICA survey team

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



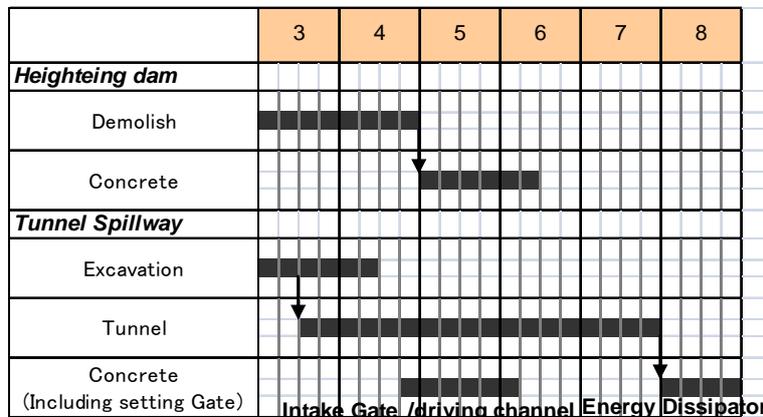
Fonte: Equipe de Estudo da JICA

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 x5 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 m³/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.

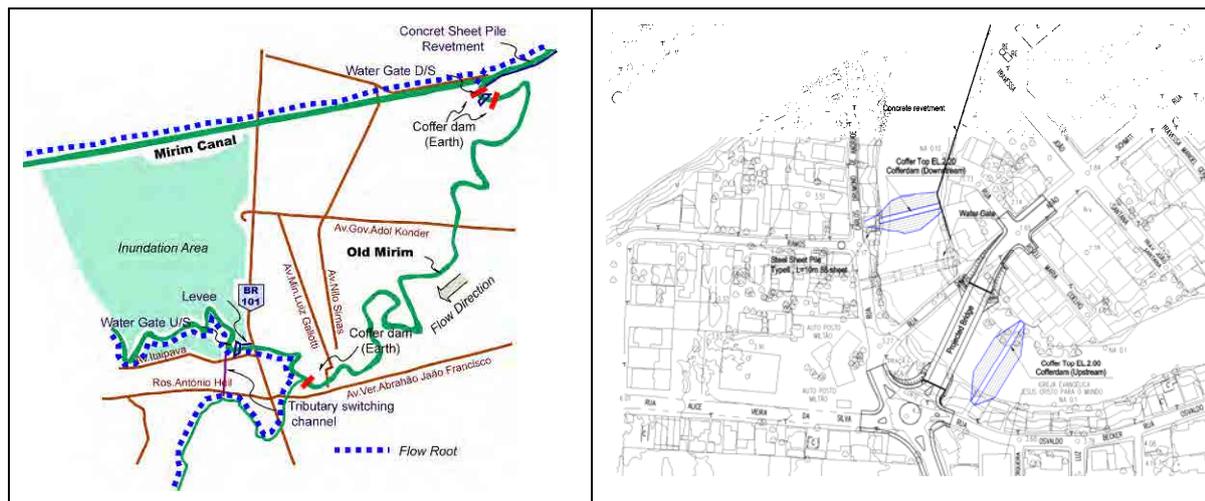
- A elevação da altura da ensecadeira está definida no nível da água, que é menor do que a cheia de 10 anos no Rio Itajaí.
- A drenagem do escoamento da área de captação original é virada para o lado à montante da comporta.
- O tributário do Rio Mirim Velho é virado para o lado da comporta à montante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

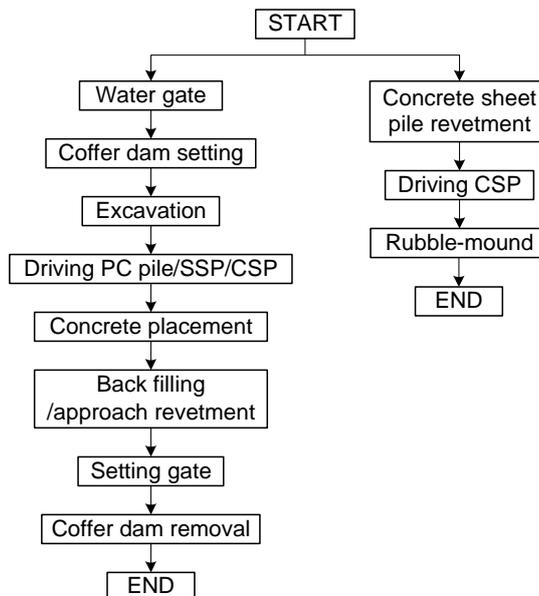


Fonte: Equipe de Estudo da JICA

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

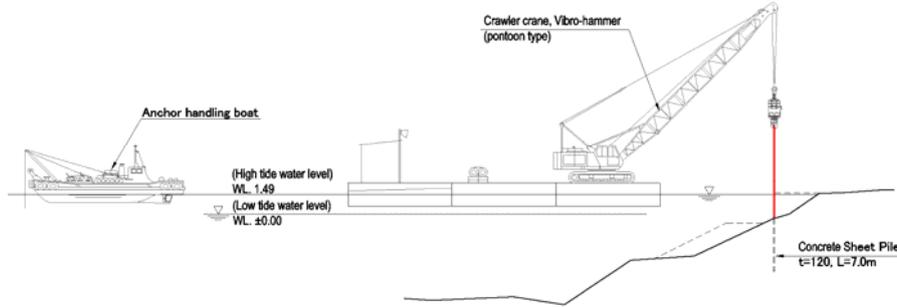
Fonte: Equipe de Estudo da JICA

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.

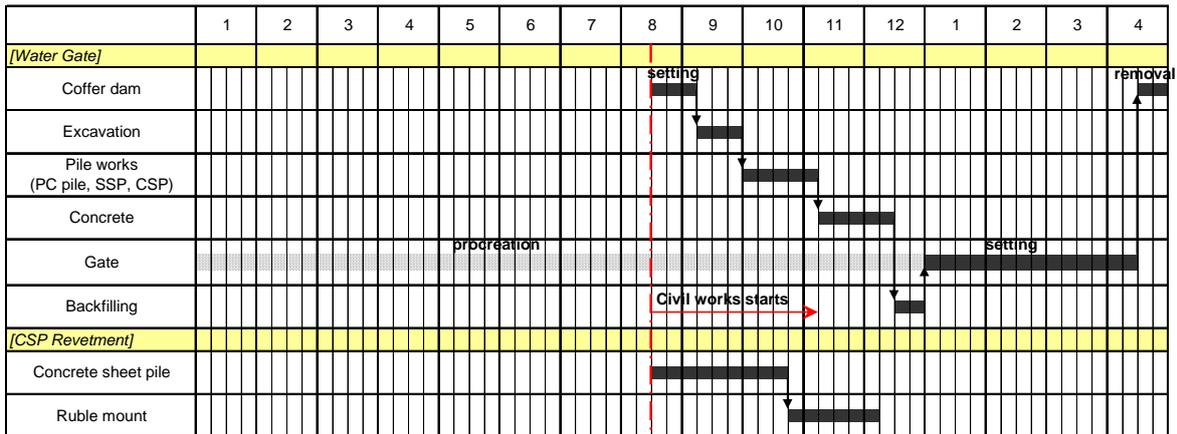


Fonte: Equipe de Estudo da JICA

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 x2 set	13.9	0.7	backhoe-0.8m3
coffer dam removal	m3	6,100	260 x2 set	11.7	0.6	clasmshell-0.8m3
excavation soil	m3	3,600	220 x1 set	16.4	0.8	backhoe-0.8m3
PC pile φ300,400	nos	130	6.1 x1 set	21.3	1.1	driving
SSP type2,L=2m	sheet	110	56 x1 set	2.0	0.1	driving
CSP L=10m	sheet	80	29 x1 set	2.8	0.1	driving
backfilling	m3	650	61 x1 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 x1 set	42.9	2.1	driving
Rubble mount	m3	2,800	76 x1 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

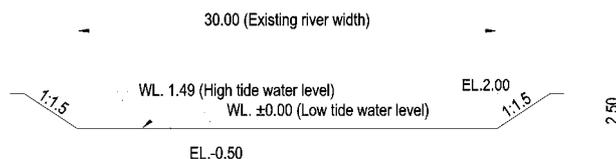
2) Definição do canal de desvio / ensecadeira

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

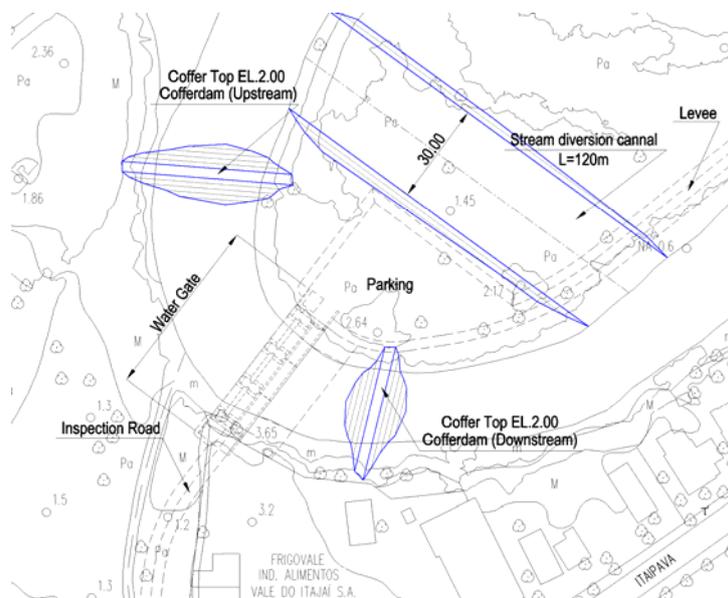
Canal de Desvio		Obs.
Elevação do fundo	EL.-5,0 m	Nível de água na maré baixa -0,50
Elevação do topo	EL.2,0 m	Atual elevação do solo
Largura do Canal de Desvio	30,0m	Atual largura do rio
Ensecadeira		Obs.
Elevação do Topo	EL.2,0 m	Elevação mínima do solo da área do entorno

Fonte: Equipe de Estudo da JICA



Fonte: Equipe de Estudo da JICA

Figura 7.2.16 Seção do Canal de Desvio

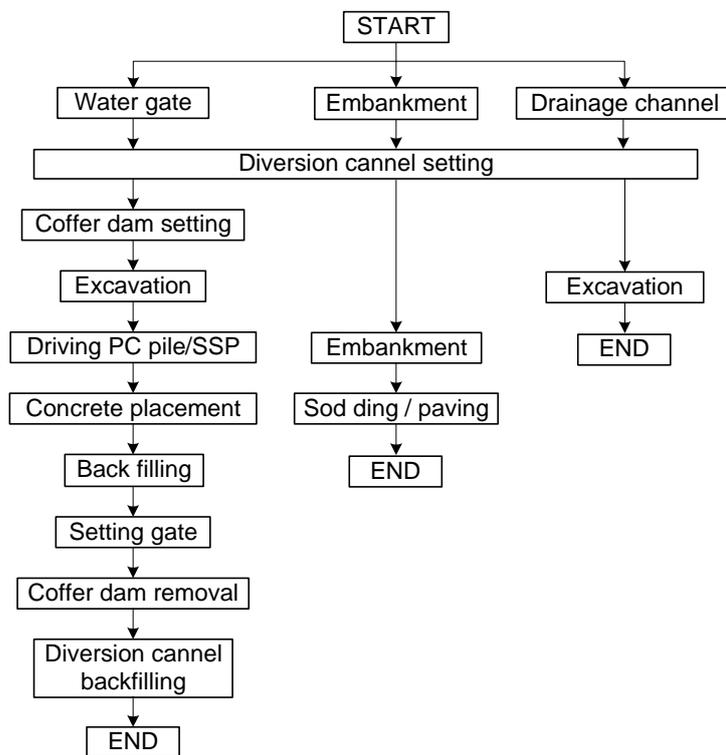


Fonte: Equipe de Estudo da JICA

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

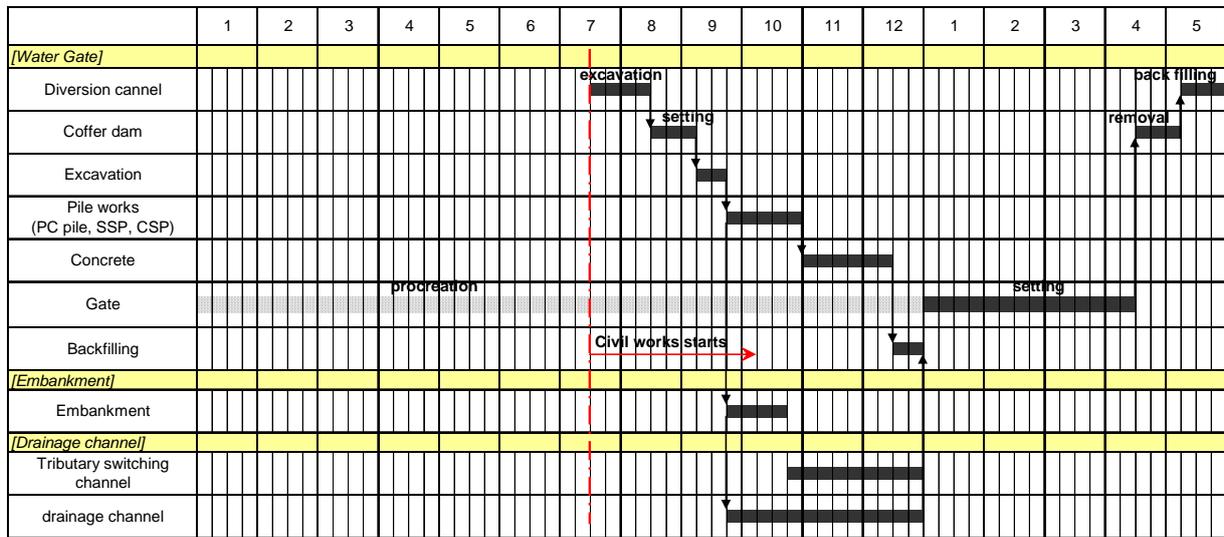
Figura 7.2.19 Fluxo da Construção da Comporta à Montante

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

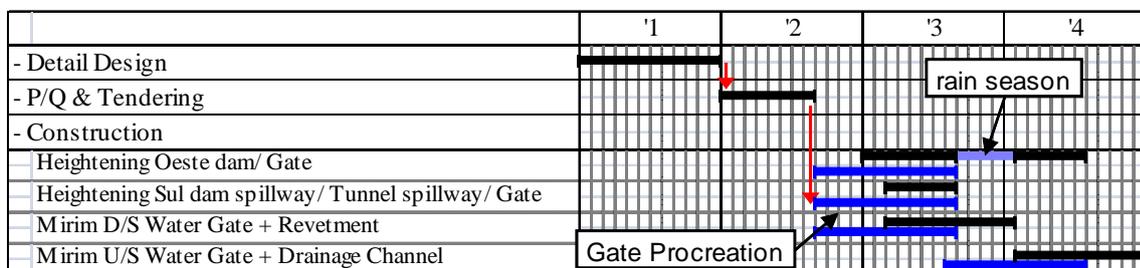
Tabela 7.2.9 Capacidade Operacional

	unit	[1] quantity	[2] capacity	[3]workable days	[4] month [3]/20	Remarks
[Left side]						
excavation	soil	m3	13,300	220 x2 set	30.2	1.5 backhoe-0.8m3
	rock	m3	825	63 x2 set	6.5	0.3 excavator(breaker)
backfilling		m3	5,200	410 x1 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 x2 set	15.2	0.8 backhoe-0.8m3
	rock	m3	825	63 x2 set	6.5	0.3 excavator(breaker)
backfilling		m3	10,000	410 x2 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 x6 set	29.5	1.5 backhoe-0.8m3
backfilling		m3	10,000	410 x2 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 Batch 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 Tunnel (2R Type)	2R=5m	m	430
Road Works			
Macadam Pavement (Crushed Stones(10-40))	T=100	m ²	---
Super Structure (Including handrail, paving, etc)		m ²	---
General Road(including paving)	width=8m,h=3m	m	1,500
Road Bridge (Including Substructure, ancillary works)		m ²	160
Other Works			
Main works * 30%			
Temporary Work			
Cofferdam (Excavation Common / Dredging As Temporary Works)		m ³	---
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)	m ³	4,800	3,600
Excavation (Rock)	(DMT up to 5km)	m ³	---	---
Back Filling, Selected Materials	(DMT up to 5km)	m ³	1,600	650
Embankment, Selected Materials	(DMT up to 5km)	m ³	7,400	---
Concrete Works				
Concrete (including Batch plant, Scaffold, etc)	fck=16Mpa	m ³	---	---
Concrete (including Form, Scaffold, etc)	fck=25Mpa	m ³	2,150	1,300
Reinforcing 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/m ²	m ²	320	370
Revetment Works				
Driving and Furnishing Concrete Sheet Pile (Inc. head cover)		m ²	---	400
Driving and Furnishing Concrete Sheet Pile on the Water (Inc. head cover)		m ²	---	5,400
Gabion Box (including geotextile)		m ³	---	140
Sodding		m ²	3,000	200
Rubble-mound		m ³	---	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	m ²	300	---
Super Structure (Including handrail, paving, etc)		m ²	165	---
Temporary Work				
Cofferdam (Excavation Common / Dredging As Temporary Works)		m ³	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 m².
- 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 (m³), enchimento (m³), concreto (m³), ferragem de reforço (ton), estaca-prancha de aço/concreto (m, m²) 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\$)
<u>OBRAS DE TERRAPLENAGEM</u>			
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
<u>OBRAS DE CONCRETO</u>			

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
<u>OBRAS DE SUB-ESTRUTURA</u>			
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 ϕ 400, C=10,0m	unidade	2.000
C5	Fixação e Fornecimento de Estacas Pré-moldadas de Concreto ϕ 300, C=11,0m	unidade	1.640
C6	Fixação e Fornecimento de Estacas Pré-moldadas de Concreto ϕ 400, C=27,0m	unidade	5.500
C7	Fixação e Fornecimento de Estacas Pré-moldadas de Concreto ϕ 300, C=27,0m	unidade	4.000
C8	Blocos de Concreto (Produção, custo de instalação peso = 0,5t/m ²)	m ²	300
<u>OBRAS DE REVESTIMENTO</u>			
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
<u>OBRAS DO CANAL DE DRENAGEM</u>			
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
<u>OBRAS VIÁRIAS</u>			
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
<u>OBRAS METÁLICAS</u>			
G1	Comporta	t	40.800
<u>OBRAS TEMPORÁRIAS</u>			
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, ϕ 8,5, h=8,5	conjunto	113.000
H4	Ensecadeira Celular, ϕ 6,0, h=6,0	conjunto	43.000
H5	Ensecadeira Celular (apenas movimentação), ϕ 8,5, h8,5	conjunto	56.500
H6	Ensecadeira Celular (apenas movimentação), ϕ 6,0, 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
<u>Tunnel Works</u>			
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/m² (Variação:R\$ 0,43~2,0/m²)

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)

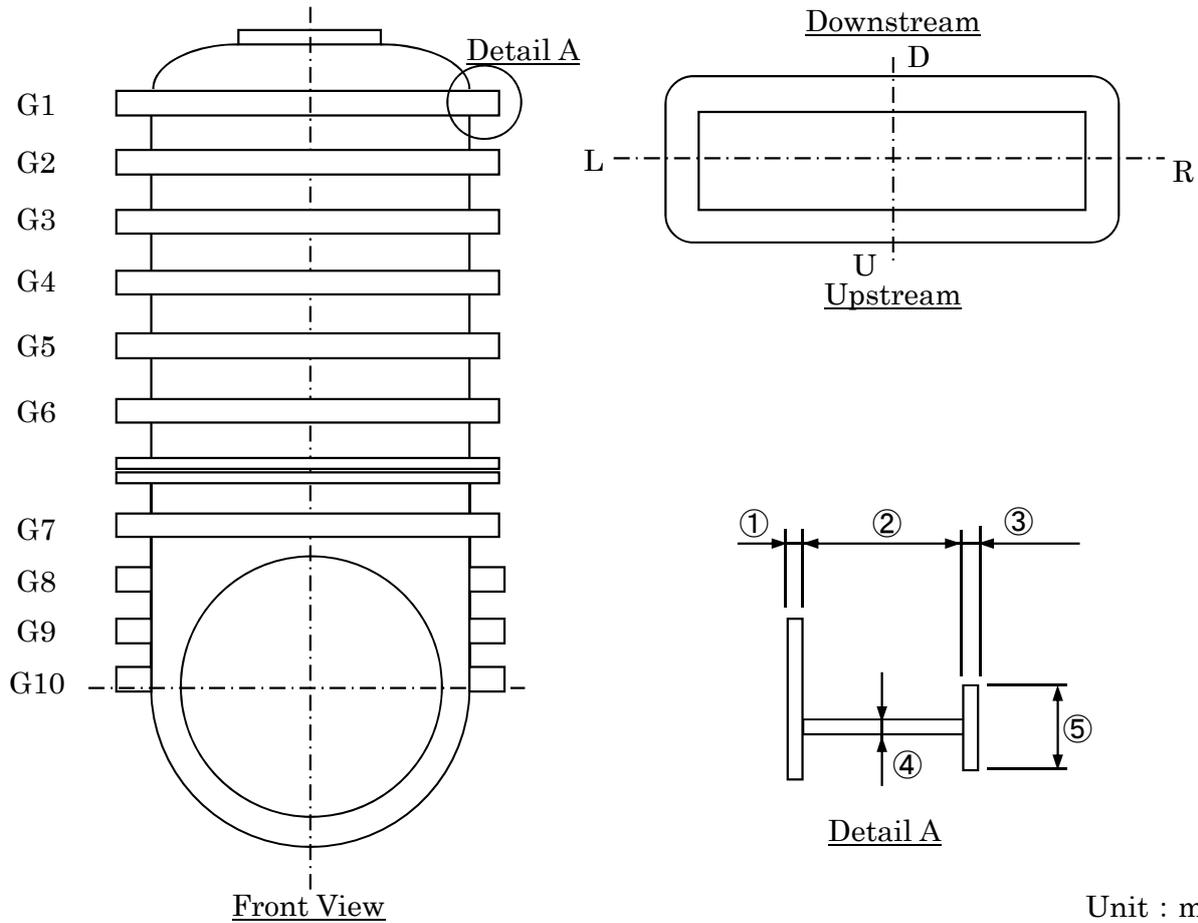
	Unit	Oeste dam		Sul dam spillway		Water Gate U/S		Water Gate D/S		Revetment		Remarks
		Quantity	Amount	Quantity	Amount	Quantity	Amount	Quantity	Amount	Quantity	Amount	
Earth Works												
Excavation (Sand)	m ³	59,000	885,000	4,400	66,000	4,800	72,000	3,600	54,000			
Excavation (Rock)	m ³	1,650	165,000	500	50,000							
Back Filling Selected Materials	m ³	25,000	1,000,000			1,600	64,000	650	26,000	2,800	112,000	
Embankment Selected Materials	m ³					7,400	111,000					
Concrete Works												
Concrete (including Batch plant, Scaffold, etc)	m ³	12,500	9,125,000									
Concrete (including Form, Scaffold, etc)	m ³	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			
Dismantling of Existing Concrete Structure	m ³	250	155,000	800	432,000							
Consolidation Grout	m	380	475,000									
Substructure Work												
Driving and Furnishing Steel Sheet Pile Type II	sheet											
Driving and Furnishing Steel Sheet Pile Type II	sheet					115	161,000	110	121,000			
Driving and Furnishing Steel Sheet Pile Type II	sheet					128	384,000					
Driving and Furnishing Precast Pe Pile	nos							80	160,000			
Driving and Furnishing Precast Pe Pile	nos							50	82,000			
Driving and Furnishing Precast Pe Pile	nos					112	616,000					
Driving and Furnishing Precast Pe Pile	nos					48	192,000					
Driving and Furnishing Precast Pe Pile	nos					320	96,000	370	111,000			
Concrete Block (Production, Installation cost)	m ²											
Revetment Works												
Driving and Furnishing Concrete Sheet Pile (Including head cover)	m ²							400	144,000			
Driving and Furnishing Concrete Sheet Pile on the Water (Including head cover)	m ²									5,400	2,376,000	
Gabion Box (including geotextile)	m ³									140	40,600	
Sodding	m ²					3,000	6,000	200	400			
Rubble mound	m ³									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)	m			430	15,050,000							
Road Works												
Macadam Pavement (Crushed Stones(10-40))	m ²					300	6,000					
Super Structure (Including handrail, paving, etc)	m ²					165	231,000					
General Road (including paving)	m	1,500	2,355,000									
Road Bridge (Including Substructure, ancillary works)	m ²	160	480,000									
Other Works												
Main works * 30%			5,331,000		1,051,000		2,167,000		681,000		996,000	
Temporary Work												
Cofferdam Excavation Common (Dredging As Temporary Works)	m ³		1,617,000		1,960,000		939,000				432,000	(Minimum 10%)
Driving Steel Sheet Pile Type II	sheet					5,000	250,000	6,100	305,000			
Cellular Cofferdam	set	3	339,000			220	145,000	280	182,000			
Cellular Cofferdam	set	9	387,000									
Cellular Cofferdam (Only move)	set	3	171,000									
Stream Diversion Channel (B=30.0P=2.5)	set	8	172,000									
Temporary main works * 20% (dewatering, site cleaning, etc)	m		214,000								97,000	
Civil Works Total			26,001,000		21,564,000		10,888,000		3,534,000		4,748,000	
Water gate	t	29	1,183,000	221	898,000	170	6,936,000	140	5,712,000			
Metal works Total			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
 Unit No. No.1 Unit

Date 12 May, 2011



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

APPENDIX-2 :

**Structural calculation for control gates
(After heightning)**

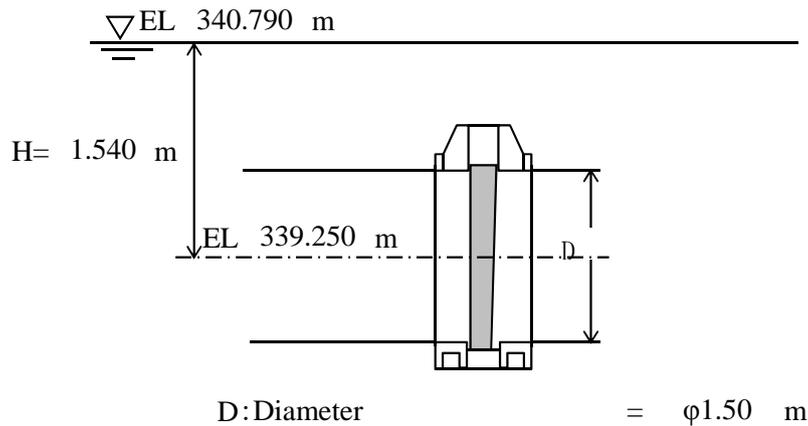
1. Strength Calculation for Control Gate in Oeste Dam (After heightning)

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)



Load of normal water level only

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \times H \times A \\
 &= 9.81 \times 1.54 \times 1.77 \\
 &= 26.69 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

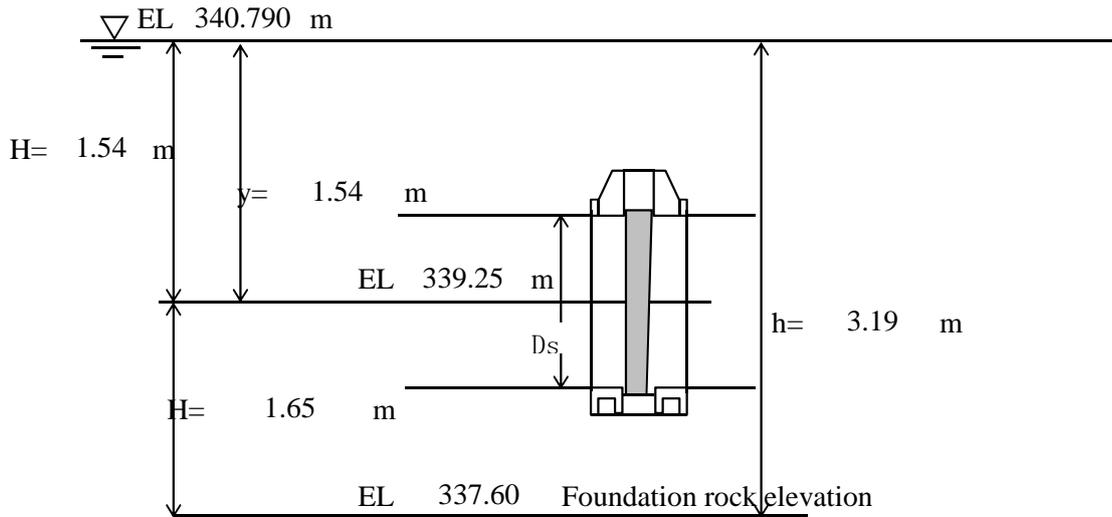
Where, P_s : Hydrostatic load

$$\gamma_o \text{ : Specific gravity of water} = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

$$H \text{ : Design head} = 1.54 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ : Receiving pressure area} &= \pi \cdot D_s^2 / 4 = \pi \times 1.50^2 / 4 \\
 &= 1.77 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

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



a) Hydrostatic load

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \times H \times A \\
 &= 9.81 \times 1.54 \times 1.77 \\
 &= 26.69 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

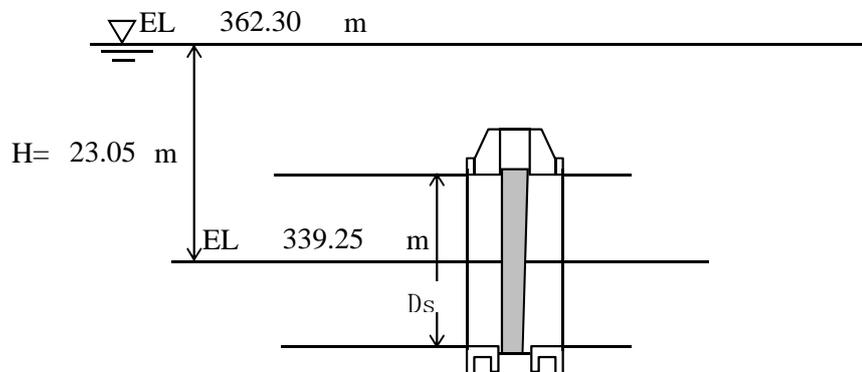
b) Dynamic pressure load during earthquake

$$\begin{aligned}
 P_d &= \gamma_o \cdot 7/8 \cdot k \cdot (h \cdot y)^{1/2} \cdot A \\
 &= 9.81 \times 7/8 \times 0.05 \times 3.19 \times 1.54^{1/2} \times 1.77 \\
 &= 1.68 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Total load

$$\begin{aligned}
 P_w &= P_s + P_d \\
 &= 26.69 + 1.68 \\
 &= 28.38 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(3) CCE2(Flood water level only)



$$D: \text{Diameter} = \phi 1.50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \times H \times A \\
 &= 9.81 \times 23.05 \times 1.77 \\
 &= 399.55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

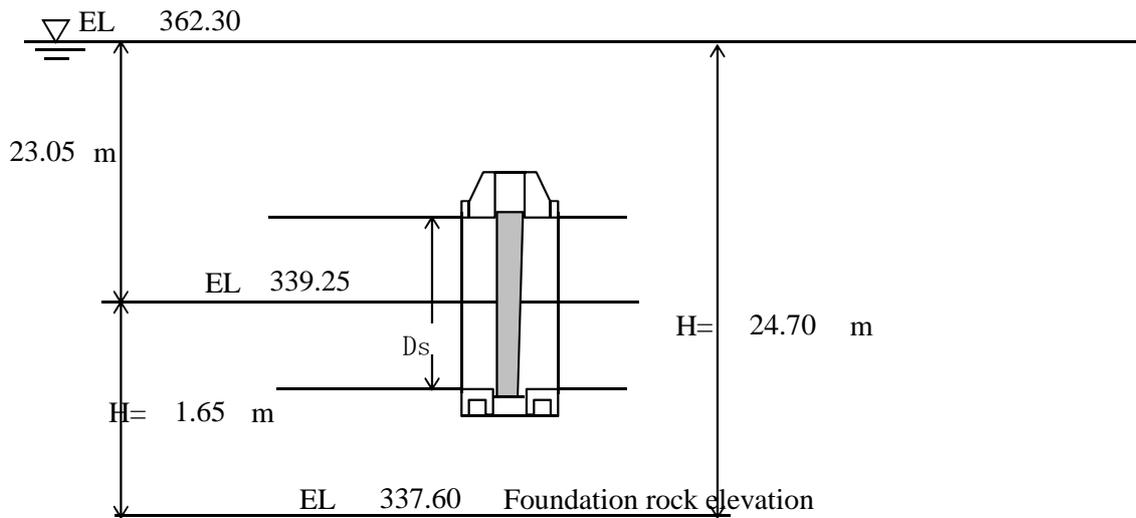
Where, P_s :Hydrostatic load

$$\gamma_o \text{ :Specific gravity of water} = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

$$H \text{ :Design head} = 23.05 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ :Receiving pressure area} &= \pi \cdot D_s^2 / 4 = \pi \times 1.50^2 / 4 \\
 &= 1.77 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

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



a) Hydrostatic load

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \cdot H \cdot A \\
 &= 9.81 \times 23.05 \times 1.77 \\
 &= 399.55 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

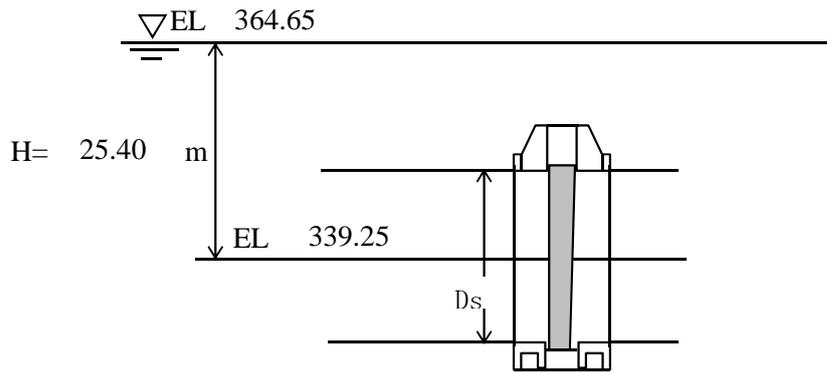
b) Dynamic pressure load during earthquake

$$\begin{aligned}
 P_d &= \gamma_o \cdot 7/8 \cdot k \cdot (h \cdot y)^{1/2} \cdot A \\
 &= 9.81 \times 7/8 \times 0.05 \times 24.70 \times 23.05^{1/2} \times 1.77 \\
 &= 18.10 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Total load

$$\begin{aligned}
 P_w &= P_s + P_d \\
 &= 399.55 + 18.10 \\
 &= 417.65 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(5) Max. water level



D: Diameter = $\phi 1.50$ m

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \times H \times A \\
 &= 9.81 \times 25.40 \times 1.77 \\
 &= 440.29 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Where, P_s : Hydrostatic load

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

H : Design head = 25.40 m

A : Receiving pressure area = $\pi \cdot D_s^2 / 4 = \pi \times 1.50^2 / 4$
 = 1.77 m^2

(5) Comparison of loads

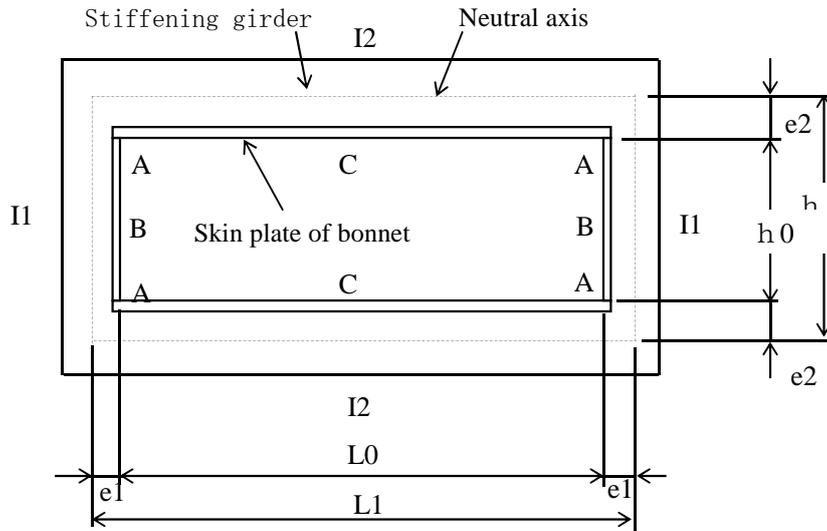
unit : kN

Case	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
Flood water level	0.63	0.90	399.55	634.21	417.65	464.06
			CCE2			
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, L_0 :Width of bonnet = 1575 mm
 h_0 :Depth of bonnet = 315 mm

(1) Internal pressure

$$p_i = \gamma \times H$$

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

$$= 0.226 \text{ N/mm}^2$$

p_i :Internal pressure (N/mm²)
 γ_0 :Specific gravity of water = 9.81 kN/m³
 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

$$l/L \leq 0.02$$

$$\lambda = 1$$

$$0.02 < l/L < 0.3$$

$$\lambda = \{1.06 - 3.2(1/L) + 4.5(1/L)^2\} 1$$

$$0.3 \leq l/L$$

$$\lambda = 0.15L$$

b) Point B and C

$$l/L \leq 0.05$$

$$\lambda = 1$$

$$0.05 < l/L < 0.3$$

$$\lambda = \{1.1 - 2(1/L)\} 1$$

$$0.3 \leq l/L$$

$$\lambda = 0.15L$$

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

$$l : \text{Half of supporting length of skin plate} = 315 / 2 = 158 \text{ mm}$$

L :Equivalent supporting length

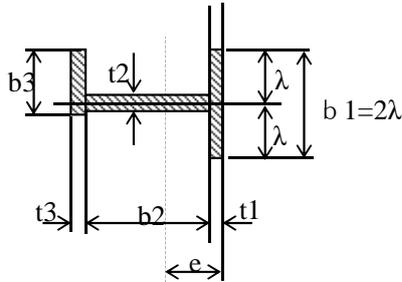
$$\text{Point A} = 0.2 (l_0 + h_0) = 0.2 \times (1575 + 315) = 378 \text{ mm}$$

$$\text{Point B} = 0.6 h_0 = 0.6 \times 315 = 189 \text{ mm}$$

$$\text{Point C} = 0.6 L_0 = 0.6 \times 1575 = 945 \text{ mm}$$

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

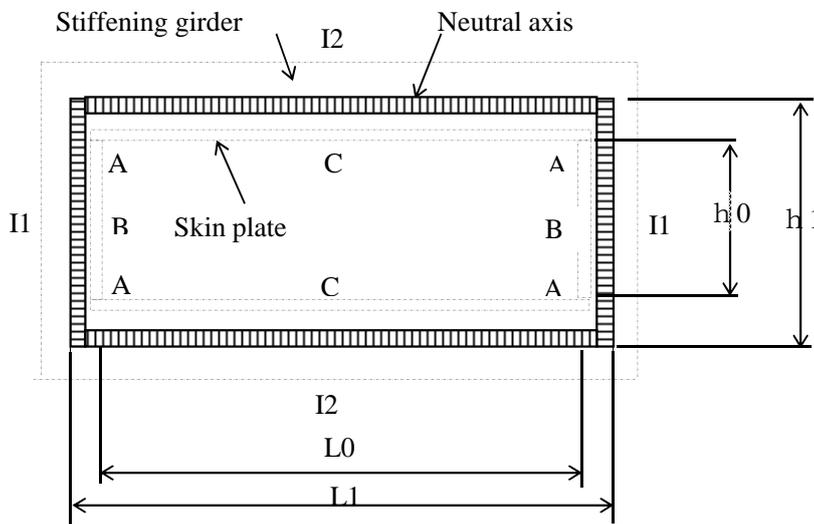
(3) Section properties of stiffening girder



- 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.

$$\begin{aligned}
 W &= \pi \cdot b \cdot (2h_0 + L_0) / (2h_1 + L_1) \\
 &= 0.226 \times 315 \times (2 \times 315 + 1575) / (2 \times 407 + 1724) \\
 &= 62 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

Where, W : Converted acting load N/mm
 p_s : Design internal pressure $= 0.226 \text{ N/mm}^2$
 b : Width of receiving pressure $= 315 \text{ mm}$
 h_c : Depth of bonnet $= 315 \text{ mm}$
 h_1 : Length of neutral axis $= h_0 + e = 315 + 2 \times 46 = 407 \text{ mm}$
 L_0 : Width of bonnet $= 1575 \text{ mm}$
 L_1 : Length of neutral axis $= L_0 + 2e : 1575 + 2 \times 74 = 1724 \text{ mm}$

2) Acting load on each part

[Stiffness ratio]

$$k = (I_2 \cdot h_1) / (I_1 \cdot L_1)$$

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

$$n = h_1 / L_1$$

$$= 407 / 1724 = 0.236$$

[Bending moment]

$$M_A = W \cdot L_1^2 / 12 \cdot \{(1 + n^2 \cdot k) / (1 + k)\}$$

$$M_B = M_A - W \cdot h^2 / 8$$

$$M_C = M_A - W \cdot L_1^2 / 8$$

[Axial force]

Section A-B $N_{AB} = W \cdot L_1 / 2$ (Tensile force)
 Section B-C $N_{BC} = W \cdot h_1 / 2$ (Tensile force)

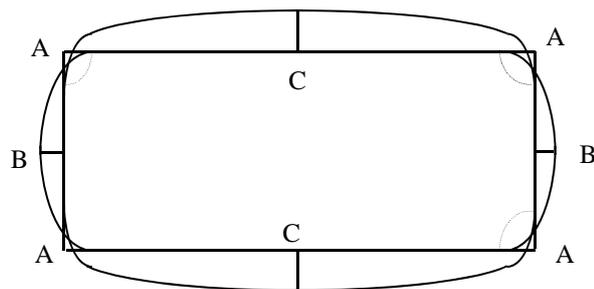
[Shearing force]

Section A-B $S_{AB} = W \cdot h_1 / 2$
 Section B-C $S_{AC} = W \cdot h_1 / 2$

[Result of calculation]

$$M_A = 10942410 \text{ N-mm} \quad M_B = 9659805 \text{ N-mm}$$

$$M_C = -12037612 \text{ N-mm}$$



$$V_A = 0 \text{ N}$$

$$N_{AB} = 53330 \text{ N} \quad N_{BC} = 12599 \text{ N}$$

$$S_{AB} = 12599 \text{ N} \quad S_{BC} = 53330 \text{ N}$$

(5) Stress of bonnet

1) Stress at "A"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ai} &= MA/Z_i + NAB/A \\ &= 10942410 / 166083 + 53330 / 4005 \\ &= 65.9 + 13.3 = \underline{79.2 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

[Bending stress(Outside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ao} &= -MA/Z_o + NAB/A \\ &= -10942410 / 146058 + 53330 / 4005 \\ &= -74.9 + 13.3 = \underline{-61.6 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Shearing stress

$$\begin{aligned}\tau_A &= SBC/A_w \\ &= 53330 / 1280 \\ &= \underline{41.7 \text{ N/mm}^2} < \tau_a = 90.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

2) Stress at "B"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Bi} &= MB/Z_i + NAB/A \\ &= 9659805 / 101580 + 53330 / 3280 \\ &= 95.1 + 16.3 = \underline{111.4 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

[Bending stress(Outside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Bo} &= -MB/Z_o + NAB/A \\ &= -9659805 / 129680 + 53330 / 3280 \\ &= -74.5 + 16.3 = \underline{-58.2 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Shearing stress

$$\begin{aligned}\tau_B &= SAB/A_w \\ &= 12599 / 1280 \\ &= \underline{9.8 \text{ N/mm}^2} < \tau_a = 90.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

3) Stress at "C"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ci} &= MC/Z_i + NBC/A \\ &= -12037612 / 300735 + 12599 / 5605 \\ &= -40.0 + 2.2 = \underline{-37.8 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

[Bending stress(Outside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Co} &= -MC/Z_o + NBC/A \\ &= 12037612 / 160462 + 12599 / 5605 \\ &= 75.0 + 2.2 = \underline{77.3 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Shearing stress

$$\begin{aligned}\tau_C &= SBC/A_w \\ &= 53330 / 1280 \\ &= \underline{41.7 \text{ N/mm}^2} < \tau_a = 90.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(6) Allowable stresses

Allowable bending stress

Outside

$$\sigma_a = 250 \times 0.63 = 157.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Material: A36(ASTM)}$$

Inside

$$\sigma_a = 250 \times 0.63 = 157.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Material: A36(ASTM)}$$

Coefficient: 0.63

Allowable shearing stress

Outside

$$\tau_a = 90.9 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Material: A36(ASTM)}$$

1.4 Operating load

The operating load is summed up the following loads.

(1) Self weight

$$\text{Gate leaf} \quad G1 = 1.6 \times 9.81 = 15.7 \text{ kN}$$

$$\text{Rod of cylinder} \quad G2 = 0.77 \text{ kN}$$

$$\text{Total load} \quad G = 16.47 \text{ kN}$$

(2) Friction force of seal plate

$$F2 = \mu_2 \cdot P$$

$$= 0.4 \times 440.290 = 176.12 \text{ kN}$$

Where, μ_2 :Frictional coefficient of metal seal = 0.4

P :Hydrostatic pressure at operation = 440.29 kN

(3) Buoyancy

$$F3 = \gamma_0 / W_0 \cdot G1$$

$$= 9.81 / 77.0 \times 15.70 = 2.00 \text{ kN}$$

ここに、 γ_0 :Specific gravity of water = 9.81 kN/m³

W_0 :Specific gravity of steel material = 77.01 kN/m³

(4) Friction force of seal in cylinder

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

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

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	$F_u = 191.11 \text{ kN} \rightarrow 200.00 \text{ kN}$
Lowering load	$F_d = 162.17 \text{ kN} \rightarrow 170.00 \text{ kN}$

1.5 Capacity of cylinder

(1) Design conditions

Type of cylinder	Fixed cylinder	
Rated pressure	Raising (Setting pressure of relief valve)	$P_1 = 21.0 \text{ MPa}$
	Lowering (Setting pressure of relief valve)	$P_2 = 12.6 \text{ MPa}$
Working pressure	Raising (Effective operating pressure)	$P_1' = 18.9 \text{ MPa}$
	Lowering (Effective operating pressure)	$P_2' = 11.3 \text{ MPa}$
Operating speed	0.1 m/min	
Operating load	Raising	$W_u = 200.00 \text{ kN}$
	Lowering	$W_d = 170.00 \text{ kN}$
Cylinder	Inside diameter of tube	$D = 160 \text{ mm}$
	Outside diameter of rod	$d = 90 \text{ mm}$
	Cylinder stroke	$S = 1570 \text{ mm}$

(2) Pulling and pushing forces of cylinder

1) Rated pressure

Pulling force (Raising)

$$\begin{aligned}
 F_u &= \frac{\pi}{4} \times (D^2 - d^2) \times p_1' \\
 &= \frac{\pi}{4} \times (160^2 - 90^2) \times \frac{21.0}{1000} \\
 &= 288.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pushing force (Lowering)

$$\begin{aligned}
 F_d &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times p_2' \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 160^2 \times \frac{12.6}{1000} \\
 &= 253.3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Working pressure

Pulling force (Raising)

$$\begin{aligned}
 F_u' &= \frac{\pi}{4} \times (D^2 - d^2) \times p_1' \\
 &= \frac{\pi}{4} \times (160^2 - 90^2) \times \frac{18.9}{1000} \\
 &= 259.8 \text{ kN} > \underline{W_u = 200 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

Pushing force (Lowering)

$$\begin{aligned}
 F_d' &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times p_2' \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 160^2 \times \frac{11.3}{1000} \\
 &= 228.0 \text{ kN} > \underline{W_d = 170.00 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

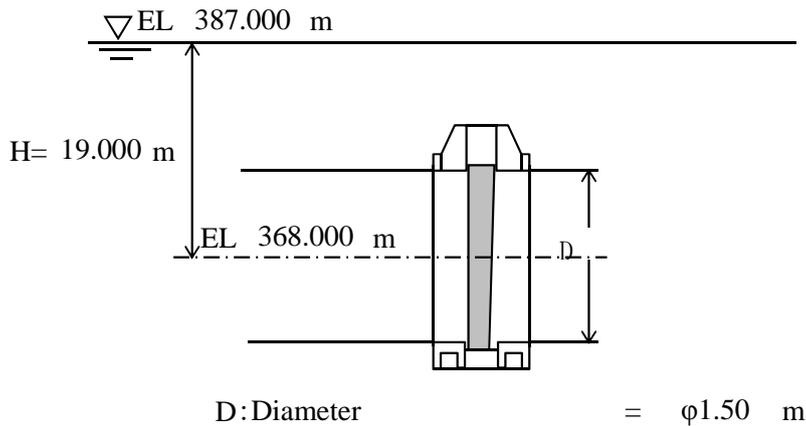
2. Strength Calculation for control gate in Oeste dam (After heightning)

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 (Normal water level Only)



Load of normal water level only

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \times H \times A \\
 &= 9.81 \times 19.00 \times 1.77 \\
 &= 329.35 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

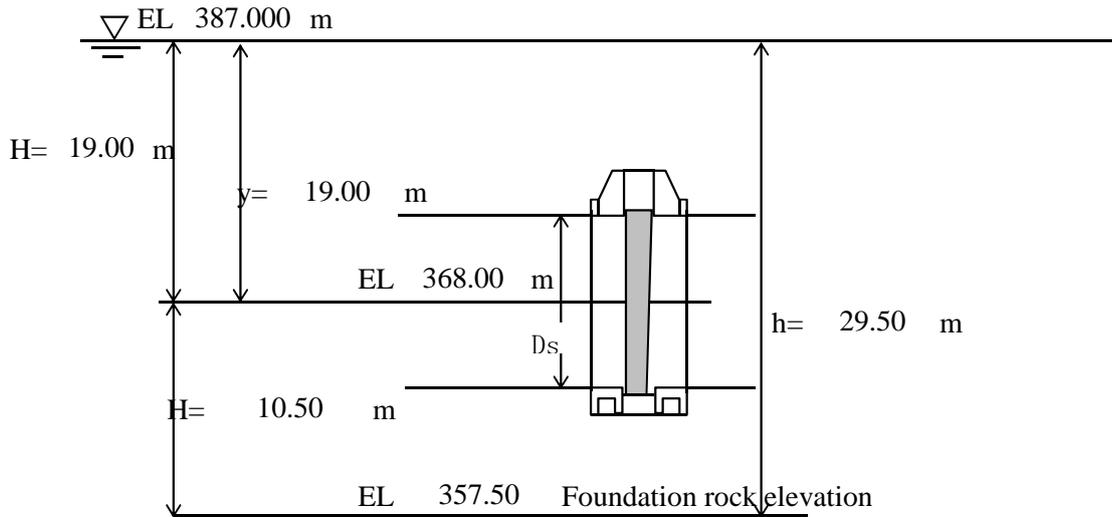
Where, P_s : Hydrostatic load

$$\gamma_o \text{ : Specific gravity of water} = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

$$H \text{ : Design head} = 19.00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ : Receiving pressure area} &= \pi \cdot D_s^2 / 4 = \pi \times 1.50^2 / 4 \\
 &= 1.77 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

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



a) Hydrostatic load

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \times H \times A \\
 &= 9.81 \times 19.00 \times 1.77 \\
 &= 329.35 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

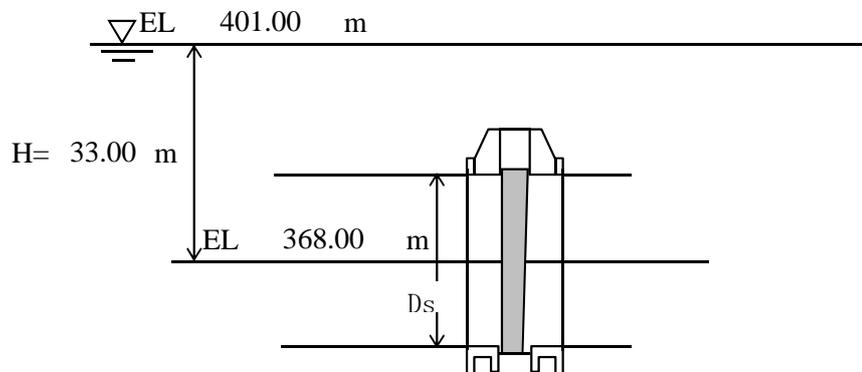
b) Dynamic pressure load during earthquake

$$\begin{aligned}
 P_d &= \gamma_o \cdot 7/8 \cdot k \cdot (h \cdot y)^{1/2} \cdot A \\
 &= 9.81 \times 7/8 \times 0.05 \times 29.50 \times 19.00^{1/2} \times 1.77 \\
 &= 17.95 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Total load

$$\begin{aligned}
 P_w &= P_s + P_d \\
 &= 329.35 + 17.95 \\
 &= 347.31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(3) CCE2(Flood water level only)



$$D: \text{Caliber} = \phi 1.50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \times H \times A \\
 &= 9.81 \times 33.00 \times 1.77 \\
 &= 572.03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

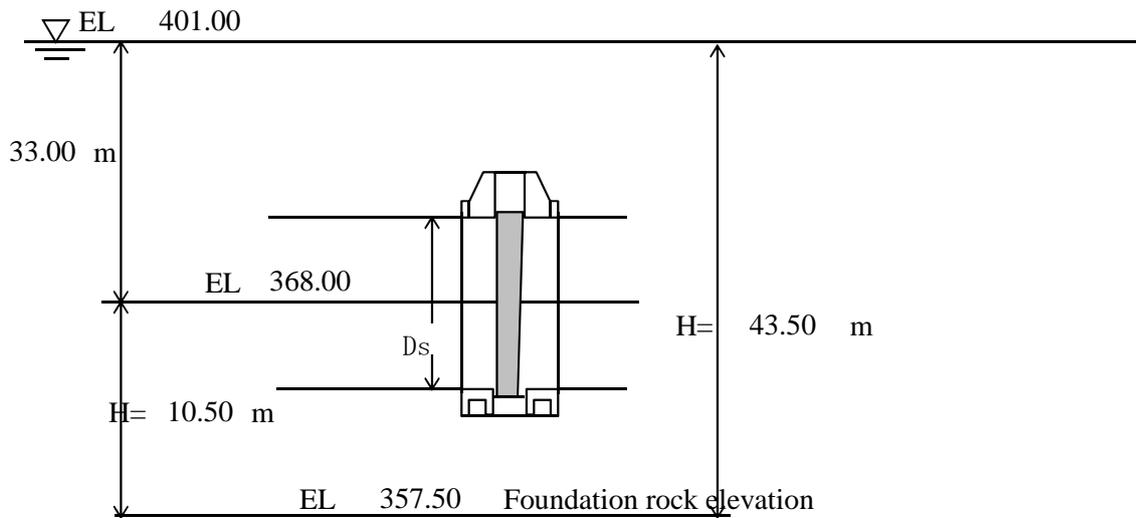
Where, P_s :Hydrostatic load

$$\gamma_o \text{ :Specific gravity of water} = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

$$H \text{ :Design head} = 33.00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ :Receiving pressure area} &= \pi \cdot D_s^2 / 4 = \pi \times 1.50^2 / 4 \\
 &= 1.77 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

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



a) Hydrostatic load

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \cdot H \cdot A \\
 &= 9.81 \times 33.00 \times 1.77 \\
 &= 572.03 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

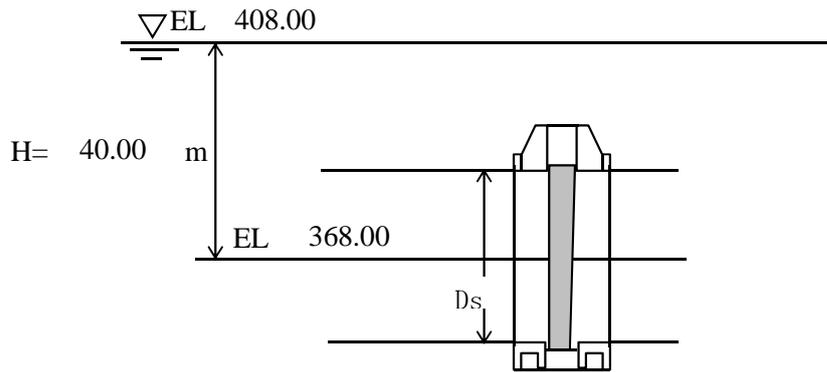
b) Dynamic pressure load during earthquake

$$\begin{aligned}
 P_d &= \gamma_o \cdot 7/8 \cdot k \cdot (h \cdot y)^{1/2} \cdot A \\
 &= 9.81 \times 7/8 \times 0.05 \times 43.50 \times 33.00^{1/2} \times 1.77 \\
 &= 28.73 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Total load

$$\begin{aligned}
 P_w &= P_s + P_d \\
 &= 572.03 + 28.73 \\
 &= 600.76 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(5) Max. water level



D: Diameter = $\phi 1.50$ m

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \times H \times A \\
 &= 9.81 \times 40.00 \times 1.77 \\
 &= 693.37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Where, P_s : Hydrostatic load

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

H : Design head = 40.00 m

A : Receiving pressure area = $\pi \cdot D_s^2 / 4 = \pi \times 1.50^2 / 4$
 = 1.77 m^2

(5) Comparison of loads

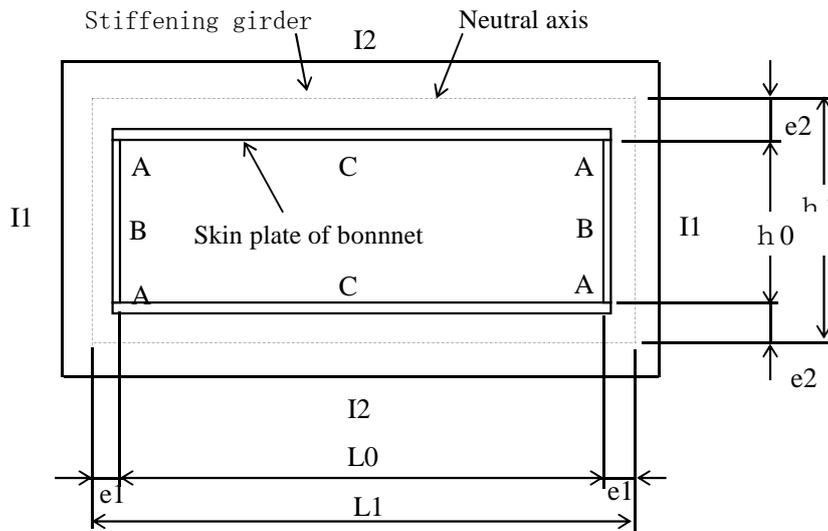
unit : kN

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
Flood water level	0.63	0.90	572.03	907.99	600.76	667.52
				CCE2		
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 raman as shown in the model figure below.



Where, L_0 :Width of bonnet = 1650 mm
 h_0 :Depth of bonnet = 315 mm

(1) Internal pressure

$$\begin{aligned} p_i &= \gamma \times H \\ &= 9.81 \times 33.00 = 323.73 \text{ kN/m}^2 \\ &= 0.324 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

p_i :Internal pressure (N/mm²)
 γ_0 :Specific gravity of water = 9.81 kN/m³
 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

$$l/L \leq 0.02$$

$$\lambda = 1$$

$$0.02 < l/L < 0.3$$

$$\lambda = \{1.06 - 3.2(1/L) + 4.5(1/L)^2\} 1$$

$$0.3 \leq l/L$$

$$\lambda = 0.15L$$

b) Point of B and C

$$l/L \leq 0.05$$

$$\lambda = 1$$

$$0.05 < l/L < 0.3$$

$$\lambda = \{1.1 - 2(1/L)\} 1$$

$$0.3 \leq l/L$$

$$\lambda = 0.15L$$

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

$$l : \text{Half of skin plate at support intervals} = 315 / 2 = 158 \text{ mm}$$

L :Equivalent support inter

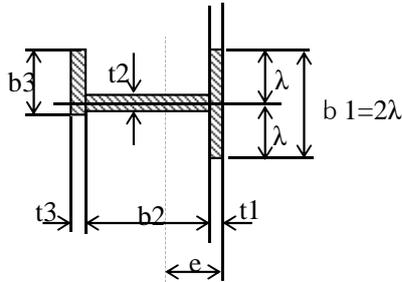
$$\text{Point A} = 0.2 (l_0 + h_0) = 0.2 \times (1650 + 315) = 393 \text{ mm}$$

$$\text{Point B} = 0.6 h_0 = 0.6 \times 315 = 189 \text{ mm}$$

$$\text{Point C} = 0.6 L_0 = 0.6 \times 1650 = 990 \text{ mm}$$

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

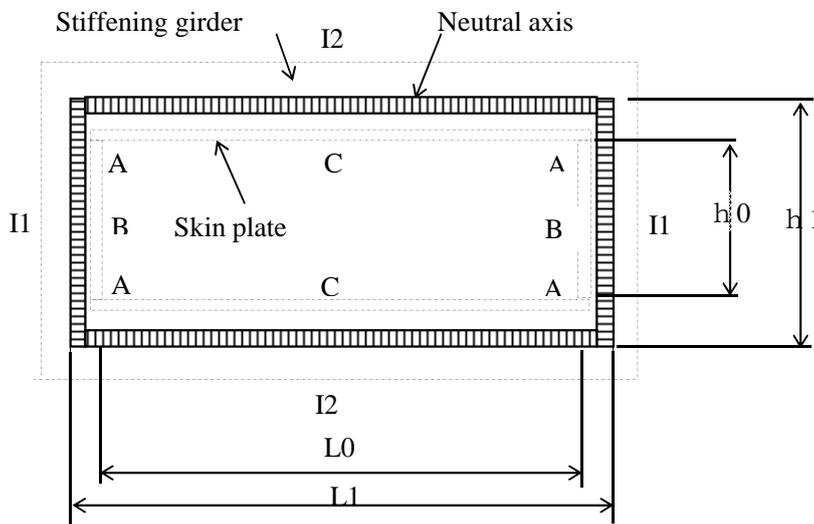
(3) Section properties of stiffening girder



- 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.

$$\begin{aligned}
 W &= \pi \cdot b \cdot (2h_0 + L_0) / (2h_1 + L_1) \\
 &= 0.324 \times 315 \times (2 \times 315 + 1650) / (2 \times 448 + 1852) \\
 &= 85 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

Where, W : Converted acting load $\quad \quad \quad \text{N/mm}$
 p_s : Design internal pressure $\quad = 0.324 \text{ N/mm}^2$
 b : Width of receiving pressure $\quad = 315 \text{ mm}$
 h_c : Depth of bonnet $\quad \quad \quad = 315 \text{ mm}$
 h_1 : Length of neutral axis $\quad = h_0 + e = 315 + 2 \times 66 = 448 \text{ mm}$
 L_0 : Width of bonnet $\quad \quad \quad = 1650 \text{ mm}$
 L_1 : Length of neutral axis $\quad = L_0 + 2e : 1650 + 2 \times 101 = 1852 \text{ mm}$

2) Acting load on each part

[Stiffness ratio]

$$k = (I_2 \cdot h_1) / (I_1 \cdot L_1)$$

$$= (33413694 \times 448) / (16102576 \times 1852) = 0.502$$

$$n = h_1 / L_1$$

$$= 448 / 1852 = 0.242$$

[Bending moment]

$$M_A = W \cdot L_1^2 / 12 \cdot \{(1 + n^2 \cdot k) / (1 + k)\}$$

$$M_B = M_A - W \cdot h^2 / 8$$

$$M_C = M_A - W \cdot L_1^2 / 8$$

[Axial force]

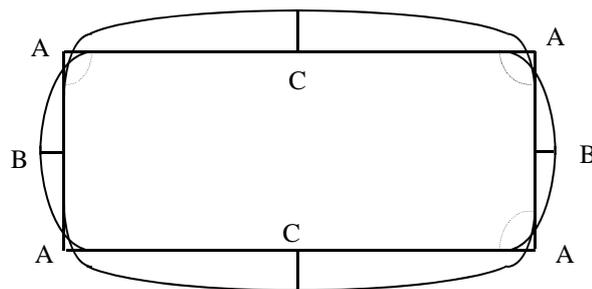
Section A-B $\quad N_{AB} = W \cdot L_1 / 2$ (Tensile force)
 Section B-C $\quad N_{BC} = W \cdot h_1 / 2$ (Tensile force)

[Shearing force]

Section A-B $\quad S_{AB} = W \cdot h_1 / 2$
 Section B-C $\quad S_{AC} = W \cdot h_1 / 2$

[Result of calculation]

$M_A = 16578259 \text{ N-mm}$ $M_B = 14457199 \text{ N-mm}$
 $M_C = -19701702 \text{ N-mm}$



$V_A = 0 \text{ N}$

$N_{AB} = 78358 \text{ N}$ $\quad \quad \quad N_{BC} = 18946 \text{ N}$
 $S_{AB} = 18946 \text{ N}$ $\quad \quad \quad S_{BC} = 78358 \text{ N}$

(5) Stress of bonnet

1) Stress at "A"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ai} &= MA/Z_i + NAB/A \\ &= 16578259 / 250164 + 78358 / 6063 \\ &= 66.3 + 12.9 = \underline{79.2 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

[Bending stress(Outside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ao} &= -MA/Z_o + NAB/A \\ &= -16578259 / 309396 + 78358 / 6063 \\ &= -53.6 + 12.9 = \underline{-40.7 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Shearing stress

$$\begin{aligned}\tau_A &= SBC/A_w \\ &= 78358 / 1976 \\ &= \underline{39.6 \text{ N/mm}^2} < \tau_a = 90.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

2) Stress of "B"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ai} &= MB/Z_i + NAB/A \\ &= 14457199 / 159431 + 78358 / 5282 \\ &= 90.7 + 14.8 = \underline{105.5 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

[Bending stress(Outside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ao} &= -MB/Z_o + NAB/A \\ &= -14457199 / 270177 + 78358 / 5282 \\ &= -53.5 + 14.8 = \underline{-38.7 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Shearing stress

$$\begin{aligned}\tau_A &= SAB/A_w \\ &= 18946 / 1976 \\ &= \underline{9.6 \text{ N/mm}^2} < \tau_a = 90.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

3) Stress of "C"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ai} &= MC/Z_i + NBC/A \\ &= -19701702 / 503218 + 18946 / 8331 \\ &= -39.2 + 2.3 = \underline{-36.9 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

[Bending stress(Outside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ao} &= -MC/Z_o + NBC/A \\ &= 19701702 / 354710 + 18946 / 8331 \\ &= 55.5 + 2.3 = \underline{57.8 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Shearing stress

$$\begin{aligned}\tau_A &= SBC/A_w \\ &= 78358 / 1976 \\ &= \underline{39.6 \text{ N/mm}^2} < \tau_a = 90.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(6) Allowable stresses

Allowable bending stress

Outside

$$\sigma_a = 250 \times 0.63 = 157.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Material: A36(ASTM)}$$

Inside

$$\sigma_a = 250 \times 0.63 = 157.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Material: A36(ASTM)}$$

Coefficient: 0.63

Allowable shearing stress

Outside

$$\tau_a = 90.9 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Material: A36(ASTM)}$$

2.4 Operating load

The operating load is summed up the following loads.

(1) Self weight

Gate leaf $G_1 = 2.5 \times 9.81 = 24.53 \text{ kN}$

Rod of cylinder $G_2 = 0.77 \text{ kN}$

Total load $G = 25.30 \text{ kN}$

(2) Seal friction

$$F_2 = \mu_2 \cdot P$$

$$= 0.4 \times 693.371 = 277.35 \text{ kN}$$

Where, μ_2 :Frictional coefficient of metal seal = 0.4

P :Hydrostatic pressure at operation = 693.37 kN

(3) Buoyancy

$$F_3 = \gamma_0 / W_0 \cdot G_1$$

$$= 9.81 / 77.0 \times 24.53 = 3.12 \text{ kN}$$

ここに、 γ_0 :Specific gravity of water = 9.81 kN/m³

W_0 :Specific gravity of steel material = 77.01 kN/m³

(4) Friction force of seal in cylinder

$$F_4 = d \cdot \pi \cdot b \cdot n \cdot \mu_2 \cdot P$$

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

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	$F_u = 300.34 \text{ kN} \rightarrow 310.00 \text{ kN}$
Lowerring load	$F_d = 256.00 \text{ kN} \rightarrow 260.00 \text{ kN}$

2.5 Capacity of cylinder

(1) Design conditions

Type of hoist	Fixed cylinder	
Rated pressure	Raising (Setting pressure of relief valve)	$P_1 = 16.0 \text{ MPa}$
	Lowering (Setting pressure of relief valve)	$P_2 = 9.6 \text{ MPa}$
Working pressure	Raising (Effective operating pressure)	$P_1' = 14.4 \text{ MPa}$
	Lowering (Effective operating pressure)	$P_2' = 8.6 \text{ MPa}$
Operating speed	0.1 m/min	
Operating load	Raising	$W_u = 310.00 \text{ kN}$
	Lowerring	$W_d = 260.00 \text{ kN}$
Cylinder	Inside diameter of tube	$D = 200 \text{ mm}$
	Outside diameter of rod	$d = 100 \text{ mm}$
	Cylinder stroke	$S = 1570 \text{ mm}$

(2) Power to push and power to pull

1) Rated pressure

Pulling force (Raising)

$$\begin{aligned}
 F_u &= \frac{\pi}{4} \times (D^2 - d^2) \times p_1' \\
 &= \frac{\pi}{4} \times (200^2 - 100^2) \times \frac{16.0}{1000} \\
 &= 377 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pushing force (Lowering)

$$\begin{aligned}
 F_d &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times p_2' \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 200^2 \times \frac{9.6}{1000} \\
 &= 301.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Working pressure

Pulling force (Raising)

$$\begin{aligned}
 F_u' &= \frac{\pi}{4} \times (D^2 - d^2) \times p_1' \\
 &= \frac{\pi}{4} \times (200^2 - 100^2) \times \frac{14.4}{1000} \\
 &= 339.3 \text{ kN} > \underline{W_u = 310 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

Pushing force (Lowering)

$$\begin{aligned}
 F_d' &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times p_2' \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 200^2 \times \frac{8.6}{1000} \\
 &= 271.4 \text{ kN} > \underline{W_d = 260.00 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

APPENDIX-3 :

**Structural calculation for control gates
(Before heightning)**

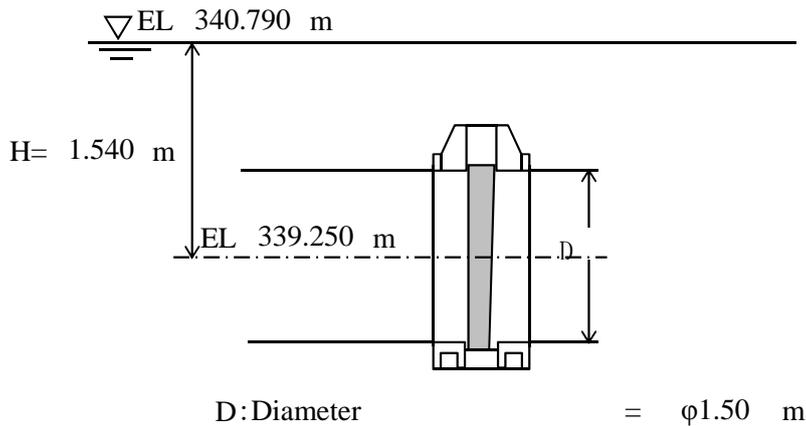
1. Strength Calculation for Control Gate in Oeste Dam (Before heightning)

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)



Load of normal water level only

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \times H \times A \\
 &= 9.81 \times 1.54 \times 1.77 \\
 &= 26.69 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

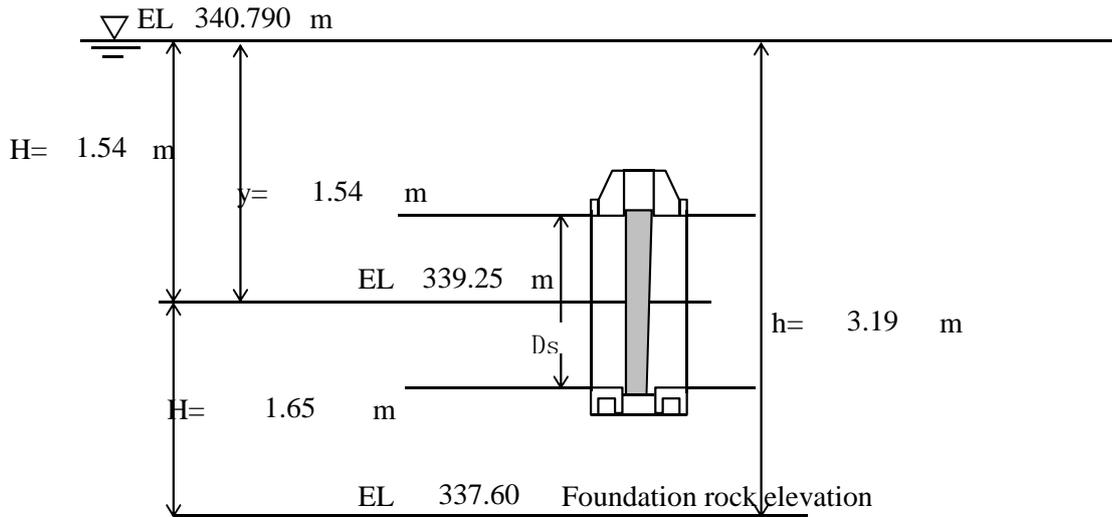
Where, P_s : Hydrostatic load

$$\gamma_o \text{ : Specific gravity of water} = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

$$H \text{ : Design head} = 1.54 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ : Receiving pressure area} &= \pi \cdot D_s^2 / 4 = \pi \times 1.50^2 / 4 \\
 &= 1.77 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

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



a) Hydrostatic load

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \times H \times A \\
 &= 9.81 \times 1.54 \times 1.77 \\
 &= 26.69 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

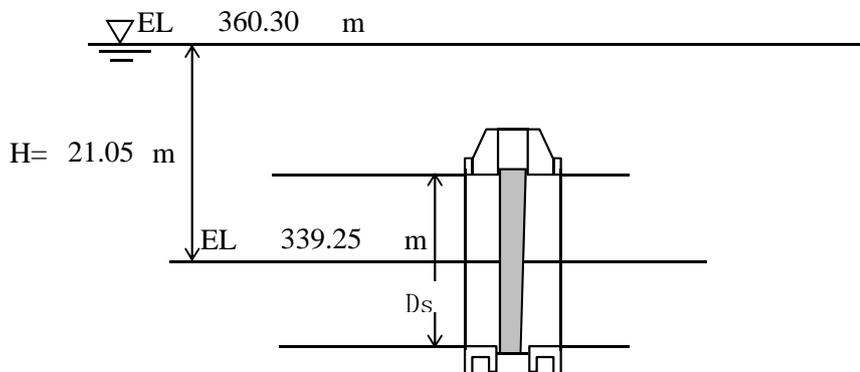
b) Dynamic pressure load during earthquake

$$\begin{aligned}
 P_d &= \gamma_o \cdot 7/8 \cdot k \cdot (h \cdot y)^{1/2} \cdot A \\
 &= 9.81 \times 7/8 \times 0.05 \times 3.19 \times 1.54^{1/2} \times 1.77 \\
 &= 1.68 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Total load

$$\begin{aligned}
 P_w &= P_s + P_d \\
 &= 26.69 + 1.68 \\
 &= 28.38 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(3) CCE2(Flood water level only)



$$D: \text{Diameter} = \phi 1.50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \times H \times A \\
 &= 9.81 \times 21.05 \times 1.77 \\
 &= 364.89 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

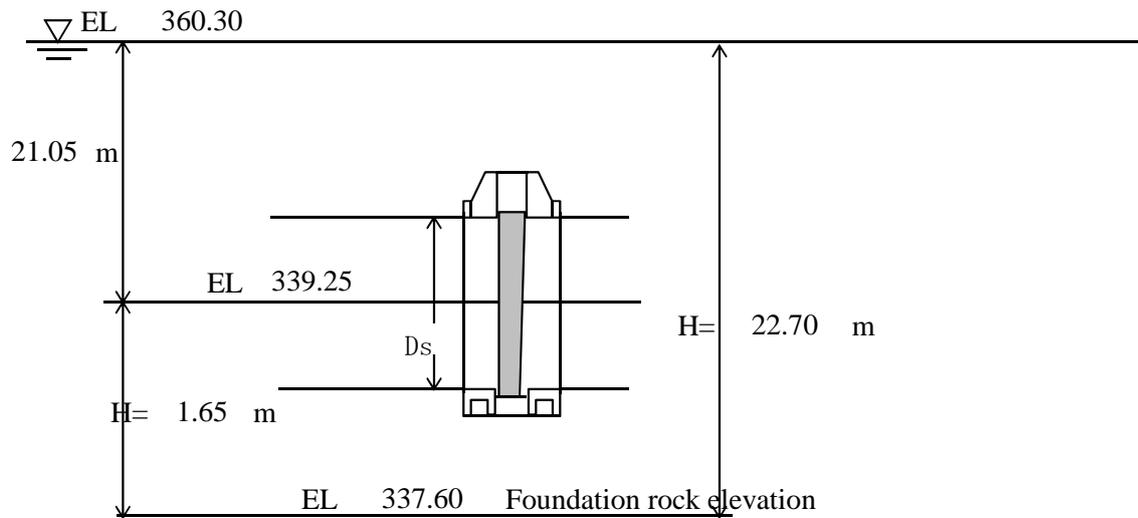
Where, P_s :Hydrostatic load

$$\gamma_o \text{ :Specific gravity of water} = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

$$H \text{ :Design head} = 21.05 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ :Receiving pressure area} &= \pi \cdot D_s^2 / 4 = \pi \times 1.50^2 / 4 \\
 &= 1.77 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

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



a) Hydrostatic load

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \cdot H \cdot A \\
 &= 9.81 \times 21.05 \times 1.77 \\
 &= 364.89 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

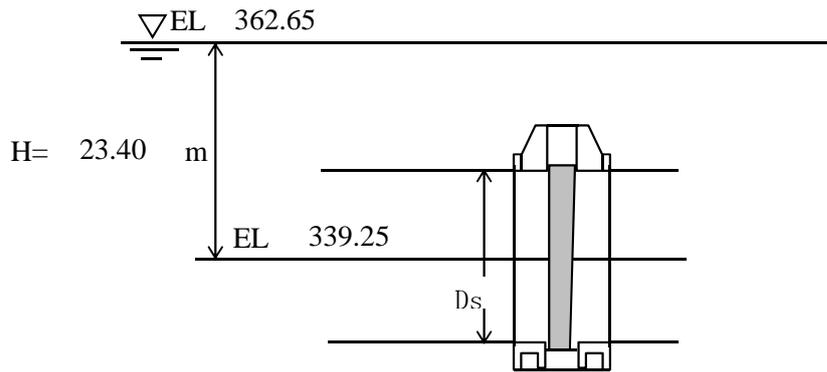
b) Dynamic pressure load during earthquake

$$\begin{aligned}
 P_d &= \gamma_o \cdot 7/8 \cdot k \cdot (h \cdot y)^{1/2} \cdot A \\
 &= 9.81 \times 7/8 \times 0.05 \times 22.70 \times 21.05^{1/2} \times 1.77 \\
 &= 16.58 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Total load

$$\begin{aligned}
 P_w &= P_s + P_d \\
 &= 364.89 + 16.58 \\
 &= 381.46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(5) Max. water level



$$D: \text{Diameter} = \phi 1.50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_s &= \gamma_o \times H \times A \\ &= 9.81 \times 23.40 \times 1.77 \\ &= 405.62 \text{ kN} \end{aligned}$$

Where, P_s : Hydrostatic load

$$\gamma_o : \text{Specific gravity of water} = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

$$H : \text{Design head} = 23.40 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A : \text{Receiving pressure area} &= \pi \cdot D_s^2 / 4 = \pi \times 1.50^2 / 4 \\ &= 1.77 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

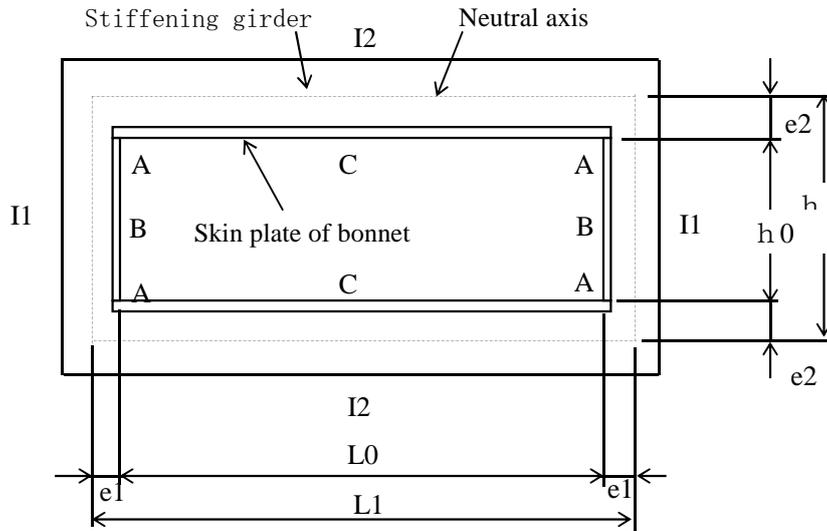
(5) Comparison of loads

unit : kN						
Case	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, L_0 :Width of bonnet = 1575 mm
 h_0 :Depth of bonnet = 315 mm

(1) Internal pressure

$$p_i = \gamma_0 \times H$$

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

$$= 0.207 \text{ N/mm}^2$$

p_i :Internal pressure (N/mm²)
 γ_0 :Specific gravity of water = 9.81 kN/m³
 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

$$l/L \leq 0.02$$

$$\lambda = 1$$

$$0.02 < l/L < 0.3$$

$$\lambda = \{1.06 - 3.2(1/L) + 4.5(1/L)^2\} 1$$

$$0.3 \leq l/L$$

$$\lambda = 0.15L$$

b) Point B and C

$$l/L \leq 0.05$$

$$\lambda = 1$$

$$0.05 < l/L < 0.3$$

$$\lambda = \{1.1 - 2(1/L)\} 1$$

$$0.3 \leq l/L$$

$$\lambda = 0.15L$$

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

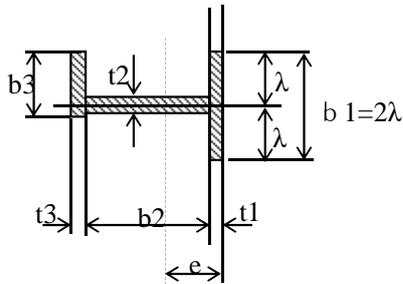
Point A = $0.2 (l_0 + h_0) = 0.2 \times (1575 + 315) = 378$ mm

Point B = $0.6 h_0 = 0.6 \times 315 = 189$ mm

Point C = $0.6 L_0 = 0.6 \times 1575 = 945$ mm

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

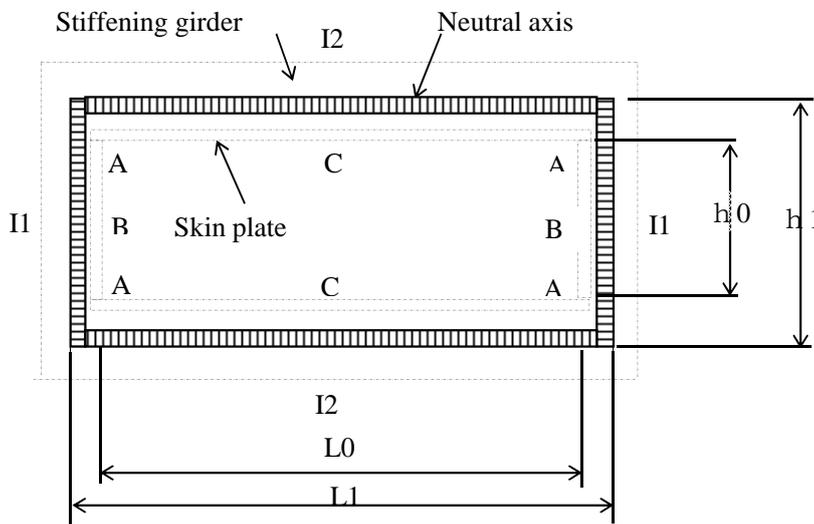
(3) Section properties of stiffening girder



- 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.

$$\begin{aligned}
 W &= \pi \cdot b \cdot (2h_0 + L_0) / (2h_1 + L_1) \\
 &= 0.207 \times 315 \times (2 \times 315 + 1575) / (2 \times 407 + 1724) \\
 &= 57 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

Where, W : Converted acting load N/mm
 p_s : Design internal pressure $= 0.207 \text{ N/mm}^2$
 b : Width of receiving pressure $= 315 \text{ mm}$
 h_c : Depth of bonnet $= 315 \text{ mm}$
 h_1 : Length of neutral axis $= h_0 + e = 315 + 2 \times 46 = 407 \text{ mm}$
 L_0 : Width of bonnet $= 1575 \text{ mm}$
 L_1 : Length of neutral axis $= L_0 + 2e : 1575 + 2 \times 74 = 1724 \text{ mm}$

2) Acting load on each part

[Stiffness ratio]

$$k = (I_2 \cdot h_1) / (I_1 \cdot L_1)$$

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

$$n = h_1 / L_1$$

$$= 407 / 1724 = 0.236$$

[Bending moment]

$$M_A = W \cdot L_1^2 / 12 \cdot \{(1 + n^2 \cdot k) / (1 + k)\}$$

$$M_B = M_A - W \cdot h^2 / 8$$

$$M_C = M_A - W \cdot L_1^2 / 8$$

[Axial force]

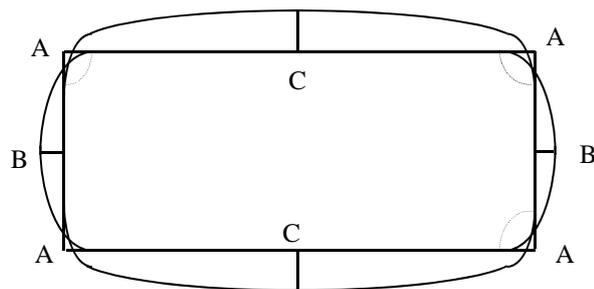
Section A-B $N_{AB} = W \cdot L_1 / 2$ (Tensile force)
 Section B-C $N_{BC} = W \cdot h_1 / 2$ (Tensile force)

[Shearing force]

Section A-B $S_{AB} = W \cdot h_1 / 2$
 Section B-C $S_{AC} = W \cdot h_1 / 2$

[Result of calculation]

$M_A = 9992960 \text{ N-mm}$ $M_B = 8821644 \text{ N-mm}$
 $M_C = -10993134 \text{ N-mm}$



$V_A = 0 \text{ N}$

$N_{AB} = 48703 \text{ N}$ $N_{BC} = 11506 \text{ N}$
 $S_{AB} = 11506 \text{ N}$ $S_{BC} = 48703 \text{ N}$

(5) Stress of bonnet

1) Stress at "A"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ai} &= MA/Z_i + NAB/A \\ &= 9992960 / 166083 + 48703 / 4005 \\ &= 60.2 + 12.2 = \underline{72.3 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

[Bending stress(Outside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ao} &= -MA/Z_o + NAB/A \\ &= -9992960 / 146058 + 48703 / 4005 \\ &= -68.4 + 12.2 = \underline{-56.3 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Shearing stress

$$\begin{aligned}\tau_A &= SBC/A_w \\ &= 48703 / 1280 \\ &= \underline{38.0 \text{ N/mm}^2} < \tau_a = 90.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

2) Stress at "B"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Bi} &= MB/Z_i + NAB/A \\ &= 8821644 / 101580 + 48703 / 3280 \\ &= 86.8 + 14.8 = \underline{101.7 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

[Bending stress(Outside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Bo} &= -MB/Z_o + NAB/A \\ &= -8821644 / 129680 + 48703 / 3280 \\ &= -68.0 + 14.8 = \underline{-53.2 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Shearing stress

$$\begin{aligned}\tau_B &= SAB/A_w \\ &= 11506 / 1280 \\ &= \underline{9.0 \text{ N/mm}^2} < \tau_a = 90.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

3) Stress at "C"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ci} &= MC/Z_i + NBC/A \\ &= -10993134 / 300735 + 11506 / 5605 \\ &= -36.6 + 2.1 = \underline{-34.5 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

[Bending stress(Outside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Co} &= -MC/Z_o + NBC/A \\ &= 10993134 / 160462 + 11506 / 5605 \\ &= 68.5 + 2.1 = \underline{70.6 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Shearing stress

$$\begin{aligned}\tau_C &= SBC/A_w \\ &= 48703 / 1280 \\ &= \underline{38.0 \text{ N/mm}^2} < \tau_a = 90.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(6) Allowable stresses

Allowable bending stress

Outside

$$\sigma_a = 250 \times 0.63 = 157.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Material: A36(ASTM)}$$

Inside

$$\sigma_a = 250 \times 0.63 = 157.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Material: A36(ASTM)}$$

Coefficient: 0.63

Allowable shearing stress

Outside

$$\tau_a = 90.9 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Material: A36(ASTM)}$$

1.4 Operating load

The operating load is summed up the following loads.

(1) Self weight

$$\text{Gate leaf} \quad G1 = 1.5 \times 9.81 = 14.72 \text{ kN}$$

$$\text{Rod of cylinder} \quad G2 = 0.77 \text{ kN}$$

$$\text{Total load} \quad G = 15.49 \text{ kN}$$

(2) Friction force of seal plate

$$F2 = \mu_2 \cdot P$$

$$= 0.4 \times 405.622 = 162.25 \text{ kN}$$

Where, μ_2 :Frictional coefficient of metal seal = 0.4

P :Hydrostatic pressure at operation = 405.62 kN

(3) Buoyancy

$$F3 = \gamma_0 / W_0 \cdot G1$$

$$= 9.81 / 77.0 \times 14.72 = 1.87 \text{ kN}$$

ここに、 γ_0 :Specific gravity of water = 9.81 kN/m³

W_0 :Specific gravity of steel material = 77.01 kN/m³

(4) Friction force of seal in cylinder

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

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

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	$F_u = 176.34 \text{ kN} \rightarrow 180.00 \text{ kN}$
Lowering load	$F_d = 149.12 \text{ kN} \rightarrow 150.00 \text{ kN}$

1.5 Capacity of cylinder

(1) Design conditions

Type of cylinder	Fixed cylinder	
Rated pressure	Raising (Setting pressure of relief valve)	$P_1 = 21.0 \text{ MPa}$
	Lowering (Setting pressure of relief valve)	$P_2 = 12.6 \text{ MPa}$
Working pressure	Raising (Effective operating pressure)	$P_1' = 18.9 \text{ MPa}$
	Lowering (Effective operating pressure)	$P_2' = 11.3 \text{ MPa}$
Operating speed	0.1 m/min	
Operating load	Raising	$W_u = 180.00 \text{ kN}$
	Lowering	$W_d = 150.00 \text{ kN}$
Cylinder	Inside diameter of tube	$D = 160 \text{ mm}$
	Outside diameter of rod	$d = 90 \text{ mm}$
	Cylinder stroke	$S = 1570 \text{ mm}$

(2) Pulling and pushing forces of cylinder

1) Rated pressure

Pulling force (Raising)

$$\begin{aligned}
 F_u &= \frac{\pi}{4} \times (D^2 - d^2) \times p_1' \\
 &= \frac{\pi}{4} \times (160^2 - 90^2) \times \frac{21.0}{1000} \\
 &= 288.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pushing force (Lowering)

$$\begin{aligned}
 F_d &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times p_2' \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 160^2 \times \frac{12.6}{1000} \\
 &= 253.3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Working pressure

Pulling force (Raising)

$$\begin{aligned}
 F_u' &= \frac{\pi}{4} \times (D^2 - d^2) \times p_1' \\
 &= \frac{\pi}{4} \times (160^2 - 90^2) \times \frac{18.9}{1000} \\
 &= 259.8 \text{ kN} > \underline{W_u = 180 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

Pushing force (Lowering)

$$\begin{aligned}
 F_d' &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times p_2' \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 160^2 \times \frac{11.3}{1000} \\
 &= 228.0 \text{ kN} > \underline{W_d = 150.00 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

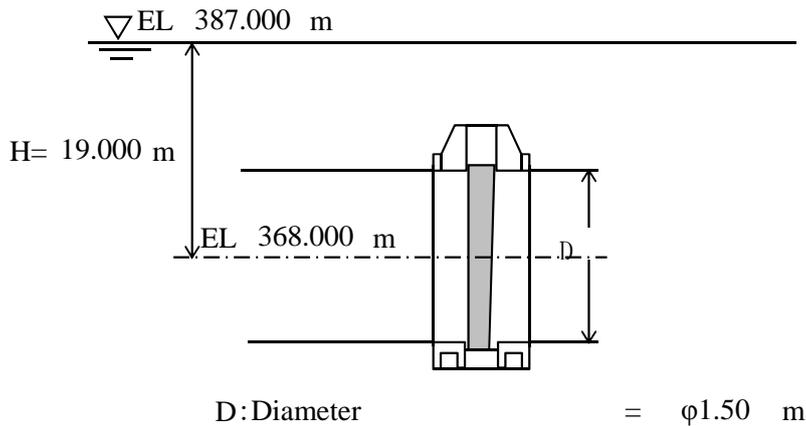
2. Strength Calculation for control gate in Oeste dam (Before heightning)

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 (Normal water level Only)



Load of normal water level only

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \times H \times A \\
 &= 9.81 \times 19.00 \times 1.77 \\
 &= 329.35 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

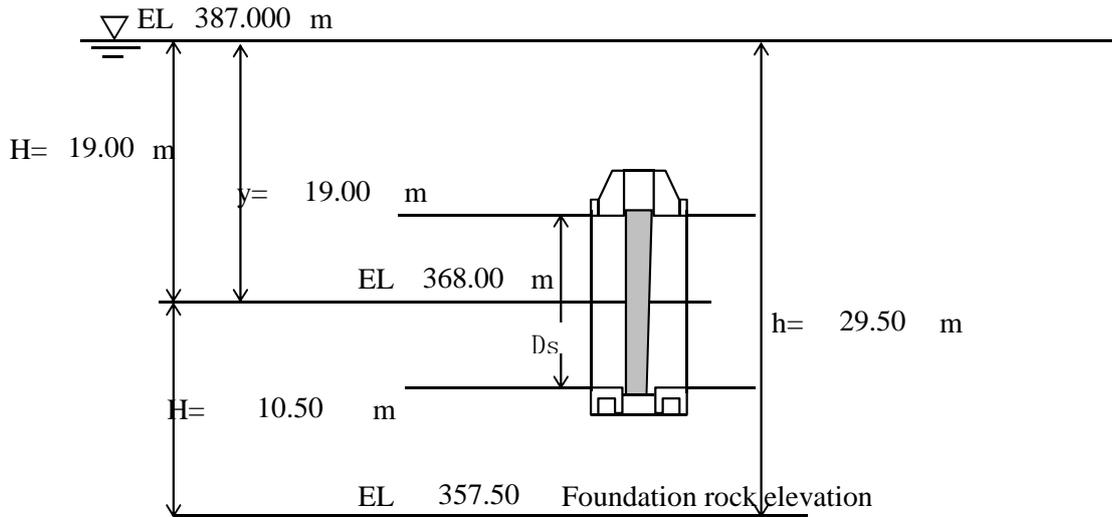
Where, P_s : Hydrostatic load

$$\gamma_o \text{ : Specific gravity of water} = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

$$H \text{ : Design head} = 19.00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ : Receiving pressure area} &= \pi \cdot D_s^2 / 4 = \pi \times 1.50^2 / 4 \\
 &= 1.77 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

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



a) Hydrostatic load

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \times H \times A \\
 &= 9.81 \times 19.00 \times 1.77 \\
 &= 329.35 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

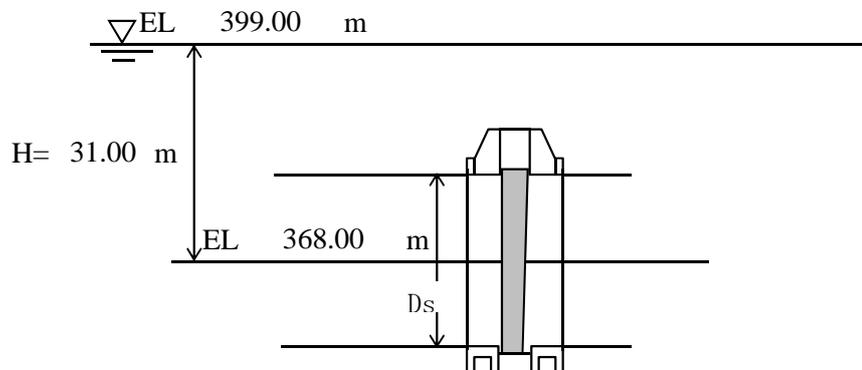
b) Dynamic pressure load during earthquake

$$\begin{aligned}
 P_d &= \gamma_o \cdot 7/8 \cdot k \cdot (h \cdot y)^{1/2} \cdot A \\
 &= 9.81 \times 7/8 \times 0.05 \times 29.50 \times 19.00^{1/2} \times 1.77 \\
 &= 17.95 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Total load

$$\begin{aligned}
 P_w &= P_s + P_d \\
 &= 329.35 + 17.95 \\
 &= 347.31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(3) CCE2(Flood water level only)



$$D: \text{Caliber} = \phi 1.50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \times H \times A \\
 &= 9.81 \times 31.00 \times 1.77 \\
 &= 537.36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

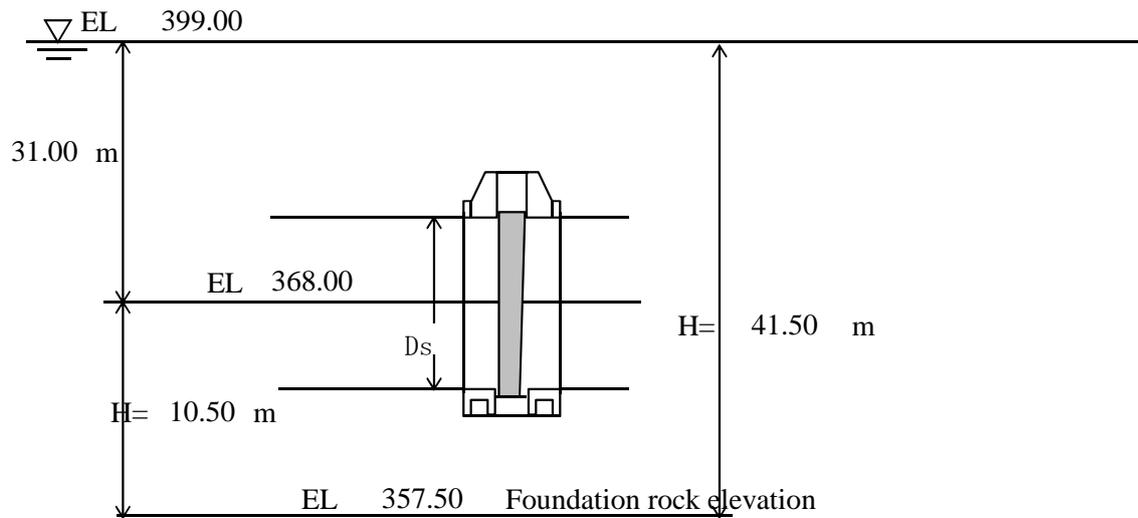
Where, P_s :Hydrostatic load

$$\gamma_o \text{ :Specific gravity of water} = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

$$H \text{ :Design head} = 31.00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ :Receiving pressure area} &= \pi \cdot D_s^2 / 4 = \pi \times 1.50^2 / 4 \\
 &= 1.77 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

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



a) Hydrostatic load

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \cdot H \cdot A \\
 &= 9.81 \times 31.00 \times 1.77 \\
 &= 537.36 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

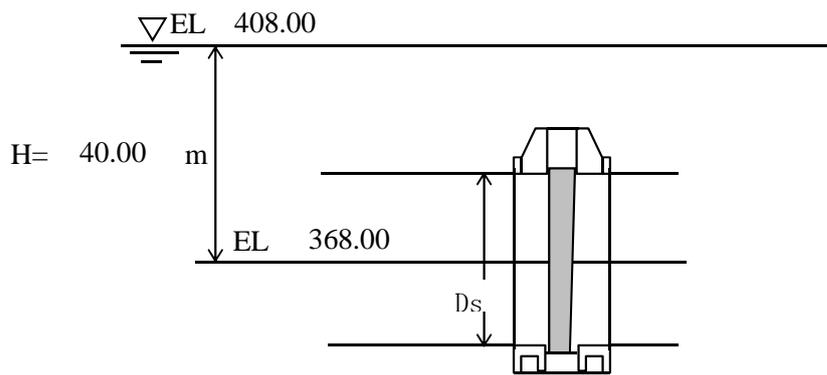
b) Dynamic pressure load during earthquake

$$\begin{aligned}
 P_d &= \gamma_o \cdot 7/8 \cdot k \cdot (h \cdot y)^{1/2} \cdot A \\
 &= 9.81 \times 7/8 \times 0.05 \times 41.50 \times 31.00^{1/2} \times 1.77 \\
 &= 27.20 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Total load

$$\begin{aligned}
 P_w &= P_s + P_d \\
 &= 537.36 + 27.20 \\
 &= 564.56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(5) Max. water level



D: Diameter = $\phi 1.50$ m

$$\begin{aligned}
 P_s &= \gamma_o \times H \times A \\
 &= 9.81 \times 40.00 \times 1.77 \\
 &= 693.37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Where, P_s : Hydrostatic load

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

H : Design head = 40.00 m

$$\begin{aligned}
 A &: \text{Receiving pressure area} = \pi \cdot D_s^2 / 4 = \pi \times 1.50^2 / 4 \\
 &= 1.77 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

(5) Comparison of loads

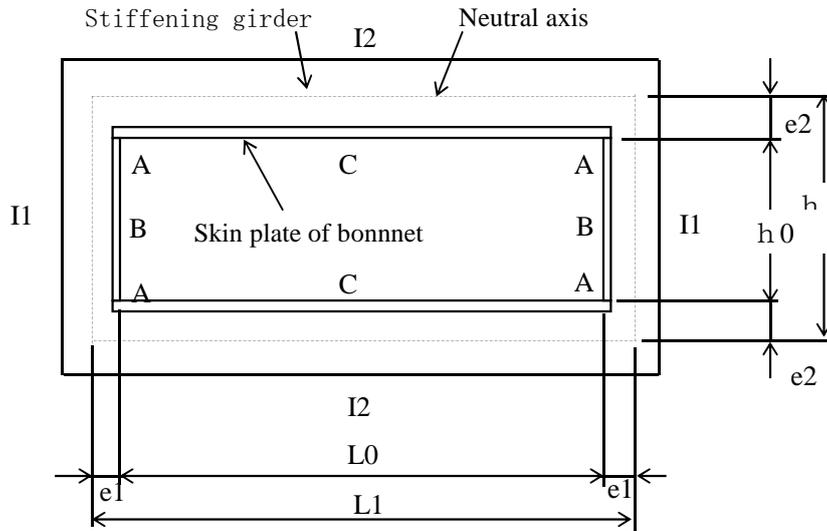
unit : kN

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
Flood water level	0.63	0.90	537.36	852.96	564.56	627.29
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, L_0 :Width of bonnet = 1650 mm
 h_0 :Depth of bonnet = 315 mm

(1) Internal pressure

$$p_i = \gamma_0 \times H$$

$$= 9.81 \times 31.00 = 304.11 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0.304 \text{ N/mm}^2$$

p_i :Internal pressure (N/mm²)
 γ_0 :Specific gravity of water = 9.81 kN/m³
 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

$$l/L \leq 0.02$$

$$\lambda = 1$$

$$0.02 < l/L < 0.3$$

$$\lambda = \{1.06 - 3.2(1/L) + 4.5(1/L)^2\} 1$$

$$0.3 \leq l/L$$

$$\lambda = 0.15L$$

b) Point of B and C

$$l/L \leq 0.05$$

$$\lambda = 1$$

$$0.05 < l/L < 0.3$$

$$\lambda = \{1.1 - 2(1/L)\} 1$$

$$0.3 \leq l/L$$

$$\lambda = 0.15L$$

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

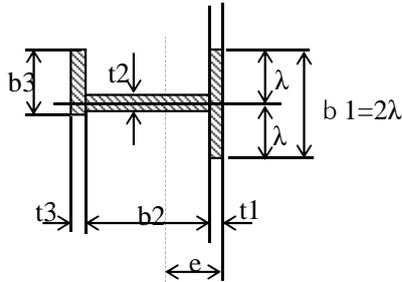
Point A = $0.2 (l_0 + h_0) = 0.2 \times (1650 + 315) = 393$ mm

Point B = $0.6 h_0 = 0.6 \times 315 = 189$ mm

Point C = $0.6 L_0 = 0.6 \times 1650 = 990$ mm

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

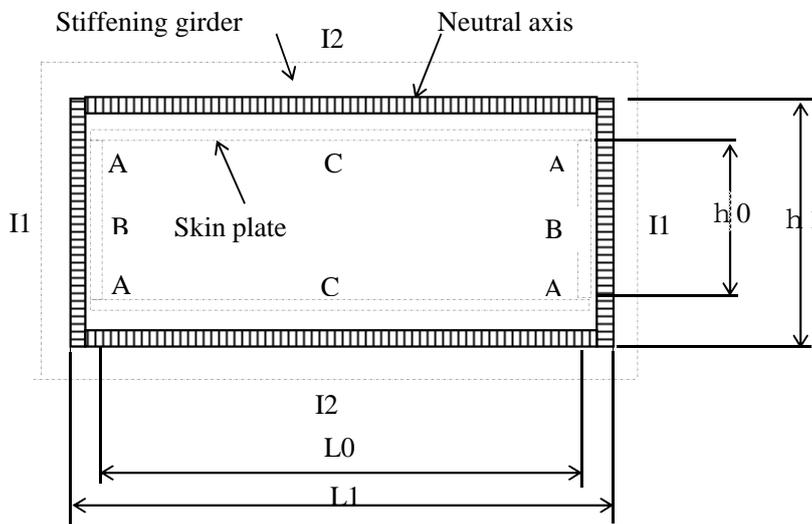
(3) Section properties of stiffening girder



- 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.

$$\begin{aligned}
 W &= \pi \cdot b \cdot (2h_0 + L_0) / (2h_1 + L_1) \\
 &= 0.304 \times 315 \times (2 \times 315 + 1650) / (2 \times 448 + 1852) \\
 &= 79 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

Where, W : Converted acting load N/mm
 p_s : Design internal pressure $= 0.304 \text{ N/mm}^2$
 b : Width of receiving pressure $= 315 \text{ mm}$
 h_c : Depth of bonnet $= 315 \text{ mm}$
 h_1 : Length of neutral axis $= h_0 + e = 315 + 2 \times 66 = 448 \text{ mm}$
 L_0 : Width of bonnet $= 1650 \text{ mm}$
 L_1 : Length of neutral axis $= L_0 + 2e : 1650 + 2 \times 101 = 1852 \text{ mm}$

2) Acting load on each part

[Stiffness ratio]

$$k = (I_2 \cdot h_1) / (I_1 \cdot L_1)$$

$$= (33413694 \times 448) / (16102576 \times 1852) = 0.502$$

$$n = h_1 / L_1$$

$$= 448 / 1852 = 0.242$$

[Bending moment]

$$M_A = W \cdot L_1^2 / 12 \cdot \{(1 + n^2 \cdot k) / (1 + k)\}$$

$$M_B = M_A - W \cdot h^2 / 8$$

$$M_C = M_A - W \cdot L_1^2 / 8$$

[Axial force]

Section A-B $N_{AB} = W \cdot L_1 / 2$ (Tensile force)
 Section B-C $N_{BC} = W \cdot h_1 / 2$ (Tensile force)

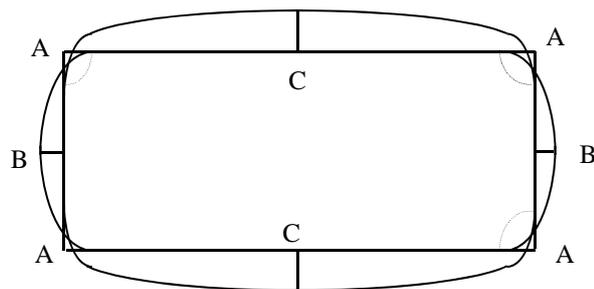
[Shearing force]

Section A-B $S_{AB} = W \cdot h_1 / 2$
 Section B-C $S_{AC} = W \cdot h_1 / 2$

[Result of calculation]

$$M_A = 15573516 \text{ N-mm} \quad M_B = 13581005 \text{ N-mm}$$

$$M_C = -18507660 \text{ N-mm}$$



$$V_A = 0 \text{ N}$$

$$N_{AB} = 73609 \text{ N} \quad N_{BC} = 17798 \text{ N}$$

$$S_{AB} = 17798 \text{ N} \quad S_{BC} = 73609 \text{ N}$$

(5) Stress of bonnet

1) Stress at "A"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ai} &= MA/Z_i + NAB/A \\ &= 15573516 / 250164 + 73609 / 6063 \\ &= 62.3 + 12.1 = \underline{74.4 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

[Bending stress(Outside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ao} &= -MA/Z_o + NAB/A \\ &= -15573516 / 309396 + 73609 / 6063 \\ &= -50.3 + 12.1 = \underline{-38.2 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Shearing stress

$$\begin{aligned}\tau_A &= SBC/A_w \\ &= 73609 / 1976 \\ &= \underline{37.2 \text{ N/mm}^2} < \tau_a = 90.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

2) Stress of "B"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ai} &= MB/Z_i + NAB/A \\ &= 13581005 / 159431 + 73609 / 5282 \\ &= 85.2 + 13.9 = \underline{99.1 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

[Bending stress(Outside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ao} &= -MB/Z_o + NAB/A \\ &= -13581005 / 270177 + 73609 / 5282 \\ &= -50.3 + 13.9 = \underline{-36.3 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Shearing stress

$$\begin{aligned}\tau_A &= SAB/A_w \\ &= 17798 / 1976 \\ &= \underline{9.0 \text{ N/mm}^2} < \tau_a = 90.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

3) Stress of "C"

Bending stress

[Bending stress(Inside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ai} &= MC/Z_i + NBC/A \\ &= -18507660 / 503218 + 17798 / 8331 \\ &= -36.8 + 2.1 = \underline{-34.6 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

[Bending stress(Outside)]

$$\begin{aligned}\sigma_{Ao} &= -MC/Z_o + NBC/A \\ &= 18507660 / 354710 + 17798 / 8331 \\ &= 52.2 + 2.1 = \underline{54.3 \text{ N/mm}^2} < \sigma_a = 157.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Shearing stress

$$\begin{aligned}\tau_A &= SBC/A_w \\ &= 73609 / 1976 \\ &= \underline{37.2 \text{ N/mm}^2} < \tau_a = 90.9 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(6) Allowable stresses

Allowable bending stress

Outside

$$\sigma_a = 250 \times 0.63 = 157.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Material: A36(ASTM)}$$

Inside

$$\sigma_a = 250 \times 0.63 = 157.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Material: A36(ASTM)}$$

Coefficient: 0.63

Allowable shearing stress

Outside

$$\tau_a = 90.9 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Material: A36(ASTM)}$$

2.4 Operating load

The operating load is summed up the following loads.

(1) Self weight

$$\text{Gate leaf} \quad G1 = 2.5 \times 9.81 = 24.53 \text{ kN}$$

$$\text{Rod of cylinder} \quad G2 = 0.77 \text{ kN}$$

$$\text{Total load} \quad G = 25.30 \text{ kN}$$

(2) Seal friction

$$F2 = \mu_2 \cdot P$$

$$= 0.4 \times 693.371 = 277.35 \text{ kN}$$

$$\text{Where, } \mu_2 : \text{Frictional coefficient of metal seal} = 0.4$$

$$P : \text{Hydrostatic pressure at operation} = 693.37 \text{ kN}$$

(3) Buoyancy

$$F3 = \gamma_0 / W_0 \cdot G1$$

$$= 9.81 / 77.0 \times 24.53 = 3.12 \text{ kN}$$

$$\text{ここに, } \gamma_0 : \text{Specific gravity of water} = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

$$W_0 : \text{Specific gravity of steel material} = 77.01 \text{ kN/m}^3$$

(4) Friction force of seal in cylinder

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

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

$$\text{Where, } d : \text{Rod outside diameter} = 0.090 \text{ m}$$

$$b : \text{Width of contact of V-packing} = 0.006 \text{ m}$$

$$n : \text{Quantity of V-packing} = 1 \text{ piece}$$

$$\mu_2 : \text{Frictional coefficient of V-packing} = 0.7$$

$$P : \text{Pressure on V-packing} = 693.371 \text{ kN}$$

(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	$F_u = 300.34 \text{ kN} \rightarrow 310.00 \text{ kN}$
Lowerring load	$F_d = 256.00 \text{ kN} \rightarrow 260.00 \text{ kN}$

2.5 Capacity of cylinder

(1) Design conditions

Type of hoist	Fixed cylinder	
Rated pressure	Raising (Setting pressure of relief valve)	$P_1 = 16.0 \text{ MPa}$
	Lowering (Setting pressure of relief valve)	$P_2 = 9.6 \text{ MPa}$
Working pressure	Raising (Effective operating pressure)	$P_1' = 14.4 \text{ MPa}$
	Lowering (Effective operating pressure)	$P_2' = 8.6 \text{ MPa}$
Operating speed	0.1 m/min	
Operating load	Raising	$W_u = 310.00 \text{ kN}$
	Lowerring	$W_d = 260.00 \text{ kN}$
Cylinder	Inside diameter of tube	$D = 200 \text{ mm}$
	Outside diameter of rod	$d = 100 \text{ mm}$
	Cylinder stroke	$S = 1570 \text{ mm}$

(2) Power to push and power to pull

1) Rated pressure

Pulling force (Raising)

$$\begin{aligned}
 F_u &= \frac{\pi}{4} \times (D^2 - d^2) \times p_1' \\
 &= \frac{\pi}{4} \times (200^2 - 100^2) \times \frac{16.0}{1000} \\
 &= 377 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pushing force (Lowering)

$$\begin{aligned}
 F_d &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times p_2' \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 200^2 \times \frac{9.6}{1000} \\
 &= 301.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Working pressure

Pulling force (Raising)

$$\begin{aligned}
 F_u' &= \frac{\pi}{4} \times (D^2 - d^2) \times p_1' \\
 &= \frac{\pi}{4} \times (200^2 - 100^2) \times \frac{14.4}{1000} \\
 &= 339.3 \text{ kN} > \underline{W_u = 310 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

Pushing force (Lowering)

$$\begin{aligned}
 F_d' &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times p_2' \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 200^2 \times \frac{8.6}{1000} \\
 &= 271.4 \text{ kN} > \underline{W_d = 260.00 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

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 σ_a (N/mm ²)	CCE σ_a (N/mm ²)	CCL σ_a (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

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

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 σ_a (N/mm ²)	CCE σ_a (N/mm ²)	CCL σ_a (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

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

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 σ_a (N/mm ²)	CCE σ_a (N/mm ²)	CCL σ_a (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

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

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 σ_a (N/mm ²)	CCE σ_a (N/mm ²)	CCL σ_a (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

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

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	←

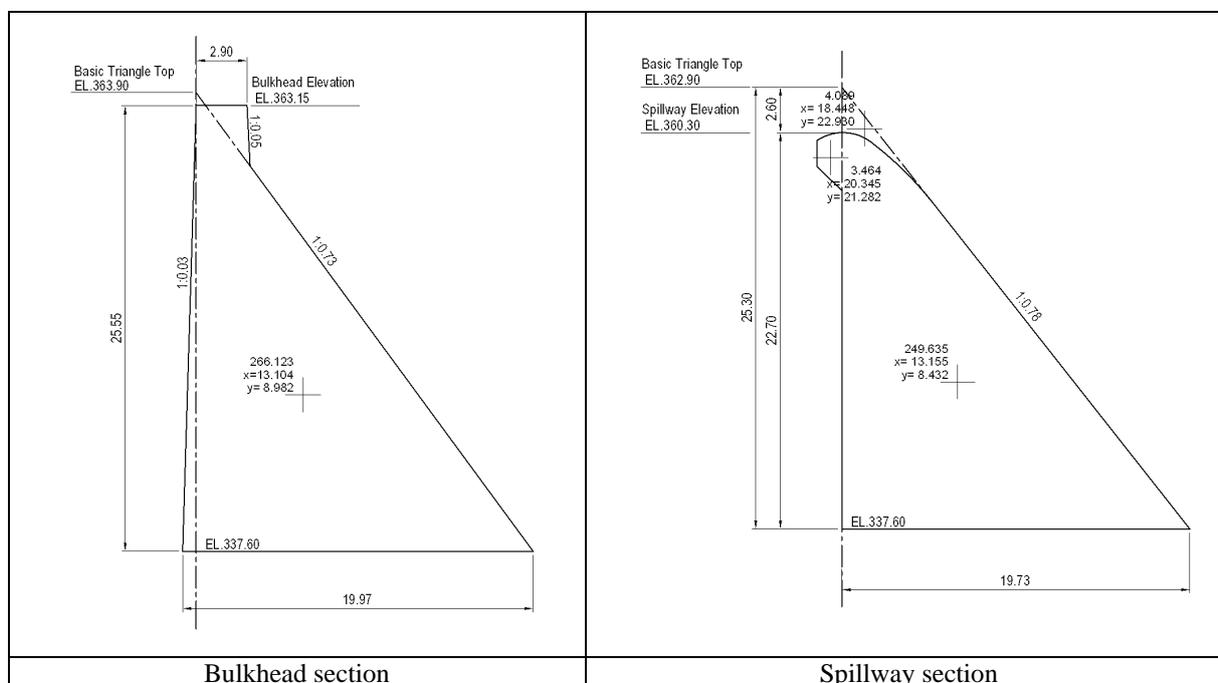


Fig 1 Typical section of Existing

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

$$FSF = \frac{\sum V}{\sum U} = \frac{6,275.40}{520.43} = 12.058 > 1.30 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

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

- 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

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

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

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

- 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/m² ≥ 0 kN/m² (Tensile force not occur)
 vertical stress of downstream = -0.729 kN/m² < 0 kN/m² (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

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

- Excentricity

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

- Safety factor due to Lifting

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

- Safety factor due to overturning

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

- 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

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

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

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

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

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

- Excentricity

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

- Safety factor due to Lifting

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

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\sum M_e}{\sum M_t} = \frac{64,251.65}{23,529.72} = 2.731 > 1.10 \text{ ... -OK-}$$

- 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

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

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

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

- Safety factor due to bearing power

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

vertical stress of upstream = 139.043 kN/m² ≥ 0 kN/m² (Tensile force not occur)
 vertical stress of downstream = 334.870 kN/m² ≥ 0 kN/m² (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

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

- Safety factor due to overturning

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

- 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

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

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

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

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

$$FSF = \frac{\sum V}{\sum U} = \frac{5,875.91}{514.40} = 11.423 > 1.30 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

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

- Safety factor due to sliding

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

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

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

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

- 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/m² ≥ 0 kN/m² (Tensile force not occur)
 vertical stress of downstream = -20.982 kN/m² < 0 kN/m² (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

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

- Excentricity

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

- Safety factor due to Lifting

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

- Safety factor due to overturning

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

- Safety factor due to sliding

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

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_\phi} = \frac{3,761.31 \cdot 0.78}{1.10} = 2,667.11$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0 \cdot 19.734}{1.50} = 13,156.00$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{2,667.11 + 13,156.00}{2,624.79} = 6.028 > 1.0 \dots \text{-OK-}$$

- 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/m² ≥ 0 kN/m² (Tensile force not occur)
 vertical stress of downstream = 339.245 kN/m² ≥ 0 kN/m² (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

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{5,749.98}{1,461.96} = 3.933 > 1.10 \text{ ... -OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{58,423.25}{23,173.99} = 2.521 > 1.10 \text{ ... -OK-}$$

- Safety factor due to sliding

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

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} = \frac{4,288.02 \cdot 0.78}{1.10} = 3,040.60$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0 \cdot 19.734}{1.30} = 15,180.00$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,040.60 + 15,180.00}{2,926.10} = 6.227 > 1.0 \text{ ... -OK-}$$

- 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/m² ≥ 0 kN/m² (Tensile force not occur)
 vertical stress of downstream = 326.101 kN/m² ≥ 0 kN/m² (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

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{5,851.73}{0.00} = \infty > 1.20 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{77,062.07}{0.00} = \infty > 1.30 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

V=	5,851.73 kN	FSD-φ	51
H=	0.00 kN	FSD-c	1.30
L=	19.734 m	tanφ	2.00
			0.78

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} = \frac{5,851.73 \cdot 0.78}{1.30} = 3,511.04$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0 \cdot 19.734}{2.00} = 9,867.00$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,511.04 + 9,867.00}{0.00} = \infty > 1.0 \dots \text{-OK-}$$

- 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/m² ≥ 0 kN/m² (Tensile force not occur)
 vertical stress of downstream = -1.172 kN/m² < 0 kN/m² (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	←

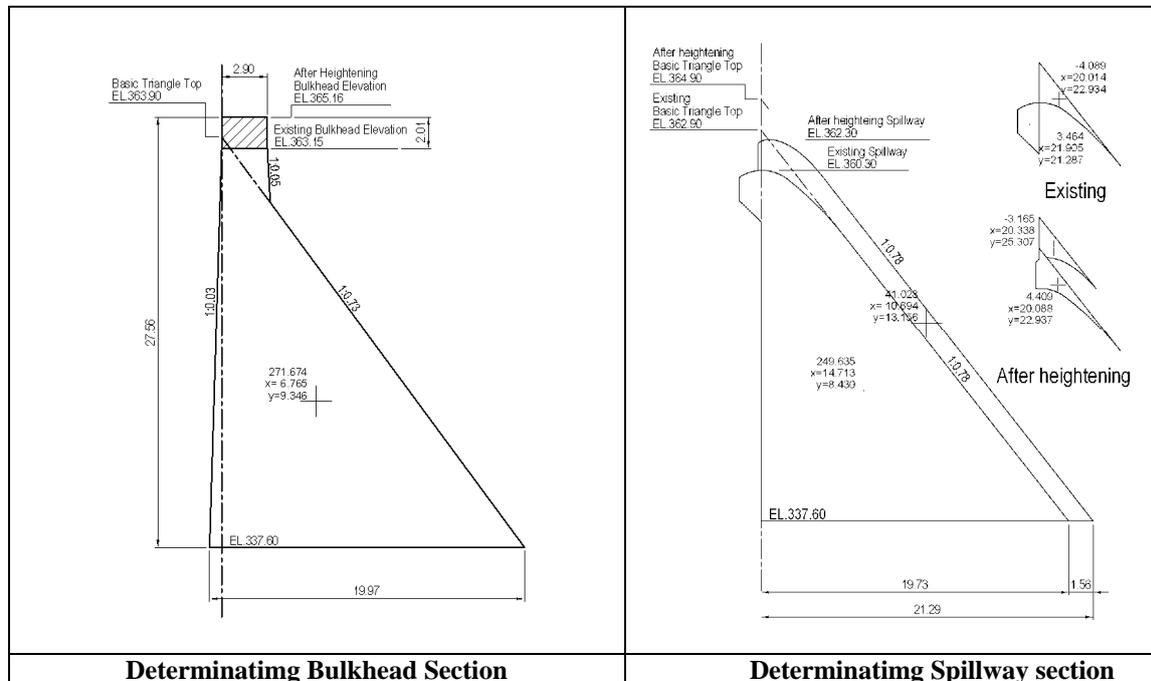


Fig 2 After heightening Bulkhead section

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

$$FSF = \frac{\sum V}{\sum U} = \frac{6,408.60}{520.43} = 12.314 > 1.30 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\sum Me}{\sum Mt} = \frac{79,474.32}{28.77} = 2,762.403 > 1.50 \dots \text{-OK-}$$

- 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

$$\frac{\sum V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} = \frac{5,888.17 \cdot 0.78}{1.50} = 3,061.85$$

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

$$FSD = \frac{\frac{\sum V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\sum H} = \frac{3,061.85 + 6,655.33}{21.26} = 457.064 > 1.0 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{5,888.17}{19.966} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \cdot 3.509}{19.966} \right)$$

vertical stress of upstream = 605.913 kN/m² ≥ 0 kN/m² (Tensile force not occur)
 vertical stress of downstream = -16.079 kN/m² < 0 kN/m² (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

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6,869.23}{2,587.53} = 2.655 > 1.10 \text{ ... -OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{65,298.68}{31,286.95} = 2.087 > 1.20 \text{ ... -OK-}$$

- 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

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} = \frac{4,281.70 \cdot 0.78}{1.10} = 3,036.11$$

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

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,036.11 + 13,310.67}{3,148.50} = 5.192 > 1.0 \text{ ... -OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{4,281.70}{19.966} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \cdot 2.039}{19.966} \right)$$

vertical stress of upstream = 83.046 kN/m² ≥ 0 kN/m² (Tensile force not occur)
 vertical stress of downstream = 345.864 kN/m² ≥ 0 kN/m² (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

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6,357.02}{1,563.96} = 4.065 > 1.10 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{67,072.00}{29,708.31} = 2.258 > 1.10 \dots \text{-OK-}$$

- 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

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} = \frac{4,793.06 \cdot 0.78}{1.10} = 3,398.72$$

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

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,398.72 + 15,358.46}{3,449.53} = 5.438 > 1.0 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{4,793.06}{19.966} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 2.188}{19.966} \right)$$

vertical stress of upstream = 82.215 kN/m² ≥ 0 kN/m² (Tensile force not occur)
 vertical stress of downstream = 397.919 kN/m² ≥ 0 kN/m² (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

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{84,276.48}{6,384.34} = 13.200 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{19.966}{2} - 13.200 = -3.217 \text{ m}$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\sum V}{\sum U} = \frac{6,384.34}{0.00} = \infty > 1.20 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\sum Me}{\sum Mt} = \frac{84,276.48}{0.00} = \infty > 1.30 \dots \text{-OK-}$$

- 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

$$\frac{\sum V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} = \frac{6,384.34 \cdot 0.78}{1.30} = 3,830.60$$

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

$$FSD = \frac{\frac{\sum V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\sum H} = \frac{3,830.60 + 9,983.00}{0.00} = \infty > 1.0 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{6,384.34}{19.966} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 3.217}{19.966} \right)$$

vertical stress of upstream = 628.911 kN/m² ≥ 0 kN/m² (Tensile force not occur)
 vertical stress of downstream = 10.627 kN/m² ≥ 0 kN/m² (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

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{5,851.74}{98.67} = 59.306 > 1.20 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{75,763.46}{45.41} = 1,668.431 > 1.30 \dots \text{-OK-}$$

- 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

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} = \frac{5,753.07 \cdot 0.78}{1.30} = 3,451.84$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0 \cdot 19.734}{2.00} = 9,867.00$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,451.84 + 9,867.00}{46.38} = 287.168 > 1.0 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{5,753.07}{19.734} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 3.294}{19.734} \right)$$

vertical stress of upstream = 583.505 kN/m² ≥ 0 kN/m² (Tensile force not occur)
 vertical stress of downstream = -0.443 kN/m² < 0 kN/m² (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

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6,870.09}{587.36} = 11.697 > 1.30 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{82,018.12}{126.12} = 650.318 > 1.50 \dots \text{-OK-}$$

- 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

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} = \frac{6,282.73 \cdot 0.78}{1.50} = 3,267.02$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0 \cdot 21.294}{3.00} = 7,098.00$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,267.02 + 7,098.00}{109.43} = 94.714 > 1.0 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{529.66}{21.294} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 1.009}{21.294} \right)$$

(Stress during to construction)

vertical stress of upstream =	31.95 kN/m ²	+	583.51 kN/m ²	= 615.46 kN/m ²	≥ 0 kN/m ²
Existing dam downstream part (-)=	18.83 kN/m ²	+	-0.44 kN/m ²	= 18.39 kN/m ²	≥ 0 kN/m ²
Existing dam downstream part (+)=	(17.79-31.95)×19.734/21.294+31.95			= 18.83 kN/m ²	≥ 0 kN/m ²
vertical stress of downstream =				= 17.79 kN/m ²	≥ 0 kN/m ²

-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

$$x = \frac{Mx + My}{V} = \frac{-52,509.67}{-1,266.65} = 41.456 \text{ m} \quad 41.45555$$

- Safety factor due to Lifting

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{21.294}{2} - 41.456 = -30.809 \text{ m} \quad -30.8085481$$

1.1

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{7,246.13}{2,759.70} = 2.626 > 1.10 \dots \text{-OK-}$$

1.2

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{57,971.37}{34,762.99} = 1.668 > 1.20 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to sliding

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

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} = \frac{4,486.42 \cdot 0.78}{1.10} = 3,181.28$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0 \cdot 21.294}{1.50} = 14,196.00$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,181.28 + 14,196.00}{4,176.70} = 4.161 > 1.0 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{-1,266.65}{21.294} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 30.809}{21.294} \right)$$

(Stress during to construction)

vertical stress of upstream =	-575.88	kN/m ² +	583.51	kN/m ²	= 7.63	kN/m ² ≥ 0
Existing dam downstream part (-)=	381.25	kN/m ² +	-0.44	kN/m ²	= 380.81	kN/m ² ≥ 0
Existing dam downstream part (+)=	(456.91-575.88) × 19.734/21.294	-575.88			= 381.25	kN/m ² ≥ 0
vertical stress of downstream =					= 456.91	kN/m ² ≥ 0

-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

$$x = \frac{M_x + M_y}{V} = \frac{-40,899.59}{730.7} = -55.972 \text{ m}$$

- Safety factor due to Lifting

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{21.294}{2} - (-55.972) = 44.5325 \text{ m}$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6,724.11}{1,701.75} = 3.951 > 1.10 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{64,964.03}{30,145.57} = 2.155 > 1.10 \dots \text{-OK-}$$

- 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

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_\phi} = \frac{5,022.36 \cdot 0.78}{1.10} = 3,561.31$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0 \cdot 21.294}{1.30} = 16,380.00$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,561.31 + 16,380.00}{3,680.14} = 5.419 > 1.0 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{-730.71}{21.294} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \times 45.325}{21.294} \right)$$

(Stress during to construction)

vertical stress of upstream =	-472.51	kN/m ² +	583.51	kN/m ²	=	111.00	kN/m ² ≥ 0 kN/m ²
Existing dam downstream part (-)=	339.68	kN/m ² +	-0.44	kN/m ²	=	339.24	kN/m ² ≥ 0 kN/m ²
Existing dam downstream part (+)=	(403.88-472.51) × 19.734/21.294 - 472.51				=	339.68	kN/m ² ≥ 0 kN/m ²
vertical stress of downstream =					=	403.88	kN/m ² ≥ 0 kN/m ²

-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	↑

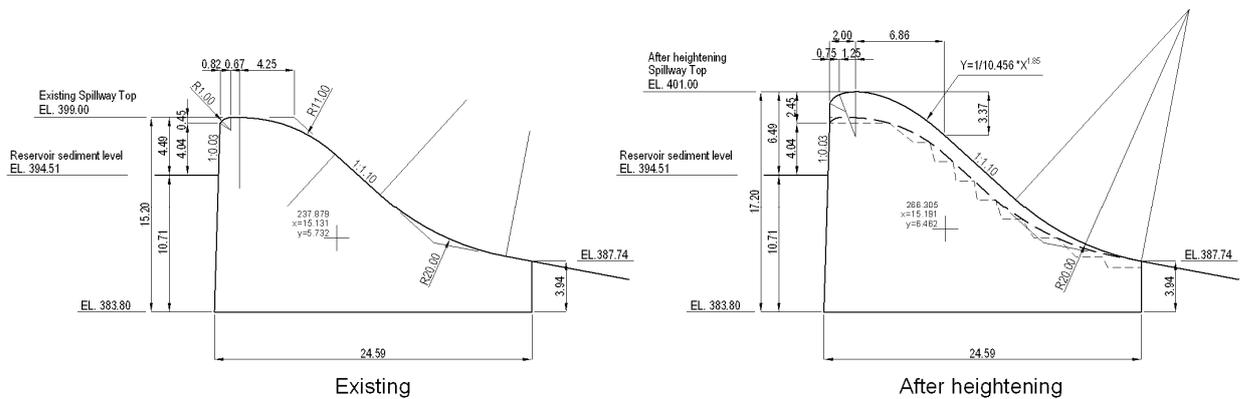


Fig 1 Typical section of Existing

(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

$$FSF = \frac{\sum V}{\sum U} = \frac{5,590.16}{0.00} = \infty > 1.30 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\sum Me}{\sum Mt} = \frac{84,584.66}{1,433.23} = 59.017 > 1.50 \dots \text{-OK-}$$

- 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

$$\frac{\sum V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} = \frac{5,590.16 \cdot 0.78}{1.50} = 2,906.88$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0 \cdot 24.590}{3.00} = 8,196.67$$

$$FSD = \frac{\frac{\sum V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\sum H} = \frac{2,906.88 + 8,196.67}{401.46} = 27.658 > 1.0 \dots \text{-OK-}$$

- 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/m ² ≥ 0 kN/m ² (Tensile force not occur)	
vertical stress of downstream =	84.222 kN/m ² ≥ 0 kN/m ² (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

$$x = \frac{M_x + M_y}{V} = \frac{55,033.96}{4,680.33} = 11.759 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{24.590}{2} - 11.759 = |0.536 \text{ m}|$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{5,590.16}{909.83} = 6.144 > 1.10 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{69,669.51}{14,635.55} = 4.760 > 1.20 \dots \text{-OK-}$$

- 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

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} = \frac{4,680.33 \cdot 0.78}{1.10} = 3,318.78$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0 \cdot 24.590}{1.50} = 16,393.33$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,318.78 + 16,393.33}{2,414.20} = 8.165 > 1.0 \dots \text{-OK-}$$

- 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/m² ≥ 0 kN/m² (Tensile force not occur)
 vertical stress of downstream = 215.227 kN/m² ≥ 0 kN/m² (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

$$x = \frac{M_x + M_y}{V} = \frac{63,273.95}{4,799.51} = 13.183 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{24.590}{2} - 13.183 = -0.888 \text{ m}$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{5,422.45}{622.95} = 8.705 > 1.10 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_t} = \frac{71,834.95}{8,561.00} = 8.391 > 1.10 \dots \text{-OK-}$$

- 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

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_\phi} = \frac{4,799.51 \cdot 0.78}{1.10} = 3,403.29$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0 \cdot 24.590}{1.30} = 18,915.38$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,403.29 + 18,915.38}{1,697.09} = 13.151 > 1.0 \dots \text{-OK-}$$

Factor 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/m² ≥ 0 kN/m² (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 152.891 kN/m² ≥ 0 kN/m² (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

$$x = \frac{M_x + M_y}{V} = \frac{93,640.85}{6,258.17} = 14.963 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{24.590}{2} - 14.963 = -2.668 \text{ m}$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\sum V}{\sum U} = \frac{6,258.17}{0.00} = \infty > 1.30 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\sum Me}{\sum Mt} = \frac{95,074.08}{1,433.23} = 66.336 > 1.50 \dots \text{-OK-}$$

- 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

$$\frac{\sum V \cdot \tan \phi}{FSD_\phi} = \frac{6,258.17 \cdot 0.78}{1.50} = 3,254.25$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0 \cdot 24.590}{3.00} = 8,196.67$$

$$FSD = \frac{\frac{\sum V \cdot \tan \phi}{FSD_\phi} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\sum H} = \frac{3,254.25 + 8,196.67}{401.46} = 28.523 > 1.0 \dots \text{-OK-}$$

Factor due to bearing power

$$q = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{6,258.17}{24.590} \times \left(1.0 \pm \frac{6 \cdot 2.668}{24.590} \right)$$

vertical stress of upstream = 420.179 kN/m² ≥ 0 kN/m² (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 88.822 kN/m² ≥ 0 kN/m² (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

$$x = \frac{M_x + M_y}{V} = \frac{59,283.94}{5,266.37} = 11.257 \text{ m}$$

- Excentricity

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{24.590}{2} - 11.257 = 1.038 \text{ m}$$

- Safety factor due to Lifting

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6,258.17}{991.80} = 6.310 > 1.10 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{78,815.23}{19,531.29} = 4.035 > 1.20 \dots \text{-OK-}$$

- 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

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} = \frac{5,266.37 \cdot 0.78}{1.10} = 3,734.34$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0 \cdot 24.590}{1.50} = 16,393.33$$

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,734.34 + 16,393.33}{2,878.20} = 6.993 > 1.0 \dots \text{-OK-}$$

Factor 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/m² ≥ 0 kN/m² (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 268.410 kN/m² ≥ 0 kN/m² (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

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{6,070.42}{704.91} = 8.612 > 1.10 \dots \text{-OK-}$$

- Safety factor due to overturning

$$FST = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mt} = \frac{80,665.98}{11,792.55} = 6.840 > 1.10 \dots \text{-OK-}$$

- 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

$$\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} = \frac{5,365.51 \cdot 0.78}{1.10} = 3,804.63$$

$$\frac{c \cdot l}{FSD_c} = \frac{1,000.0 \cdot 24.590}{1.30} = 18,915.38$$

$$F_{FSD} = \frac{\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{FSD_{\phi}} + \frac{c \cdot l}{FSD_c}}{\Sigma H} = \frac{3,804.63 + 18,915.38}{2,073.39} = 10.958 > 1.0 \dots \text{-OK-}$$

Factor 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/m² ≥ 0 kN/m² (Tensile force not occur)

vertical stress of downstream = 189.396 kN/m² ≥ 0 kN/m² (Tensile force not occur)

-OK-