

PROJETO BÁSICO
ÁREA DE MONTAGEM E BLOCO LATERAL
ESTABILIDADE - MEMÓRIA DE CÁLCULO

0	Emissão Final	EBN/SRP	RRB	MAI/15
Nº	Descrição	Prep.	Aprov.	Data
REVISÕES				
				
PROJETO BÁSICO				
				

UHE ITAOCARA I

Preparado	<u>EBN/SRP</u>	Aprov.	<u>Marcelo K. Turqueti</u> Gerente do Projeto	Nº VLB	Rev.
Conferido	<u>PCS</u>			1530-IT-B-MC-C11-0002	0
Visto	<u>RRB</u>	Aprov.	<u>José H. R. Lopes</u> Resp. Técnico	Nº do Cliente	Rev.
Data	<u>MAI/15</u>		MG-12545/D		

PROJETO BÁSICO
ÁREA DE MONTAGEM E BLOCO LATERAL
ESTABILIDADE - MEMÓRIA DE CÁLCULO

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	4
1.1 OBJETIVO.....	4
1.2 UNIDADES.....	4
1.3 COEFICIENTE DE SEGURANÇA À FLUTUAÇÃO – CSF.....	4
1.4 COEFICIENTE DE SEGURANÇA AO TOMBAMENTO – CST.....	5
1.5 COEFICIENTE DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO – CSD.....	5
1.6 PORCENTAGEM DA ÁREA COMPRIMIDA.....	7
1.7 PARÂMETROS ADOTADOS.....	7
1.8 CARGAS CONSIDERADAS.....	7
1.9 DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA.....	10
2. ESTRUTURA.....	11
2.1 GEOMETRIA.....	11
2.2 ESTABILIDADE.....	19
3. CASOS DE CARREGAMENTO.....	22
4. ÁREA DE MONTAGEM 1 – AM1.....	24
4.1 ESTRUTURA DE MONTANTE.....	25
4.2 ESTRUTURA DE JUSANTE.....	59
5. ÁREA DE MONTAGEM 2 – AM2.....	85
5.1 ESTRUTURA DE MONTANTE.....	86
5.2 ESTRUTURA DE JUSANTE.....	118
5.3 LAJE CENTRAL.....	143
6. POÇO DE ACESSO À GALERIA DE DRENAGEM.....	156
6.1 CASOS DE CARREGAMENTO.....	157



UHE ITAOCARA I

6.2	CÁLCULO DA FORÇA ATUANTE	165
7.	BLOCO LATERAL	169
7.1	CASOS DE CARREGAMENTO	170
7.2	CÁLCULO DA FORÇA ATUANTE	178
7.3	CÁLCULO DAS ANCORAGENS	180
7.4	MALHA ADOTADA	181
8.	CONCLUSÃO	182
ANEXO A – UHE ITAOCARA I – JUSTIFICATIVA SOBRE ADOÇÃO DE PARÂMETROS GEOMECÂNICOS NA INTERFACE ROCHA/CONCRETO		183

PROJETO BÁSICO
ÁREA DE MONTAGEM E BLOCO LATERAL
ESTABILIDADE - MEMÓRIA DE CÁLCULO

1. INTRODUÇÃO

1.1 OBJETIVO

Esta memória de cálculo tem como objetivo apresentar a análise de estabilidade da Área de Montagem, Bloco Lateral e do Poço de Acesso à Galeria de Drenagem da UHE Itaocara I.

1.2 UNIDADES

As unidades nesta memória estão de acordo com o sistema internacional de medidas (SI), sendo as forças adotadas em “kN”, as medidas lineares e elevações em “m”, as áreas em “m²” e os volumes em “m³”.

1.3 COEFICIENTE DE SEGURANÇA À FLUTUAÇÃO – CSF

$$CSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U}$$

Onde:

CSF – Coeficiente de segurança à flutuação;

ΣV – Somatório das forças gravitacionais;

ΣU – Somatório das forças de subpressão.

Coeficientes de Segurança	Casos de Carregamentos			
	CCN	CCE	CCL	CCC
Flutuação – CSF	1,30	1,10	1,10	1,20

1.4 COEFICIENTE DE SEGURANÇA AO TOMBAMENTO – CST

$$CST = \frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$$

Onde:

CST – Coeficiente de segurança ao tombamento;

ΣM_E – Somatório dos momentos estabilizantes;

ΣM_T – Somatório dos momentos de tombamento.

Coeficientes de Segurança	Casos de Carregamentos			
	CCN	CCE	CCL	CCC
Tombamento – CST	1,50	1,20	1,10	1,30

Obs.: Adota-se que a verificação da segurança ao tombamento é desnecessária quando a resultante de todas as forças atuantes estiver localizada dentro do núcleo central de inércia da área da base da estrutura, ou seja, 100% comprimida, ao nível onde o tombamento esteja sendo analisado.

1.5 COEFICIENTE DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO – CSD

<p>SEM COESÃO</p> $\frac{\Sigma N_i T g \phi_i}{\Sigma T_i} \geq CSD_\phi$	<p>COM COESÃO</p> $\frac{\frac{\Sigma N_i t g \phi_i}{CSD_\phi} + \frac{\Sigma C_i A_i}{CSD_c}}{\Sigma T_i} \geq 1,0$
--	---

Onde:

CSD_ϕ – Coeficiente de ponderação relativo ao atrito;

CSD_c – Coeficiente de ponderação relativo à coesão;

N_i – Força normal à superfície de escorregamento em análise;

ϕ_i – Ângulo de atrito característico da superfície de escorregamento em análise;

C_i – Coesão característica ao longo da superfície de escorregamento;

A_i – Área efetiva de contato da estrutura no plano em análise;

T_i - Resultante das forças paralelas à superfície de escorregamento.

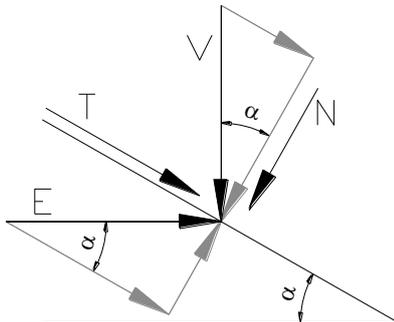
Coeficientes de segurança	Casos de Carregamentos			
	CCN	CCE	CCL	CCC
CSD _c	3,00	1,50	1,30	2,00
CSD _o	1,50	1,10	1,10	1,30

Para estruturas com base em planos inclinados, o cálculo da segurança ao escorregamento é realizado considerando-se tensões normais e tangenciais aos planos de contato pelo processo de NIGAM, sendo estas obtidas pela decomposição das tensões verticais e horizontais.

As resultantes das forças verticais (V) e horizontais (E) são calculadas utilizando os valores de tensões obtidos das seguintes fórmulas:

$$V = \frac{\sigma_i^y + \sigma_{i+1}^y}{2} \times A_{i-i+1} \quad E = \frac{\sigma_i^H + \sigma_{i+1}^H}{2} \times A_{i-i+1}$$

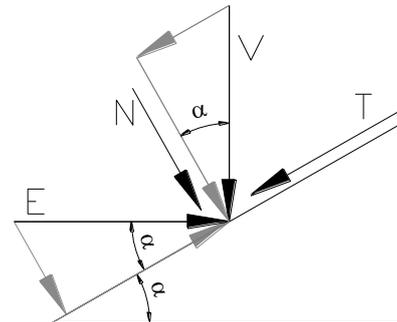
As forças normais (N) e tangenciais (T) dependem do sentido de inclinação do plano em que atuam e são obtidas a partir das forças verticais e horizontais pelas expressões:



Plano Descendente

$$N = V \times \cos \alpha - E \times \sin \alpha$$

$$T = V \times \sin \alpha + E \times \cos \alpha$$



Plano Ascendente

$$N = V \times \cos \alpha + E \times \sin \alpha$$

$$T = -V \times \sin \alpha + E \times \cos \alpha$$

1.6 PORCENTAGEM DA ÁREA COMPRIMIDA

No contato concreto-rocha não é permitida a abertura de junta para as condições de Carregamento Normal, tratando-se de estruturas principais e do barramento. Para os casos de Carregamento de Construção e Excepcional admite-se que a base esteja 67% comprimida. Para o caso de Carregamento Limite, basta que a resultante se encontre dentro da base.

	Casos de Carregamentos			
	CCN	CCE	CCL	CCC
% da Área Comprimida	100% ⁽¹⁾	67% ⁽¹⁾	Resultante dentro da Base	67% ⁽¹⁾

1) Limite mínimo de área comprimida na base da estrutura.

1.7 PARÂMETROS ADOTADOS

1.7.1 Peso específico dos materiais

Concreto Convencional Vibrado (CCV): $\gamma_{CCV} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

Concreto Massa (CM): $\gamma_{CM} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

Água: $\gamma_{\text{água}} = 10,00 \text{ kN/m}^3$

1.7.2 Parâmetros Geomecânicos (Ver Anexo A)

Coesão contato concreto – rocha:..... $C = 400\text{kN/m}^2$

Ângulo de atrito concreto – rocha : $\Phi = 40^\circ$

1.7.3 Parâmetros Geotécnicos

Peso específico: Enrocamento saturado (γ_{ESat}): $\gamma_{Sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Peso específico: Enrocamento submerso (γ_{ESub}): $\gamma_{Sub} = 10,00 \text{ kN/m}^3$

Ângulo de atrito interno – Enrocamento: $\Phi_{enr} = 45^\circ$

1.8 CARGAS CONSIDERADAS

Foram consideradas, na análise de estabilidade, as seguintes cargas:

- Peso Próprio da Estrutura;
- Peso de Água;
- Empuxo de Água;
- Peso de enrocamento;
- Empuxo de enrocamento;
- Subpressão;

- Efeito sísmico.

Para o cálculo da subpressão e do efeito sísmico serão utilizados os critérios listados nos itens a seguir.

1.8.1 Subpressão

Para as estruturas providas de sistema de drenagem, o diagrama de subpressão no contato concreto-fundação será obtido de acordo com as condições a seguir:

A subpressão será considerada como atuante em 100 % da área da base;

Nas extremidades de montante e de jusante, as subpressões são dadas pelas colunas de água medidas respectivamente pelos níveis de água de montante e de jusante, até o plano de contato do concreto com a fundação;

Assume-se que a plena subpressão intersticial (carga do reservatório) atua nas áreas onde aparecem tensões de tração. Nos casos de efeito sísmico, face à natureza oscilatória do carregamento e ao curto intervalo de duração, não deve ser considerada a pressão hidrostática de montante na junta aberta.

Nos pontos situados entre as extremidades de montante e de jusante, os valores da subpressão deverão ser ajustados aos seguintes critérios:

Drenos Operantes

Na linha de drenos será igual à coluna de água correspondente ao nível de jusante acrescido de 1/3 da diferença entre as pressões de água de montante e de jusante, isto é:

$$H_d = H_j + \frac{H_m - H_j}{3}$$

Se o piso da galeria estiver situado acima do nível de água de jusante, a pressão na linha de drenos será calculada como se o nível de jusante seja coincidente com o piso da galeria.

Drenos Inoperantes

A pressão varia linearmente entre os valores de H_m e H_j , definidos e localizados nas mesmas condições do item anterior.

1.8.2 Efeito Sísmico

Os valores adotados para a Aceleração Sísmica Horizontal e Vertical são, respectivamente, 0,05g e 0,03g, sendo "g" o valor da aceleração de gravidade em m/s².

O efeito sísmico no concreto será aplicado no centro de gravidade da estrutura analisada. Não será considerada a influência do sismo no valor da subpressão. Já a variação da pressão hidrodinâmica devido ao abalo horizontal, é dada pela expressão a seguir.

$$\Delta P = \frac{Cm}{2} \left[\frac{z}{H} \times \left(2 - \frac{z}{H} \right) + \sqrt{\frac{z}{H} \times \left(2 - \frac{z}{H} \right)} \right] \times \lambda \times \varpi \times H$$

Onde:

λ - Aceleração horizontal;

H - Profundidade máxima;

ω - Peso específico da água;

z - Distância vertical desde a superfície até a seção em estudo;

C_m - adimensional, função da inclinação do paramento de montante.

Nas condições com sismo o empuxo de aterro é calculado com o coeficiente de empuxo ativo (k estático) e com outro diagrama triangular invertido com o coeficiente de empuxo dinâmico representando o sismo (k dinâmico).

Os coeficientes “ k estático” e “ k dinâmico” são calculados de acordo com a teoria de Mononobe-Okabe, apresentada no APÊNDICE G do U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS.

A figura a seguir mostra esquematicamente os diagramas adotados no cálculo.

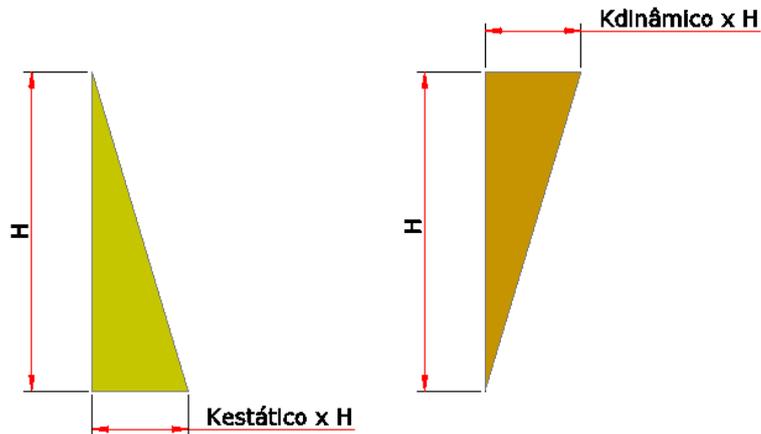


Figura 1.1 – Diagramas de empuxo de aterro nas condições com Sismo

Utilizando a formulação de Mononobe-Okabe foram obtidos os seguintes coeficientes:

- Enrocamento:

	Enrocamento
$k_{\text{dinâmico}}$	0,02
$k_{\text{estático}}$	0,16

1.9 DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

Foram considerados os seguintes documentos como referência:

1530-IT-B-DE-C11-0001 a 0008 - Projeto Básico – Casa de Força e Tomada de Água – Arranjo;

1530-IT-B-CP-G00-0001 – Projeto Básico - Geral - Critérios de Projeto Civil;

ELETROBRÁS. Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas. Eletrobrás/CBDB, Brasília/DF, 2003;

CBDB. Guia Básico de Segurança de Barragens. CBDB, Rio de Janeiro/RJ, 1999;

CORPS. Stability Analysis of Concrete Structures. U.S. Army Corps of Engineers, 2005;

NIGAM, P. S. Handbook of Hydro Electric Engineering. New Chand & Bros., Roorkee/Índia, 1979. p. 463-468;

DEPARTMENT OF THE ARMY. EM 1110-2-2200 - Gravity Dam Design. Department of the Army, Washington/DC/EUA, 1995;

FONG, Fu Mei. Estabilidade de Estruturas Hidráulicas de Gravidade. Cia. Brasileira de Artes Graficas, 1978;

BUREAU OF RECLAMATION. Engineering Monograph n° 19: Design Criteria for Concrete Arch and Gravity Dams. Department of The Interior, Denver/CO/EUA, 1977;

BUREAU OF RECLAMATION. Design of Gravity Dams - Design Manual for Concrete Gravity Dams. Department of the Interior, Denver/CO/EUA, 1976, p. 32;

BUREAU OF RECLAMATION. Design of Small Dams. 3a Edicao. Department of the Interior, Denver/CO/EUA, 1987, p. 320.

2. ESTRUTURA

2.1 GEOMETRIA

Apresenta-se, a seguir, a geometria da estrutura da Casa de Força, destacando-se as estruturas a serem calculadas nesta memória.

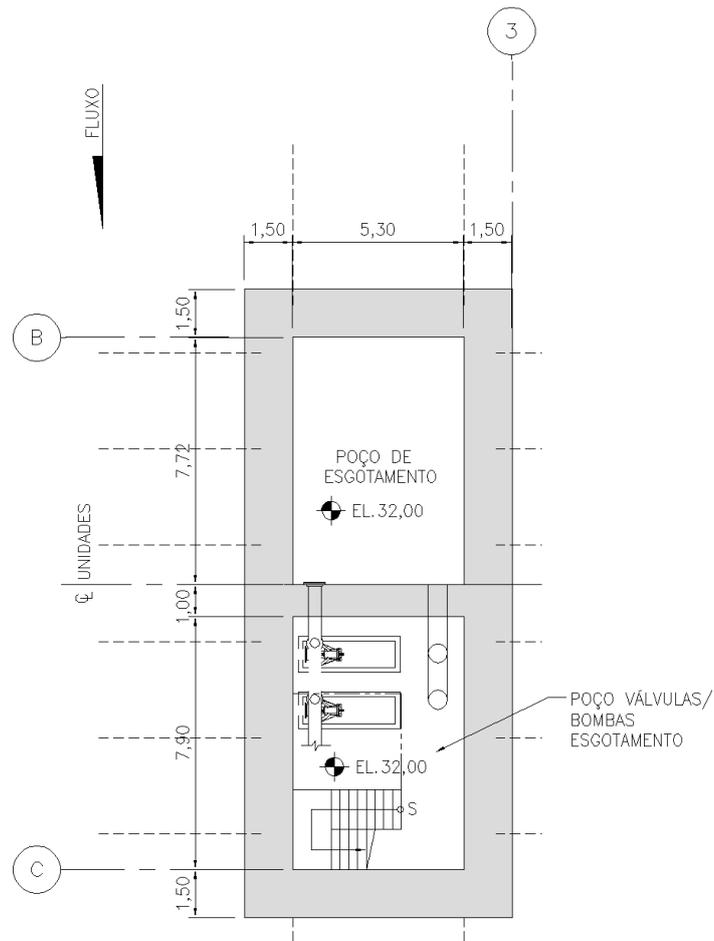


Figura 2.1 –Planta EL.32,00 (Bloco lateral)

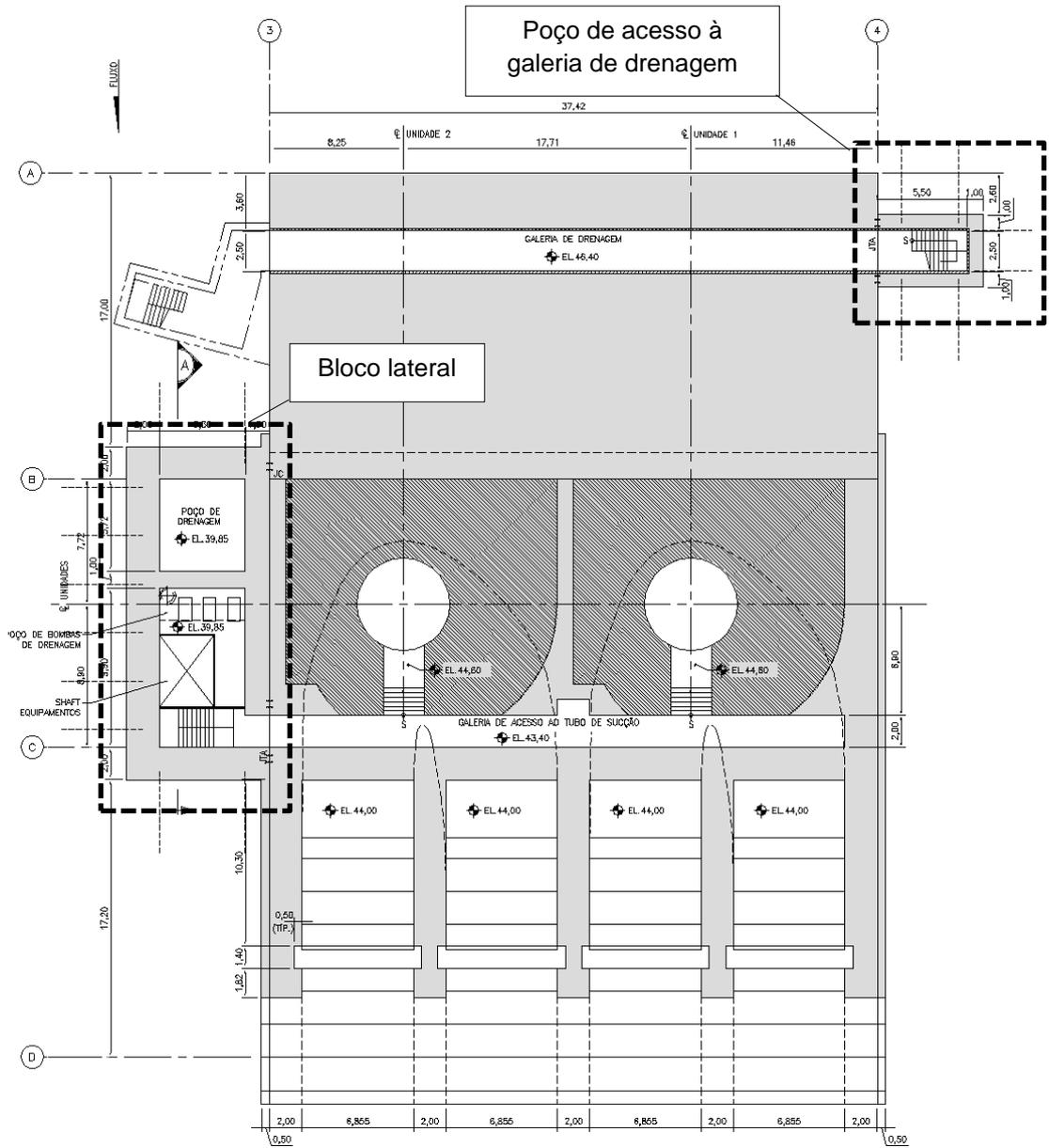


Figura 2.2 – Planta EL.43,40

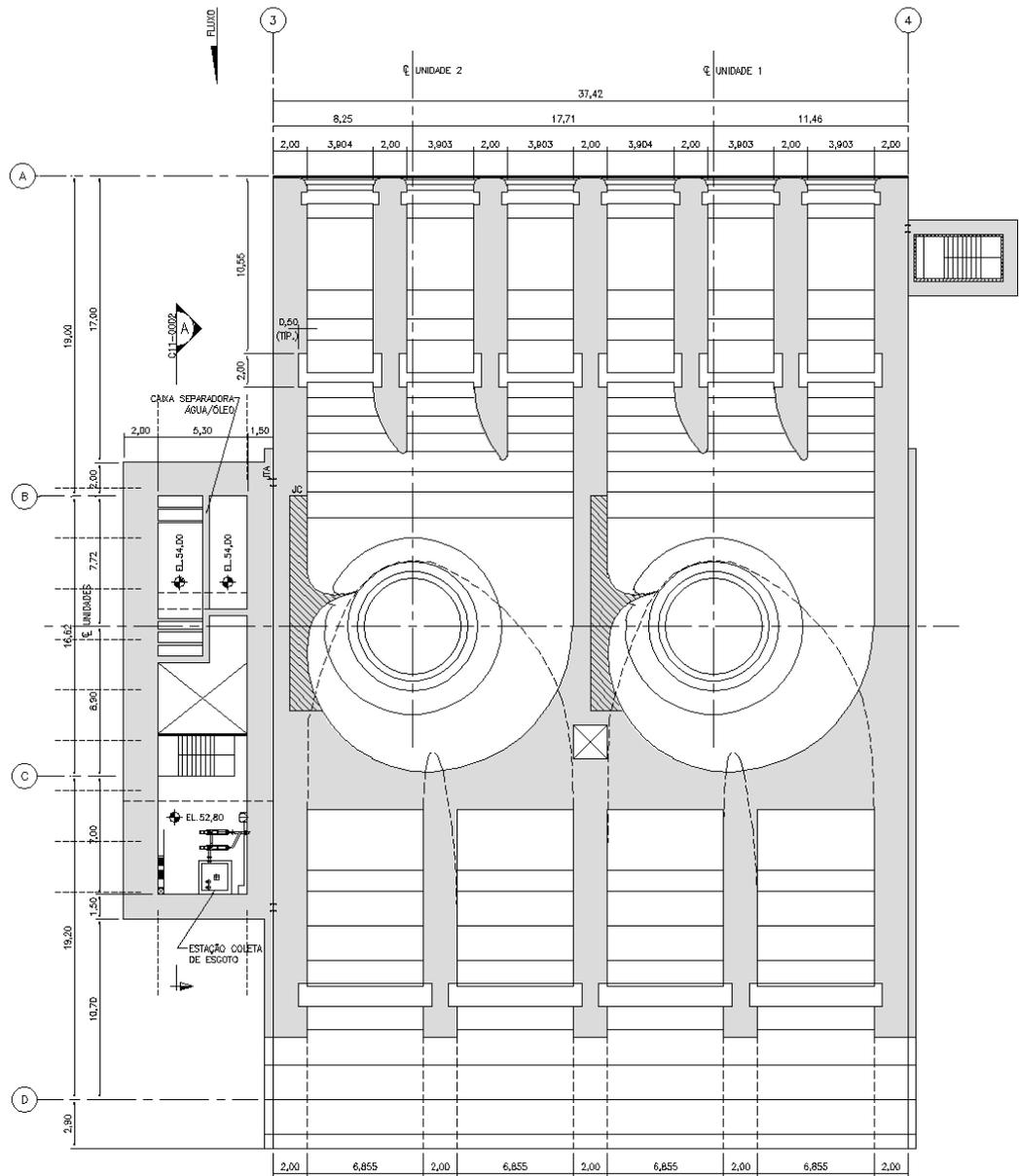
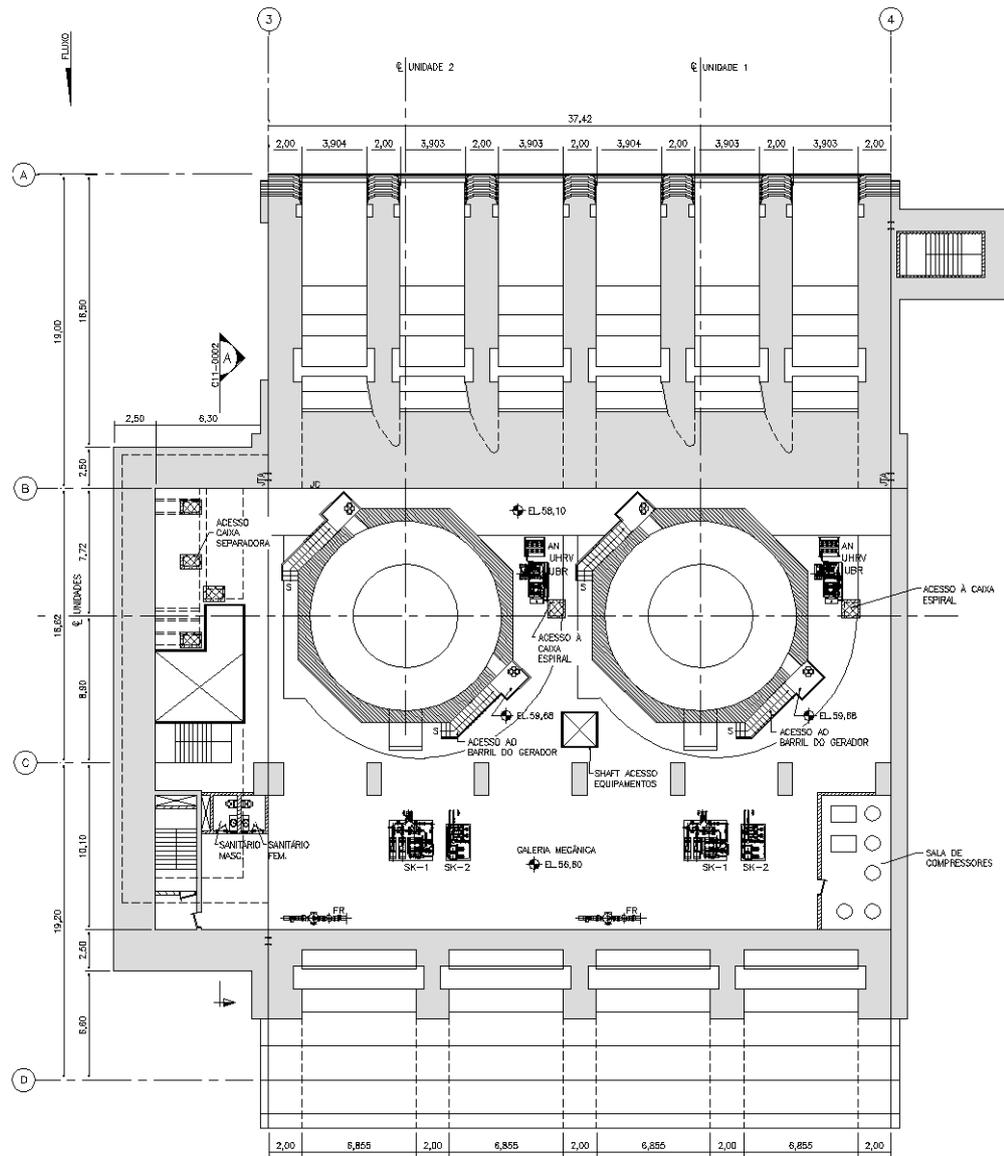


Figura 2.3 – Planta EL.52,80



PLANTA EL.56,60

Figura 2.4 – Planta EL.56,60

UHE ITAOCARA I

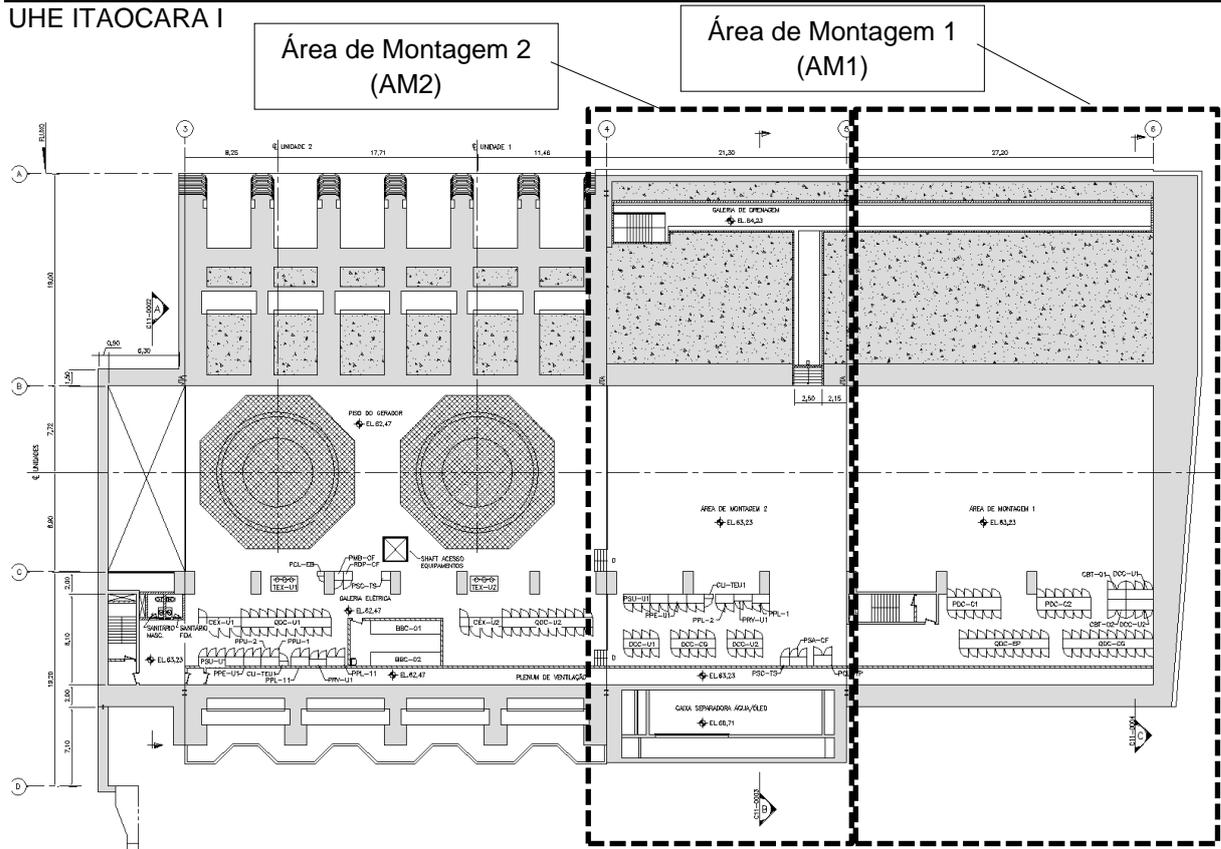


Figura 2.5 – Planta EL.63,23

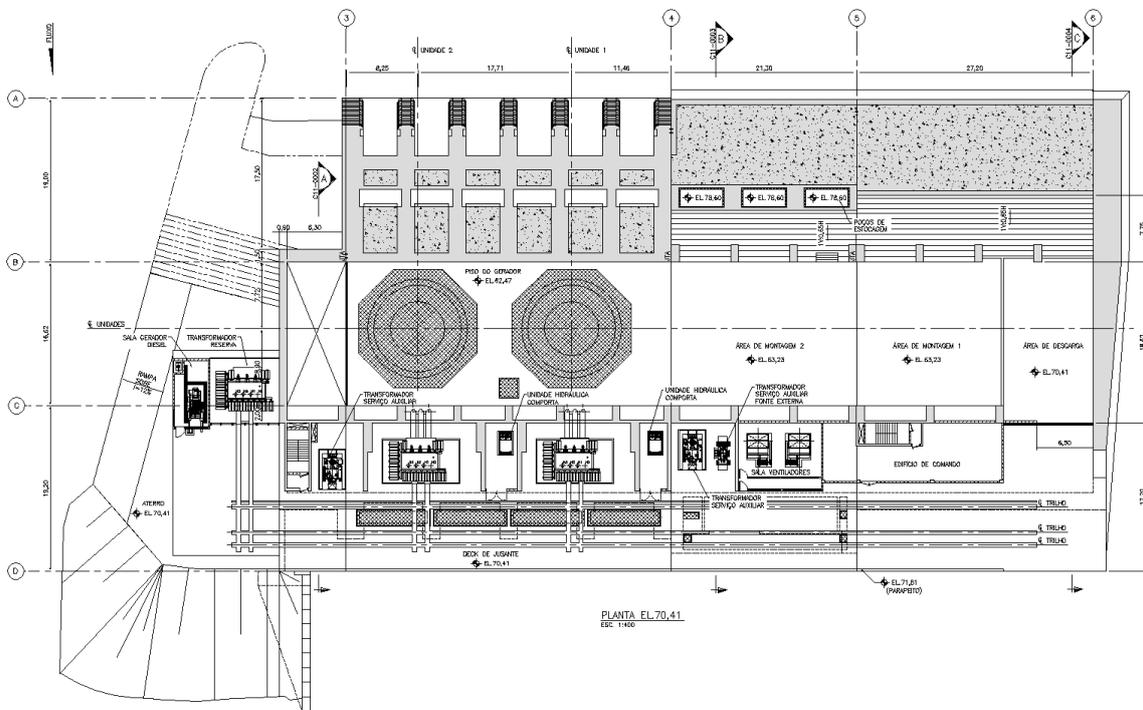


Figura 2.6 – Planta EL.70,41

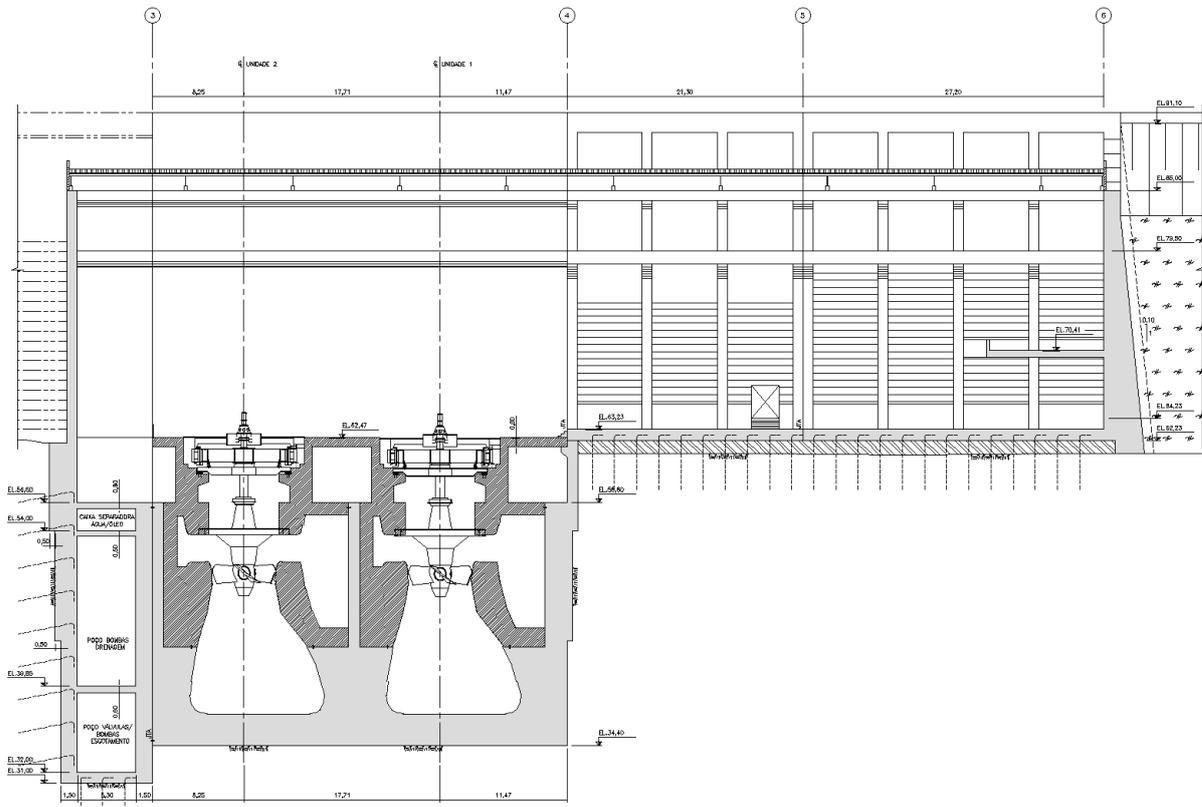


Figura 2.7 – Corte Longitudinal

UHE ITAOCARA I

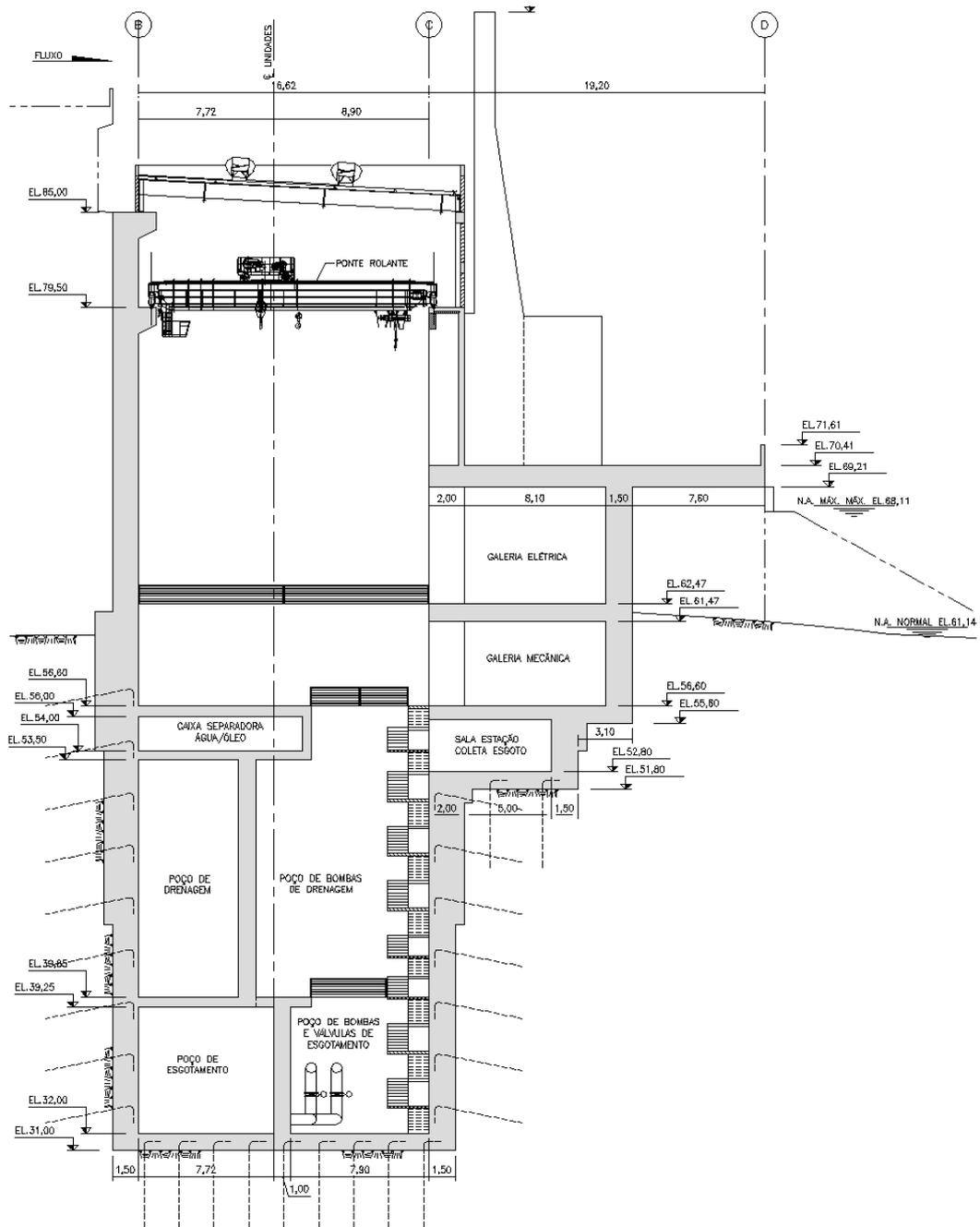


Figura 2.8 – Corte A (Bloco lateral)

UHE ITAOCARA I

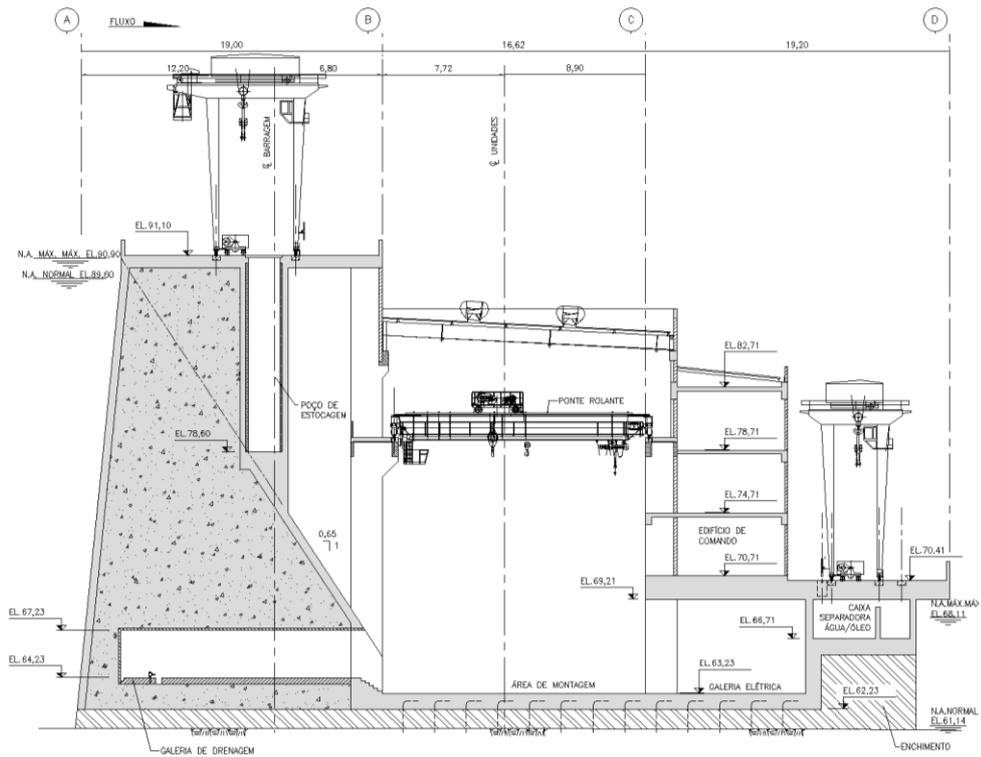


Figura 2.9 – Corte B (AM2)

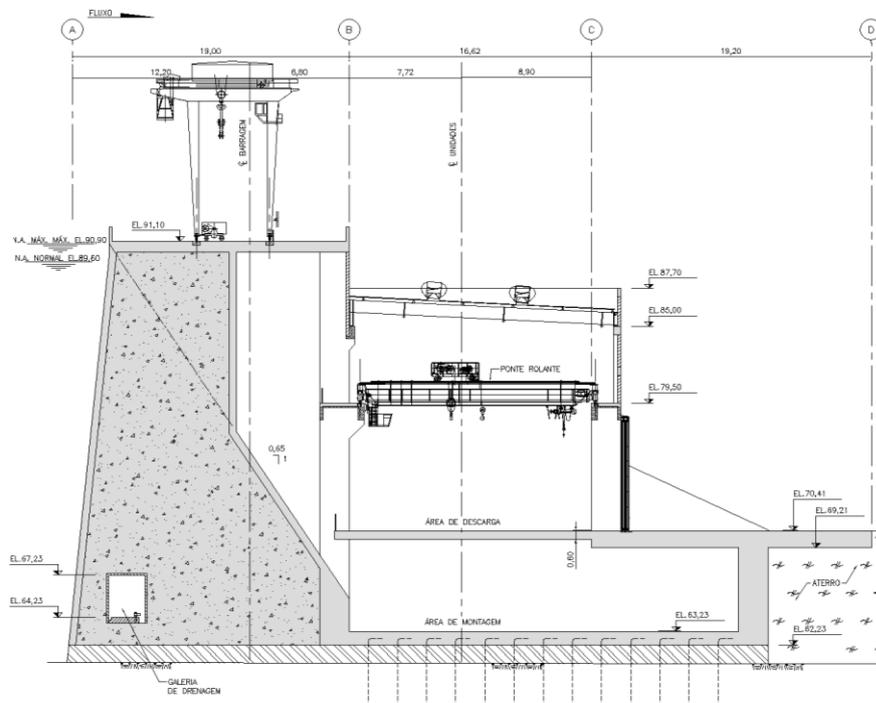


Figura 2.10 – Corte C (AM1)

UHE ITAOCARA I

2.2 ESTABILIDADE

2.2.1 Análises

A Área de Montagem 1 está localizada entre os Eixos 5 e 6, possui 31,60m de largura e, aproximadamente, 55,19m de comprimento. A Área de Montagem 2 está localizada entre os Eixos 4 e 5, possui 21,30m de largura e, aproximadamente, 55,19m de comprimento. O topo rochoso das duas Áreas de Montagem foi estimado na EL. 61,00 e o deck de coroamento está na EL.91,10. O poço de acesso à galeria de drenagem está localizado dentro da AM2, no entanto, esta estrutura foi analisada separadamente.

Tanto a AM1, quanto a AM2, foram separadas em três subestruturas com análises de estabilidade distintas. No item 4, estão apresentados os cálculos das subestruturas componentes da AM1 e, no item 5, da AM2. Estas subestruturas são:

- Estruturas de montante – localizadas entre Eixos A e B;
- Lajes Centrais – localizadas entre Eixos B e C;
- Estruturas de Jusante – localizadas entre os Eixos C e D.

As estruturas de Montante e Jusante foram verificadas para tombamento, deslizamento, flutuação e tensões na base.

O Bloco Lateral e o Poço de acesso à galeria de drenagem, assim como as Lajes Centrais, foram verificados apenas à flutuação, adotando-se os mesmos critérios adotados nas Lajes Centrais para verificação da necessidade de ancoragem e cálculo das mesmas, quando necessário.

Tanto para a Área de Montagem 1 como para a Área de Montagem 2, as Lajes Centrais apresentam as mesmas características que influenciam na análise de estabilidade e no cálculo de ancoragem, ou seja, estão entre os eixos B e C e possuem a mesma espessura (1 metro). Portanto, as verificações apresentadas para a AM1 se equivalem para a AM2, e estes cálculos estão apresentados no item 5.3.

2.2.2 Linhas piezométricas

A Galeria de Drenagem, presente nas Áreas de Montagem 1 e 2, e os drenos “meia-cana”, presentes apenas na Área de Montagem 2, foram considerados no cálculo das linhas piezométricas conforme descrito no item 1.8.1. A seguir, estão apresentadas as variações de pressões na base das estruturas.

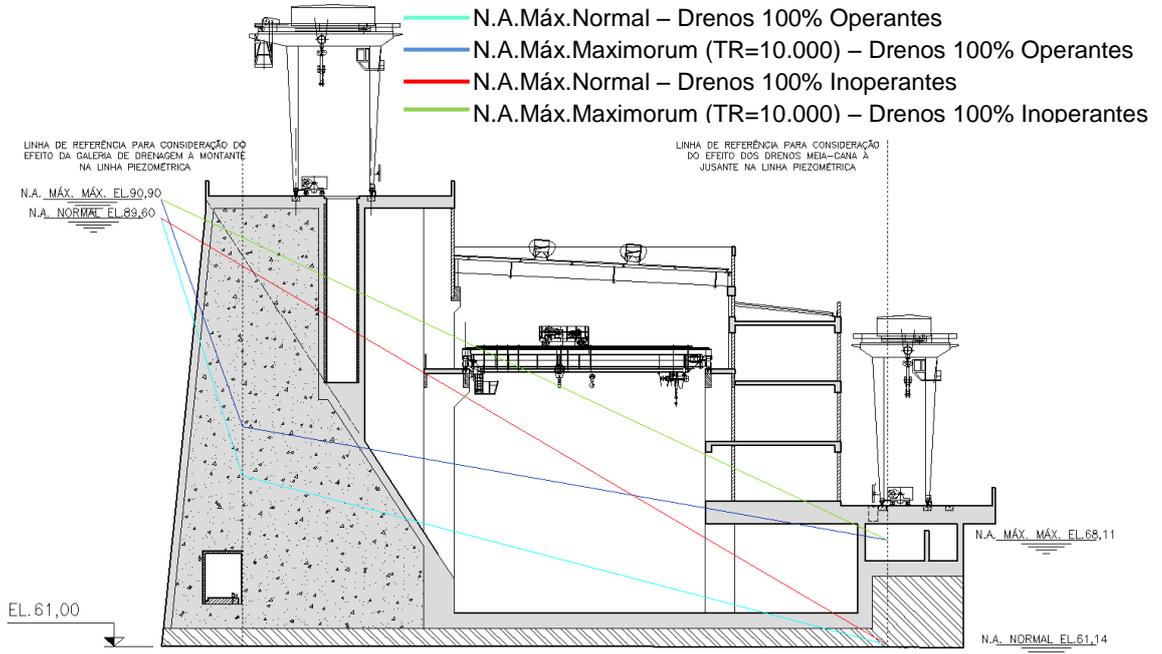


Figura 2.11 – Linhas piezométricas – AM1

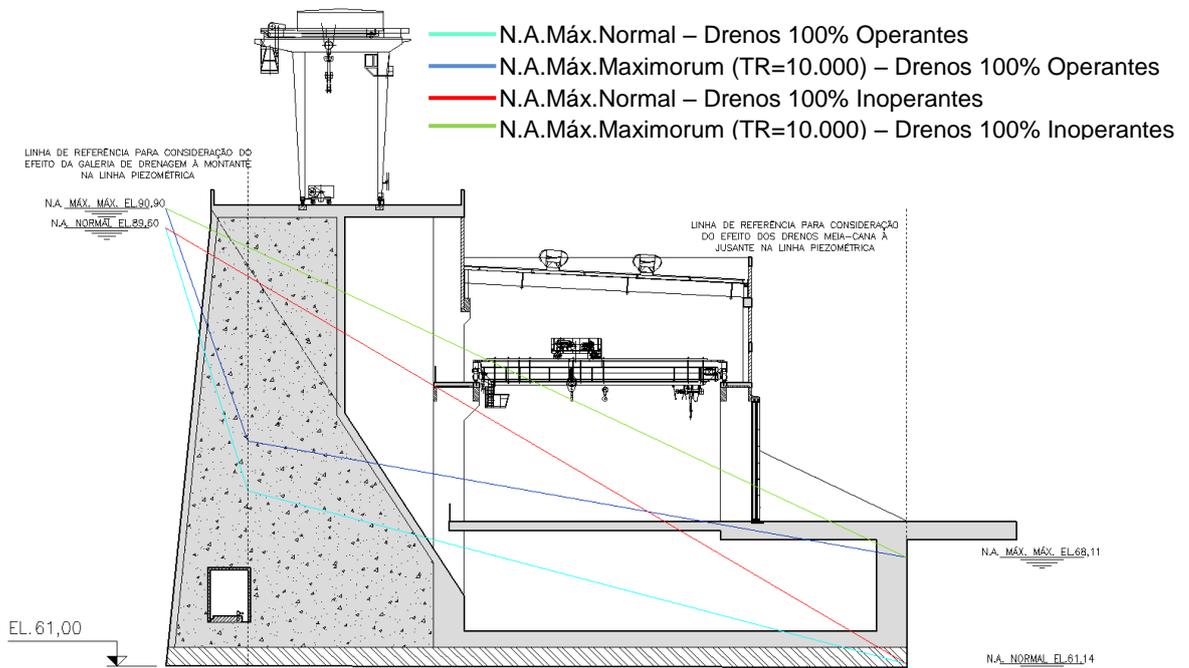


Figura 2.12 – Linhas piezométricas – AM2

Para o Poço de Acesso á Galeria de Drenagem, que comunica a AM2 com a Casa de Força, serão consideradas as mesmas linhas piezométricas apresentadas acima.

No bloco lateral, a linha piezométrica varia apenas de acordo com o N.A. de Montante e Jusante, conforme figura a seguir.

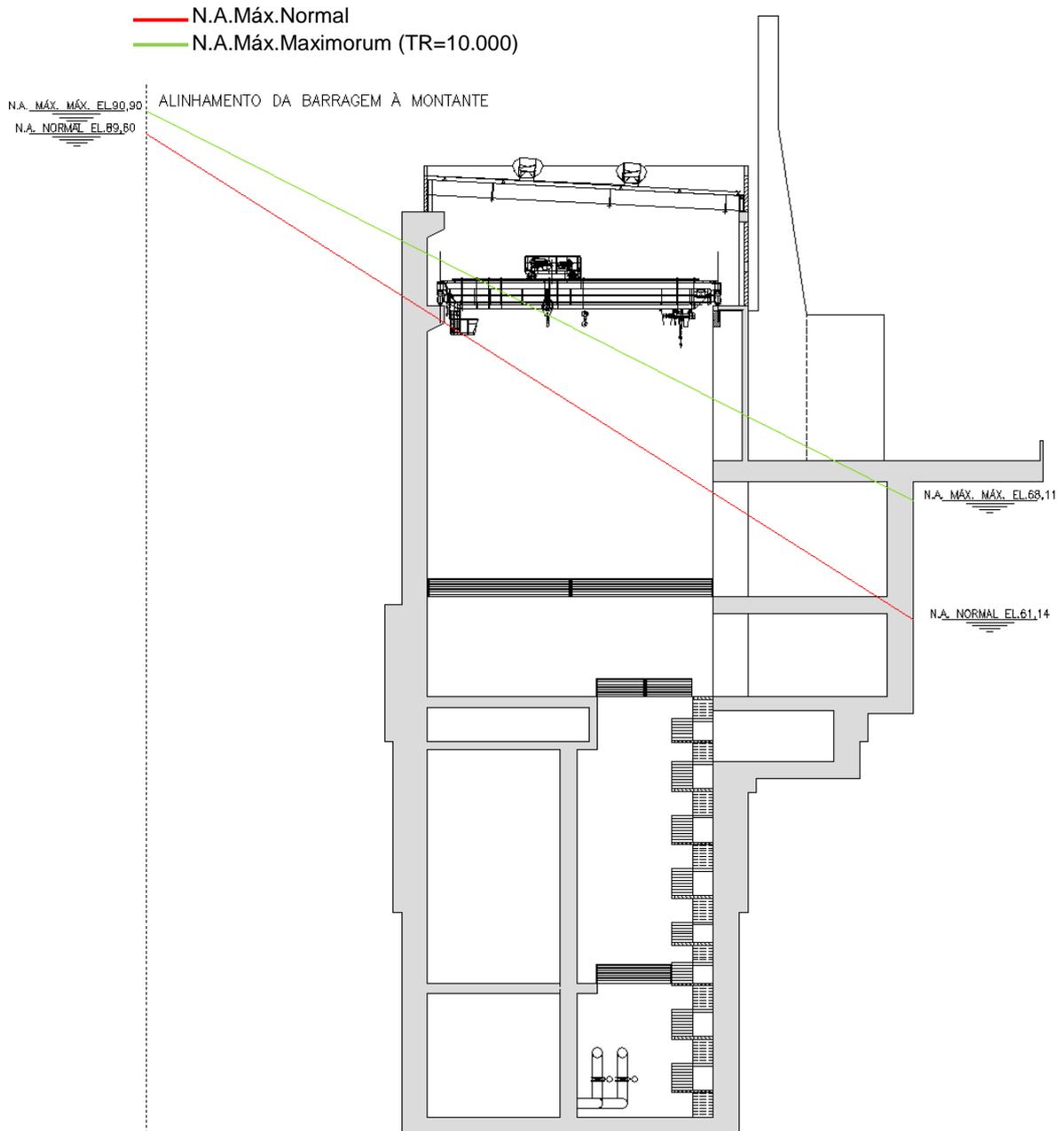


Figura 2.13 – Linhas piezométricas – Bloco Lateral

3. CASOS DE CARREGAMENTO

Foram analisados os casos de carregamento para as estruturas com Galeria de Drenagem conforme especificados na tabela abaixo:

Caso de Carregamento	N.A. Montante	N.A. Jusante	Drenos	Observações
CCN	89,60	61,14	100% Operantes	-
CCE 1	90,90	68,11	100% Operantes	-
CCE 2	89,60	61,14	100% Inoperantes	-
CCE 3	89,60	61,14	100% Operantes	Sismo
CCL 1	90,90	68,11	100% Inoperantes	-
CCL 2	90,90	68,11	100% Operantes	Sismo
CCL 3	89,60	61,14	100% Inoperantes	Sismo

- CCN – Caso de Carregamento Normal: Nível de água máximo normal à montante e à jusante e drenos 100% operantes;
- CCE1 – Caso de Carregamento Excepcional 1: Nível de água máximo maximorum (TR=10.000 anos) à montante e à jusante e drenos 100% operantes;
- CCE2 – Caso de Carregamento Excepcional 2: Nível de água máximo normal à montante e à jusante e drenos 100% inoperantes;
- CCE3 – Caso de Carregamento Excepcional 3: Nível de água máximo normal à montante e à jusante, drenos 100% operantes e efeito sísmico;
- CCL1 – Caso de Carregamento Limite 1: Nível de água máximo maximorum (TR=10.000 anos) à montante e à jusante e drenos 100% inoperantes;
- CCL2 – Caso de Carregamento Limite 2: Nível de água máximo maximorum (TR=10.000 anos) à montante e à jusante, drenos 100% operantes e efeito sísmico;
- CCL3 – Caso de Carregamento Limite 3: Nível de água máximo normal à montante e à jusante, drenos 100% inoperantes e efeito sísmico.

UHE ITAOCARA I

Para o Bloco Lateral, desprovido de Galeria de Drenagem, serão analisados os seguintes casos:

Caso de Carregamento	N.A. Montante	N.A. Jusante	Observações
CCN	89,60	61,14	-
CCE 1	90,90	68,11	-
CCE 2	89,60	61,14	Sismo
CCL	90,90	68,11	Sismo

- CCN – Caso de Carregamento Normal: Nível de água máximo normal à montante e à jusante;
- CCE1 – Caso de Carregamento Excepcional 1: Nível de água máximo maximorum (TR=10.000 anos) à montante e à jusante;
- CCE2 – Caso de Carregamento Excepcional 2: Nível de água máximo normal à montante e à jusante; efeito sísmico;
- CCL – Caso de Carregamento Limite: Nível de água máximo maximorum (TR=10.000 anos) à montante e à jusante; efeito sísmico;

4. ÁREA DE MONTAGEM 1 – AM1

Apresenta-se, a seguir, a geometria da Área de Montagem 1.

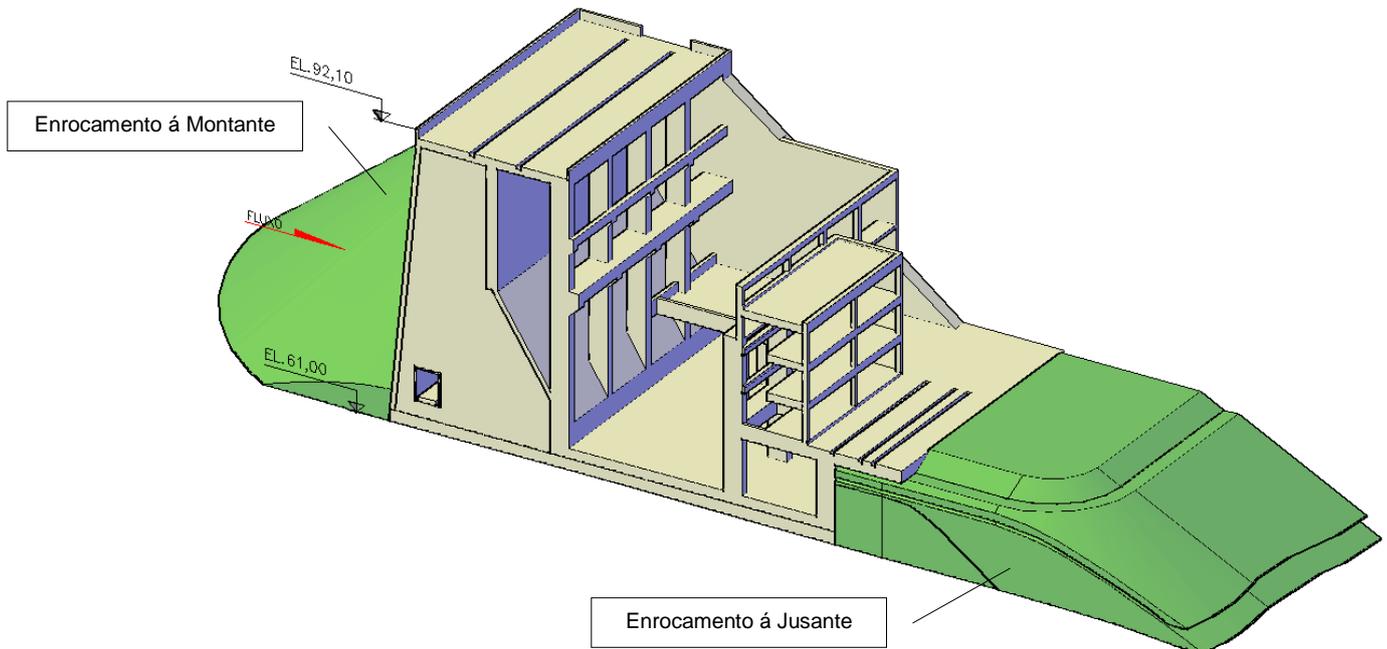


Figura 4.1 – Área de Montagem 1 – Entre eixos 5 e 6 – Visualização 3D – Vista de Jusante

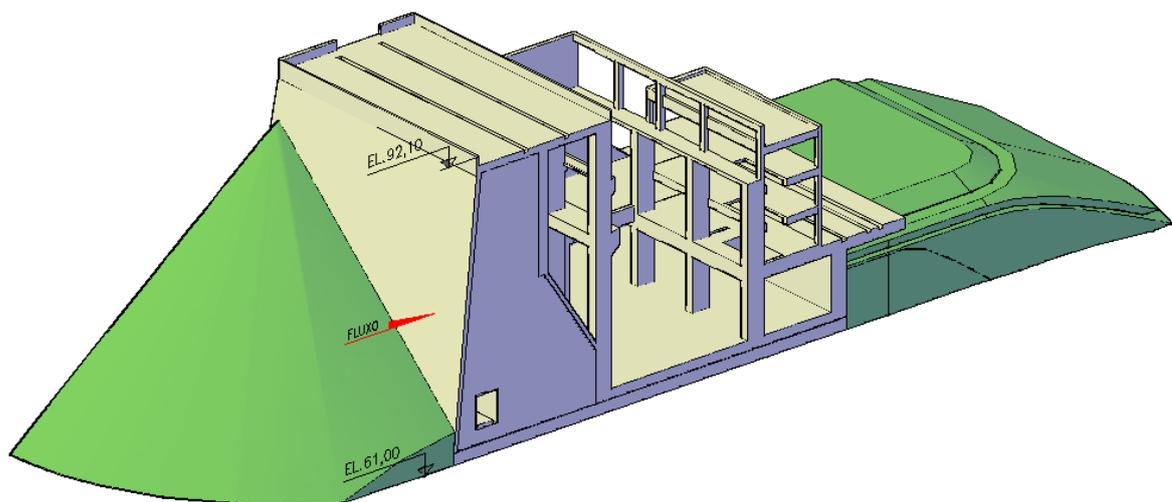


Figura 4.2 – Área de Montagem 1 – Entre eixos 5 e 6 – Visualização 3D – Vista de Montante

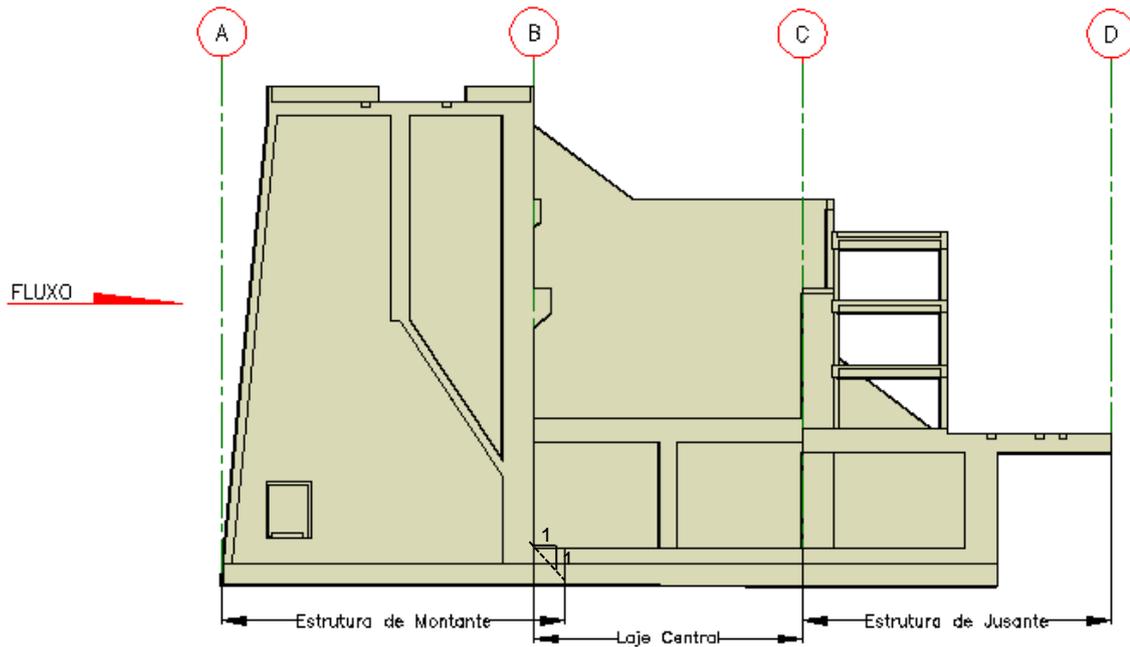


Figura 4.3 – Área de Montagem 1 – Subestruturas

4.1 ESTRUTURA DE MONTANTE

Apresenta-se, neste item, os cálculos de estabilidade da Estrutura de Montante da AM1, conforme modelo apresentado a seguir.

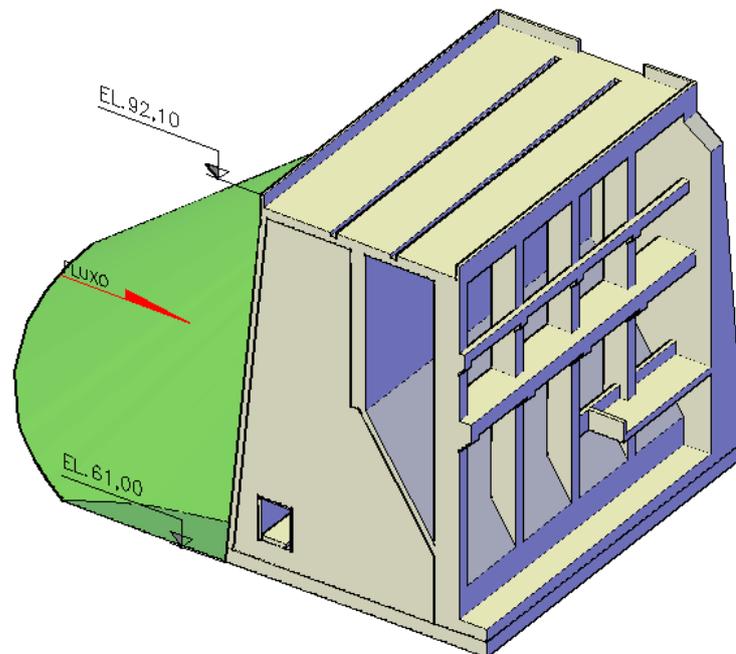


Figura 4.4 – Área de Montagem 1 – Estrutura de Montante

4.1.1 Casos de Carregamento

4.1.1.1 Caso de Carregamento Normal – CCN

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m
 N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m
 Drenos 100% operantes.

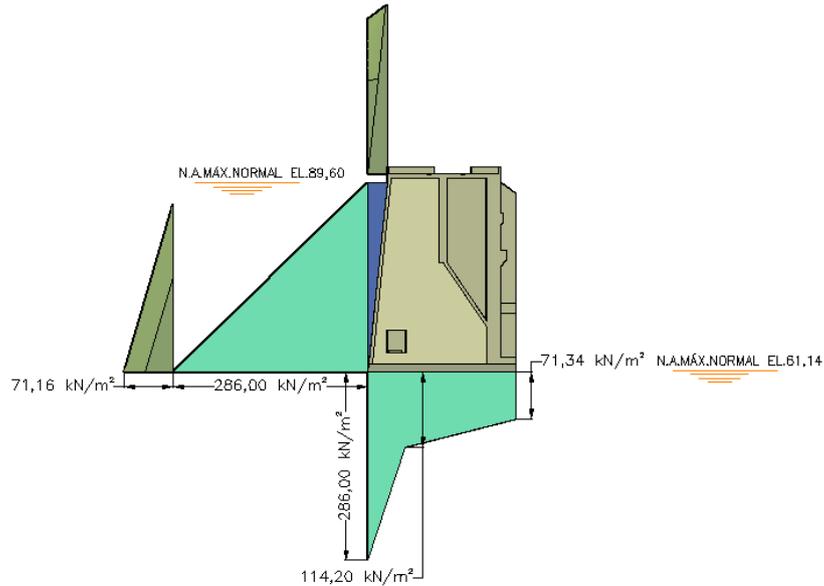


Figura 4.5 – Carregamentos CCN – Seção

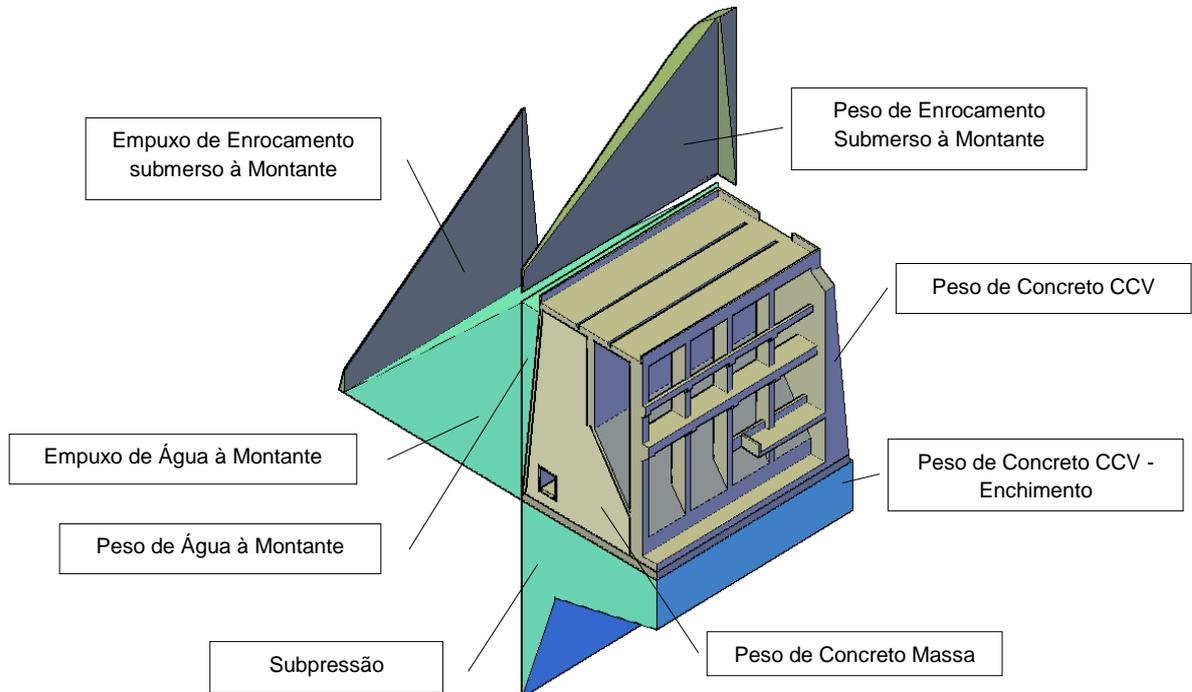


Figura 4.6 – Carregamentos CCN – Visualização 3D

4.1.1.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% operantes.

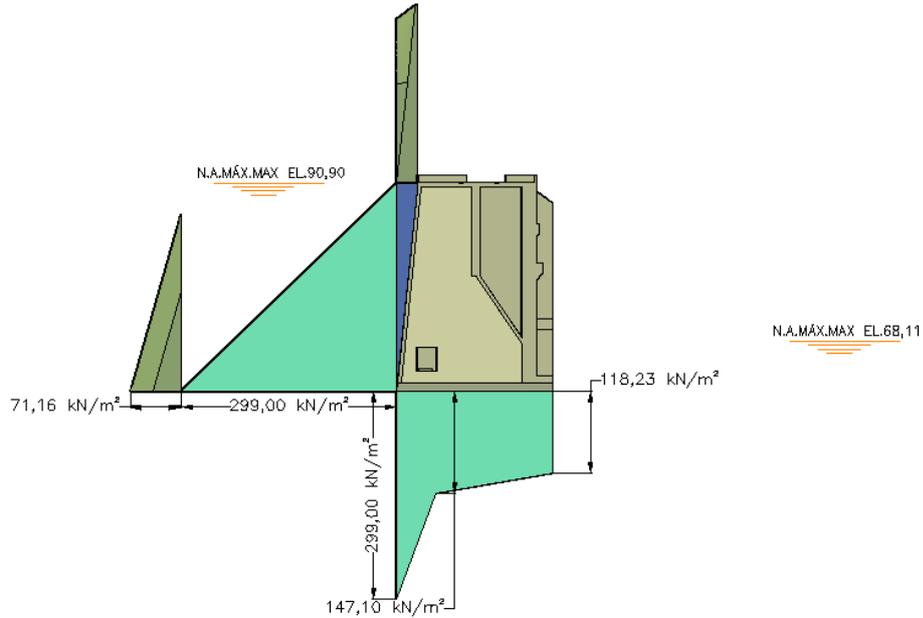


Figura 4.7 – Carregamentos CCE1 – Seção

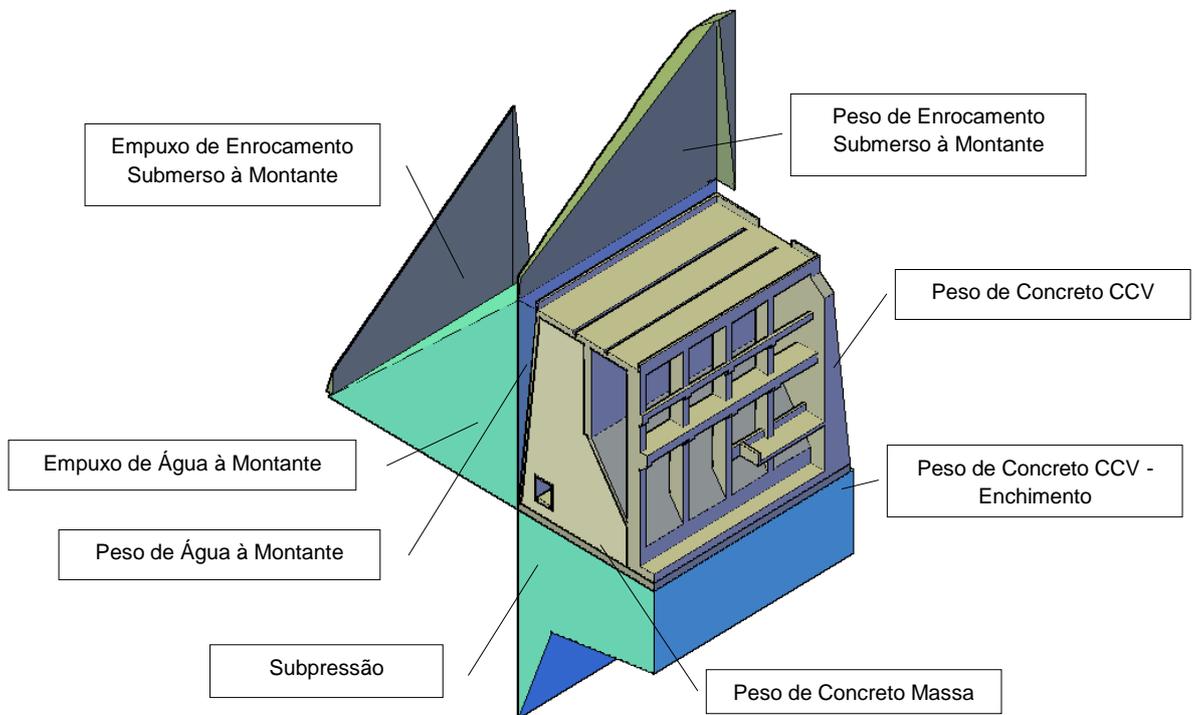


Figura 4.8 – Carregamentos CCE1 – Visualização 3D

4.1.1.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

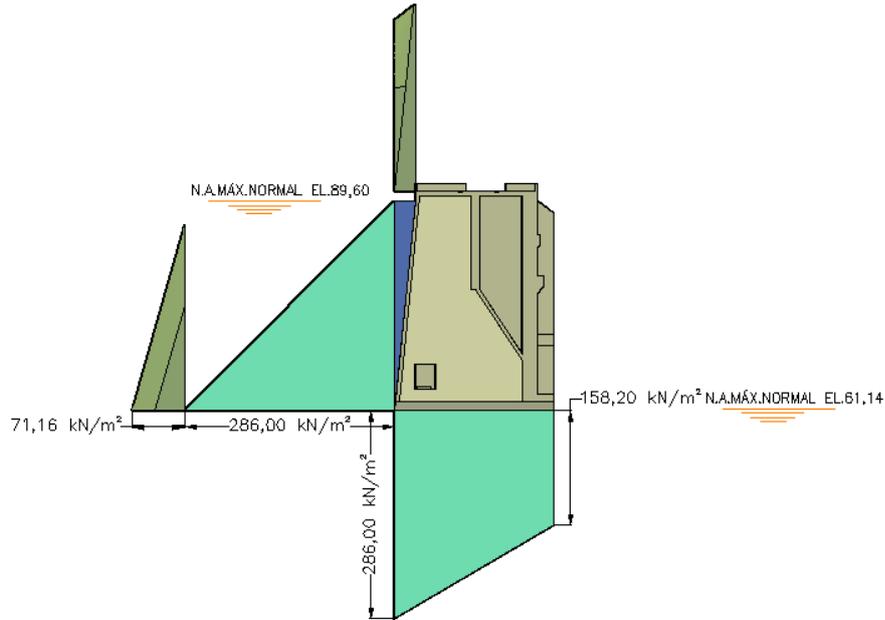


Figura 4.9 – Carregamentos CCE2 – Seção

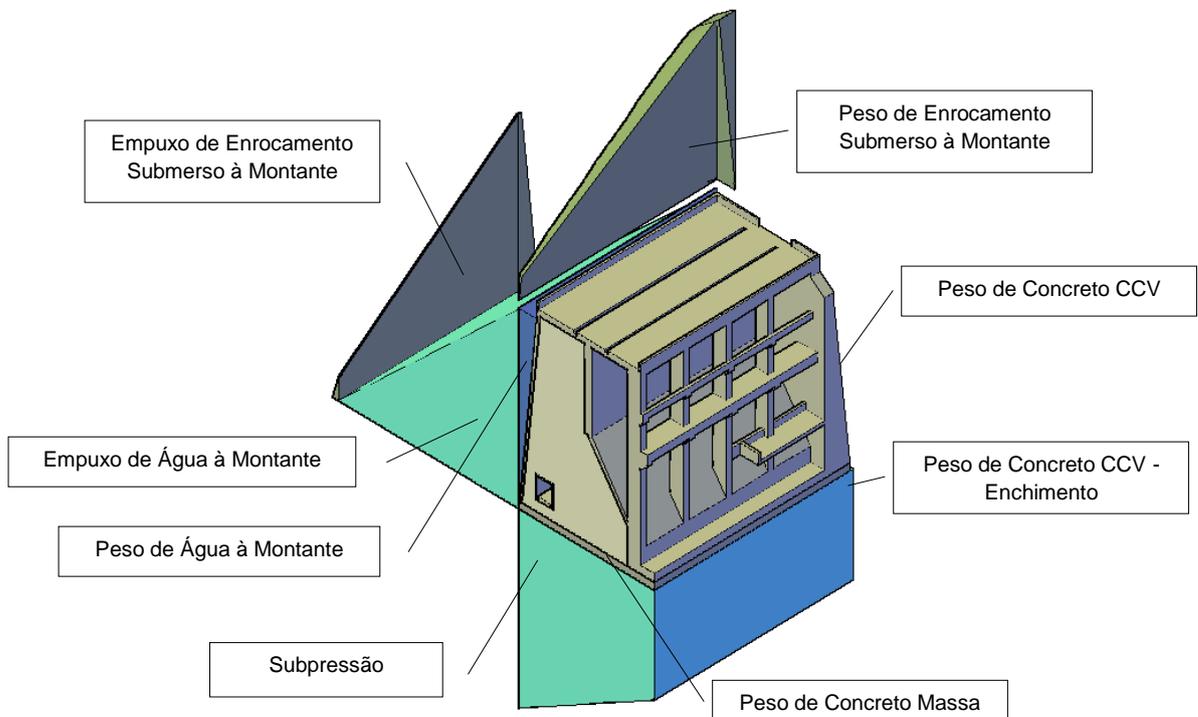


Figura 4.10 – Carregamentos CCE2 – Visualização 3D

4.1.1.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

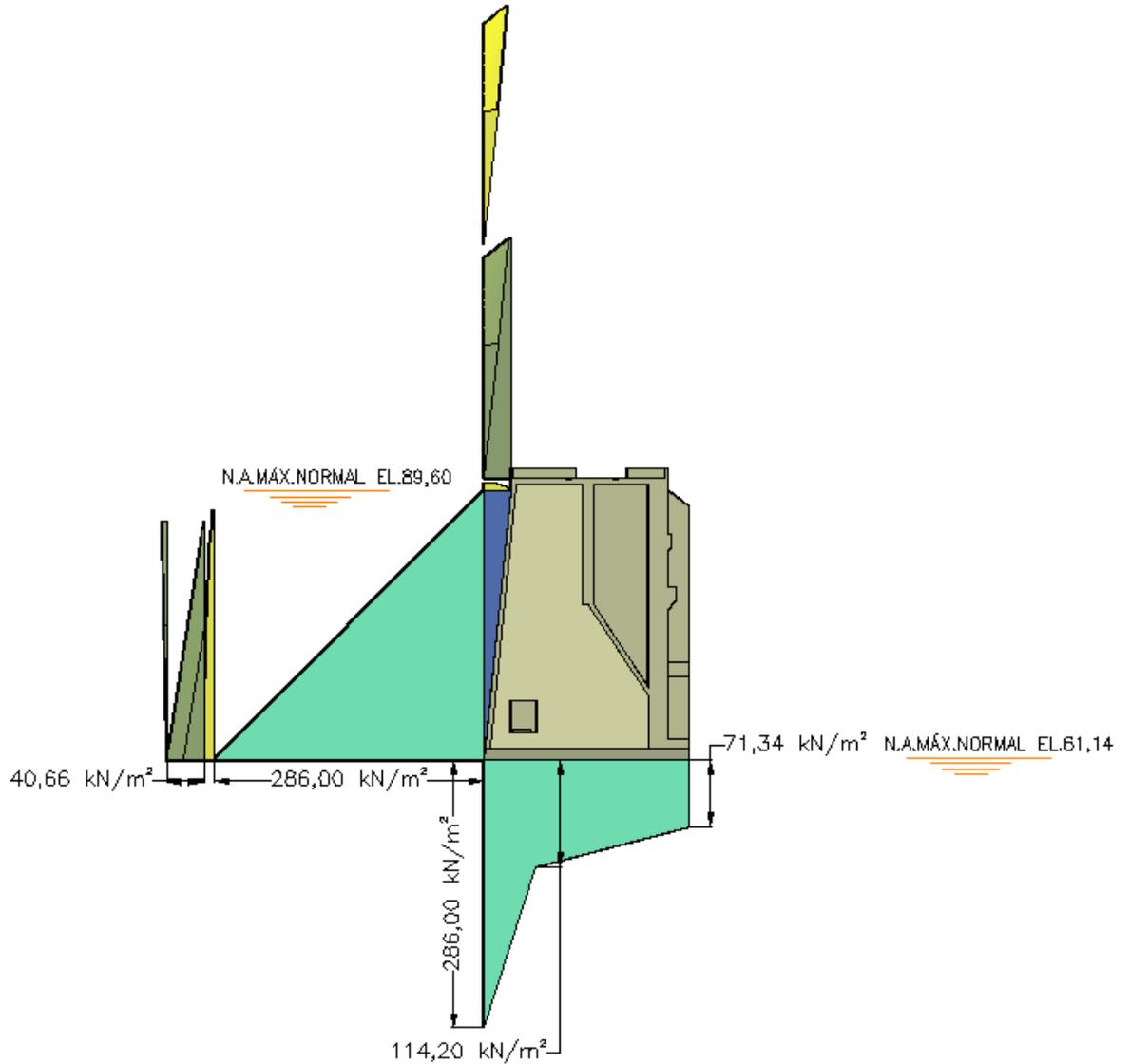


Figura 4.11 – Carregamentos CCE3 – Seção

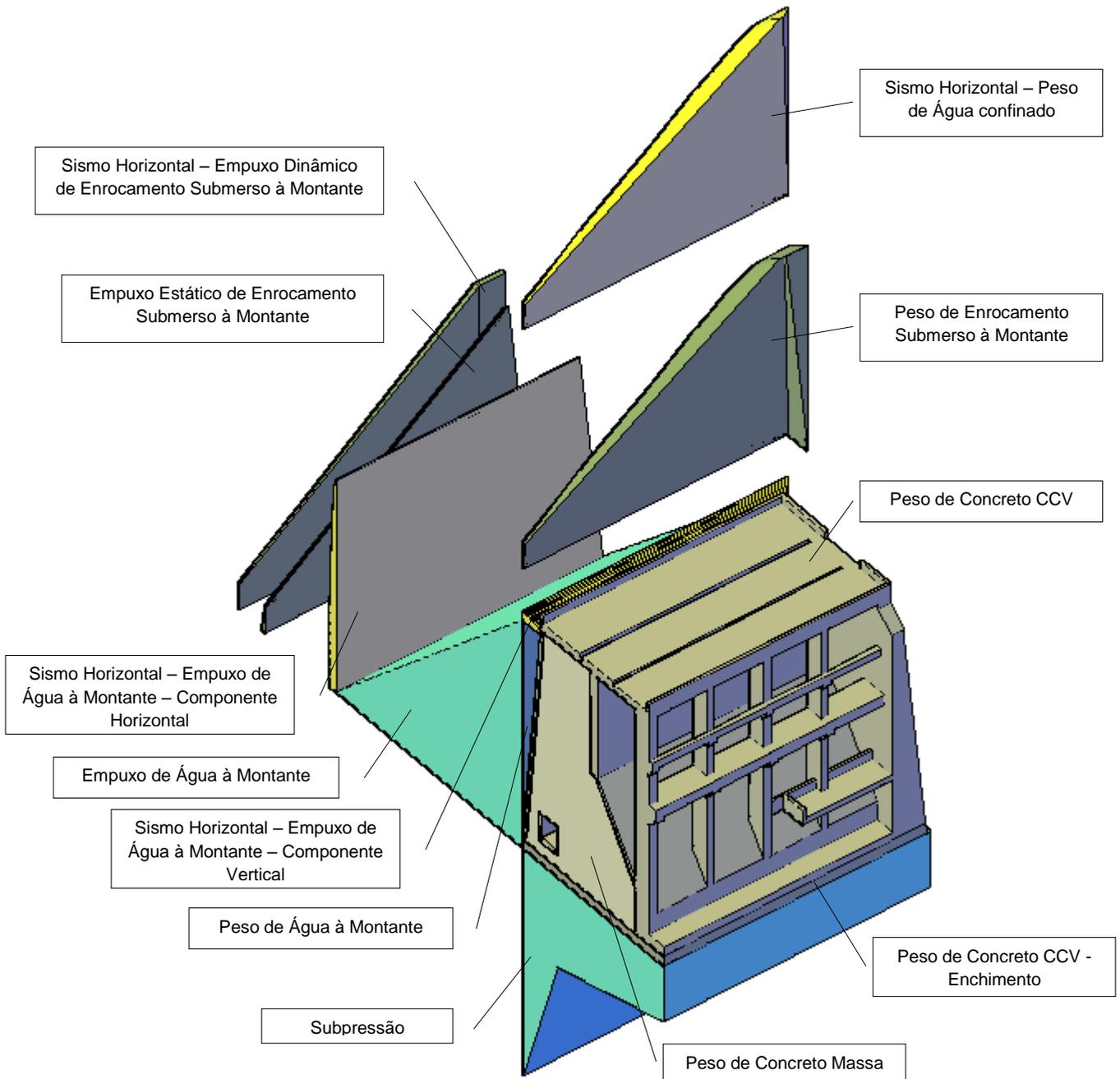


Figura 4.12 – Carregamentos CCE3 – Visualização 3D

4.1.1.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% inoperantes.

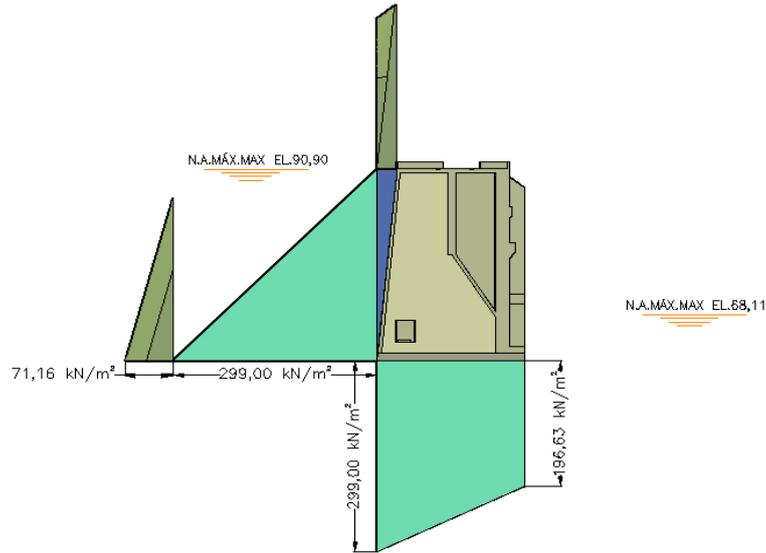


Figura 4.13 – Carregamentos CCL1 – Seção

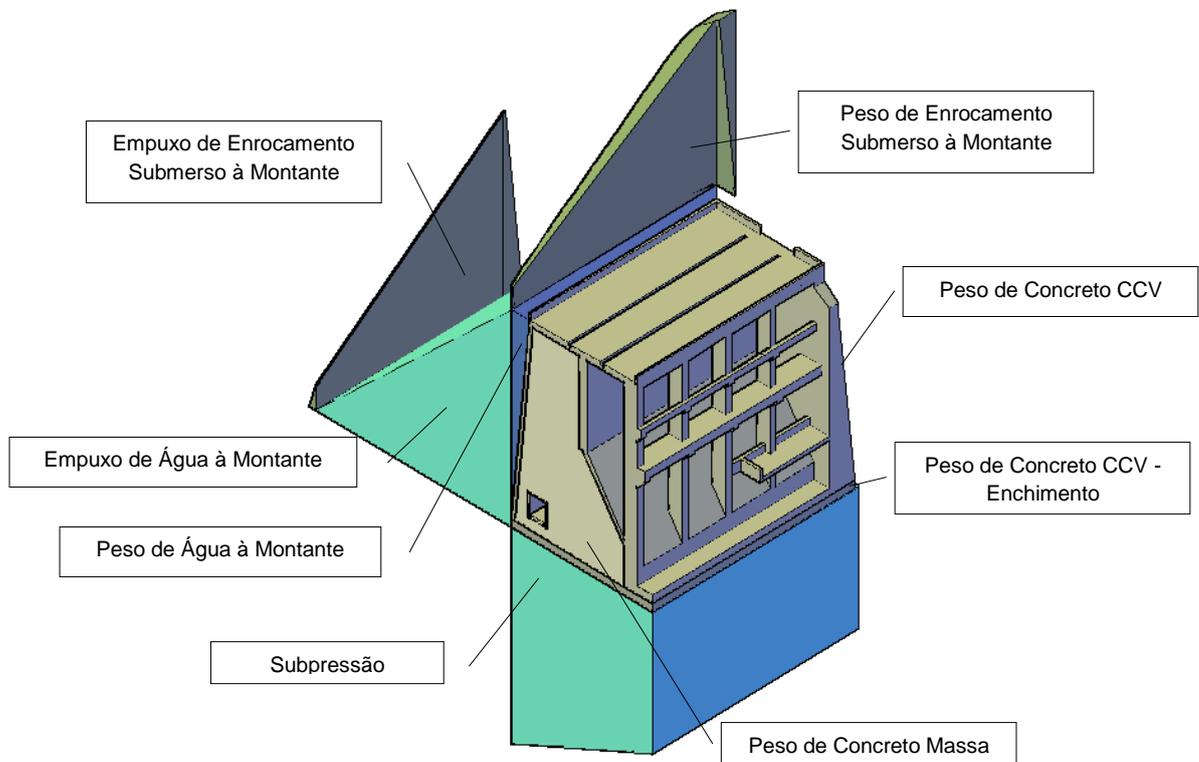


Figura 4.14 – Carregamentos CCL1 – Visualização 3D

4.1.1.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% operantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

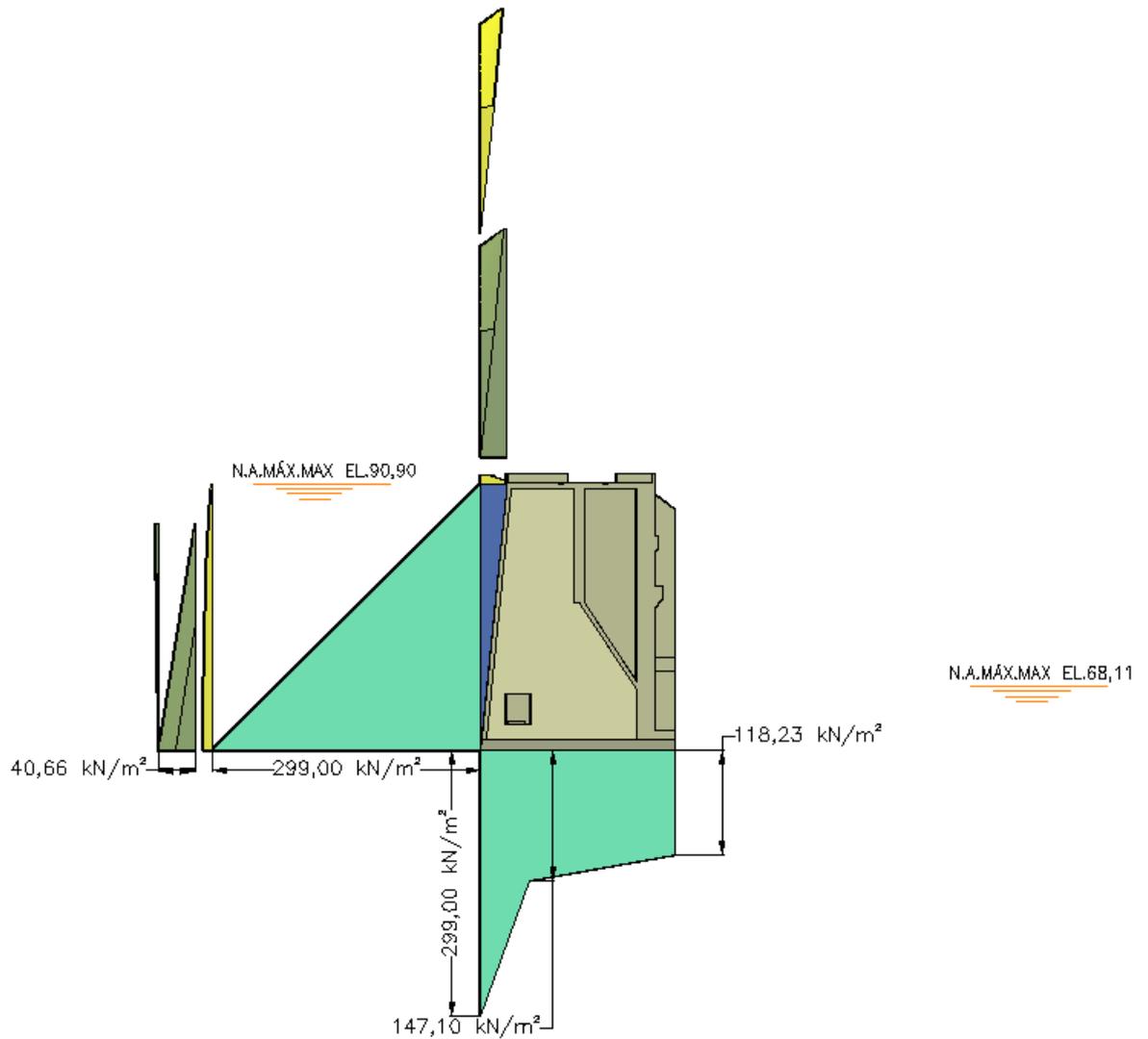


Figura 4.15 – Carregamentos CCL2 – Seção

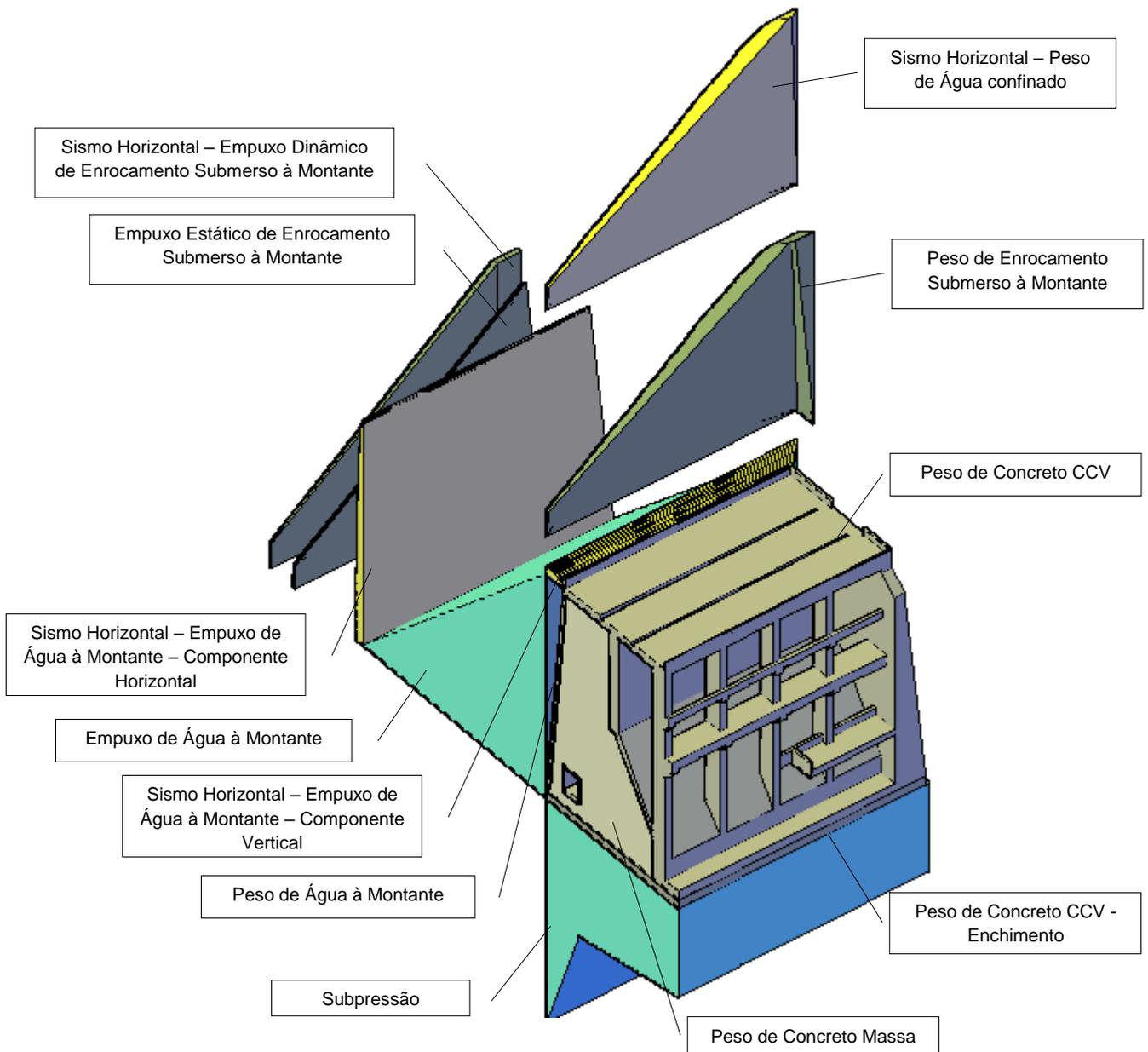


Figura 4.16 – Carregamentos CCL2 – Visualização 3D

4.1.1.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

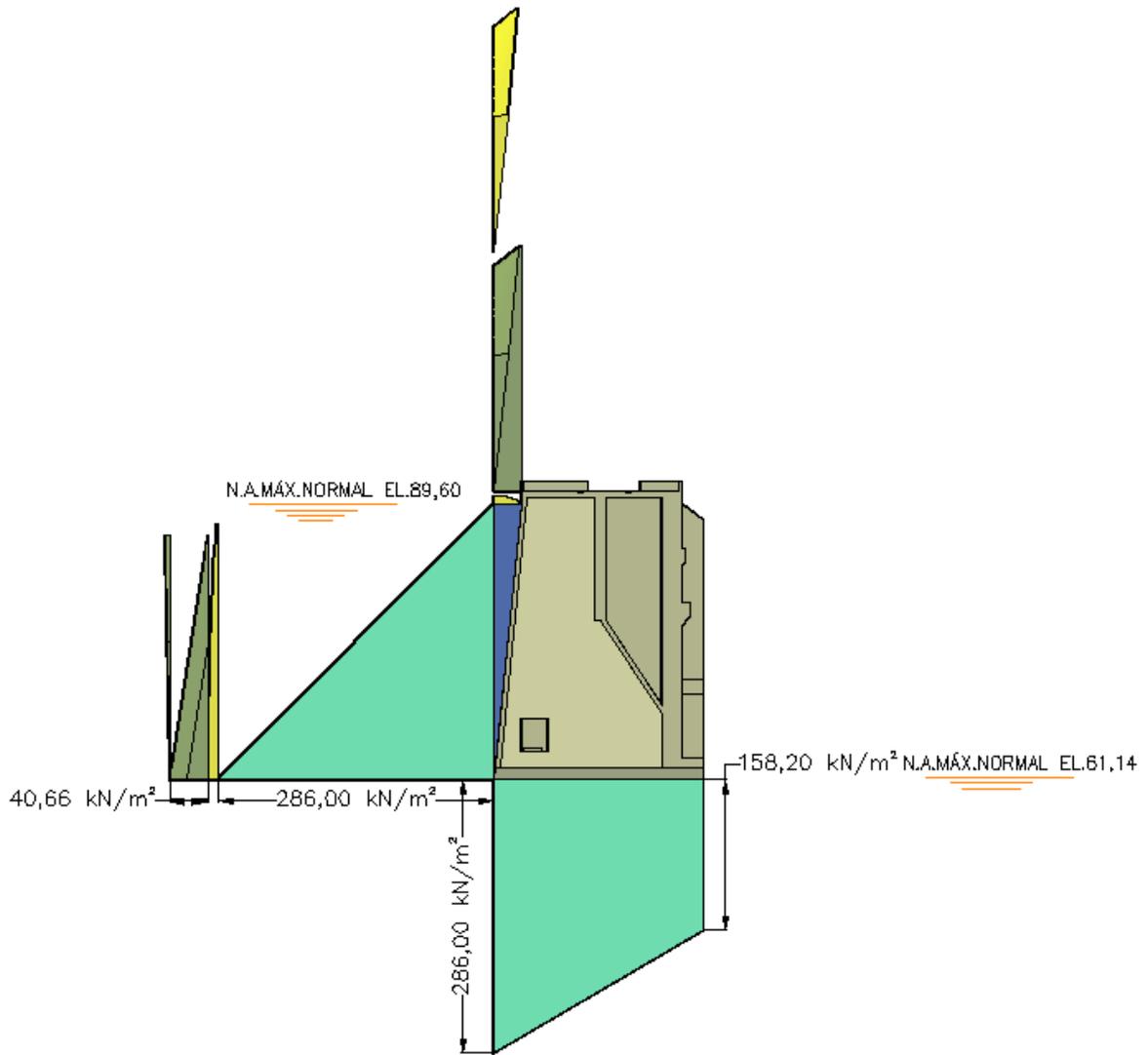


Figura 4.17 – Carregamentos CCL3 – Seção

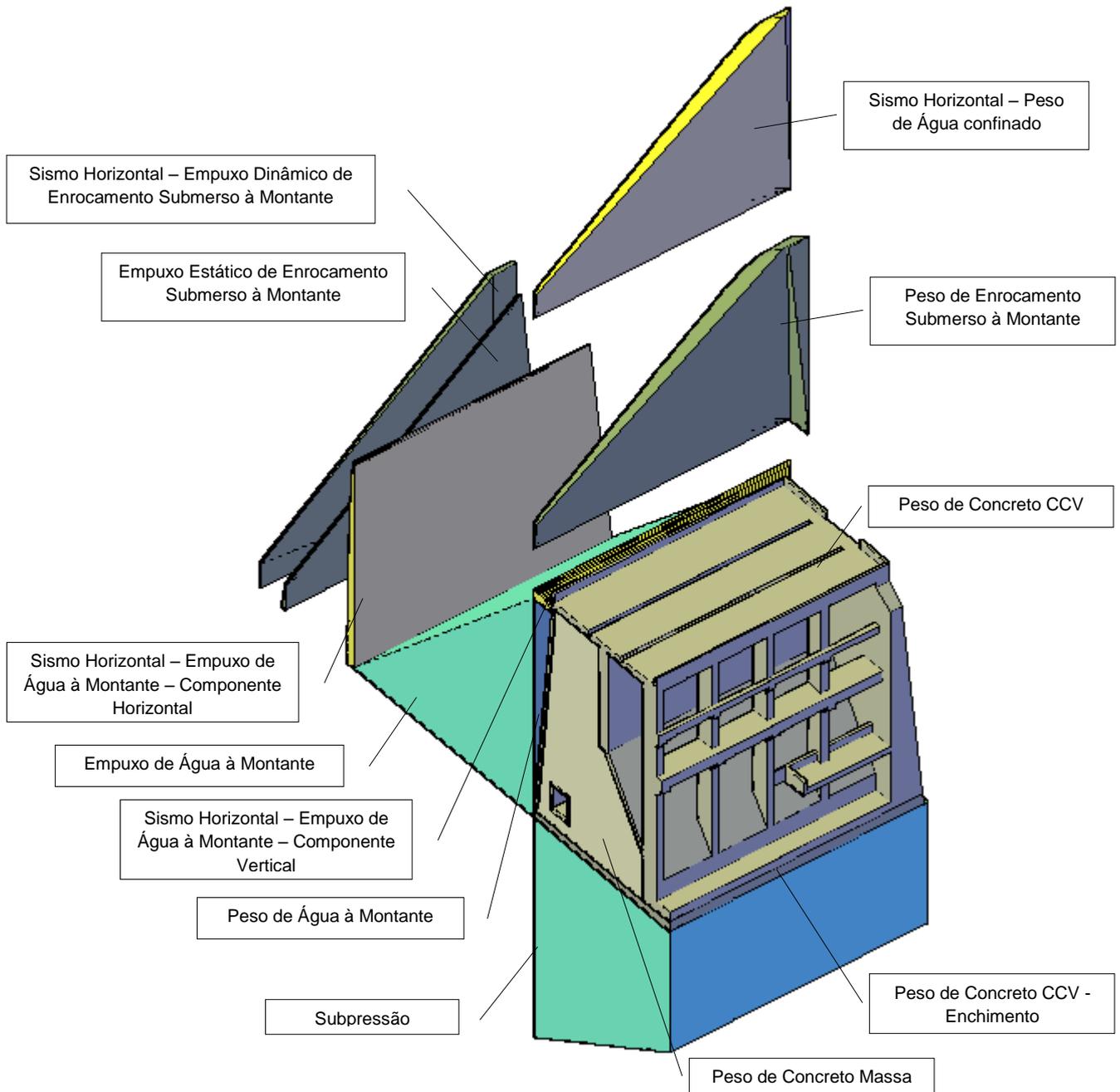


Figura 4.18 – Carregamentos CCL3 – Visualização 3D

UHE ITAOCARA I

4.1.2 Análise de estabilidade

Para as hipóteses de Carregamento Normal (CCN), Carregamentos Excepcionais (CCE1, CCE2 e CCE3) e Carregamentos Limites (CCL1, CCL2 e CCL3) apresentam-se, a seguir, os respectivos valores dos esforços, e posteriormente, os valores dos coeficientes de segurança.

Para todos os casos de carregamento, foi verificado e adotado o ponto de tombamento (à jusante ou à montante) que proporciona menores coeficientes de segurança.

4.1.2.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	V ₁ = -87.106,56	10,21		M ₁ = 889.357,98
Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	V ₂ = -196.364,88	13,56		M ₂ = 2.662.707,77
Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	V ₃ = -20.091,36	10,78		M ₃ = 216.584,86
Peso de Água à Montante	1.256,55	10,00	V ₄ = -12.565,50	20,66		M ₄ = 259.603,23
Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00	V ₅ = -4.105,30	20,96		M ₅ = 86.047,09
Empuxo de Água à Montante	12.578,86	10,00	T ₁ = 125.788,60		9,39	M ₆ = -1.181.154,95
Empuxo de Enrocamento Submerso à Montante	1.185,24	10,00	T ₂ = 11.852,40		6,44	M ₇ = -76.329,46
Subpressão	8.180,77	10,00	U = 81.807,70	13,13		M ₈ = -1.074.135,10

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5$	320.233,60 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$	
$\sum U =$	81.807,70 kN	$\sum M_E =$	4.114.300,93 kNxm
$\sum V - \sum U =$	238.425,90 kN	$\sum M_T = M_6 + M_7 + M_8$	
$\sum T_i, \text{ MONTANTE} = T_1 + T_2$	137.641,00 kN	$\sum M_T =$	2.331.619,51 kNxm
$\sum T_i, \text{ JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	3,91 > 1,30	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,76 > 1,50	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)			
		φ = 40°	
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,45 < 1,50	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		φ = 40°	
		FSD _φ = 1,50	
		FSD _c = 3,00	
		A _i = 683,79 m²	
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 19 kN/m²	
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,63 > 1,00	OK
		φ = 40°	
		FSD _φ = 1,50	
		FSD _c = 3,00	
		A _i = 683,79 m²	
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	

UHE ITAOCARA I

4.1.2.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	V ₁ = -87.106,56	10,21		M ₁ = 889.357,98
Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	V ₂ = -196.364,88	13,56		M ₂ = 2.662.707,77
Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	V ₃ = -20.091,36	10,78		M ₃ = 216.584,86
Peso de Água à Montante	1.370,45	10,00	V ₄ = -13.704,50	20,62		M ₄ = 282.586,79
Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00	V ₅ = -4.105,30	20,96		M ₅ = 86.047,09
Empuxo de Água à Montante	13.729,01	10,00	T ₁ = 137.290,10		9,81	M ₆ = -1.346.815,88
Empuxo de Enrocamento Submerso à Montante	1.185,24	10,00	T ₂ = 11.852,40		6,44	M ₇ = -76.329,46
Subpressão	11.434,25	10,00	U = 114.342,50	12,72		M ₈ = -1.454.436,60

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5$	321.372,60 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$	
$\sum U =$	114.342,50 kN	$\sum M_E =$	4.137.284,49 kNxm
$\sum V - \sum U =$	207.030,10 kN	$\sum M_T = M_6 + M_7 + M_8$	
$\sum T_{i, \text{MONTANTE}} = T_1 + T_2$	149.142,50 kN	$\sum M_T =$	2.877.581,94 kNxm
$\sum T_{i, \text{JUSANTE}} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,81 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,44 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD _Ø - SEM COESÃO (C=0)			φ = 40°
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,16 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	2,09 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²		φ =	40°
		FSD _Ø =	1,10
		FSD _c =	1,50
		A _i =	577,24 m²

UHE ITAOCARA I

4.1.2.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	V ₁ = -87.106,56	10,21		M ₁ = 889.357,98
Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	V ₂ = -196.364,88	13,56		M ₂ = 2.662.707,77
Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	V ₃ = -20.091,36	10,78		M ₃ = 216.584,86
Peso de Água à Montante	1.256,55	10,00	V ₄ = -12.565,50	20,66		M ₄ = 259.603,23
Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00	V ₅ = -4.105,30	20,96		M ₅ = 86.047,09
Empuxo de Água à Montante	12.578,86	10,00	T ₁ = 125.788,60		9,39	M ₆ = -1.181.154,95
Empuxo de Enrocamento Submerso à Montante	1.185,24	10,00	T ₂ = 11.852,40		6,44	M ₇ = -76.329,46
Subpressão	15.960,43	10,00	U = 159.604,30	11,89		M ₈ = -1.897.695,13

PONTO DE TOMBAMENTO $X_t = 21,60$ $Y_t = 0,00$

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5$	320.233,60 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$	
$\sum U =$	159.604,30 kN	$\sum M_E =$	4.114.300,93 kNxm
$\sum V - \sum U =$	160.629,30 kN	$\sum M_T = M_6 + M_7 + M_8$	
$\sum T_i, \text{MONTANTE} = T_1 + T_2$	137.641,00 kN	$\sum M_T =$	3.155.179,54 kNxm
$\sum T_i, \text{JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,01 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,30 > 1,20	OK
DESILIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	0,98 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESILIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi + \sum C \times A_i}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i + \text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 40 kN/m ²	φ = 40°
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²	FSD _φ = 1,10
			FSD _c = 1,50
			A _i = 566,78 m ²
DESILIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi + \sum C \times A_i}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i + \text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,99 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²	φ = 40°
			FSD _φ = 1,10
			FSD _c = 1,50
			A _i = 566,78 m ²

UHE ITAOCARA I

4.1.2.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE							
CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO							
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	g (9,81m/s²)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNm)
					e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00		V ₁ = -87.106,56	10,21		M ₁ = 889.357,98
Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00		V ₂ = -196.364,88	13,56		M ₂ = 2.662.707,77
Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00		V ₃ = -20.091,36	10,78		M ₃ = 216.584,86
Peso de Água à Montante	1.256,56	10,00		V ₄ = -12.565,60	20,66		M ₄ = 259.605,30
Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00		V ₅ = -4.105,30	20,96		M ₅ = 86.047,09
Empuxo de Água à Montante	12.578,86	10,00		T ₁ = 125.788,60		9,39	M ₆ = -1.181.154,95
Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Montante	664,60	10,00		T ₂ = 6.646,00		6,44	M ₇ = -42.800,24
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	0,03	V ₆ = 2.613,20	10,21		M ₈ = -26.680,74
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	0,03	V ₇ = 5.890,95	13,56		M ₉ = -79.881,23
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	0,03	V ₈ = 602,74	10,78		M _# = -6.497,55
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	1.256,56	10,00	0,03	V ₉ = 376,97	20,66		M _# = -7.788,16
Sismo Vertical - Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00	0,03	V _# = 123,16	20,96		M _# = -2.581,41
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	0,05	T ₃ = 4.355,33		15,22	M _# = -66.288,09
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	0,05	T ₄ = 9.818,24		12,96	M _# = -127.244,44
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	0,05	T ₅ = 1.004,57		0,61	M _# = -612,79
Sismo Horizontal - Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00	0,05	T ₆ = 205,27		12,99	M _# = -2.666,39
Sismo Horizontal - Peso de Água confinada	410,53	10,00	0,05	T ₇ = 205,27		12,99	M _# = -2.666,39
Sismo Horizontal - Empuxo Diâmico de Enrocamento Submerso à Montante	79,19	10,00	1,00	T ₈ = 791,90		12,89	M _# = -10.207,59
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	629,92	10,00	1,00	T ₉ = 6.299,20		11,31	M _# = -71.243,95
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	62,91	10,00	1,00	V _# = -629,10	20,47		M _# = 12.877,68
Subpressão	8.180,77	10,00		U = 81.807,70	13,13		M _# = -1.074.135,10

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9 + V_{10} + V_{11}$	311.255,79 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_{20}$	
$\sum U =$	81.807,70 kN	$\sum M_E =$	4.127.180,67 kNm
$\sum V - \sum U =$	229.448,09 kN	$\sum M_T = M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{14} + M_{15} + M_{16} + M_{17} + M_{18} + M_{19} + M_{21}$	
$\sum T_i, \text{ MONTANTE} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 + T_7 + T_8 + T_9$	155.114,37 kN	$\sum M_T =$	2.702.449,03 kNm
$\sum T_i, \text{ JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	3,80 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,53 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,24 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	2,14 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C =		400 kN/m ²	
	φ =	40°	
	FSD _φ =	1,10	
	FSD _c =	1,50	
	A _i =	589,29 m ²	

UHE ITAOCARA I

4.1.2.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	V ₁ = -87.106,56	10,21		M ₁ = 889.357,98
Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	V ₂ = -196.364,88	13,56		M ₂ = 2.662.707,77
Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	V ₃ = -20.091,36	10,78		M ₃ = 216.584,86
Peso de Água à Montante	1.370,45	10,00	V ₄ = -13.704,50	20,62		M ₄ = 282.586,79
Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00	V ₅ = -4.105,30	20,96		M ₅ = 86.047,09
Empuxo de Água à Montante	13.729,01	10,00	T ₁ = 137.290,10		9,81	M ₆ = -1.346.815,88
Empuxo de Enrocamento Submerso à Montante	1.185,24	10,00	T ₂ = 11.852,40		6,44	M ₇ = -76.329,46
Subpressão	18.381,96	10,00	U = 183.819,60	11,54		M ₈ = -2.121.278,18

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5$	321.372,60 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$	
$\Sigma U =$	183.819,60 kN	$\Sigma M_E =$	4.137.284,49 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	137.553,00 kN		
$\Sigma T_{i, \text{MONTANTE}} = T_1 + T_2$	149.142,50 kN	$\Sigma M_T = M_6 + M_7 + M_8$	
$\Sigma T_{i, \text{JUSANTE}} =$	0,00 kN	$\Sigma M_T =$	3.544.423,52 kNxm

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	1,75 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,17 > 1,10	OK
DESILIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)			
			φ = 40°
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	0,77 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESILIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 141 kN/m²	φ = 40°
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD _φ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 408,55 m²
DESILIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	1,55 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40°
			FSD _φ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 408,55 m²

UHE ITAOCARA I

4.1.2.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m) - COM SISMO							
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	g (9,81m/s²)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNm)
					e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00		V ₁ = -87.106,56	10,21		M ₁ = 889.357,98
Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00		V ₂ = -196.364,88	13,56		M ₂ = 2.662.707,77
Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00		V ₃ = -20.091,36	10,78		M ₃ = 216.584,86
Peso de Água à Montante	1.370,45	10,00		V ₄ = -13.704,50	20,62		M ₄ = 282.586,79
Peso de enrocamento submerso à Montante	410,53	10,00		V ₅ = -4.105,30	20,96		M ₅ = 86.047,09
Empuxo de Água à Montante	13.729,01	10,00		T ₁ = 137.290,10		9,81	M ₆ = -1.346.815,88
Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Montante	664,60	10,00		T ₂ = 6.646,00		6,44	M ₇ = -42.800,24
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	0,03	V ₆ = 2.613,20	10,21		M ₈ = -26.680,74
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	0,03	V ₇ = 5.890,95	13,56		M ₉ = -79.881,23
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	0,03	V ₈ = 602,74	10,78		M ₁₀ = -6.497,55
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	1.370,45	10,00	0,03	V ₉ = 411,14	20,62		M ₁₁ = -8.477,60
Sismo Vertical - Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00	0,03	V ₁₀ = 123,16	20,96		M ₁₂ = -2.581,41
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	0,05	T ₃ = 4.355,33		15,22	M ₁₃ = -66.288,09
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	0,05	T ₄ = 9.818,24		12,96	M ₁₄ = -127.244,44
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	0,05	T ₅ = 1.004,57		0,61	M ₁₅ = -612,79
Sismo Horizontal - Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00	0,05	T ₆ = 205,27		12,99	M ₁₆ = -2.666,39
Sismo Horizontal - Peso de Água confinada	410,53	10,00	0,05	T ₇ = 205,27		12,99	M ₁₇ = -2.666,39
Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmica de Enrocamento Submerso à Montante	79,19	10,00	1,00	T ₈ = 791,90		12,89	M ₁₈ = -10.207,59
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	687,31	10,00	1,00	T ₉ = 6.873,10		11,81	M ₁₉ = -81.171,31
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	66,87	10,00	1,00	V ₁₁ = -668,70	20,45		M ₂₀ = 13.674,92
Subpressão	11.434,25	10,00		U = 114.342,50	12,72		M ₂₁ = -1.454.436,60

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9 + V_{10} + V_{11}$	312.400,12 kN	$\sum M_e = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_{20}$	
$\sum U =$	114.342,50 kN	$\sum M_e =$	4.150.959,40 kNm
$\sum V - \sum U =$	198.057,62 kN	$\sum M_r = M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{14} + M_{15} + M_{16} + M_{17} + M_{18} + M_{19} + M_{21}$	
$\sum T_i, \text{ MONTANTE} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 + T_7 + T_8 + T_9$	167.189,77 kN	$\sum M_r =$	3.259.028,26 kNm
$\sum T_i, \text{ JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,73 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_e}{\sum M_r}$	=	1,27 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg } \phi}{\sum T_i}$	=	0,99 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg } \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 50 kN/m²	FSD _φ = 1,10
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD _c = 1,30
			A _i = 426,94 m²
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg } \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,69 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD _φ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 426,94 m²

UHE ITAOCARA I

4.1.2.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE							
CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO							
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	g (9,81m/s²)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNm)
					e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00		V ₁ = -87.106,56	10,21		M ₁ = 889.357,98
Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00		V ₂ = -196.364,88	13,56		M ₂ = 2.662.707,77
Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00		V ₃ = -20.091,36	10,78		M ₃ = 216.584,86
Peso de Água à Montante	1.256,55	10,00		V ₄ = -12.565,50	20,66		M ₄ = 259.603,23
Peso de enrocamento submerso à Montante	410,53	10,00		V ₅ = -4.105,30	20,96		M ₅ = 86.047,09
Empuxo de Água à Montante	12.578,86	10,00		T ₁ = 125.788,60		9,39	M ₆ = -1.181.154,95
Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Montante	664,60	10,00		T ₂ = 6.646,00		6,44	M ₇ = -42.800,24
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	0,03	V ₆ = 2.613,20	10,21		M ₈ = -26.680,74
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	0,03	V ₇ = 5.890,95	13,56		M ₉ = -79.881,23
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	0,03	V ₈ = 602,74	10,78		M ₁₀ = -6.497,55
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	1.256,55	10,00	0,03	V ₉ = 376,97	20,66		M ₁₁ = -7.788,10
Sismo Vertical - Peso de enrocamento submerso à Montante	410,53	10,00	0,03	V ₁₀ = 123,16	20,96		M ₁₂ = -2.581,41
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	0,05	T ₃ = 4.355,33		15,22	M ₁₃ = -66.288,09
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	0,05	T ₄ = 9.818,24		12,96	M ₁₄ = -127.244,44
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	0,05	T ₅ = 1.004,57		0,61	M ₁₅ = -612,79
Sismo Horizontal - Peso de enrocamento submerso à Montante	410,53	10,00	0,05	T ₆ = 205,27		12,99	M ₁₆ = -2.666,39
Sismo Horizontal - Peso de Água confinada	410,53	10,00	0,05	T ₇ = 205,27		12,99	M ₁₇ = -2.666,39
Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmica de Enrocamento Submerso à Montante	79,19	10,00	1,00	T ₈ = 791,90		12,89	M ₁₈ = -10.207,59
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	629,92	10,00	1,00	T ₉ = 6.299,20		11,31	M ₁₉ = -71.243,95
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	62,91	10,00	1,00	V ₁₁ = -629,10	20,47		M ₂₀ = 12.877,68
Subpressão	15.960,43	10,00		U = 159.604,30	11,89		M ₂₁ = -1.897.695,13

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9 + V_{10} + V_{11}$	311.255,69 kN	$\sum M_e = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_{20}$	
$\sum U =$	159.604,30 kN	$\sum M_e =$	4.127.178,61 kNm
$\sum V - \sum U =$	151.651,39 kN	$\sum M_r = M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{14} + M_{15} + M_{16} + M_{17} + M_{18} + M_{19} + M_{21}$	
$\sum T_i, \text{ MONTANTE} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 + T_7 + T_8 + T_9$	155.114,37 kN	$\sum M_r =$	3.526.009,00 kNm
$\sum T_i, \text{ JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	1,95 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_e}{\sum M_r}$	=	1,17 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _e - SEM COESÃO (C=0)			
			φ = 40°
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	0,82 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 137 kN/m²	φ = 40°
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD _e = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 375,25 m²
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,49 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40°
			FSD _e = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 375,25 m²

UHE ITAOCARA I

4.1.3 Tensões na base

Apresentam-se, neste item, planilhas dos cálculos das tensões Normais e Tangenciais, nas quais foram analisadas as tensões na base da Estrutura.

A planilha, a seguir, fornece o cálculo das coordenadas do centro de gravidade (XG e YG) e o momento polar de inércia (IP) da área da fundação, que serão utilizados no cálculo das tensões.

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE																	
CÁLCULO DAS COORDENADAS DO CENTRO DE GRAVIDADE (XG E YG) E DO MOMENTO POLAR DE INÉRCIA (IP) DA ÁREA DA FUNDAÇÃO																	
NÓS	COORDENADAS		TRECHO	COMPRIMENTO (m)	ESPESSURA (m)	ÁREA (m²)	\bar{X} (m)	\bar{Y} (m)	$\bar{X} \times A$ (m³)	$\bar{Y} \times A$ (m³)	$\bar{X} - X_G$ (m)	$\bar{Y} - Y_G$ (m)	$(\bar{X} - X_G)^2$ (m²)	$(\bar{Y} - Y_G)^2$ (m²)	I^2 (m²)	$I^2 \times A$ (m⁴)	MOMENTO POLAR PARCIAL (m⁴)
	X (m)	Y (m)															
1	0,00	0,00															
2	16,09	0,00	1 - 2	16,09	31,71	510,22	8,05	0,00	4.107,27	0,00	-2,75	0,00	7,57	0,00	7,57	3.962,37	11.007,36
3	21,60	0,00	2 - 3	5,51	31,50	173,57	18,65	0,00	3.271,79	0,00	8,05	0,00	64,81	0,00	64,81	11.249,07	439,13
Σ						683,79			7.379,07	0,00						15.111,44	11.446,49

$X_G =$	10,80 m
$Y_G =$	0,00 m
$I_p =$	26.557,93 m ⁴

UHE ITAOCARA I

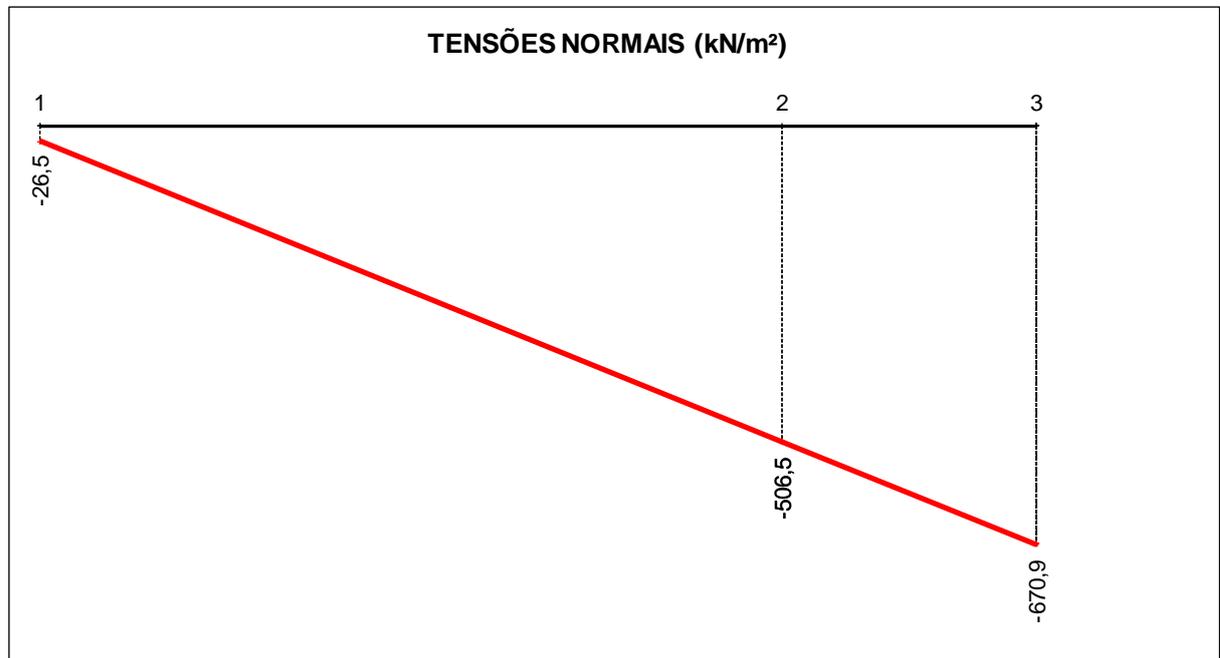
4.1.3.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-87.106,56		0,59		-51.392,87
2	Peso de Concreto Massa	-196.364,88		-2,76		541.967,07
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-20.091,36		0,02		-401,83
4	Peso de Água à Montante	-12.565,50		-9,86		123.895,83
5	Peso de Enrocamento Submerso à Montante	-4.105,30		-10,16		41.709,85
6	Empuxo de Água à Montante		125.788,60		-9,39	-1.181.154,95
7	Empuxo de Enrocamento Submerso à Montante		11.852,40		-6,44	-76.329,46
8	Subpressão	81.807,70		-2,33		-190.611,94

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-303.562,80	0,00	490.172,37
CCN	-238.425,90	137.641,00	-792.318,30

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCN (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 16,09	-26,48	-506,50
2 - 3	16,09 - 21,6	-506,50	-670,89

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCN (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	201,29	201,29
2 - 3	0 - 0	201,29	201,29



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

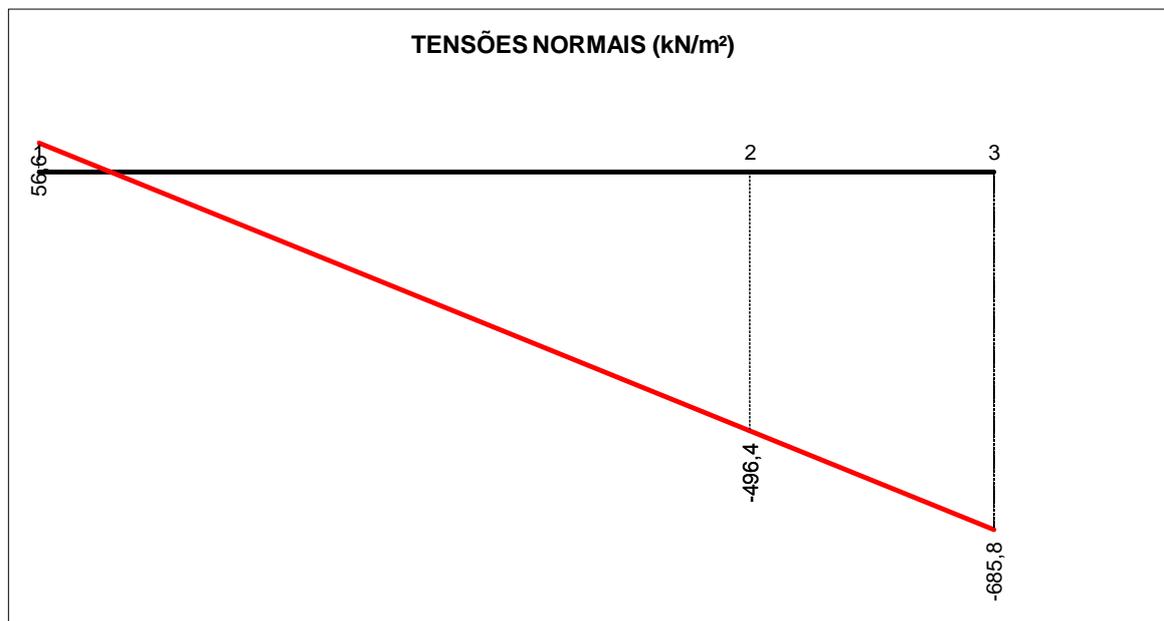
4.1.3.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-87.106,56		0,59		-51.392,87
2	Peso de Concreto Massa	-196.364,88		-2,76		541.967,07
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-20.091,36		0,02		-401,83
4	Peso de Água à Montante	-13.704,50		-9,82		134.578,19
5	Peso de Enrocamento Submerso à Montante	-4.105,30		-10,16		41.709,85
6	Empuxo de Água à Montante		137.290,10		-9,81	-1.346.815,88
7	Empuxo de Enrocamento Submerso à Montante		11.852,40		-6,44	-76.329,46
8	Subpressão	106.250,40		-1,47		-156.188,09

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-303.562,80	0,00	490.172,37
CCE 1	-215.122,20	149.142,50	-912.873,02

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 16,09	56,62	-496,44
2 - 3	16,09 - 21,6	-496,44	-685,83

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	218,11	218,11
2 - 3	0 - 0	218,11	218,11

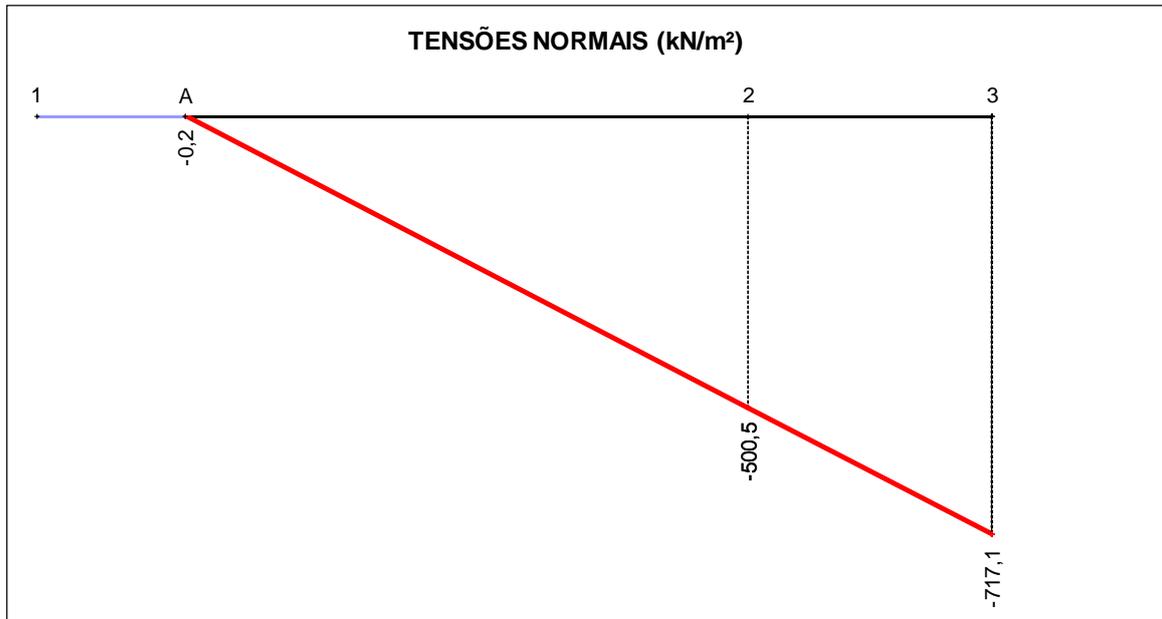


Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

UHE ITAOCARA I

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	3,36 - 16,09	-0,23	-500,53
2 - 3	16,09 - 21,6	-500,53	-717,08

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	258,37	258,37
2 - 3	0 - 0	258,37	258,37



Base 84,4% comprimida

UHE ITAOCARA I

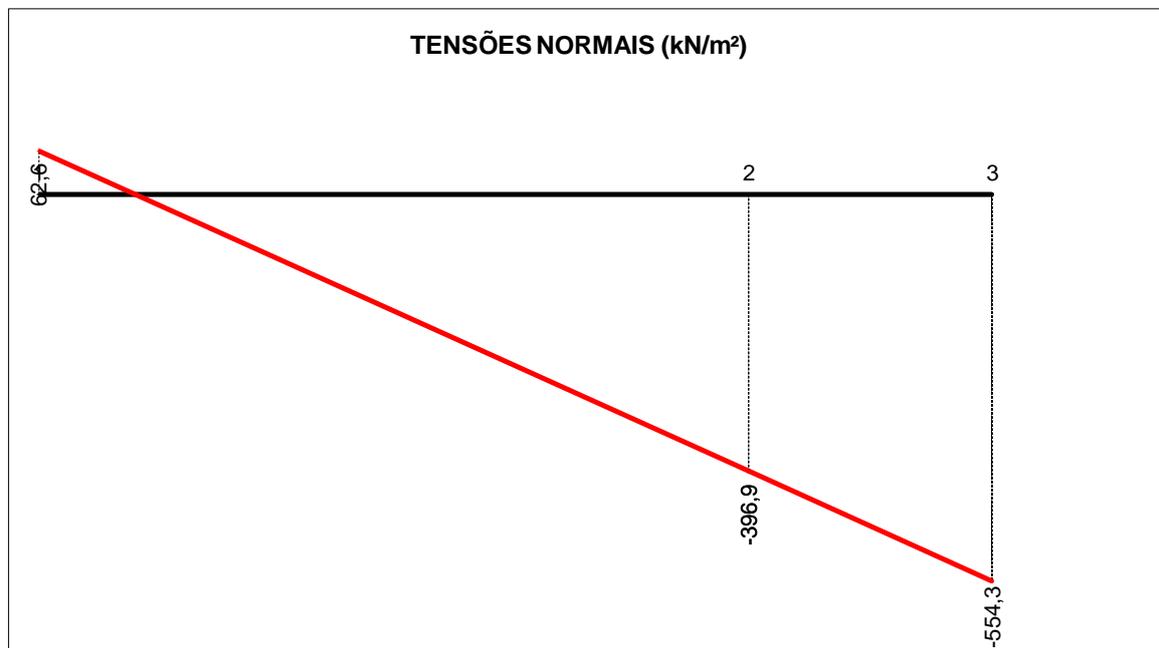
4.1.3.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-87.106,56		0,59		-51.392,87
2	Peso de Concreto Massa	-196.364,88		-2,76		541.967,07
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-20.091,36		0,02		-401,83
4	Peso de Água à Montante	-12.565,50		-9,86		123.895,83
5	Peso de Enrocamento Submerso à Montante	-4.105,30		-10,16		41.709,85
6	Empuxo de Água à Montante		125.788,60		-9,39	-1.181.154,95
7	Empuxo de Enrocamento Submerso à Montante		11.852,40		-6,44	-76.329,46
8	Subpressão	152.124,30		-1,03		-156.688,03

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-303.562,80	0,00	490.172,37
CCE 2	-168.109,30	137.641,00	-758.394,39

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 – 16,09	62,56	-396,91
2 - 3	16,09 – 21,6	-396,91	-554,26

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 – 0	201,29	201,29
2 - 3	0 – 0	201,29	201,29

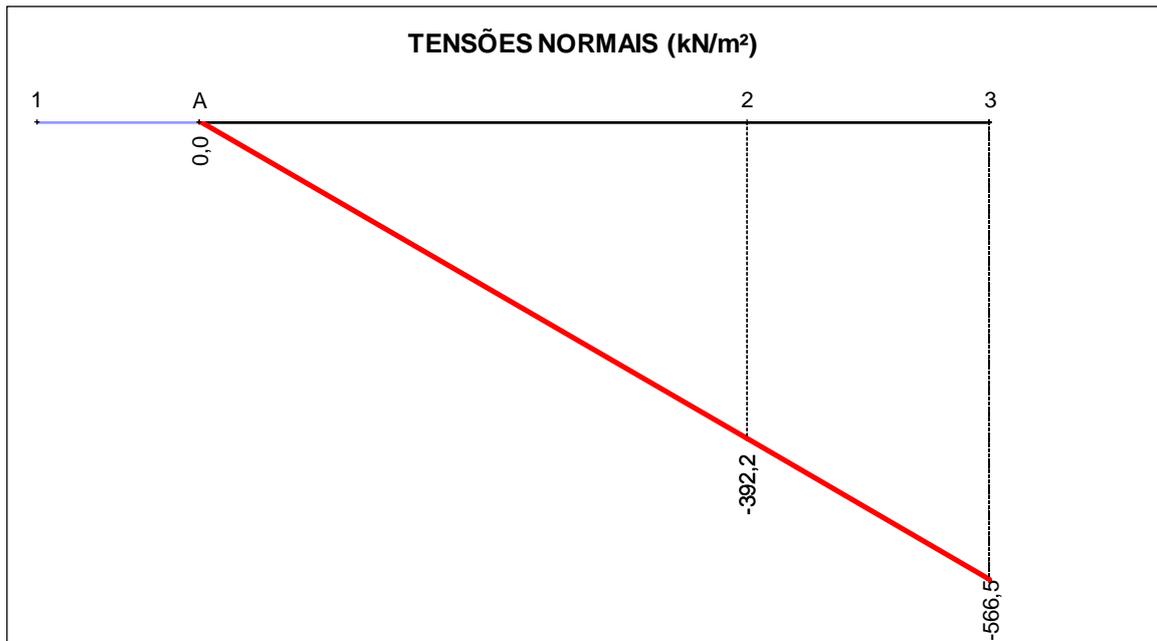


Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

UHE ITAOCARA I

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	3,69 - 16,09	-0,01	-392,23
2 - 3	16,09 - 21,6	-392,23	-566,54

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	242,85	242,85
2 - 3	0 - 0	242,85	242,85



Base 82,9% comprimida

UHE ITAOCARA I

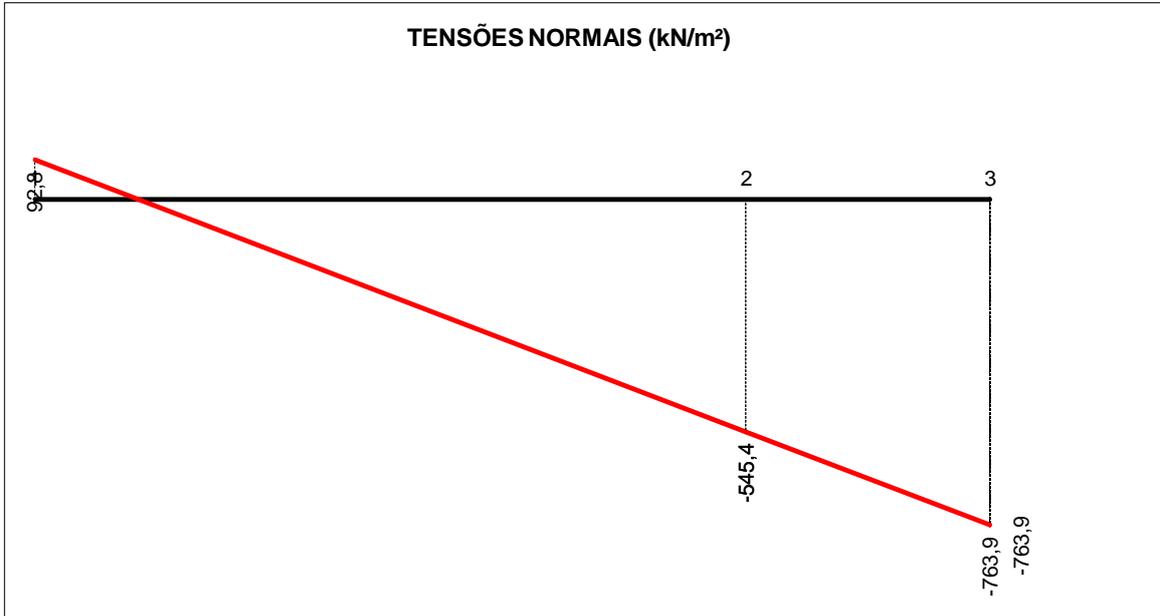
4.1.3.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-87.106,56		0,59		-51.392,87
2	Peso de Concreto Massa	-196.364,88		-2,76		541.967,07
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-20.091,36		0,02		-401,83
4	Peso de Água à Montante	-12.565,60		-9,86		123.896,82
5	Peso de Enrocamento Submerso à Montante	-4.105,30		-10,16		41.709,85
6	Empuxo de Água à Montante		125.788,60		-9,39	-1.181.154,95
7	Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Montante		6.646,00		-6,44	-42.800,24
8	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	2.613,20		0,59		1.541,79
9	Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	5.890,95		-2,76		-16.259,01
10	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	602,74		0,02		12,05
11	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	376,97		-9,86		-3.716,90
12	Sismo Vertical - Peso de Enrocamento Submerso à Montante	123,16		-10,16		-1.251,30
13	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		4.355,33		-15,22	-66.288,09
14	Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa		9.818,24		-12,96	-127.244,44
15	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		1.004,57		-0,61	-612,79
16	Sismo Horizontal - Peso de Enrocamento Submerso à Montante		205,27		-12,99	-2.666,39
17	Sismo Horizontal - Peso de Água confinada		205,27		-12,99	-2.666,39
18	Sismo Horizontal - Empuxo Diâmico de Enrocamento Submerso à Montante		791,90		-12,89	-10.207,59
19	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal		6.299,20		-11,31	-71.243,95
20	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	-629,10		-9,67		6.083,40
21	Subpressão	81.807,70		-2,33		-190.611,94

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-303.562,80	0,00	490.172,37
CCE 3	-229.448,09	155.114,37	-1.053.307,72

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 3 (kN/m²)	
		j	k
1 - 2	0 - 16,09	92,78	-545,36
2 - 3	16,09 - 21,6	-545,36	-763,89

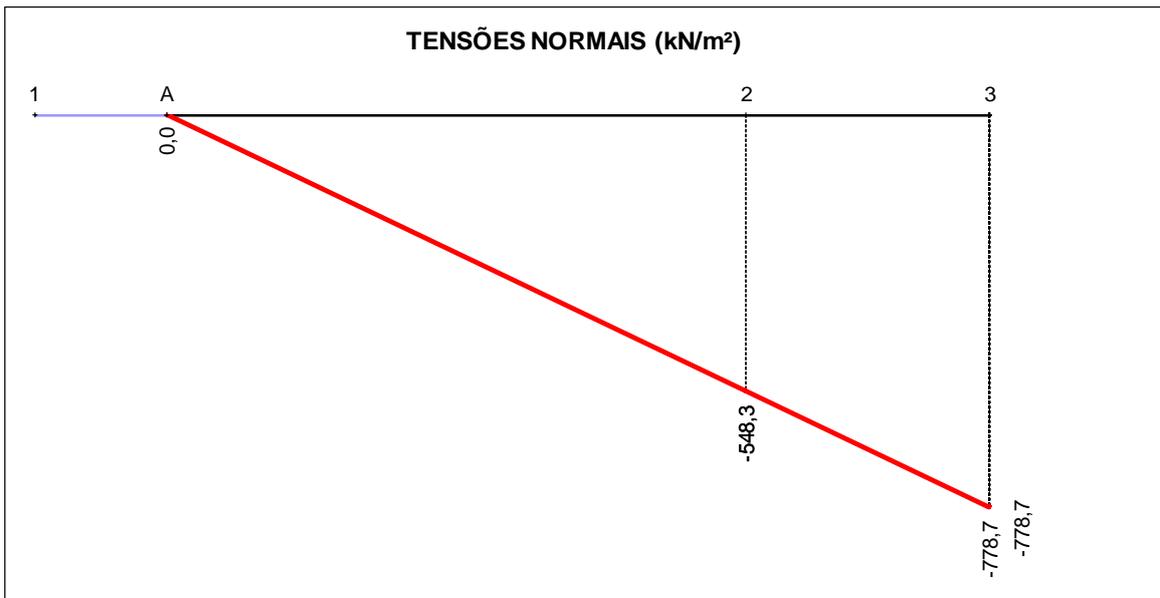
TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 3 (kN/m²)	
		j	k
1 - 2	0 - 0	226,85	226,85
2 - 3	0 - 0	226,85	226,85



Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	2,98 - 16,09	0,00	-548,29
2 - 3	16,09 - 21,6	-548,29	-778,73

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	263,22	263,22
2 - 3	0 - 0	263,22	263,22



Base 86,2% comprimida

UHE ITAOCARA I

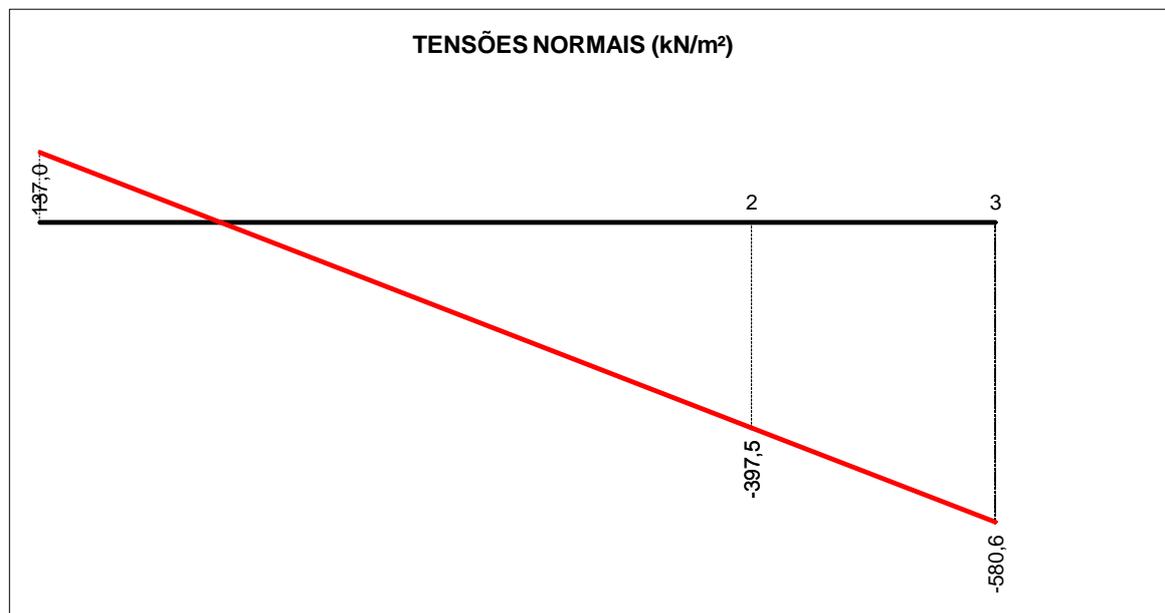
4.1.3.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-87.106,56		0,59		-51.392,87
2	Peso de Concreto Massa	-196.364,88		-2,76		541.967,07
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-20.091,36		0,02		-401,83
4	Peso de Água à Montante	-13.704,50		-9,82		134.578,19
5	Peso de Enrocamento Submerso à Montante	-4.105,30		-10,16		41.709,85
6	Empuxo de Água à Montante		137.290,10		-9,81	-1.346.815,88
7	Empuxo de Enrocamento Submerso à Montante		11.852,40		-6,44	-76.329,46
8	Subpressão	169.727,20		-0,74		-125.598,13

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-303.562,80	0,00	490.172,37
CCL 1	-151.645,40	149.142,50	-882.283,06

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 16,09	137,02	-397,51
2 - 3	16,09 - 21,6	-397,51	-580,56

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	218,11	218,11
2 - 3	0 - 0	218,11	218,11

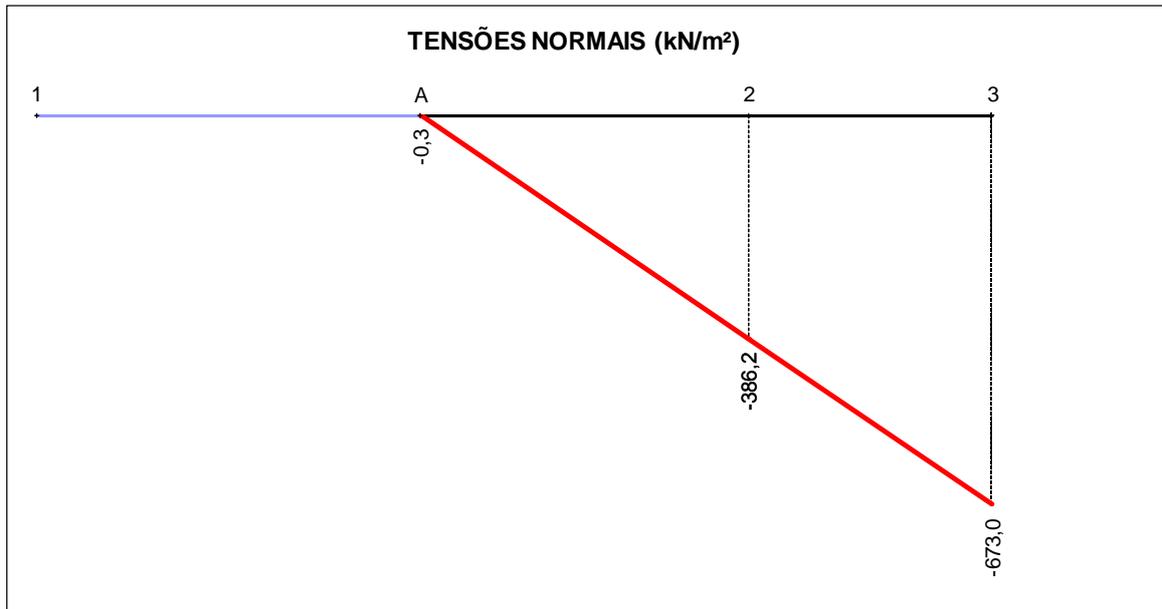


Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

UHE ITAOCARA I

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	8,68 - 16,09	-0,33	-386,15
2 - 3	16,09 - 21,6	-386,15	-673,05

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	365,05	365,05
2 - 3	0 - 0	365,05	365,05



Base 59,8% comprimida

UHE ITAOCARA I

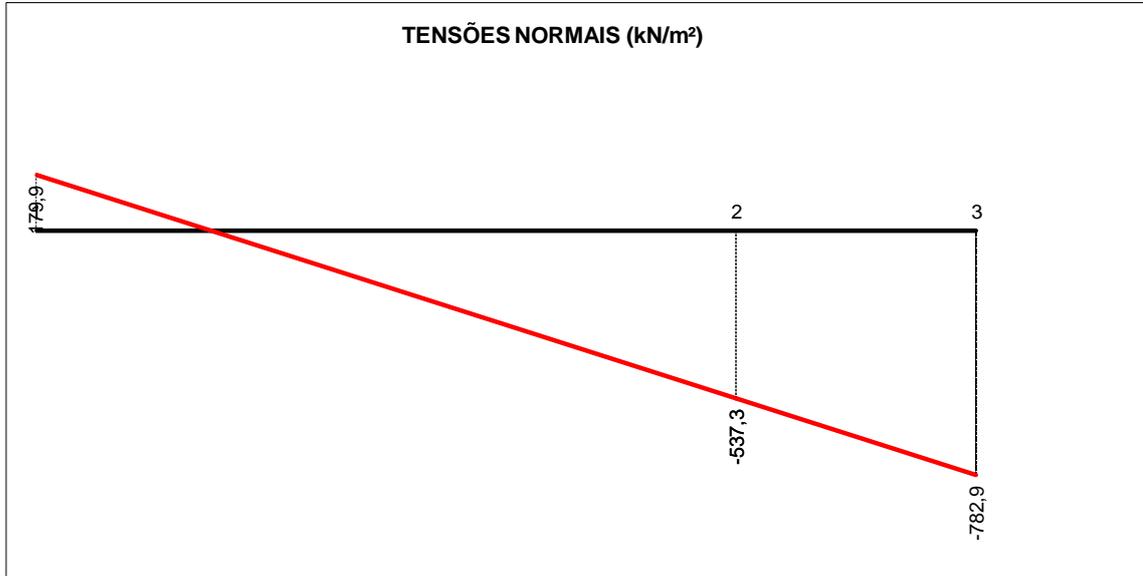
4.1.3.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m) - COM SISMO						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-87.106,56		0,59		-51.392,87
2	Peso de Concreto Massa	-196.364,88		-2,76		541.967,07
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-20.091,36		0,02		-401,83
4	Peso de Água à Montante	-13.704,50		-9,82		134.578,19
5	Peso de enrocamento submerso à Montante	-4.105,30		-10,16		41.709,85
6	Empuxo de Água à Montante		137.290,10		-9,81	-1.346.815,88
7	Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Montante		6.646,00		-6,44	-42.800,24
8	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	2.613,20		0,59		1.541,79
9	Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	5.890,95		-2,76		-16.259,01
10	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	602,74		0,02		12,05
11	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	411,14		-9,82		-4.037,35
12	Sismo Vertical - Peso de Enrocamento Submerso à Montante	123,16		-10,16		-1.251,30
13	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		4.355,33		-15,22	-66.288,09
14	Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa		9.818,24		-12,96	-127.244,44
15	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		1.004,57		-0,61	-612,79
16	Sismo Horizontal - Peso de Enrocamento Submerso à Montante		205,27		-12,99	-2.666,39
17	Sismo Horizontal - Peso de Água confinada		205,27		-12,99	-2.666,39
18	Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmica de Enrocamento Submerso à Montante		791,90		-12,89	-10.207,59
19	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal		6.873,10		-11,81	-81.171,31
20	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	-668,70		-9,65		6.452,96
21	Subpressão	106.250,40		-1,47		-156.188,09

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-303.562,80	0,00	490.172,37
CCL 2	-206.149,72	167.189,77	-1.183.741,66

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 16,09	179,90	-537,27
2 - 3	16,09 - 21,6	-537,27	-782,86

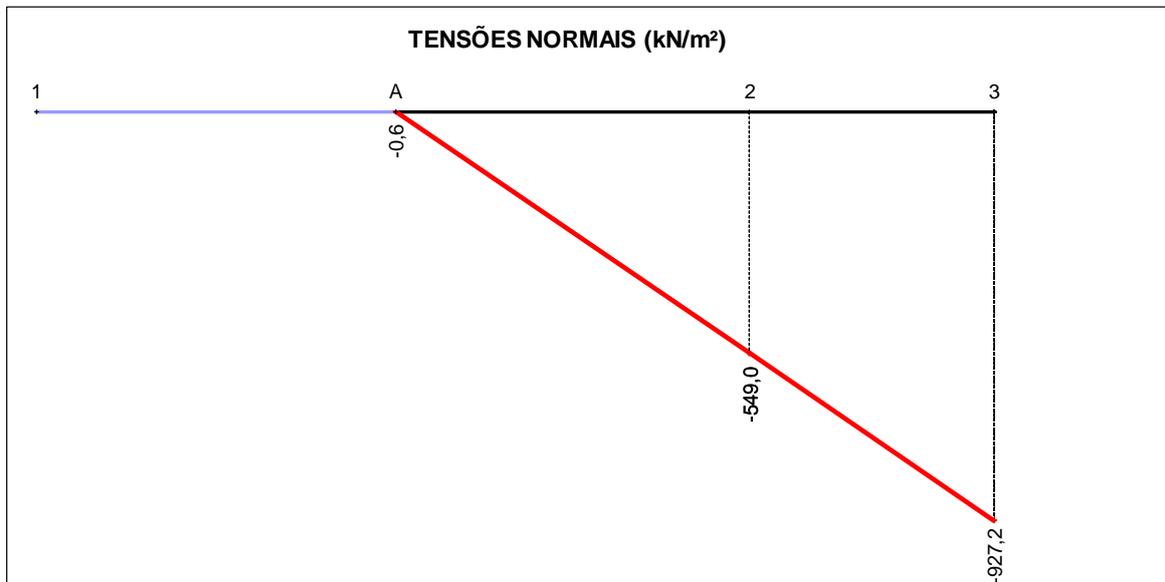
TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	244,50	244,50
2 - 3	0 - 0	244,50	244,50



Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	8,1 – 16,09	-0,56	-549,02
2 - 3	16,09 – 21,6	-549,02	-927,24

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 – 0	391,60	391,60
2 - 3	0 – 0	391,60	391,60



Base 62,4% comprimida

UHE ITAOCARA I

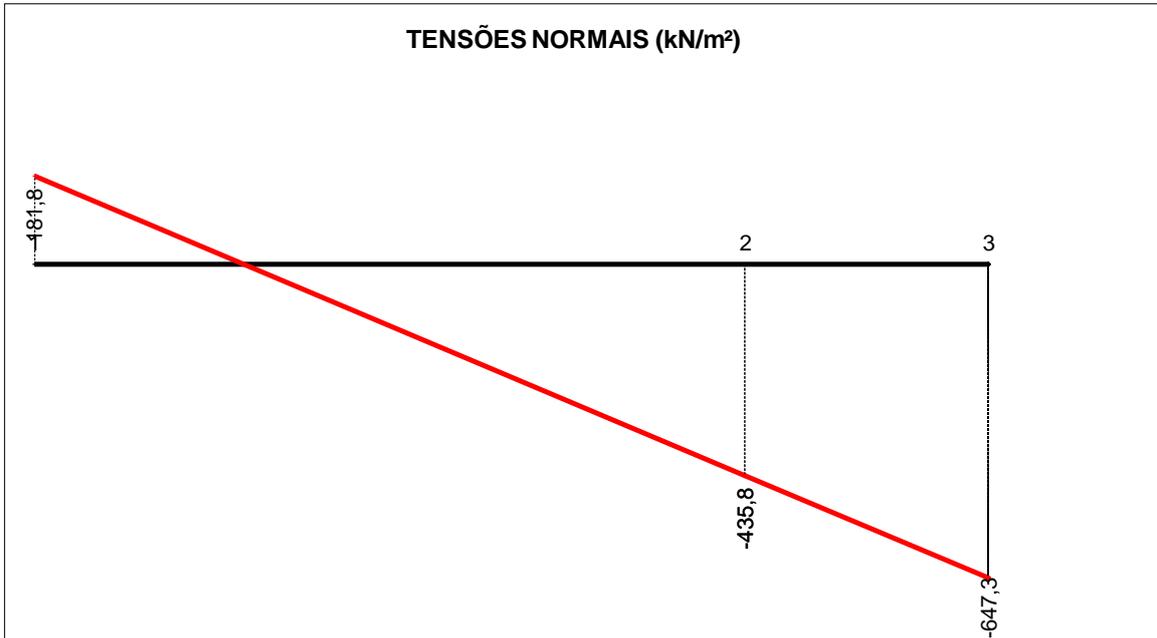
4.1.3.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-87.106,56		0,59		-51.392,87
2	Peso de Concreto Massa	-196.364,88		-2,76		541.967,07
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-20.091,36		0,02		-401,83
4	Peso de Água à Montante	-12.565,50		-9,86		123.895,83
5	Peso de enrocamento submerso à Montante	-4.105,30		-10,16		41.709,85
6	Empuxo de Água à Montante		125.788,60		-9,39	-1.181.154,95
7	Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Montante		6.646,00		-6,44	-42.800,24
8	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	2.613,20		0,59		1.541,79
9	Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	5.890,95		-2,76		-16.259,01
10	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	602,74		0,02		12,05
11	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	376,97		-9,86		-3.716,87
12	Sismo Vertical - Peso de enrocamento submerso à Montante	123,16		-10,16		-1.251,30
13	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		4.355,33		-15,22	-66.288,09
14	Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa		9.818,24		-12,96	-127.244,44
15	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		1.004,57		-0,61	-612,79
16	Sismo Horizontal - Peso de enrocamento submerso à Montante		205,27		-12,99	-2.666,39
17	Sismo Horizontal - Peso de Água confinada		205,27		-12,99	-2.666,39
18	Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmica de Enrocamento Submerso à Montante		791,90		-12,89	-10.207,59
19	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal		6.299,20		-11,31	-71.243,95
20	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	-629,10		-9,67		6.083,40
21	Subpressão	152.124,30		-1,03		-156.688,03

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-303.562,80	0,00	490.172,37
CCL 3	-159.131,39	155.114,37	-1.019.384,77

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 – 16,09	181,82	-435,77
2 - 3	16,09 – 21,6	-435,77	-647,26

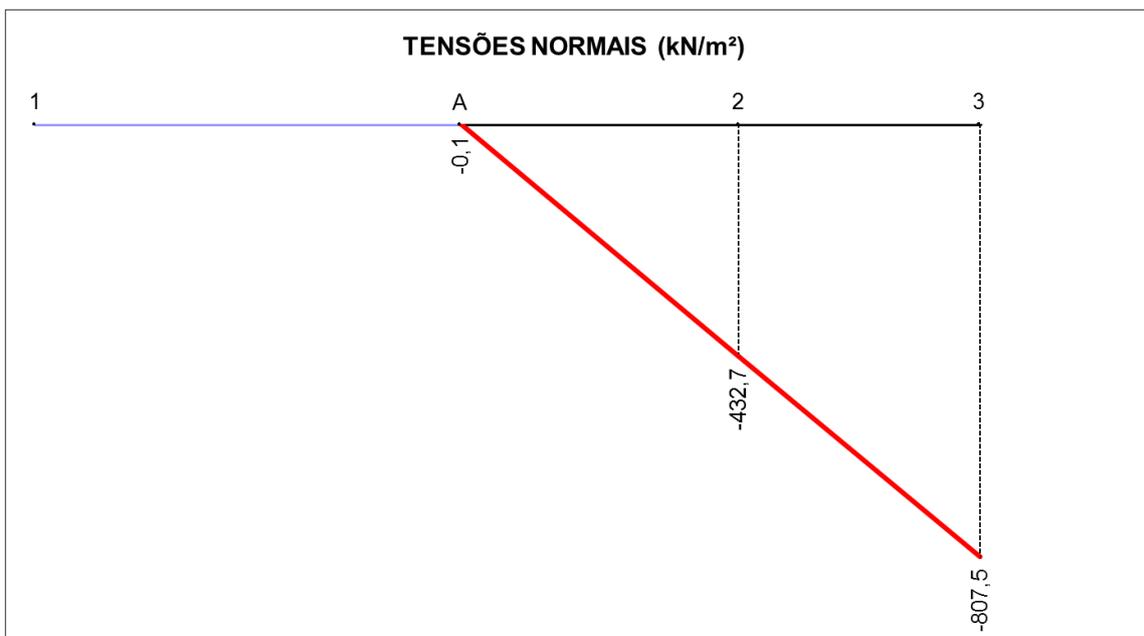
TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 – 0	226,85	226,85
2 - 3	0 – 0	226,85	226,85



Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	9,73 - 16,09	-0,09	-432,70
2 - 3	16,09 - 21,6	-432,70	-807,50

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	413,36	413,36
2 - 3	0 - 0	413,36	413,36



Base 54,9% comprimida

4.1.4 Coeficientes de segurança encontrados

4.1.4.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	3,91	1,30
Tombamento – CST	1,76	1,50
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,45	1,50
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,63	1,00
Área da Base Comprimida	100%	100%

4.1.4.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,81	1,10
Tombamento – CST	1,44	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,16	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	2,09	1,00
Área da Base Comprimida	84,4%	67%

4.1.4.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,01	1,10
Tombamento – CST	1,30	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	0,98	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,99	1,00
Área da Base Comprimida	82,9%	67%

UHE ITAOCARA I

4.1.4.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	3,80	1,10
Tombamento – CST	1,53	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	1,24	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	2,14	1,00
Área da Base Comprimida	86,2%	67%

4.1.4.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,75	1,10
Tombamento – CST	1,17	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	0,77	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,55	1,00
Área da Base Comprimida	59,8%	Resultante dentro da base

4.1.4.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,73	1,10
Tombamento – CST	1,27	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	0,99	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,69	1,00
Área da Base Comprimida	62,4%	Resultante dentro da base

4.1.4.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,95	1,10
Tombamento – CST	1,17	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	0,82	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,49	1,00
Área da Base Comprimida	54,9%	Resultante dentro da base

4.2 ESTRUTURA DE JUSANTE

Apresenta-se, neste item, os cálculos de estabilidade da Estrutura de Jusante da AM1, conforme modelo apresentado a seguir.

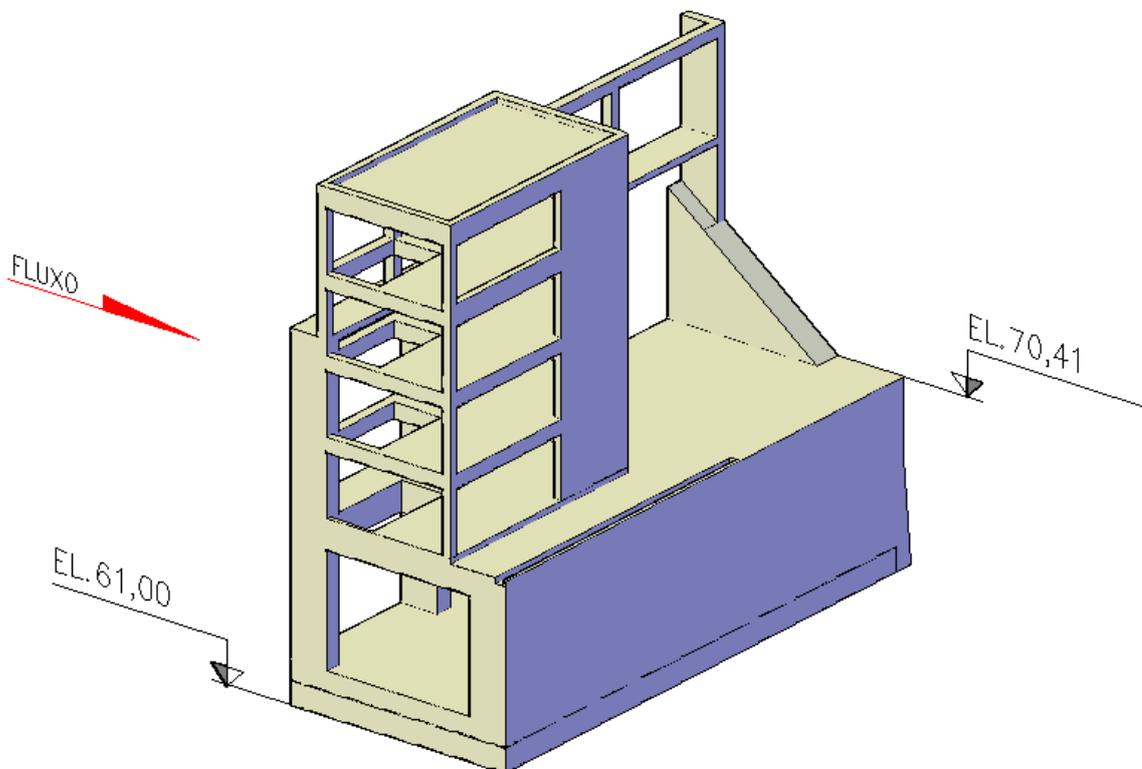


Figura 4.19 – Área de Montagem 2 – Estrutura de Jusante

4.2.1 Casos de Carregamento

4.2.1.1 Caso de Carregamento Normal – CCN

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m
 N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m
 Drenos 100% operantes.

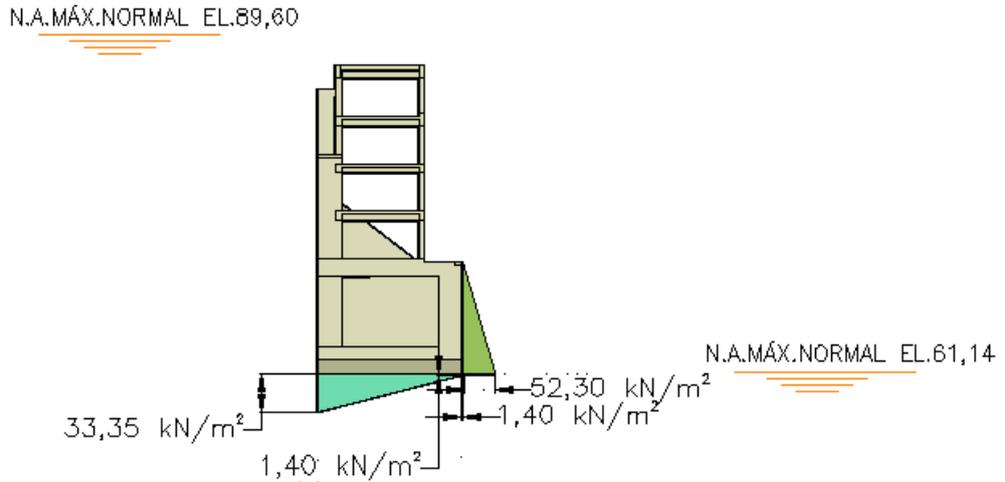


Figura 4.20 – Carregamentos CCN – Seção

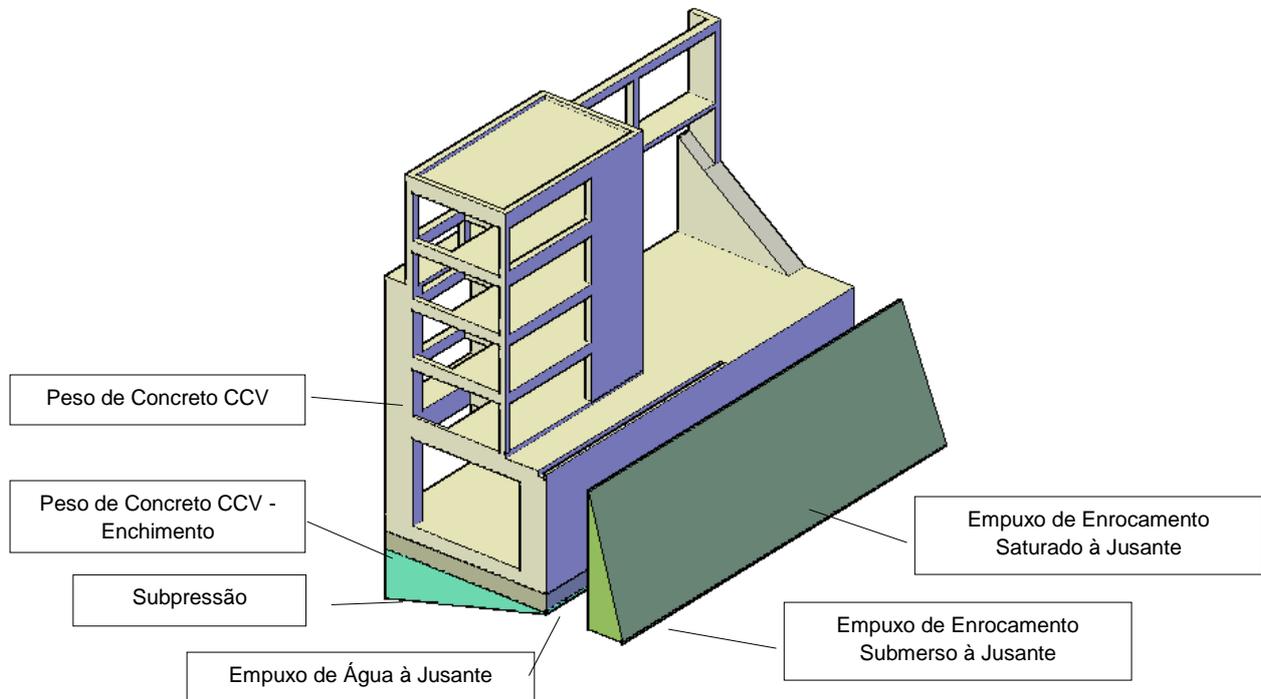


Figura 4.21 – Carregamentos CCN – Visualização 3D

4.2.1.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% operantes.

N.A.MÁX.MAX. EL.90,90

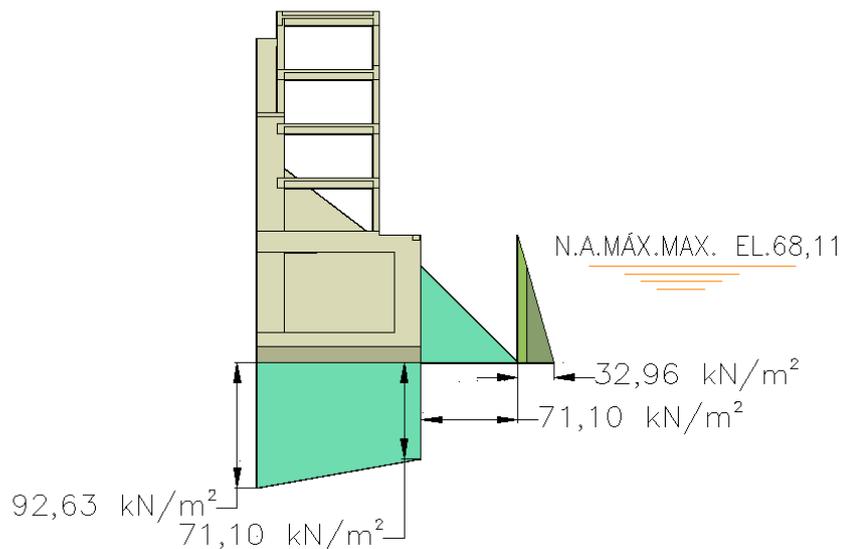


Figura 4.22 – Carregamentos CCE1 – Seção

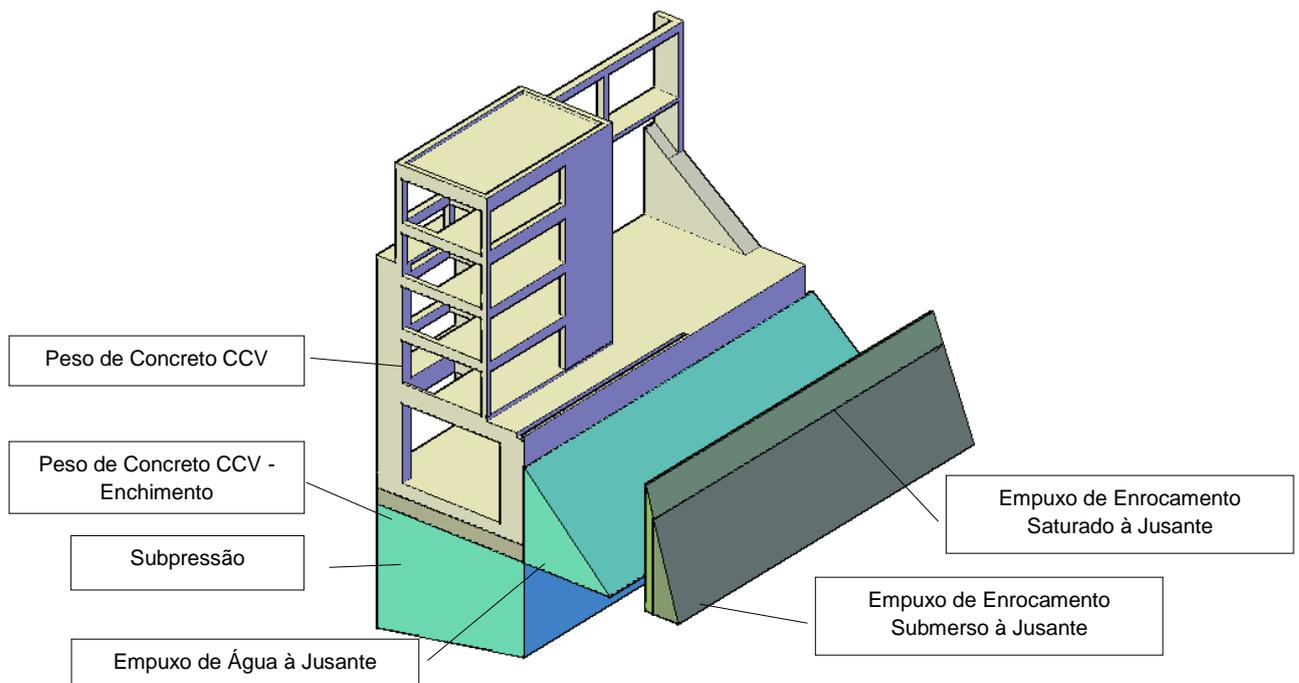


Figura 4.23– Carregamentos CCE1 – Visualização 3D

4.2.1.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

N.A.MÁX.NORMAL EL.89,60

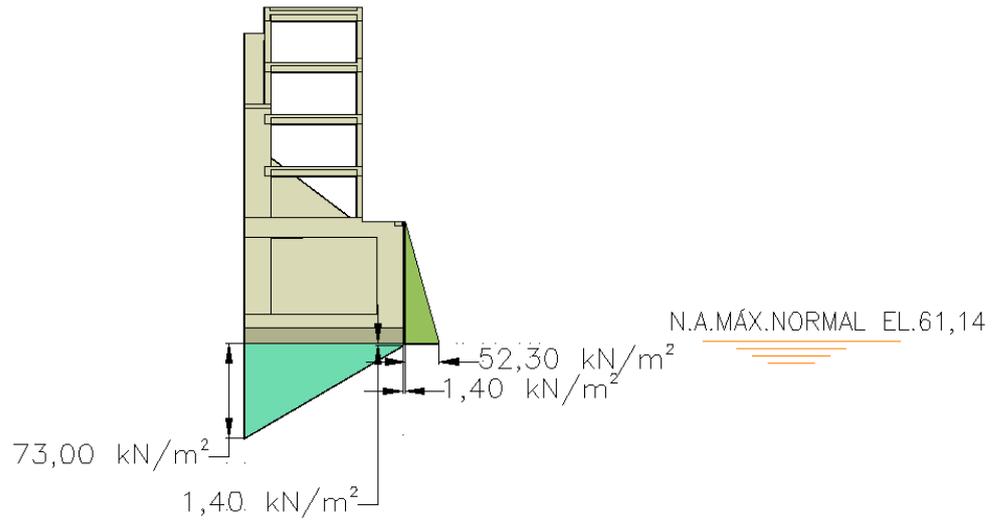


Figura 4.24 – Carregamentos CCE2 – Seção

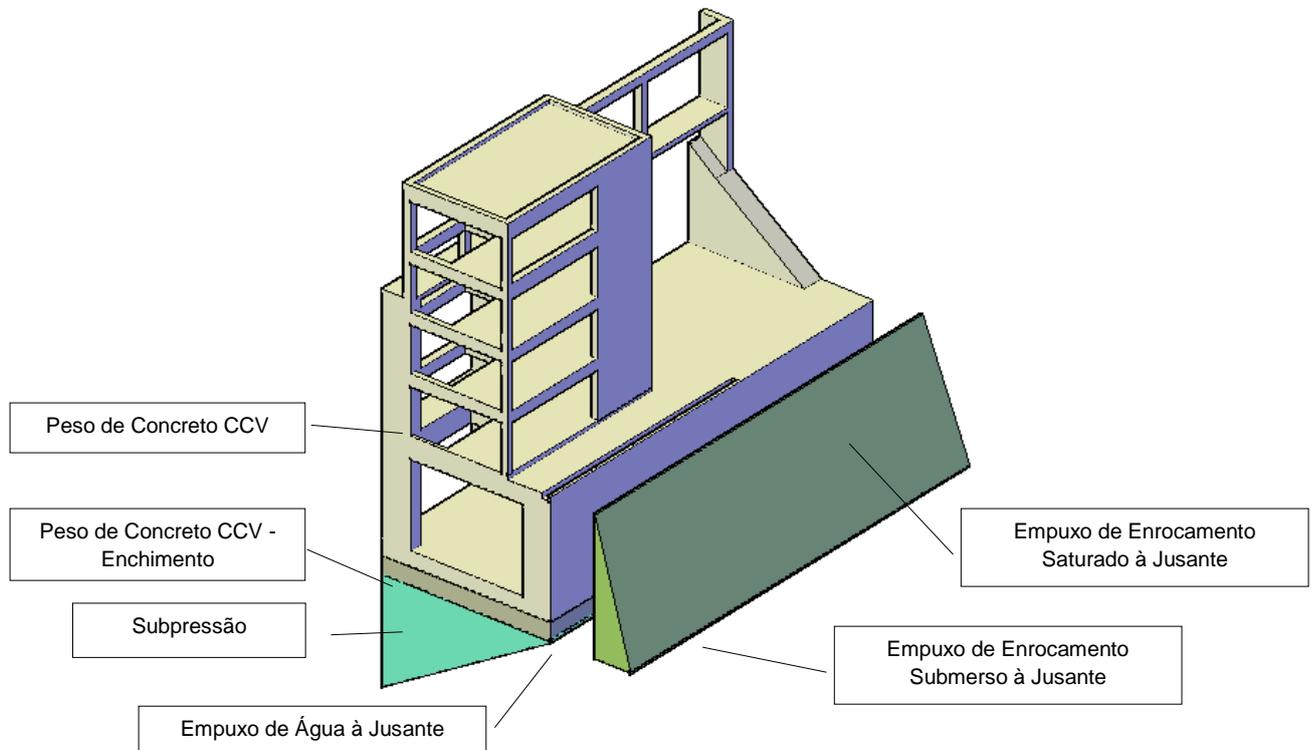


Figura 4.25 – Carregamentos CCE2 – Visualização 3D

4.2.1.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

N.A.MÁX.NORMAL EL.89,60

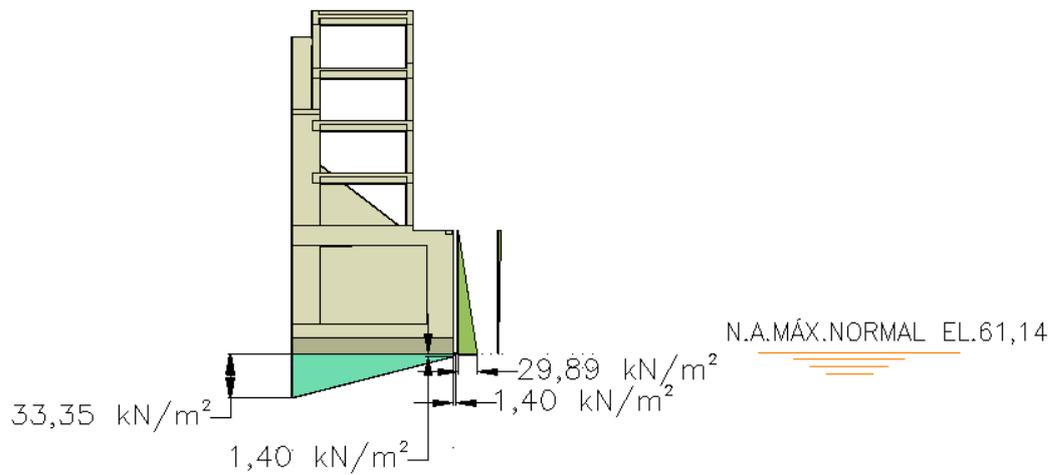


Figura 4.26 – Carregamentos CCE3 – Seção

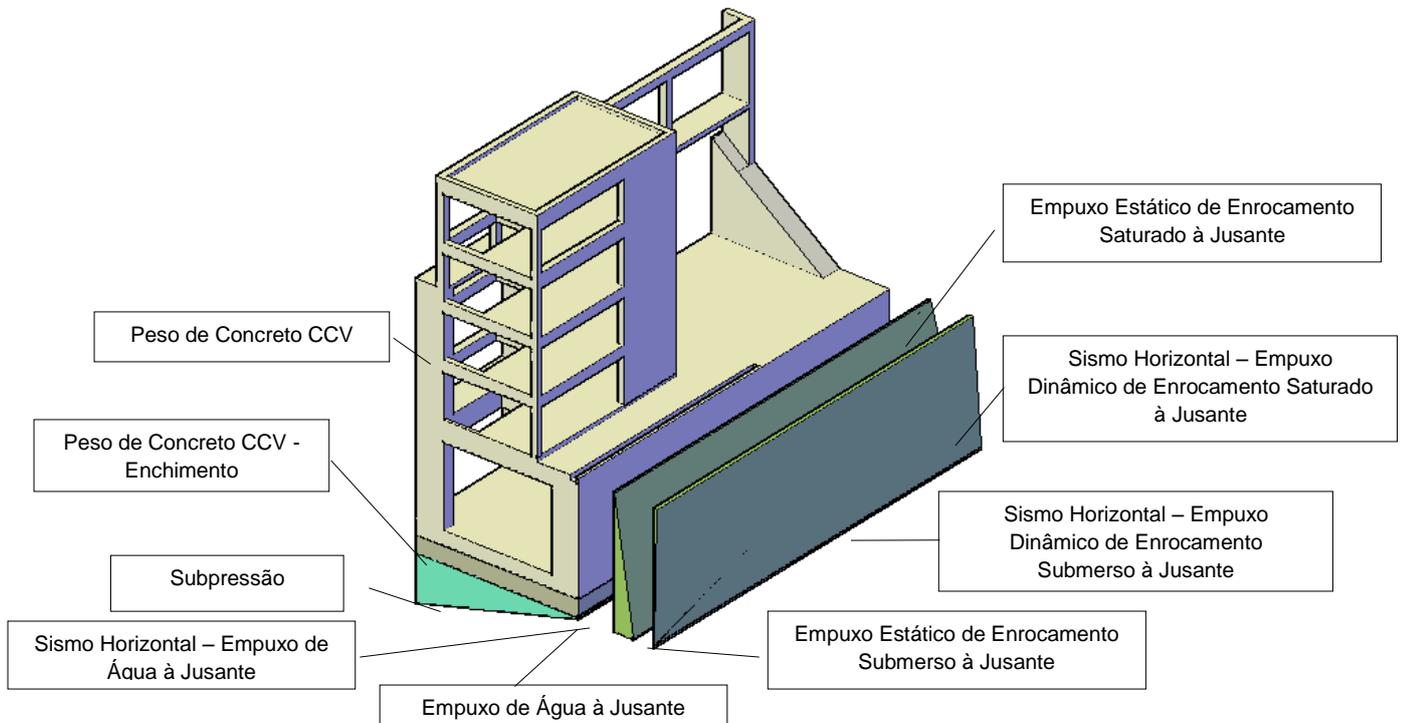


Figura 4.27 – Carregamentos CCE3 – Visualização 3D

4.2.1.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% inoperantes.

N.A.MÁX.MAX. EL.90,90

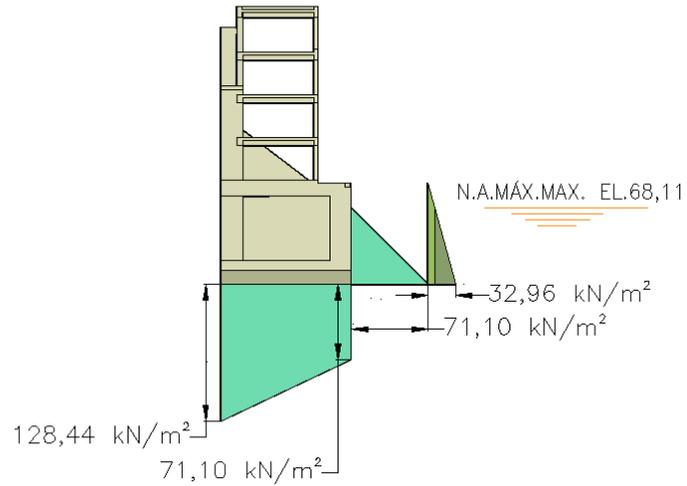


Figura 4.28 – Carregamentos CCL1 – Seção

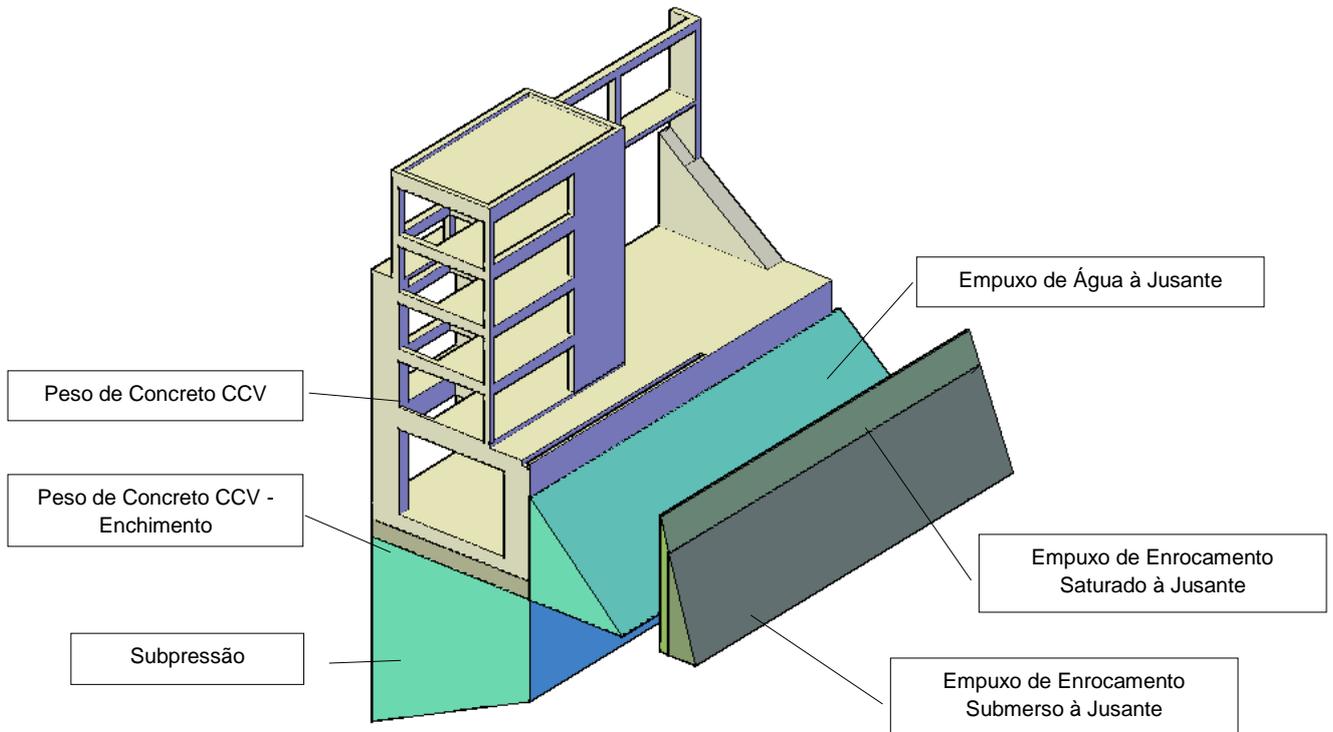


Figura 4.29 – Carregamentos CCL1 – Visualização 3D

4.2.1.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% operantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

N.A.MÁX.MAX. EL.90,90

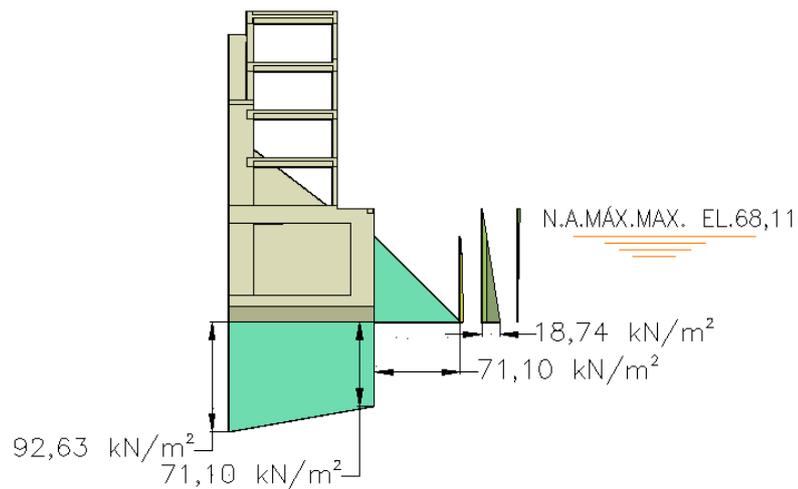


Figura 4.30 – Carregamentos CCL2 – Seção

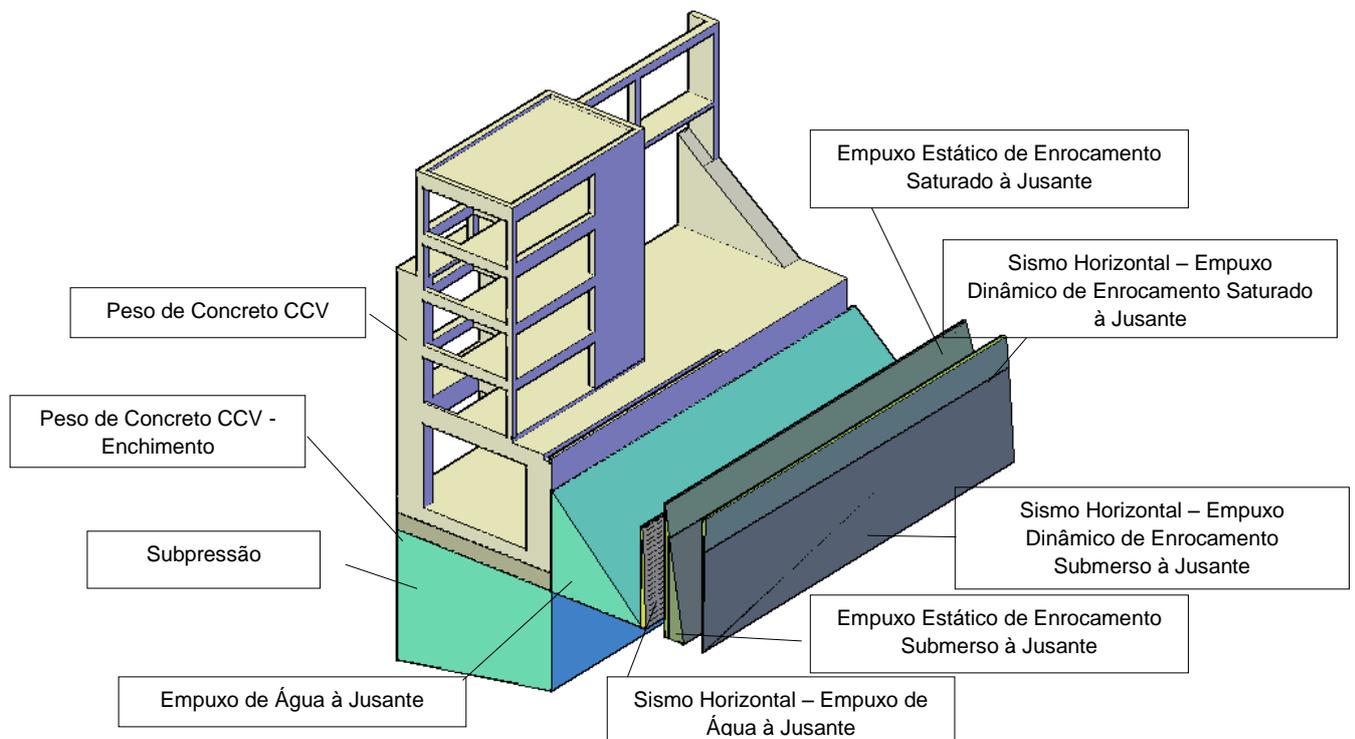


Figura 4.31 – Carregamentos CCL2 – Visualização 3D

4.2.1.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

N.A.MÁX.NORMAL EL.89,60

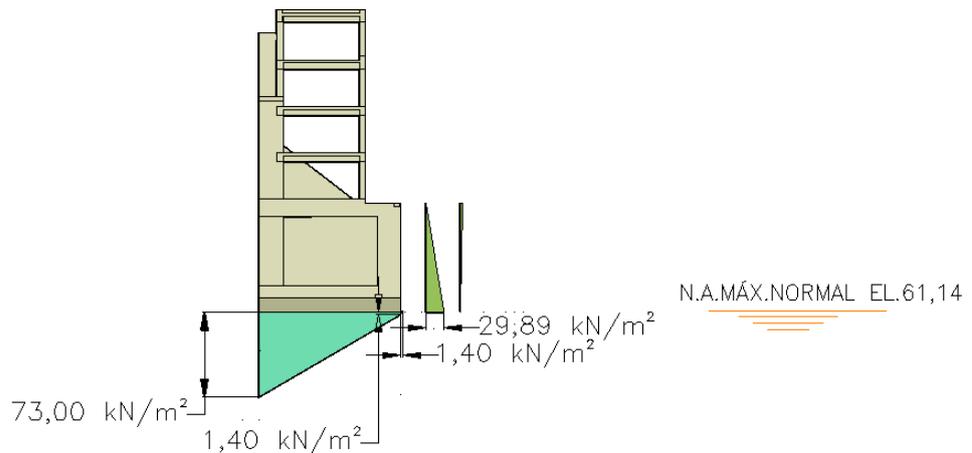


Figura 4.32 – Carregamentos CCL3 – Seção

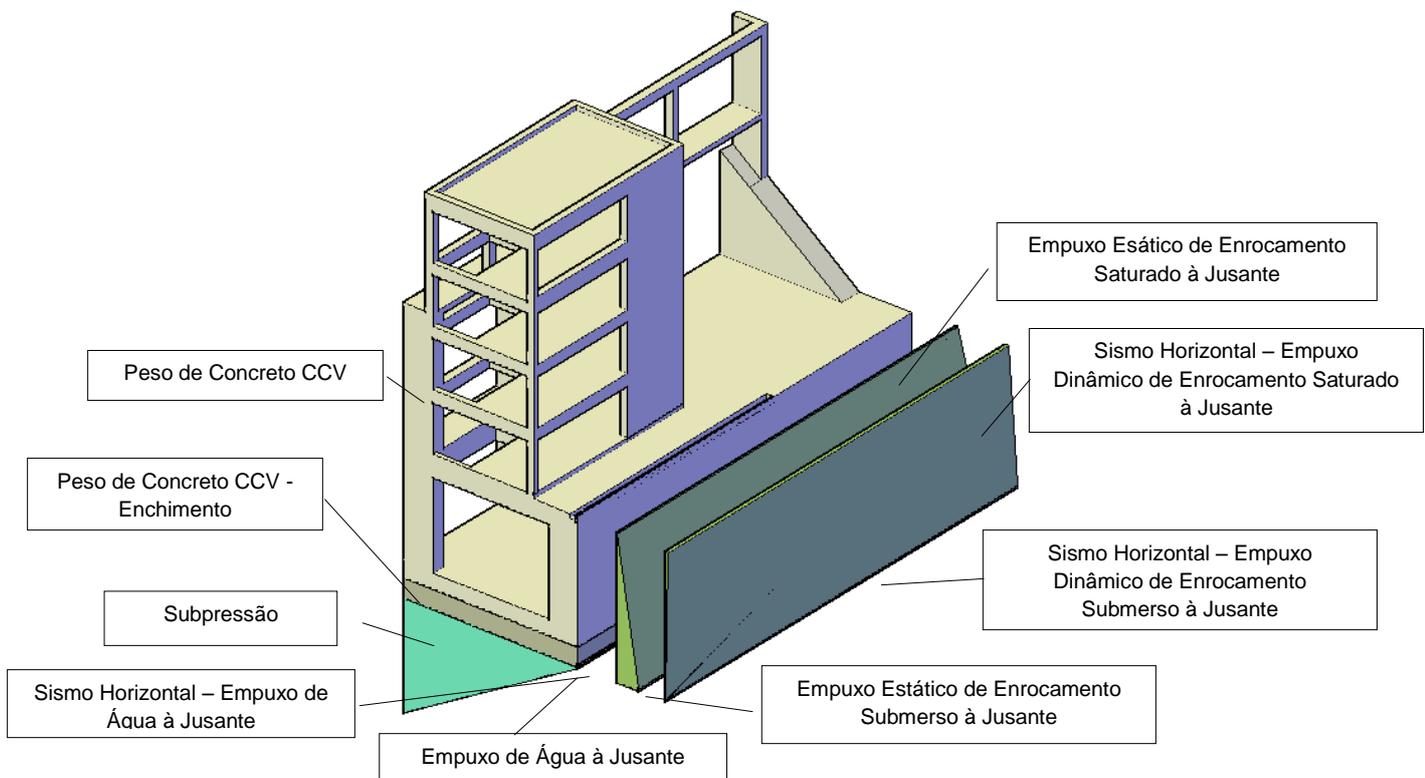


Figura 4.33 – Carregamentos CCL3 – Visualização 3D

UHE ITAOCARA I

4.2.2 Análise de estabilidade

Para as hipóteses de Carregamento Normal (CCN), Carregamentos Excepcionais (CCE1, CCE2 e CCE3) e Carregamentos Limites (CCL1, CCL2 e CCL3) apresentam-se, a seguir, os respectivos valores dos esforços, e posteriormente, os valores dos coeficientes de segurança.

Para todos os casos de carregamento, foi verificado e adotado o ponto de tombamento (à jusante ou à montante) que proporciona menores coeficientes de segurança.

4.2.2.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	871,13	10,00	V ₄ = -8.711,30	20,65		M ₄ = 179.888,35
Empuxo de Água à Montante	8.711,27	10,00	T ₁ = 87.112,70		9,53	M ₅ = -830.184,03
Subpressão	5.495,13	10,00	U = 54.951,30	13,13		M ₆ = -721.510,57

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	213.414,02 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$	
$\Sigma U =$	54.951,30 kN	$\Sigma M_E =$	2.770.598,91 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	158.462,72 kN	$\Sigma M_T = M_5 + M_6$	
$\Sigma T_i, \text{MONTANTE} = T_1$	87.112,70 kN	$\Sigma M_T =$	1.551.694,60 kNxm
$\Sigma T_i, \text{JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	3,88 > 1,30	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,79 > 1,50	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0) $\phi = 40^\circ$			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	1,53 > 1,50	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi + \Sigma C \times A_i}{\text{CSD}_0 \times \Sigma T_i + \text{CSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	1,72 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	$\phi = 40^\circ$ FSD ₀ = 1,50 FSD _c = 3,00 A _i = 460,08 m²

UHE ITAOCARA I

4.2.2.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	951,44	10,00	V ₄ = -9.514,40	20,61		M ₄ = 196.091,78
Empuxo de Água à Montante	9.521,21	10,00	T ₁ = 95.212,10		9,97	M ₅ = -949.264,64
Subpressão	7.533,32	10,00	U = 75.333,20	12,62		M ₆ = -950.704,98

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	214.217,12 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$	
$\Sigma U =$	75.333,20 kN	$\Sigma M_E =$	2.786.802,35 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	138.883,92 kN	$\Sigma M_T = M_5 + M_6$	
$\Sigma T_i, \text{ MONTANTE} = T_1$	95.212,10 kN	$\Sigma M_T =$	1.899.969,62 kNxm
$\Sigma T_i, \text{ JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	2,84 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,47 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)			φ = 40°
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	1,22 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	2,26 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C =		400 kN/m²	
φ =		40°	
FSD _φ =		1,10	
FSD _c =		1,50	
A _i =		407,90 m²	

UHE ITAOCARA I

4.2.2.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	871,13	10,00	V ₄ = -8.711,30	20,65		M ₄ = 179.888,35
Empuxo de Água à Montante	8.711,27	10,00	T ₁ = 87.112,70		9,53	M ₅ = -830.184,03
Subpressão	10.565,59	10,00	U = 105.655,90	11,89		M ₆ = -1.256.248,65

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	213.414,02 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$	
$\sum U =$	105.655,90 kN	$\sum M_E =$	2.770.598,91 kNxm
$\sum V - \sum U =$	107.758,12 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6$	
$\sum T_i, \text{MONTANTE} = T_1$	87.112,70 kN	$\sum M_T =$	2.086.432,68 kNxm
$\sum T_i, \text{JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,02 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,33 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0)		φ = 40°	
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,04 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 18 kN/m²	φ = 40°
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD ₀ = 1,10
			FSD _c = 1,50
			A _i = 405,77 m²
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	2,19 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40°
			FSD ₀ = 1,10
			FSD _c = 1,50
			A _i = 405,77 m²

UHE ITAOCARA I

4.2.2.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE							
CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO							
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	g (9,81m/s²)	FORÇA (kN)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNm)
					e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00		V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00		V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00		V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	871,13	10,00		V ₄ = -8.711,30	20,65		M ₄ = 179.888,35
Empuxo de Água à Montante	8.711,27	10,00		T ₁ = 87.112,70		9,53	M ₅ = -830.184,03
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,03	V ₅ = 1.295,37	10,14		M ₆ = -13.135,09
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,03	V ₆ = 4.450,43	13,57		M ₇ = -60.392,31
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,03	V ₇ = 395,28	10,61		M ₈ = -4.193,92
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	871,13	10,00	0,03	V ₈ = 261,34	20,65		M ₉ = -5.396,65
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,05	T ₂ = 2.158,96		17,24	M _# = -37.220,40
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,05	T ₃ = 7.417,38		13,16	M _# = -97.612,72
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,05	T ₄ = 658,80		0,61	M _# = -401,87
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	439,02	10,00	1,00	T ₅ = 4.390,20		11,48	M _# = -50.399,50
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	43,90	10,00	1,00	V ₉ = -439,00	20,45		M _# = 8.977,55
Subpressão	5.495,13	10,00		U = 54.951,30	13,13		M _# = -721.510,57

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9$	207.450,60 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_{14}$
$\sum U =$	54.951,30 kN	$\sum M_E = 2.779.576,46 \text{ kNm}$
$\sum V - \sum U =$	152.499,30 kN	
$\sum T_{i, \text{MONTANTE}} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5$	101.738,04 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{15}$
$\sum T_{i, \text{JUSANTE}} =$	0,00 kN	$\sum M_T = 1.820.447,05 \text{ kNm}$

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	3,78 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,53 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,26 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	2,20 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40° FSD _φ = 1,10 FSD _c = 1,50 A _i = 401,93 m²

UHE ITAOCARA I

4.2.2.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	951,44	10,00	V ₄ = -9.514,40	20,60		M ₄ = 195.996,64
Empuxo de Água à Montante	9.521,21	10,00	T ₁ = 95.212,10		9,97	M ₅ = -949.264,64
Subpressão	12.255,79	10,00	U = 122.557,90	11,56		M ₆ = -1.416.769,32

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	214.217,12 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$	
$\sum U =$	122.557,90 kN	$\sum M_E =$	2.786.707,21 kNxm
$\sum V - \sum U =$	91.659,22 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6$	
$\sum T_i, \text{MONTANTE} = T_1$	95.212,10 kN	$\sum M_T =$	2.366.033,96 kNxm
$\sum T_i, \text{JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	1,75 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,18 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	0,81 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 113 kN/m²	φ = 40°
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD ₀ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 293,09 m²
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,68 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40°
			FSD ₀ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 293,09 m²

UHE ITAOCARA I

4.2.2.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE							
CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m) - COM SISMO							
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	g (9,81m/s²)	FORÇA (kN)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNm)
					e _X	e _Y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00		V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00		V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00		V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	951,44	10,00		V ₄ = -9.514,40	20,60		M ₄ = 195.996,64
Empuxo de Água à Montante	9.521,21	10,00		T ₁ = 95.212,10		9,97	M ₅ = -949.264,64
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,03	V ₅ = 1.295,37	10,14		M ₆ = -13.135,09
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,03	V ₆ = 4.450,43	13,57		M ₇ = -60.392,31
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,03	V ₇ = 395,28	10,61		M ₈ = -4.193,92
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	951,44	10,00	0,03	V ₈ = 285,43	20,60		M ₉ = -5.879,90
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,05	T ₂ = 2.158,96		17,24	M ₁₀ = -37.220,40
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,05	T ₃ = 7.417,38		13,16	M ₁₁ = -97.612,72
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,05	T ₄ = 658,80		0,61	M ₁₂ = -401,87
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	479,84	10,00	1,00	T ₅ = 4.798,40		12,00	M ₁₃ = -57.580,80
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	46,70	10,00	1,00	V ₉ = -467,00	20,43		M ₁₄ = 9.540,81
Subpressão	7.533,32	10,00		U = 75.333,20	12,62		M ₁₅ = -950.704,98

PONTO DE TOMBAMENTO Xt = 21,60 Yt = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9$	208.257,61 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_{14}$	
$\sum U =$	75.333,20 kN	$\sum M_E =$	2.796.248,02 kNm
$\sum V - \sum U =$	132.924,41 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{15}$	
$\sum T_{i, MONTANTE} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5$	110.245,64 kN	$\sum M_T =$	2.176.386,63 kNm
$\sum T_{i, JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,76 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,28 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0)			
		$\phi = 40^\circ$	
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,01 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 39 kN/m²	FSD ₀ = 1,10
		A COESÃO MÁXIMA ADEQUADA É C = 400 kN/m²	FSD _c = 1,30
		A _i = 298,20 m²	
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADEQUADA			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,75 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADEQUADA É C = 400 kN/m²	FSD ₀ = 1,10
			FSD _c = 1,30
		A _i = 298,20 m²	

UHE ITAOCARA I

4.2.2.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE							
CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO							
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	g (9,81m/s²)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNm)
					e _X	e _Y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00		V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00		V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00		V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	871,13	10,00		V ₄ = -8.711,30	20,65		M ₄ = 179.888,35
Empuxo de Água à Montante	8.711,27	10,00		T ₁ = 87.112,70		9,53	M ₅ = -830.184,03
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,03	V ₆ = 1.295,37	10,14		M ₆ = -13.135,09
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,03	V ₇ = 4.450,43	13,57		M ₇ = -60.392,31
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,03	V ₈ = 395,28	10,61		M ₈ = -4.193,92
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	871,13	10,00	0,03	V ₉ = 261,34	20,65		M ₉ = -5.396,65
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,05	T ₂ = 2.158,96		17,24	M ₁₀ = -37.220,40
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,05	T ₃ = 7.417,38		13,16	M ₁₁ = -97.612,72
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,05	T ₄ = 658,80		0,61	M ₁₂ = -401,87
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	439,02	10,00	1,00	T ₅ = 4.390,20		11,48	M ₁₃ = -50.399,50
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	43,90	10,00	1,00	V ₁₀ = -439,00	20,45		M ₁₄ = 8.977,55
Subpressão	10.565,59	10,00		U = 105.655,90	11,89		M ₁₅ = -1.256.248,65

PONTO DE TOMBAMENTO Xt = 21,60 Yt = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9$	207.450,60 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_{14}$	
$\sum U =$	105.655,90 kN	$\sum M_E =$	2.779.576,46 kNm
$\sum V - \sum U =$	101.794,70 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{15}$	
$\sum T_{i, \text{MONTANTE}} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5$	101.738,04 kN	$\sum M_T =$	2.355.185,14 kNm
$\sum T_{i, \text{JUSANTE}} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	1,96 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,18 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	0,84 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 118 kN/m²	φ = 40°
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD _φ = 1,10
			FSDc = 1,30
			A _i = 266,25 m²
DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,57 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40°
			FSD _φ = 1,10
			FSDc = 1,30
			A _i = 266,25 m²

UHE ITAOCARA I

4.2.3 Tensões na base

Apresentam-se, neste item, planilhas dos cálculos das tensões Normais e Tangenciais, nas quais foram analisadas as tensões na base da Estrutura.

A planilha, a seguir, fornece o cálculo das coordenadas do centro de gravidade (XG e YG) e o momento polar de inércia (IP) da área da fundação, que serão utilizados no cálculo das tensões.

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE JUSANTE																	
CÁLCULO DAS COORDENADAS DO CENTRO DE GRAVIDADE (XG E YG) E DO MOMENTO POLAR DE INÉRCIA (IP) DA ÁREA DA FUNDAÇÃO																	
NÓS	COORDENADAS		TRECHO	COMPRIMENTO (m)	ESPESSURA (m)	ÁREA (m ²)	\bar{X}	\bar{Y}	$\bar{X} \times A$	$\bar{Y} \times A$	$\bar{X} - X_G$	$\bar{Y} - Y_G$	$(\bar{X} - X_G)^2$	$(\bar{Y} - Y_G)^2$	r^2 (m ²)	$r^2 \times A$ (m ⁴)	MOMENTO POLAR PARCIAL (m ⁴)
	X (m)	Y (m)					(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)
1	0,00	0,00															
2	12,10	0,00	1 - 2	12,10	29,71	359,49	6,05	0,00	2.174,92	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4.386,09
Σ						359,49			2.174,92	0,00						0,00	4.386,09

X _G =	6,05 m
Y _G =	0,00 m
I _p =	4.386,09 m ⁴

UHE ITAOCARA I

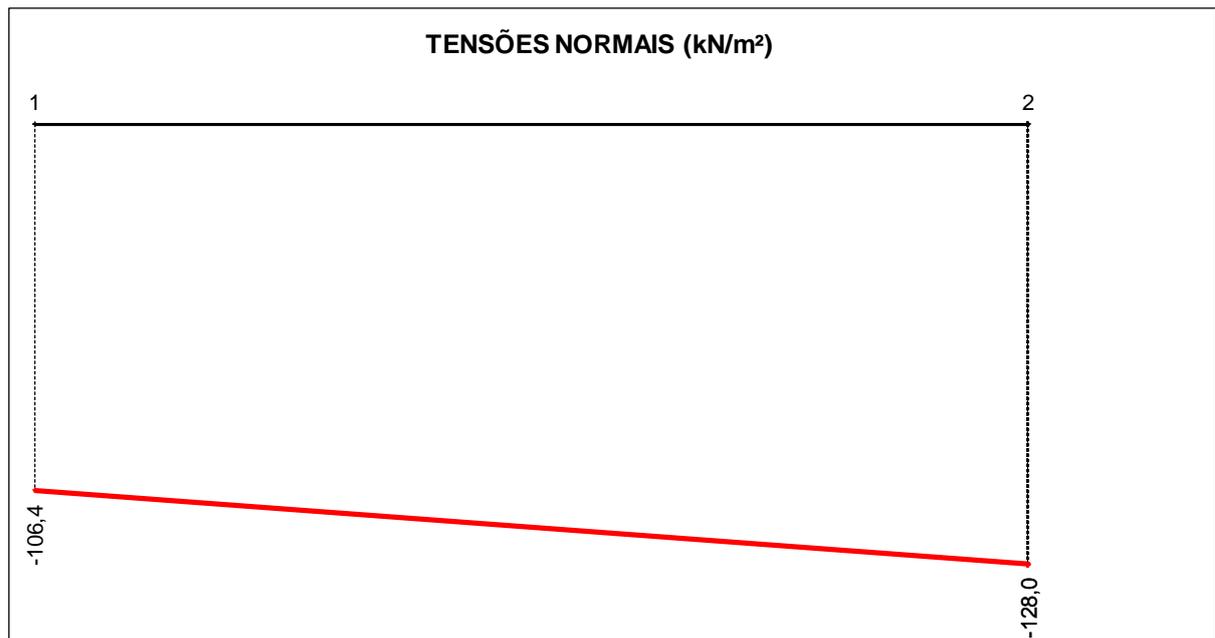
4.2.3.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-38.346,72		0,50		-19.173,36
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-10.072,80		0,00		0,00
3	Empuxo de Água à Jusante		-3,00		-0,05	0,15
4	Empuxo de Enrocamento Saturado à Jusante		-7.420,40		-3,12	23.151,65
5	Empuxo de Enrocamento Submerso à Jusante		-0,80		-0,05	0,04
6	Subpressão	6.276,70		-1,88		-11.800,20

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-48.419,52	0,00	-19.173,36
CCN	-42.142,82	-7.424,20	-7.821,72

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCN (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 12,1	-106,44	-128,02

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCN (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-20,65	-20,65



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

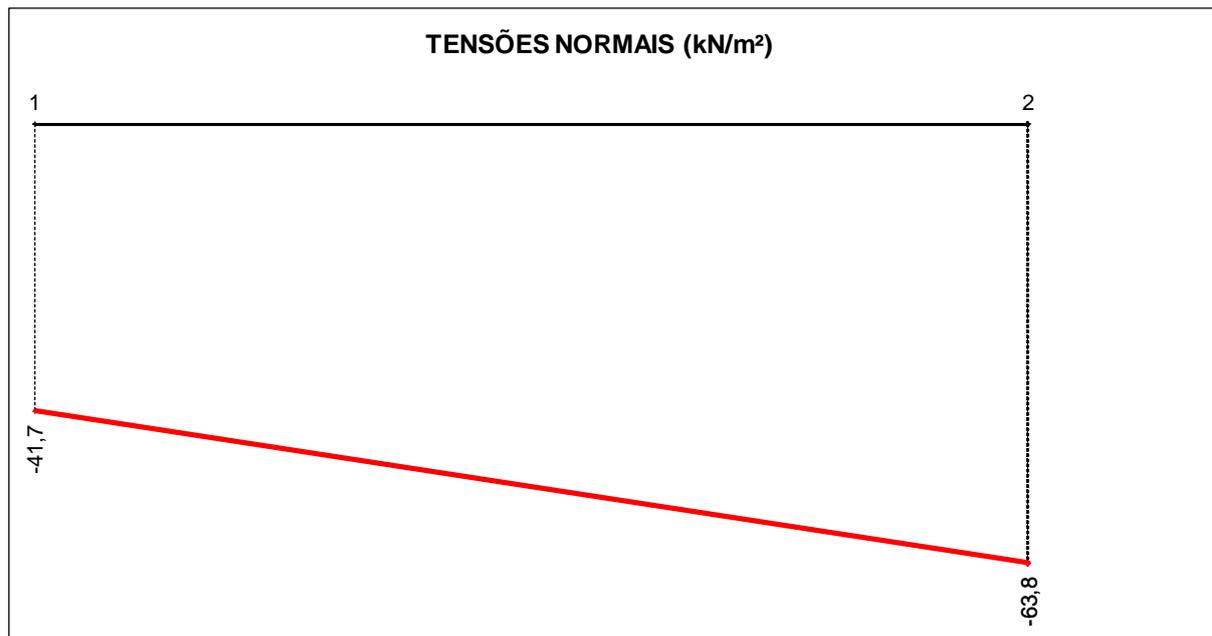
4.2.3.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-38.346,72		-0,50		19.173,36
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-10.072,80		0,00		0,00
3	Empuxo de Água à Jusante		7.568,10		-2,36	-17.860,72
4	Empuxo de Enrocamento Saturado à Jusante		3.174,00		-4,14	-13.140,36
5	Empuxo de Enrocamento Submerso à Jusante		2.124,10		-2,36	-5.012,88
6	Subpressão	29.452,40		0,30		8.835,72

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-48.419,52	0,00	19.173,36
CCE 1	-18.967,12	12.866,20	-8.004,87

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 12,1	-41,71	-63,80

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	35,79	35,79



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

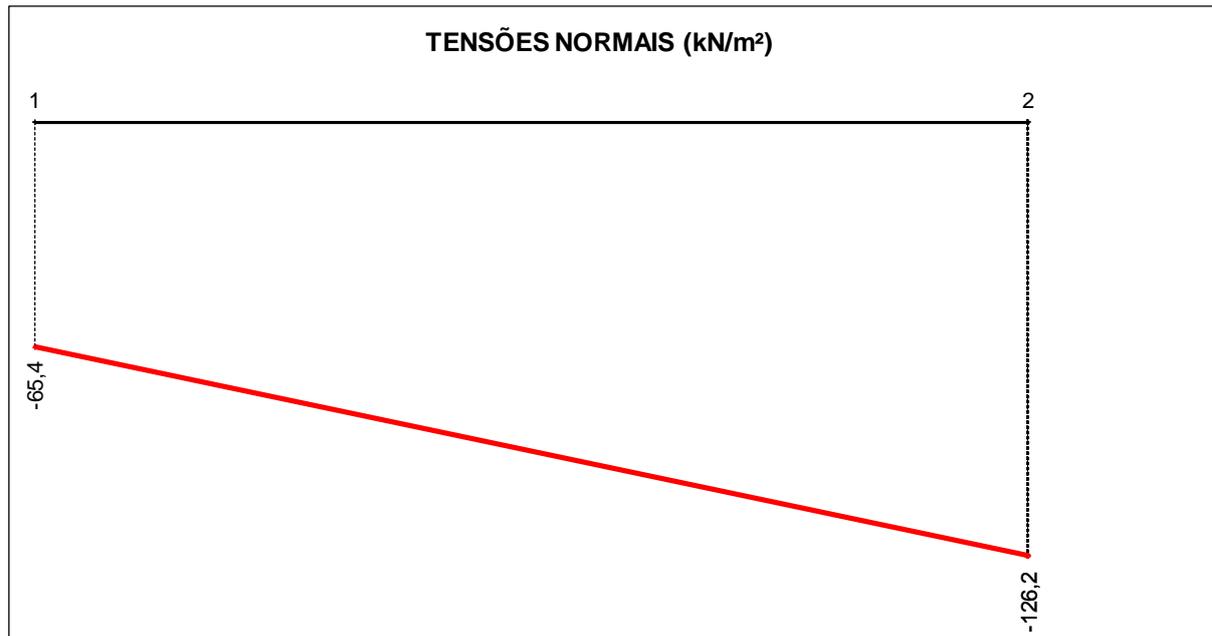
4.2.3.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-38.346,72		0,50		-19.173,36
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-10.072,80		0,00		0,00
3	Empuxo de Água à Jusante		-3,00		-0,05	0,15
4	Empuxo de Enrocamento Saturado à Jusante		-7.420,40		-3,12	23.151,65
5	Empuxo de Enrocamento Submerso à Jusante		-0,80		-0,05	0,04
6	Subpressão	13.442,40		-1,96		-26.347,10

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-48.419,52	0,00	-19.173,36
CCE 2	-34.977,12	-7.424,20	-22.368,63

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 12,1	-65,41	-126,15

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-20,33	-20,33



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

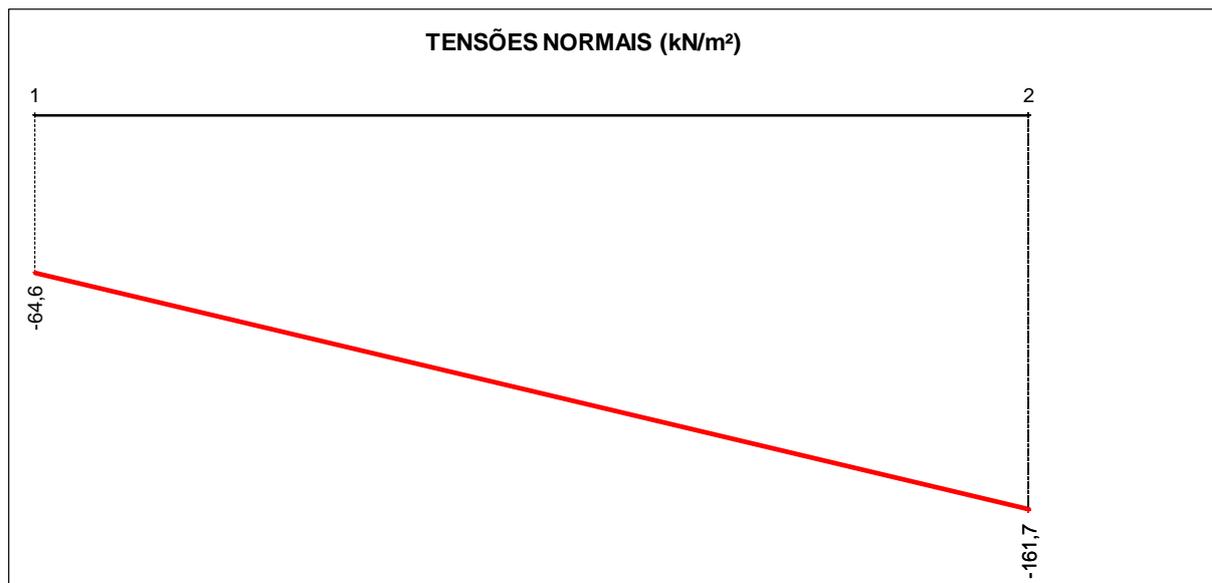
4.2.3.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-38.346,72		0,50		-19.173,36
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-10.072,80		0,00		0,00
3	Empuxo de Água à Jusante		-3,00		-0,05	0,15
4	Empuxo Estático de Enrocamento Saturado à Jusante		-4.230,20		-3,12	13.198,22
5	Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Jusante		-0,50		-0,05	0,03
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.150,40		0,50		575,20
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	302,18		0,00		0,00
8	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		1.917,34		-7,52	-14.418,37
9	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		503,64		-0,62	-312,26
10	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		0,20		-0,06	-0,01
11	Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmico de Enrocamento Saturado à Jusante		523,20		-6,26	-3.275,23
12	Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmico de Enrocamento Submerso à Jusante		0,10		-0,06	-0,01
13	Subpressão	6.276,70		-1,88		-11.800,20

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-48.419,52	0,00	-19.173,36
CCE 3	-40.690,23	-1.289,22	-35.205,83

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 12,1	-64,62	-161,73

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-3,59	-3,59



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

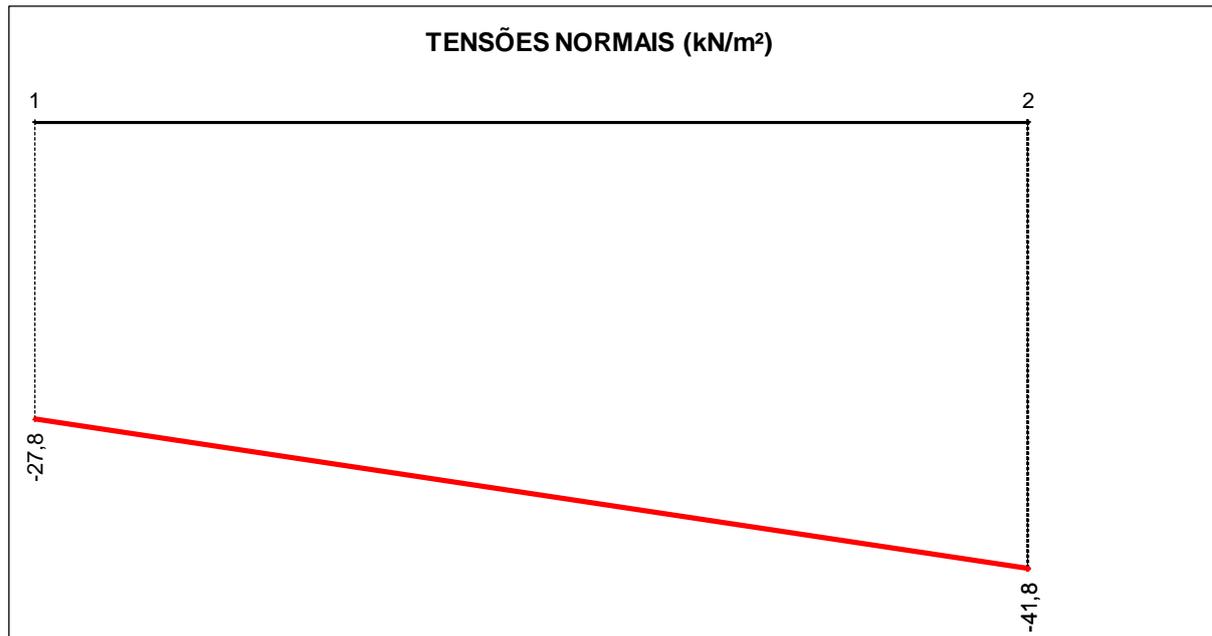
4.2.3.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-38.346,72		0,50		-19.173,36
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-10.072,80		0,00		0,00
3	Empuxo de Água à Jusante		-7.568,10		-2,36	17.860,72
4	Empuxo de Enrocamento Saturado à Jusante		-3.174,00		-4,14	13.140,36
5	Empuxo de Enrocamento Submerso à Jusante		-2.124,10		-2,36	5.012,88
6	Subpressão	35.923,80		-0,61		-21.913,52

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-48.419,52	0,00	-19.173,36
CCL 1	-12.495,72	-12.866,20	-5.072,93

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 12,1	-27,76	-41,75

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-35,79	-35,79



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

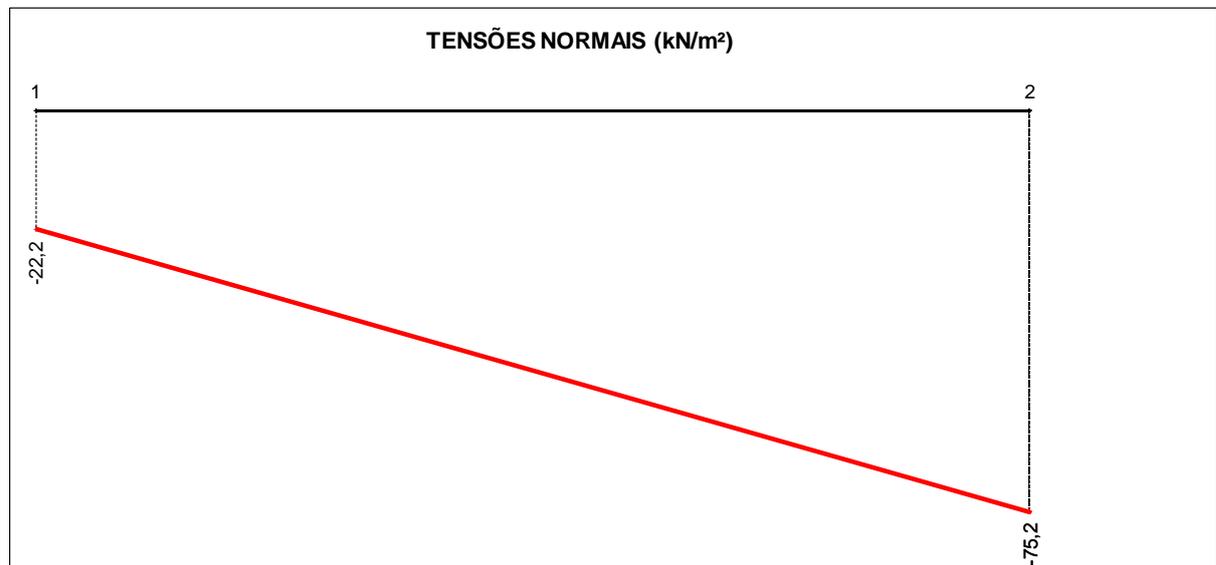
4.2.3.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE JUSANTE CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m) - COM SISMO						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-38.346,72		-0,50		19.173,36
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-10.072,80		0,00		0,00
3	Empuxo de Água à Jusante		7.568,10		-2,36	-17.860,72
4	Empuxo Estático de Enrocamento Saturado à Jusante		1.811,40		-4,14	-7.499,20
5	Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Jusante		1.210,90		-2,36	-2.857,72
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.150,40		-0,50		-575,20
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	302,18		0,00		0,00
8	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		1.917,34		-7,52	-14.418,37
9	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		503,64		-0,62	-312,26
10	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		394,10		-2,84	-1.119,24
11	Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmico de Enrocamento Saturado à Jusante		223,00		-8,31	-1.853,13
12	Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmico de Enrocamento Submerso à Jusante		150,20		-4,73	-710,45
13	Subpressão	29.452,40		0,30		8.835,72

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-48.419,52	0,00	19.173,36
CCL 2	-17.514,53	13.778,68	-19.197,20

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 12,1	-22,24	-75,19

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	38,32	38,32



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

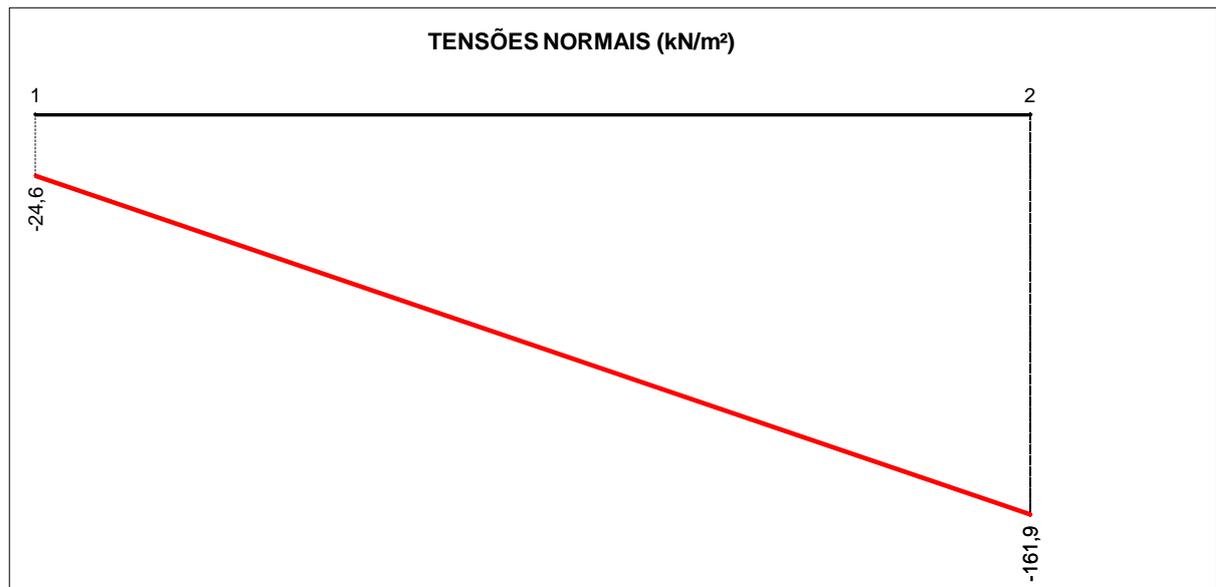
4.2.3.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-38.346,72		0,50		-19.173,36
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-10.072,80		0,00		0,00
3	Empuxo de Água à Jusante		-3,00		-0,05	0,15
4	Empuxo Estático de Enrocamento Saturado à Jusante		-4.230,20		-3,12	13.198,22
5	Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Jusante		-0,50		-0,05	0,03
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.150,40		0,50		575,20
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	302,18		0,00		0,00
8	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		1.917,34		-7,52	-14.418,37
9	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		503,64		-0,62	-312,26
10	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		0,20		-0,06	-0,01
11	Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmico de Enrocamento Saturado à Jusante		523,20		-6,26	-3.275,23
12	Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmico de Enrocamento Submerso à Jusante		0,10		-0,06	-0,01
13	Subpressão	13.442,40		-1,96		-26.347,10

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-48.419,52	0,00	-19.173,36
CCL 3	-33.524,53	-1.289,22	-49.752,74

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 12,1	-24,63	-161,86

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-3,59	-3,59



Base 100% comprimida

4.2.4 Coeficientes de segurança encontrados

4.2.4.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	7,71	1,30
Tombamento – CST	5,97	1,50
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	4,76	1,50
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	9,63	1,00
Área da Base Comprimida	100%	100%

4.2.4.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,64	1,10
Tombamento – CST	1,52	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	1,24	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	8,58	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

4.2.4.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	3,60	1,10
Tombamento – CST	2,76	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	3,95	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	16,71	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

4.2.4.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	7,48	1,10
Tombamento – CST	3,78	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	26,48	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	98,44	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

4.2.4.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,35	1,10
Tombamento – CST	1,29	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	0,81	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	9,34	1,00
Área da Base Comprimida	100%	Resultante dentro da base

4.2.4.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,59	1,10
Tombamento – CST	1,39	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	1,07	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	9,00	1,00
Área da Base Comprimida	100%	Resultante dentro da base

4.2.4.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	3,49	1,10
Tombamento – CST	2,14	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	21,82	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	105,64	1,00
Área da Base Comprimida	100%	Resultante dentro da base

5. ÁREA DE MONTAGEM 2 – AM2

Apresenta-se, a seguir, a geometria da Área de Montagem 2.

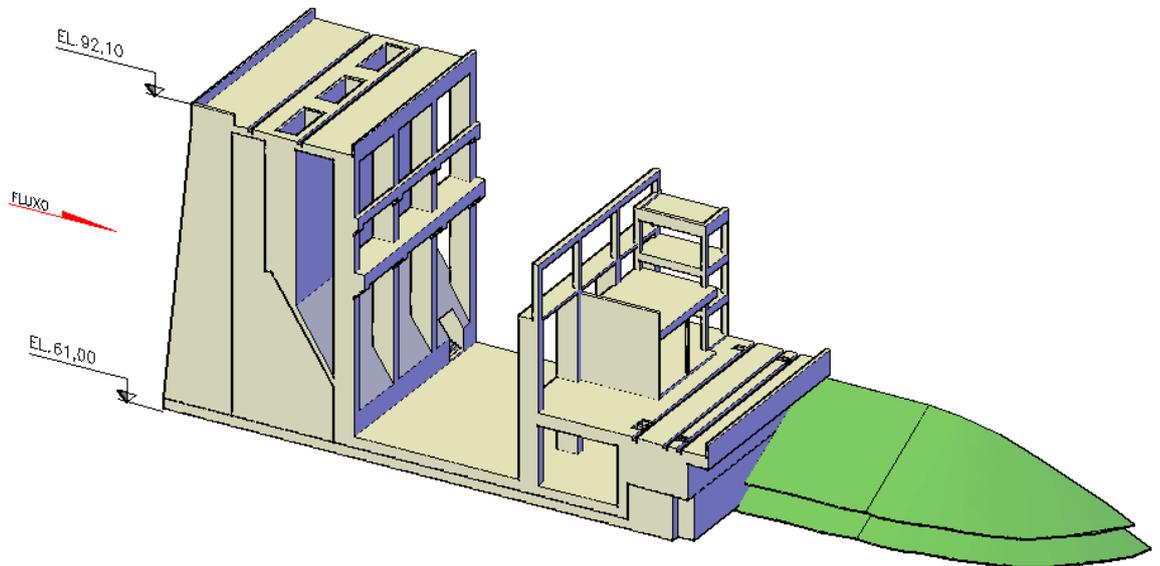


Figura 5.1 – Área de Montagem 2 – Entre eixos 4 e 5 – Visualização 3D – Vista de Jusante

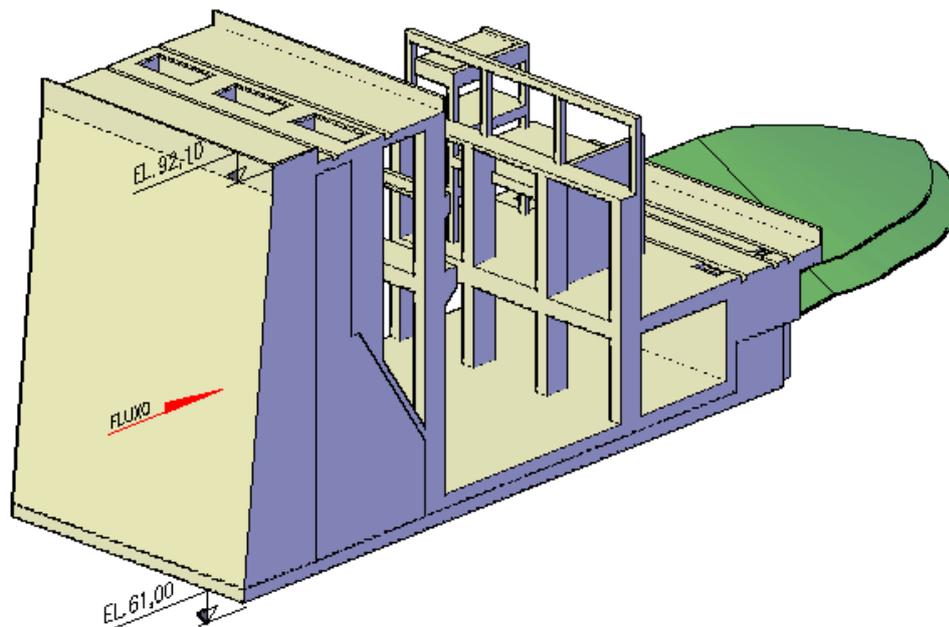


Figura 5.2 – Área de Montagem 2 – Entre eixos 4 e 5 – Visualização 3D – Vista de Montante

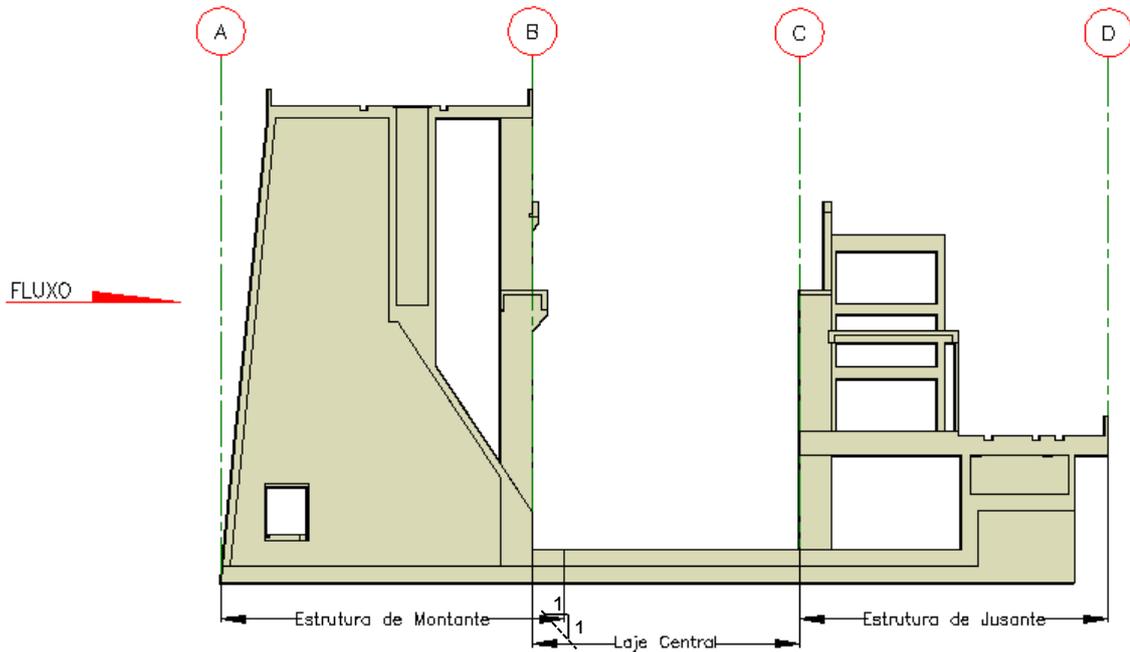


Figura 5.3 – Área de Montagem 2 – Subestruturas

5.1 ESTRUTURA DE MONTANTE

Apresenta-se, neste item, os cálculos de estabilidade da Estrutura de Montante da AM2, conforme modelo apresentado a seguir.

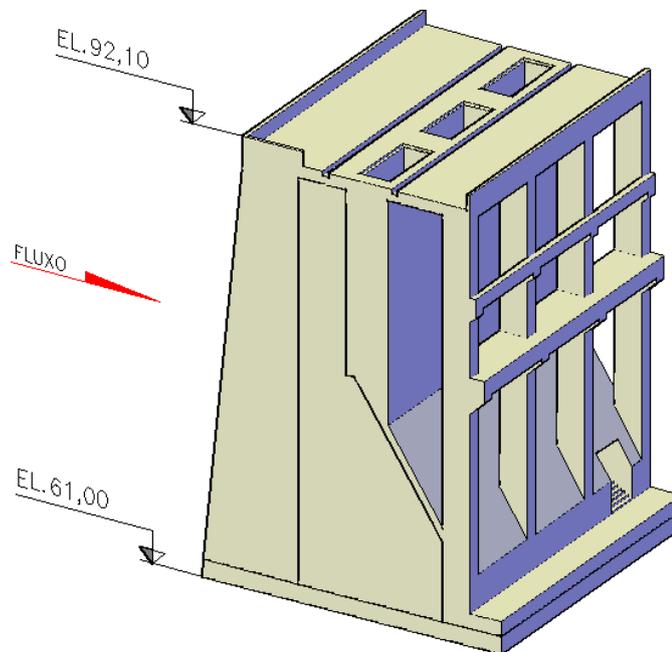


Figura 5.4 – Área de Montagem 2 – Estrutura de Montante

5.1.1 Casos de Carregamento

5.1.1.1 Caso de Carregamento Normal – CCN

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

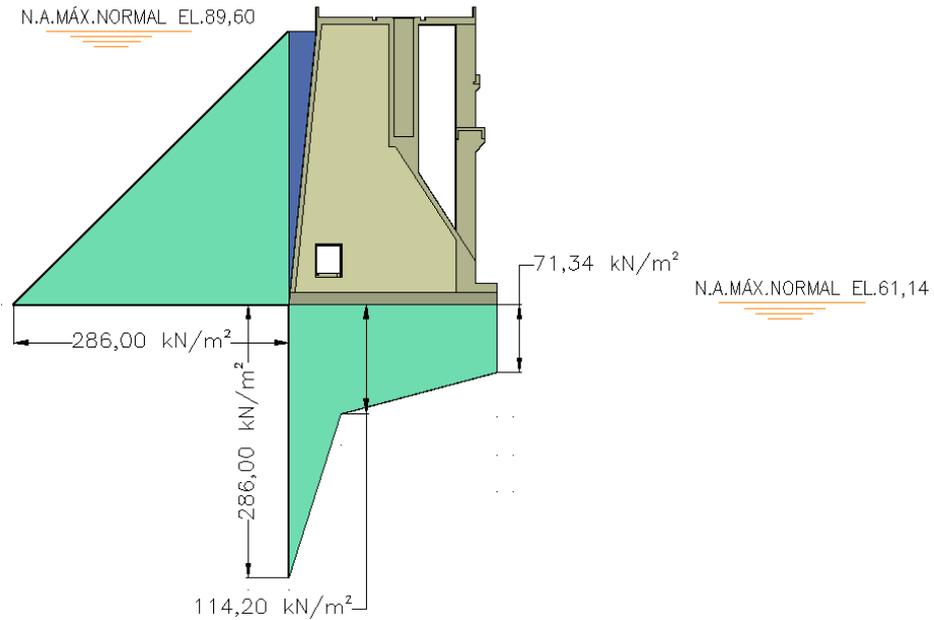


Figura 5.5 – Carregamentos CCN – Seção

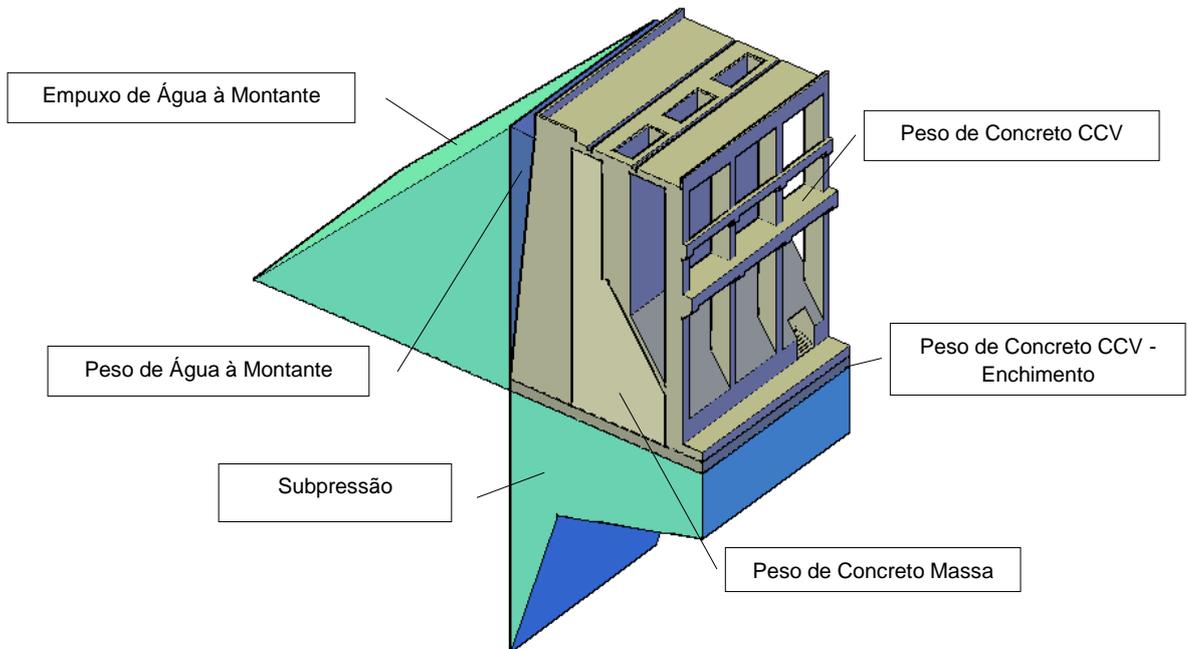


Figura 5.6 – Carregamentos CCN – Visualização 3D

5.1.1.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% operantes.

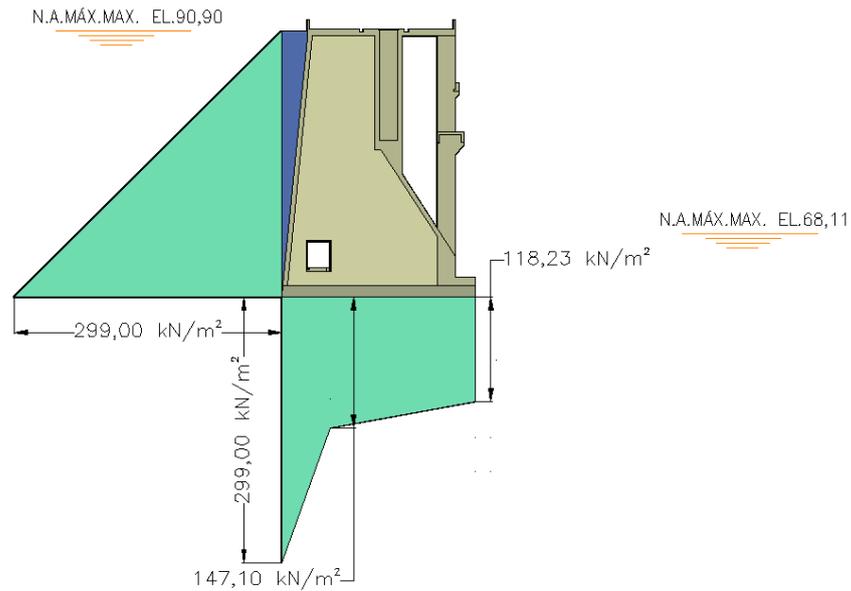


Figura 5.7 – Carregamentos CCE1 – Seção

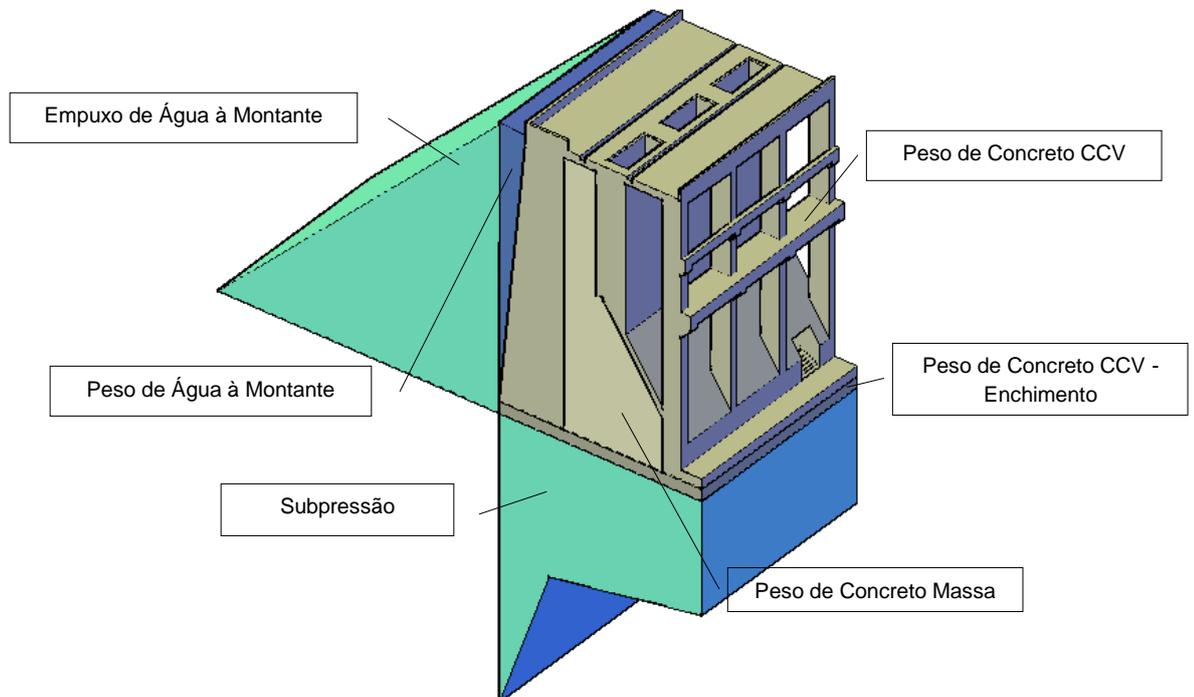


Figura 5.8 – Carregamentos CCE1 – Visualização 3D

5.1.1.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

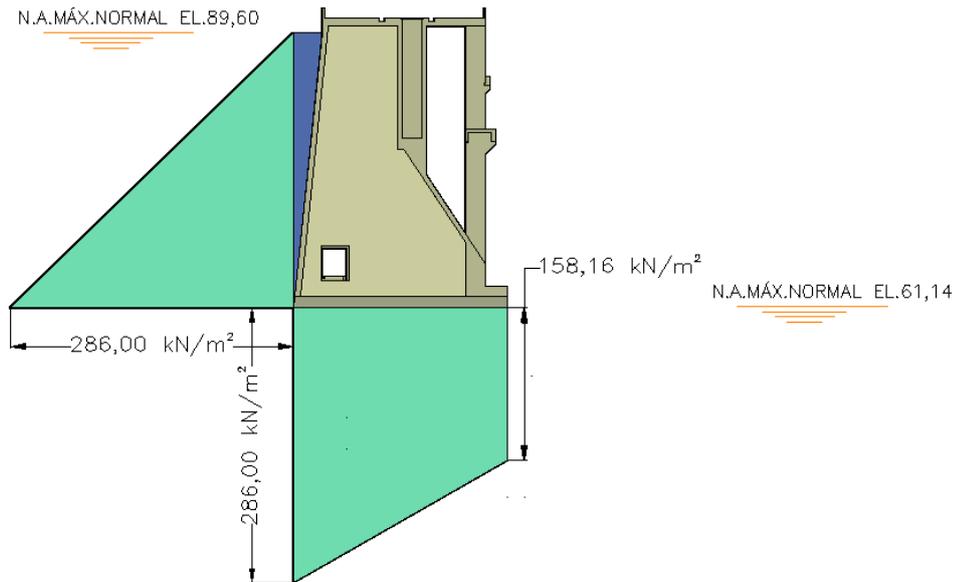


Figura 5.9 – Carregamentos CCE2 – Seção

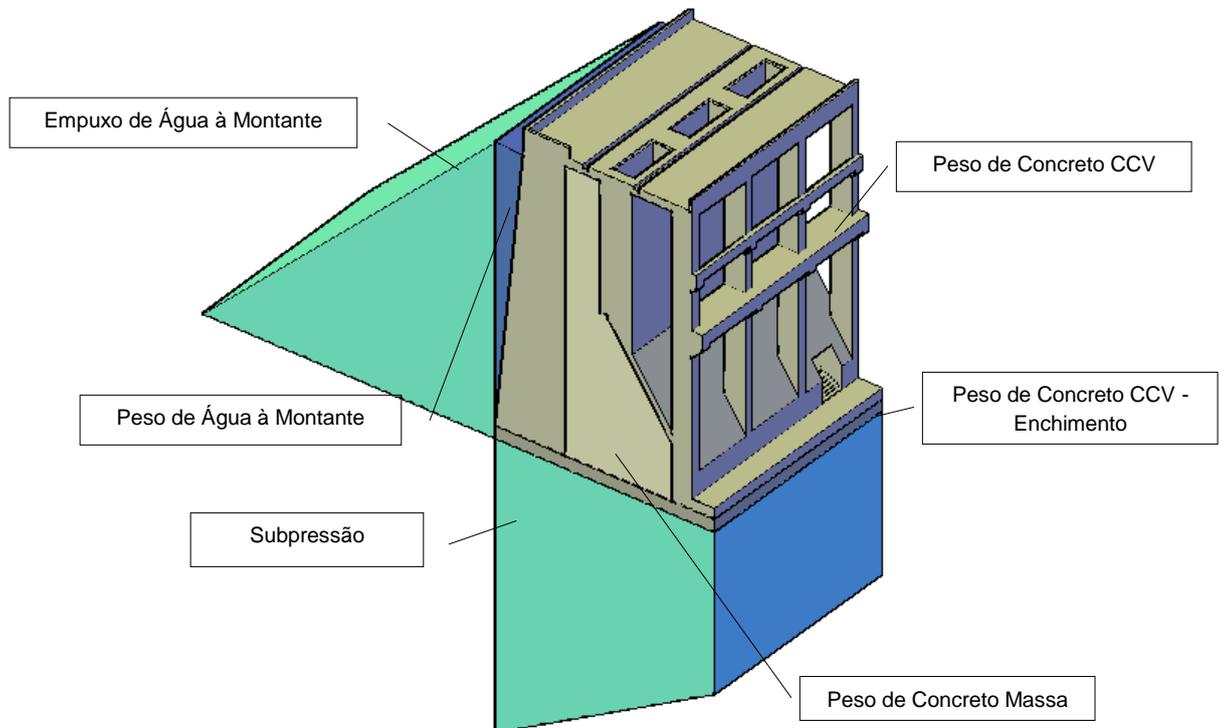


Figura 5.10 – Carregamentos CCE2 – Visualização 3D

5.1.1.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

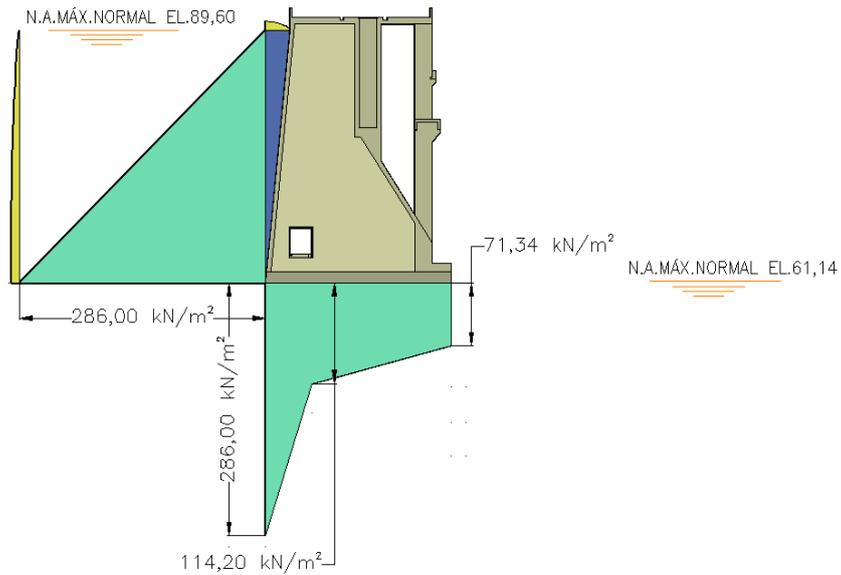


Figura 5.11 – Carregamentos CCE3 – Seção

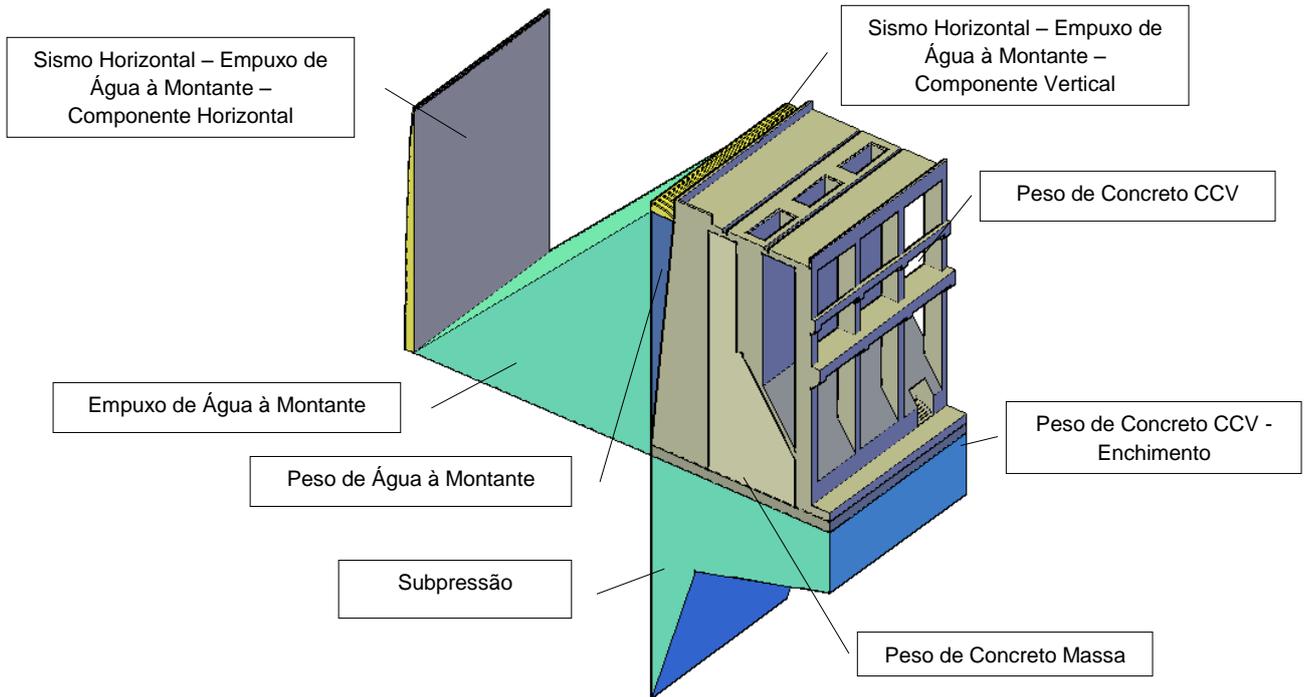


Figura 5.12 – Carregamentos CCE3 – Visualização 3D

5.1.1.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% inoperantes.

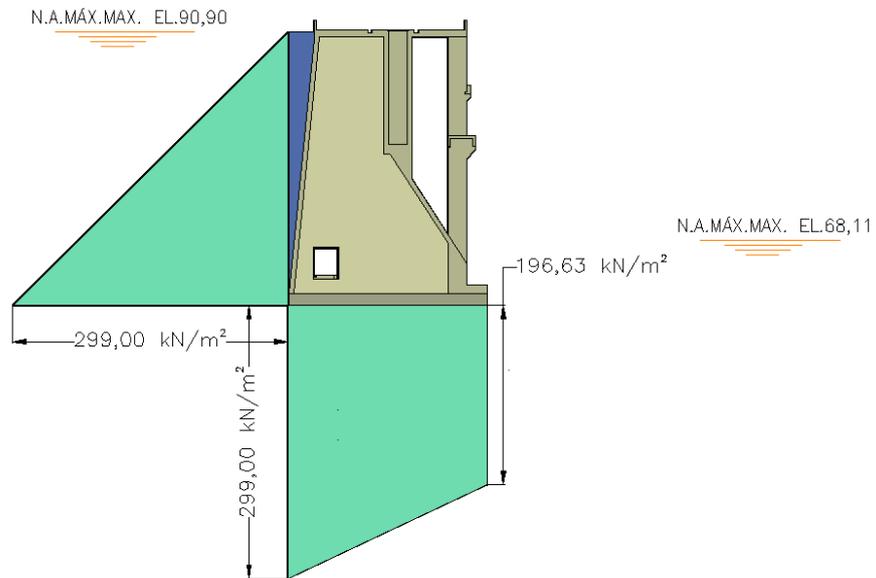


Figura 5.13 – Carregamentos CCL1 – Seção

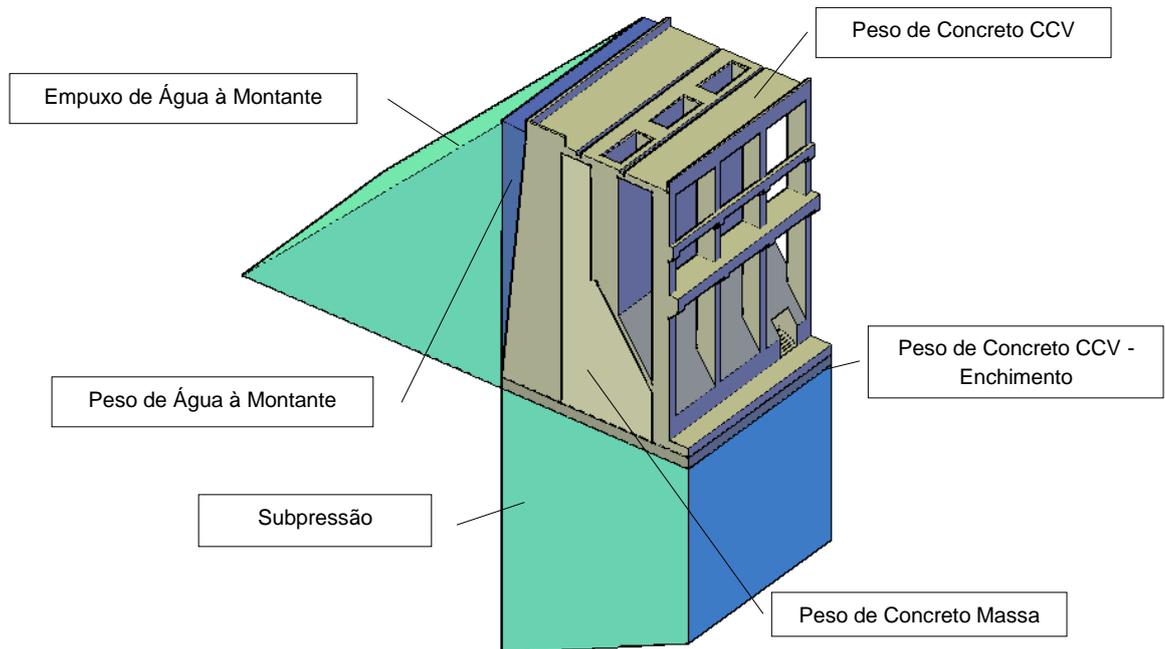


Figura 5.14 – Carregamentos CCL1 – Visualização 3D

5.1.1.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% operantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

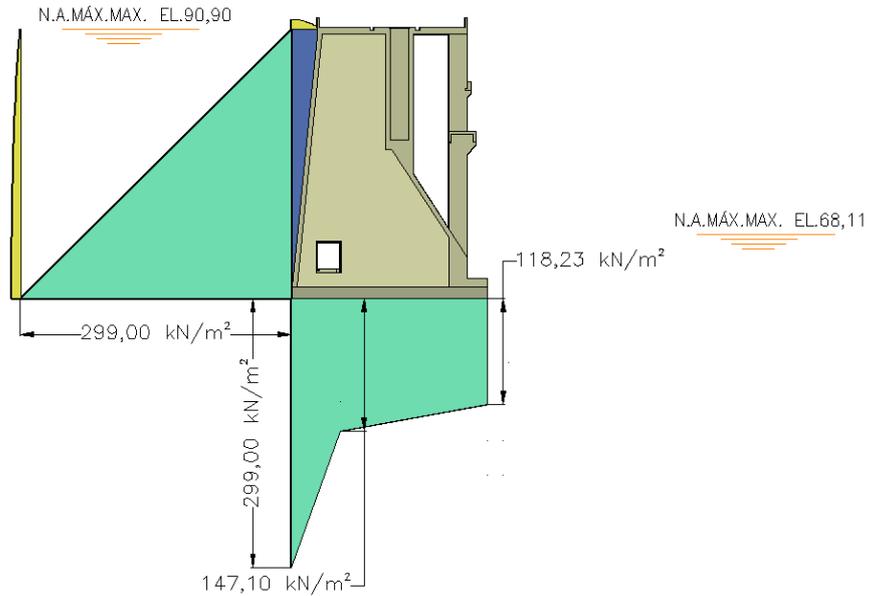


Figura 5.15 – Carregamentos CCL2 – Seção

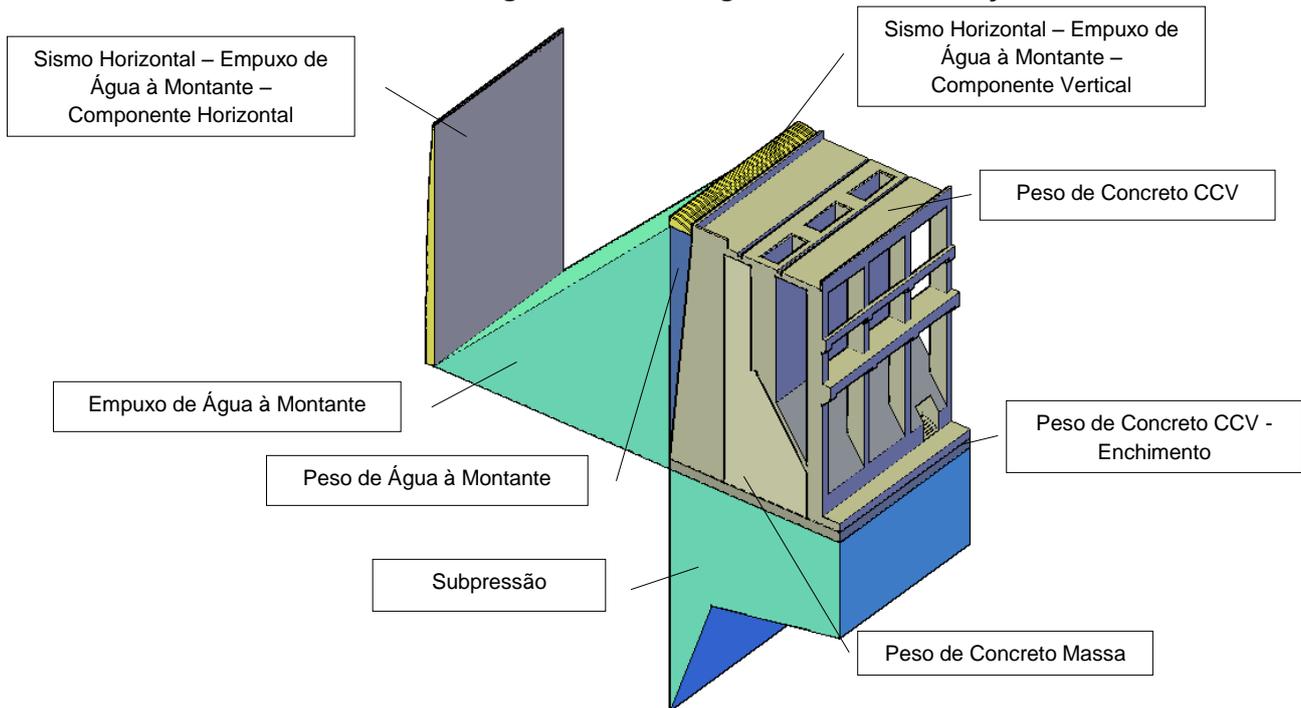


Figura 5.16 – Carregamentos CCL2 – Visualização 3D

5.1.1.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

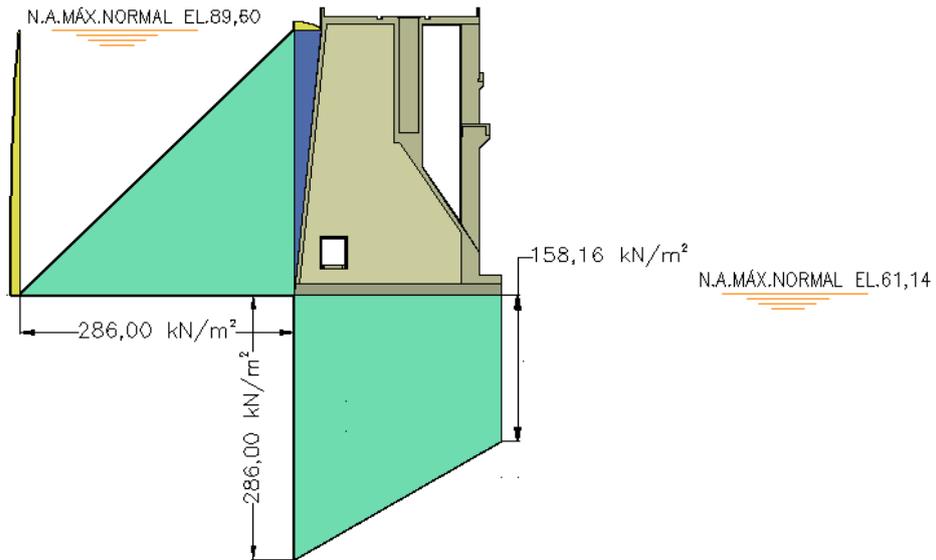


Figura 5.17 – Carregamentos CCL3 – Seção

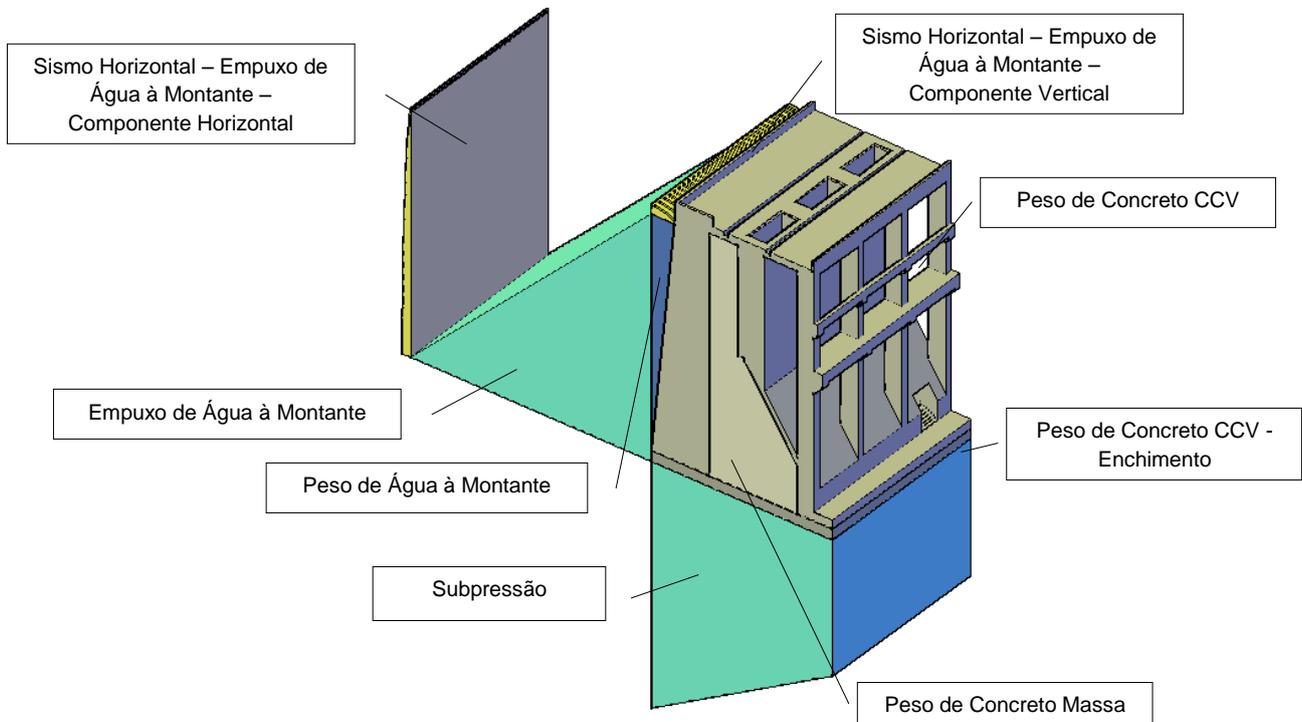


Figura 5.18 – Carregamentos CCL3 – Visualização 3D

UHE ITAOCARA I

5.1.2 Análise de estabilidade

Para as hipóteses de Carregamento Normal (CCN), Carregamentos Excepcionais (CCE1, CCE2 e CCE3) e Carregamentos Limites (CCL1, CCL2 e CCL3) apresentam-se, a seguir, os respectivos valores dos esforços, e posteriormente, os valores dos coeficientes de segurança.

Para todos os casos de carregamento, foi verificado e adotado o ponto de tombamento (à jusante ou à montante) que proporciona menores coeficientes de segurança.

5.1.2.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	871,13	10,00	V ₄ = -8.711,30	20,65		M ₄ = 179.888,35
Empuxo de Água à Montante	8.711,27	10,00	T ₁ = 87.112,70		9,53	M ₅ = -830.184,03
Subpressão	5.495,13	10,00	U = 54.951,30	13,13		M ₆ = -721.510,57

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	213.414,02 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$	
$\sum U =$	54.951,30 kN	$\sum M_E =$	2.770.598,91 kNxm
$\sum V - \sum U =$	158.462,72 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6$	
$\sum T_i, \text{MONTANTE} = T_1$	87.112,70 kN	$\sum M_T =$	1.551.694,60 kNxm
$\sum T_i, \text{JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	3,88 > 1,30	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,79 > 1,50	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0) $\phi = 40^\circ$			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,53 > 1,50	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi + \sum C \times A_i}{\text{CSD}_0 \times \sum T_i + \text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,72 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	$\phi = 40^\circ$ FSD ₀ = 1,50 FSD _c = 3,00 A _i = 460,08 m²

UHE ITAOCARA I

5.1.2.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	951,44	10,00	V ₄ = -9.514,40	20,61		M ₄ = 196.091,78
Empuxo de Água à Montante	9.521,21	10,00	T ₁ = 95.212,10		9,97	M ₅ = -949.264,64
Subpressão	7.533,32	10,00	U = 75.333,20	12,62		M ₆ = -950.704,98

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	214.217,12 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$	
$\Sigma U =$	75.333,20 kN	$\Sigma M_E =$	2.786.802,35 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	138.883,92 kN	$\Sigma M_T = M_5 + M_6$	
$\Sigma T_i, \text{MONTANTE} = T_1$	95.212,10 kN	$\Sigma M_T =$	1.899.969,62 kNxm
$\Sigma T_i, \text{JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	2,84 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,47 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)		φ = 40°	
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	1,22 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	2,26 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²		φ = 40°	
		FSD _φ = 1,10	
		FSD _c = 1,50	
		A _i = 407,90 m²	

UHE ITAOCARA I

5.1.2.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	871,13	10,00	V ₄ = -8.711,30	20,65		M ₄ = 179.888,35
Empuxo de Água à Montante	8.711,27	10,00	T ₁ = 87.112,70		9,53	M ₅ = -830.184,03
Subpressão	10.565,59	10,00	U = 105.655,90	11,89		M ₆ = -1.256.248,65

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	213.414,02 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$	
$\sum U =$	105.655,90 kN	$\sum M_E =$	2.770.598,91 kNxm
$\sum V - \sum U =$	107.758,12 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6$	
$\sum T_i, \text{MONTANTE} = T_1$	87.112,70 kN	$\sum M_T =$	2.086.432,68 kNxm
$\sum T_i, \text{JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,02 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,33 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0)		φ = 40°	
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,04 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 18 kN/m²	φ = 40°
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD ₀ = 1,10
			FSD _c = 1,50
			A _i = 405,77 m²
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	2,19 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40°
			FSD ₀ = 1,10
			FSD _c = 1,50
			A _i = 405,77 m²

UHE ITAOCARA I

5.1.2.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE							
CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO							
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	g (9,81m/s²)	FORÇA (kN)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNm)
					e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00		V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00		V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00		V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	871,13	10,00		V ₄ = -8.711,30	20,65		M ₄ = 179.888,35
Empuxo de Água à Montante	8.711,27	10,00		T ₁ = 87.112,70		9,53	M ₅ = -830.184,03
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,03	V ₅ = 1.295,37	10,14		M ₆ = -13.135,09
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,03	V ₆ = 4.450,43	13,57		M ₇ = -60.392,31
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,03	V ₇ = 395,28	10,61		M ₈ = -4.193,92
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	871,13	10,00	0,03	V ₈ = 261,34	20,65		M ₉ = -5.396,65
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,05	T ₂ = 2.158,96		17,24	M _# = -37.220,40
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,05	T ₃ = 7.417,38		13,16	M _# = -97.612,72
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,05	T ₄ = 658,80		0,61	M _# = -401,87
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	439,02	10,00	1,00	T ₅ = 4.390,20		11,48	M _# = -50.399,50
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	43,90	10,00	1,00	V ₉ = -439,00	20,45		M _# = 8.977,55
Subpressão	5.495,13	10,00		U = 54.951,30	13,13		M _# = -721.510,57

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9$	207.450,60 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_{14}$
$\sum U =$	54.951,30 kN	$\sum M_E = 2.779.576,46 \text{ kNm}$
$\sum V - \sum U =$	152.499,30 kN	
$\sum T_{i, \text{MONTANTE}} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5$	101.738,04 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{15}$
$\sum T_{i, \text{JUSANTE}} =$	0,00 kN	$\sum M_T = 1.820.447,05 \text{ kNm}$

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	3,78 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,53 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,26 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	2,20 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40° FSD _φ = 1,10 FSD _c = 1,50 A _i = 401,93 m²

UHE ITAOCARA I

5.1.2.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	951,44	10,00	V ₄ = -9.514,40	20,60		M ₄ = 195.996,64
Empuxo de Água à Montante	9.521,21	10,00	T ₁ = 95.212,10		9,97	M ₅ = -949.264,64
Subpressão	12.255,79	10,00	U = 122.557,90	11,56		M ₆ = -1.416.769,32

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	214.217,12 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$	
$\sum U =$	122.557,90 kN	$\sum M_E =$	2.786.707,21 kNxm
$\sum V - \sum U =$	91.659,22 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6$	
$\sum T_i, \text{ MONTANTE} = T_1$	95.212,10 kN	$\sum M_T =$	2.366.033,96 kNxm
$\sum T_i, \text{ JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	1,75 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,18 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0)			
		$\phi = 40^\circ$	
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	0,81 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 113 kN/m²	$\phi = 40^\circ$
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD ₀ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 293,09 m²
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,68 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	$\phi = 40^\circ$
			FSD ₀ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 293,09 m²

UHE ITAOCARA I

5.1.2.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE							
CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m) - COM SISMO							
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	g (9,81m/s²)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
					e _X	e _Y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00		V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00		V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00		V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	951,44	10,00		V ₄ = -9.514,40	20,60		M ₄ = 195.996,64
Empuxo de Água à Montante	9.521,21	10,00		T ₁ = 95.212,10		9,97	M ₅ = -949.264,64
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,03	V ₅ = 1.295,37	10,14		M ₆ = -13.135,09
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,03	V ₆ = 4.450,43	13,57		M ₇ = -60.392,31
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,03	V ₇ = 395,28	10,61		M ₈ = -4.193,92
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	951,44	10,00	0,03	V ₈ = 285,43	20,60		M ₉ = -5.879,90
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,05	T ₂ = 2.158,96		17,24	M ₁₀ = -37.220,40
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,05	T ₃ = 7.417,38		13,16	M ₁₁ = -97.612,72
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,05	T ₄ = 658,80		0,61	M ₁₂ = -401,87
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	479,84	10,00	1,00	T ₅ = 4.798,40		12,00	M ₁₃ = -57.580,80
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	46,70	10,00	1,00	V ₉ = -467,00	20,43		M ₁₄ = 9.540,81
Subpressão	7.533,32	10,00		U = 75.333,20	12,62		M ₁₅ = -950.704,98

PONTO DE TOMBAMENTO Xt = 21,60 Yt = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9$	208.257,61 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_{14}$	
$\sum U =$	75.333,20 kN	$\sum M_E =$	2.796.248,02 kNxm
$\sum V - \sum U =$	132.924,41 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{15}$	
$\sum T_{i, MONTANTE} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5$	110.245,64 kN	$\sum M_T =$	2.176.386,63 kNxm
$\sum T_{i, JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,76 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,28 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,01 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 39 kN/m²	φ = 40°
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD ₀ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 298,20 m²
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,75 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40°
			FSD ₀ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 298,20 m²

UHE ITAOCARA I

5.1.2.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE							
CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO							
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	g (9,81m/s²)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
					e _X	e _Y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00		V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00		V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00		V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	871,13	10,00		V ₄ = -8.711,30	20,65		M ₄ = 179.888,35
Empuxo de Água à Montante	8.711,27	10,00		T ₁ = 87.112,70		9,53	M ₅ = -830.184,03
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,03	V ₅ = 1.295,37	10,14		M ₆ = -13.135,09
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,03	V ₆ = 4.450,43	13,57		M ₇ = -60.392,31
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,03	V ₇ = 395,28	10,61		M ₈ = -4.193,92
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	871,13	10,00	0,03	V ₈ = 261,34	20,65		M ₉ = -5.396,65
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,05	T ₂ = 2.158,96		17,24	M ₁₀ = -37.220,40
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,05	T ₃ = 7.417,38		13,16	M ₁₁ = -97.612,72
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,05	T ₄ = 658,80		0,61	M ₁₂ = -401,87
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	439,02	10,00	1,00	T ₅ = 4.390,20		11,48	M ₁₃ = -50.399,50
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	43,90	10,00	1,00	V ₉ = -439,00	20,45		M ₁₄ = 8.977,55
Supressão	10.218,38	10,00		U = 102.183,80	11,83		M ₁₅ = -1.208.834,35

PONTO DE TOMBAMENTO $X_t = 21,60$ $Y_t = 0,00$

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9$	207.450,60 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_{14}$
$\sum U =$	102.183,80 kN	$\sum M_E = 2.779.576,46$ kNxm
$\sum V - \sum U =$	105.266,80 kN	
$\sum T_{i, MONTANTE} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5$	101.738,04 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{15}$
$\sum T_{i, JUSANTE} =$	0,00 kN	$\sum M_T = 2.307.770,84$ kNxm

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,03 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,20 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg } \phi}{\sum T_i}$	=	0,87 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg } \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 61 kN/m²	FSD _φ = 1,10
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD _c = 1,30
			A _i = 460,08 m²
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg } \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	2,18 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD _φ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 460,08 m²

UHE ITAOCARA I

5.1.3 Tensões na base

Apresentam-se, neste item, planilhas dos cálculos das tensões Normais e Tangenciais, nas quais foram analisadas as tensões na base da Estrutura.

A planilha, a seguir, fornece o cálculo das coordenadas do centro de gravidade (XG e YG) e o momento polar de inércia (IP) da área da fundação, que serão utilizados no cálculo das tensões.

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE																	
CÁLCULO DAS COORDENADAS DO CENTRO DE GRAVIDADE (XG E YG) E DO MOMENTO POLAR DE INÉRCIA (IP) DA ÁREA DA FUNDAÇÃO																	
NÓS	COORDENADAS		TRECHO	COMPRIMENTO (m)	ESPESSURA (m)	ÁREA (m ²)	\bar{X}	\bar{Y}	$\bar{X} \times A$	$\bar{Y} \times A$	$\bar{X} - X_G$	$\bar{Y} - Y_G$	$(\bar{X} - X_G)^2$	$(\bar{Y} - Y_G)^2$	r^2 (m ²)	$r^2 \times A$ (m ⁴)	MOMENTO POLAR PARCIAL (m ⁴)
	X (m)	Y (m)					(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)
1	0,00	0,00															
2	21,60	0,00	1 - 2	21,60	21,30	460,08	10,80	0,00	4.968,86	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	17.887,92
Σ						460,08			4.968,86	0,00						0,00	17.887,92

X _G =	10,80 m
Y _G =	0,00 m
I _p =	17.887,92 m ⁴

UHE ITAOCARA I

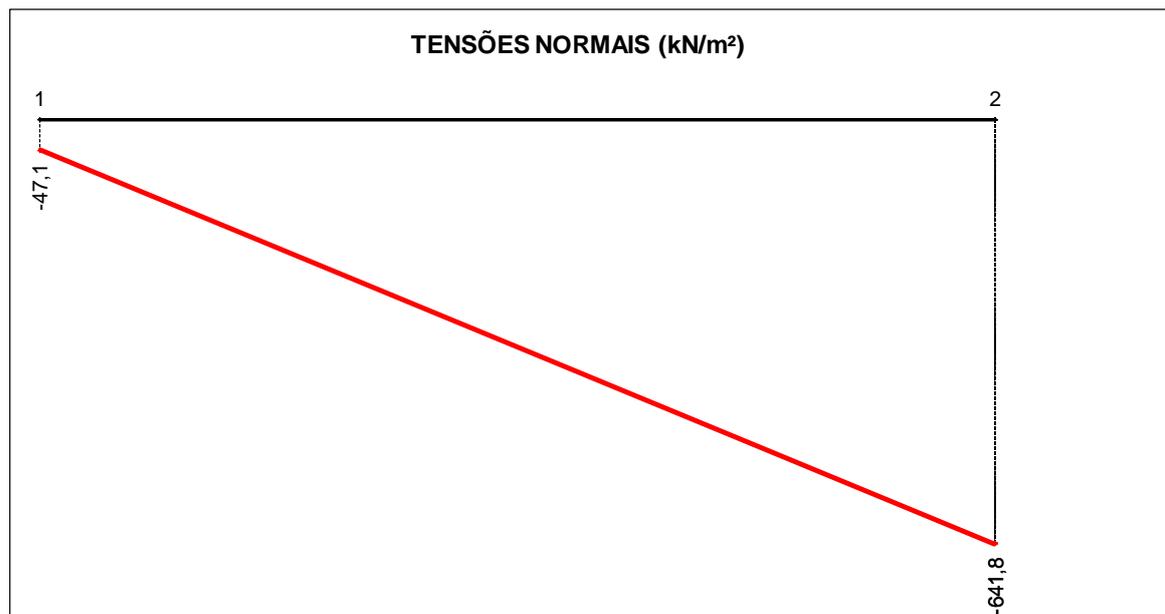
5.1.3.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-43.179,12		0,66		-28.498,22
2	Peso de Concreto Massa	-148.347,60		-2,77		410.922,85
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-13.176,00		0,19		-2.503,44
4	Peso de Água à Montante	-8.711,30		-9,85		85.806,31
5	Empuxo de Água à Montante		87.112,70		-9,53	-830.184,03
6	Subpressão	54.951,30		-2,33		-128.036,53

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-204.702,72	0,00	379.921,19
CCN	-158.462,72	87.112,70	-492.493,06

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCN (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 21,6	-47,08	-641,77

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCN (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	189,34	189,34



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

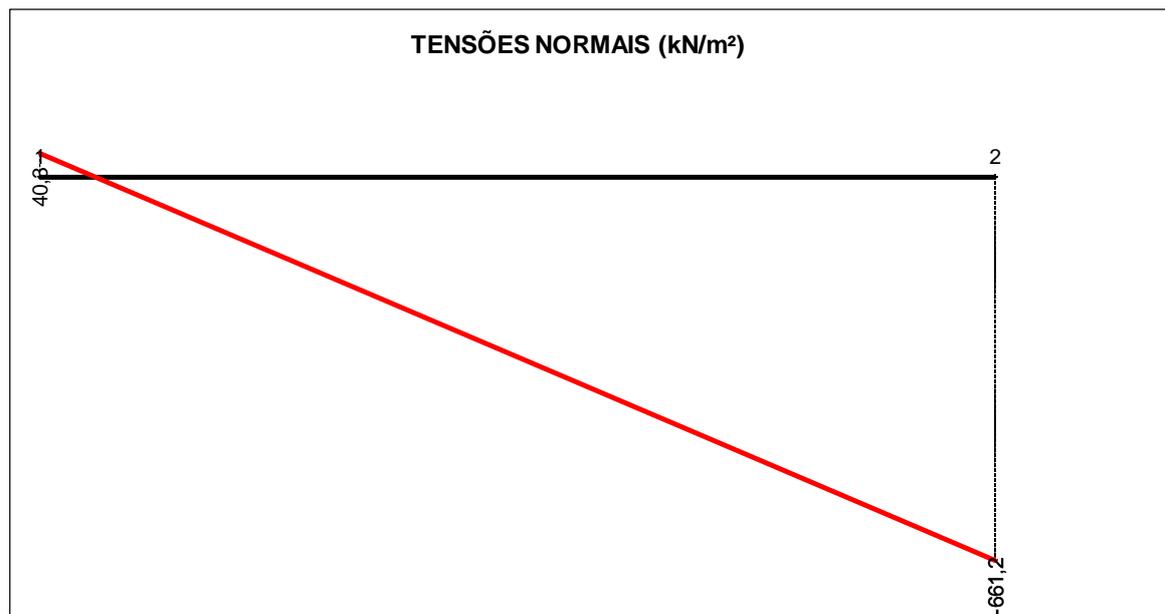
5.1.3.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-43.179,12		0,66		-28.498,22
2	Peso de Concreto Massa	-148.347,60		-2,77		410.922,85
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-13.176,00		0,19		-2.503,44
4	Peso de Água à Montante	-9.514,40		-9,81		93.336,26
5	Empuxo de Água à Montante		95.212,10		-9,97	-949.264,64
6	Subpressão	71.369,70		-1,47		-104.913,46

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-204.702,72	0,00	379.921,19
CCE 1	-142.847,42	95.212,10	-580.920,64

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 21,6	40,25	-661,22

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	206,95	206,95

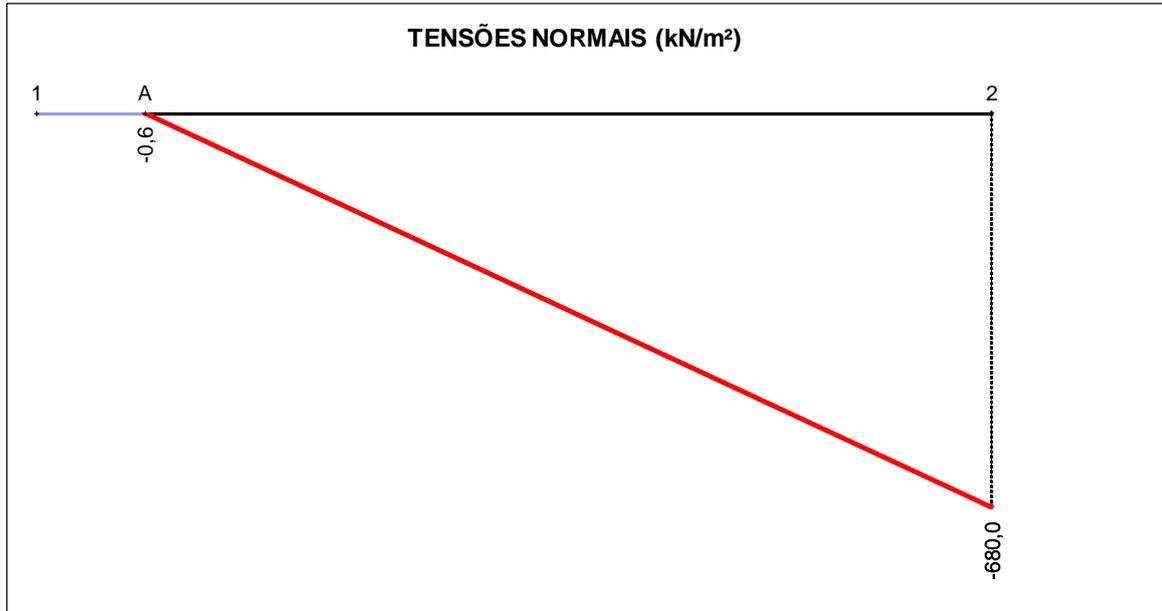


Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

UHE ITAOCARA I

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	2,45 - 21,6	-0,58	-680,04

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	233,42	233,42



Base 88,7% comprimida

UHE ITAOCARA I

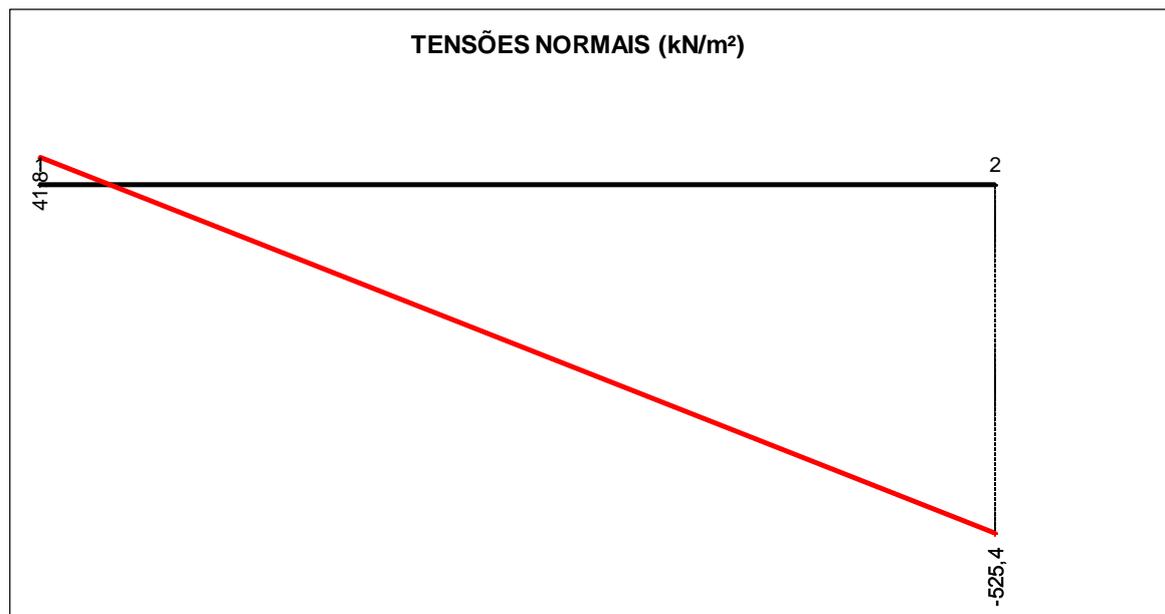
5.1.3.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-43.179,12		0,66		-28.498,22
2	Peso de Concreto Massa	-148.347,60		-2,77		410.922,85
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-13.176,00		0,19		-2.503,44
4	Peso de Água à Montante	-8.711,30		-9,85		85.806,31
5	Empuxo de Água à Montante		87.112,70		-9,53	-830.184,03
6	Subpressão	102.183,80		-1,03		-105.249,31

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-204.702,72	0,00	379.921,19
CCE 2	-111.230,22	87.112,70	-469.705,85

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 21,6	41,83	-525,35

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	189,34	189,34

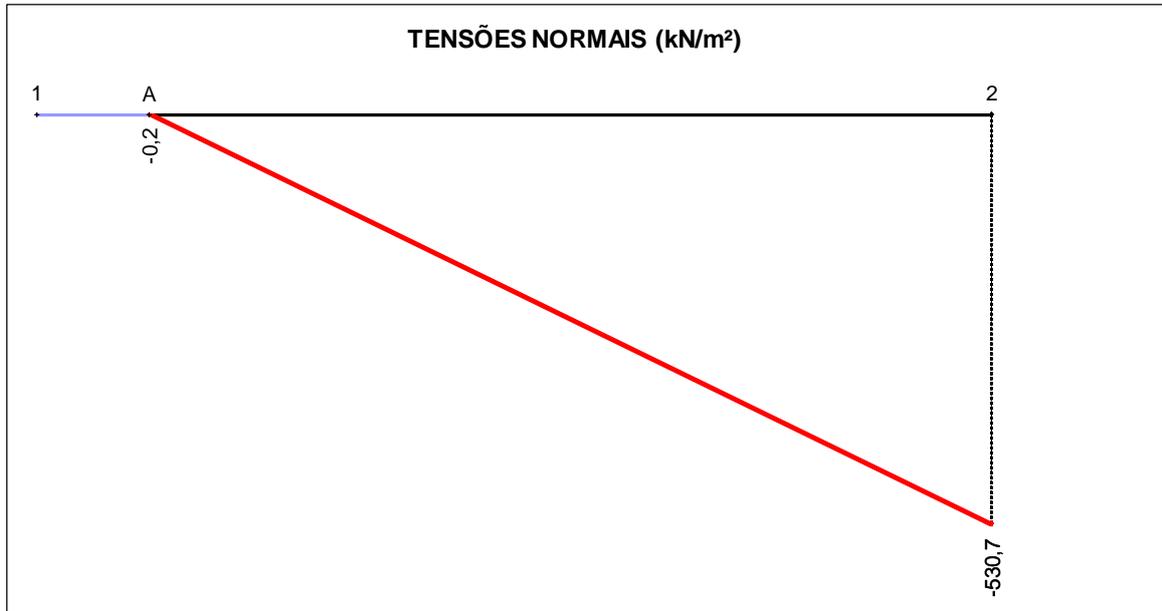


Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

UHE ITAOCARA I

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	2,55 - 21,6	-0,23	-530,65

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	214,69	214,69



Base 88,2% comprimida

UHE ITAOCARA I

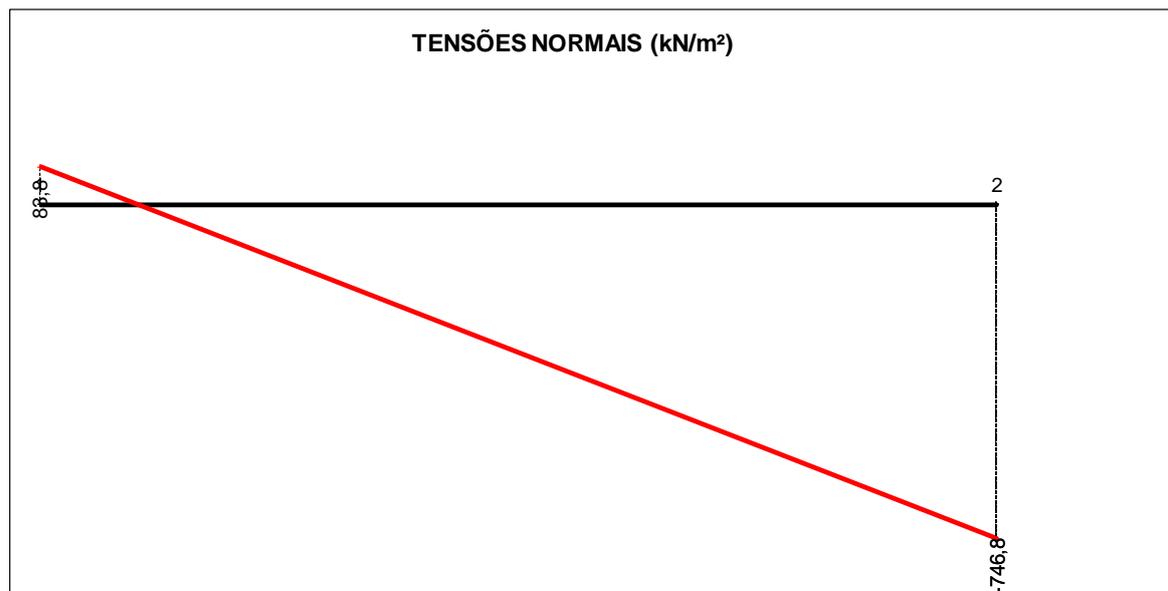
5.1.3.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-43.179,12		0,66		-28.498,22
2	Peso de Concreto Massa	-148.347,60		-2,77		410.922,85
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-13.176,00		0,19		-2.503,44
4	Peso de Água à Montante	-8.711,30		-9,85		85.806,31
5	Empuxo de Água à Montante		87.112,70		-9,53	-830.184,03
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.295,37		0,66		854,95
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	4.450,43		-2,77		-12.327,69
8	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	395,28		0,19		75,10
9	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	261,34		-9,85		-2.574,19
10	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		2.158,96		-17,24	-37.220,40
11	Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa		7.417,38		-13,16	-97.612,72
12	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		658,80		-0,61	-401,87
13	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal		4.390,20		-11,48	-50.399,50
14	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	-439,00		-9,65		4.236,35
15	Subpressão	54.951,30		-2,33		-128.036,53

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-204.702,72	0,00	379.921,19
CCE 3	-152.499,30	101.738,04	-687.863,02

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 21,6	83,84	-746,77

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	221,13	221,13

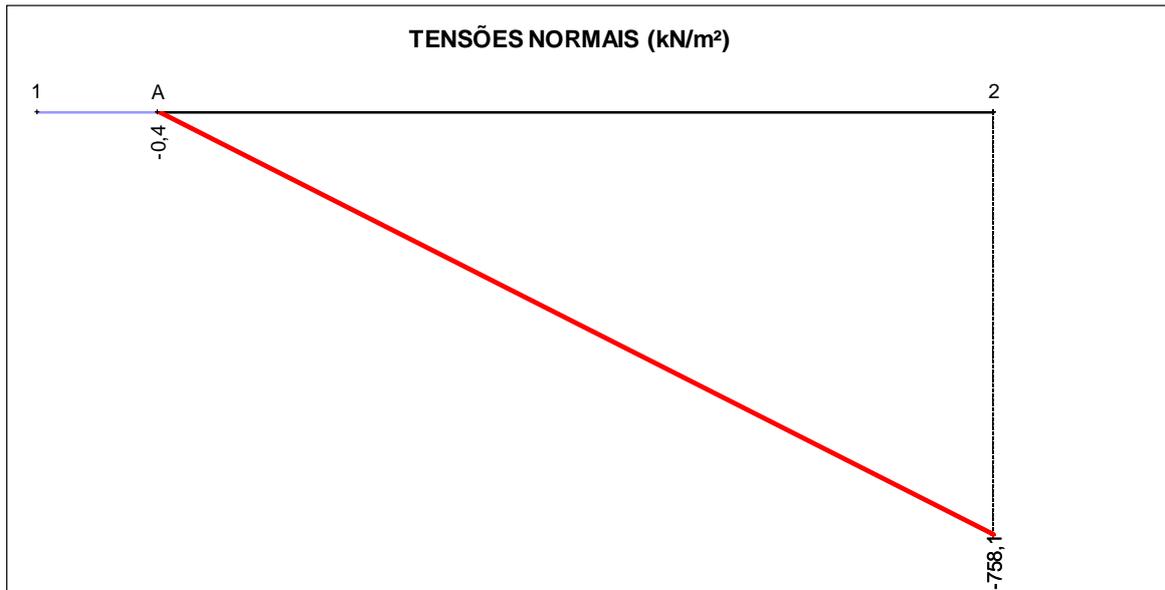


UHE ITAOCARA I

Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	2,73 – 21,6	-0,37	-758,10

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 – 0	253,12	253,12



Base 87,4% comprimida

UHE ITAOCARA I

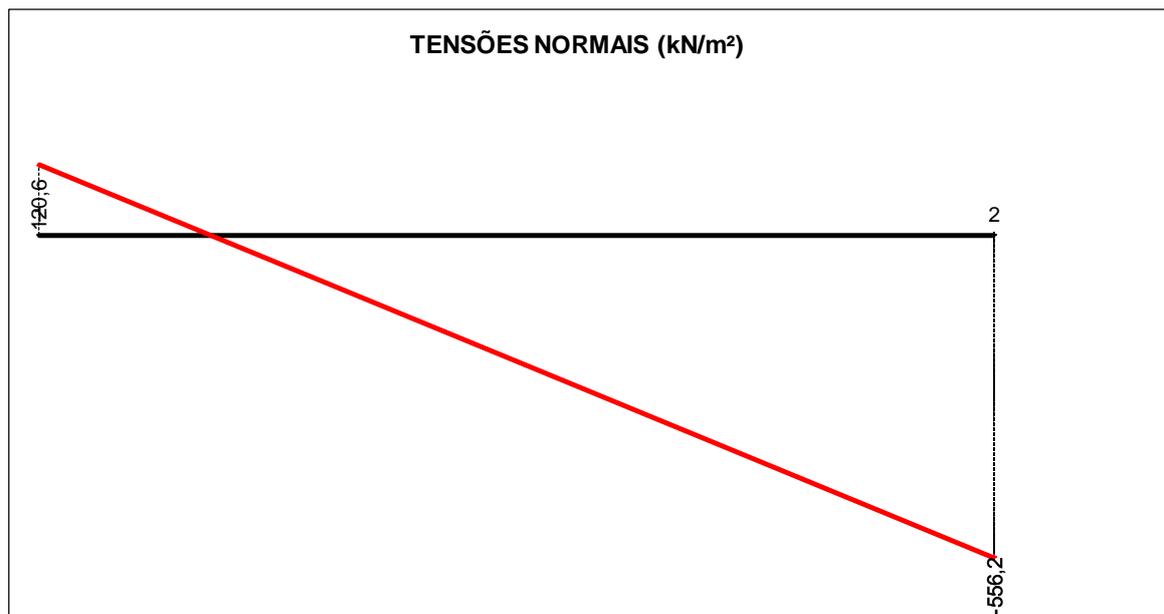
5.1.3.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-43.179,12		0,66		-28.498,22
2	Peso de Concreto Massa	-148.347,60		-2,77		410.922,85
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-13.176,00		0,19		-2.503,44
4	Peso de Água à Montante	-9.514,40		-9,80		93.241,12
5	Empuxo de Água à Montante		95.212,10		-9,97	-949.264,64
6	Subpressão	114.007,90		-0,74		-84.365,85

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-204.702,72	0,00	379.921,19
CCL 1	-100.209,22	95.212,10	-560.468,17

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 21,6	120,58	-556,20

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	206,95	206,95

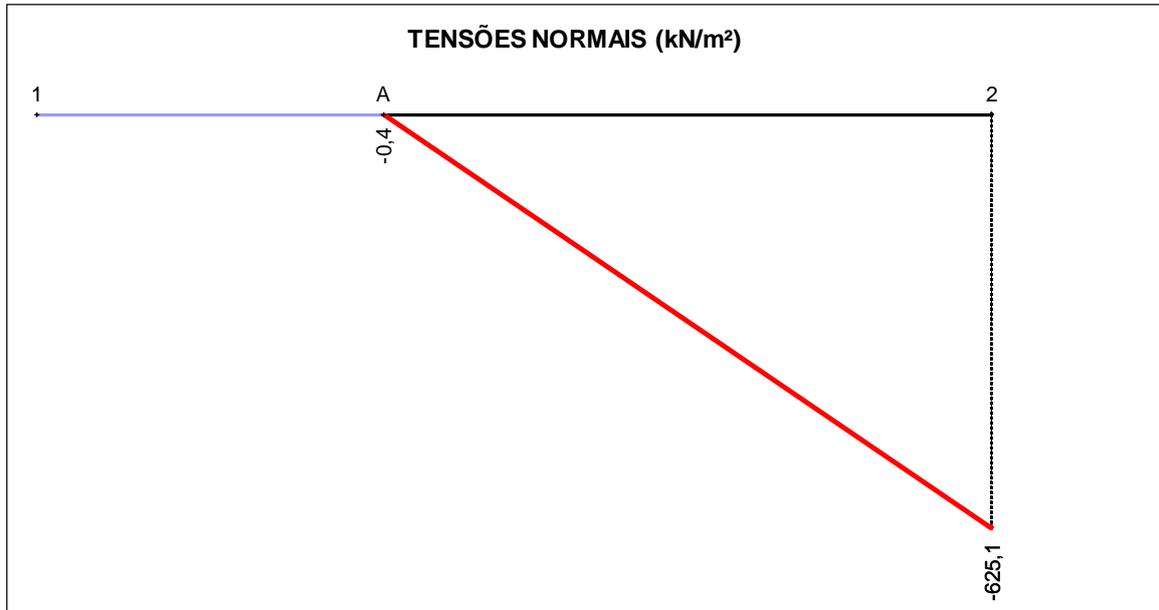


Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

UHE ITAOCARA I

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	7,84 - 21,6	-0,39	-625,08

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	324,86	324,86



Base 63,7% comprimida

UHE ITAOCARA I

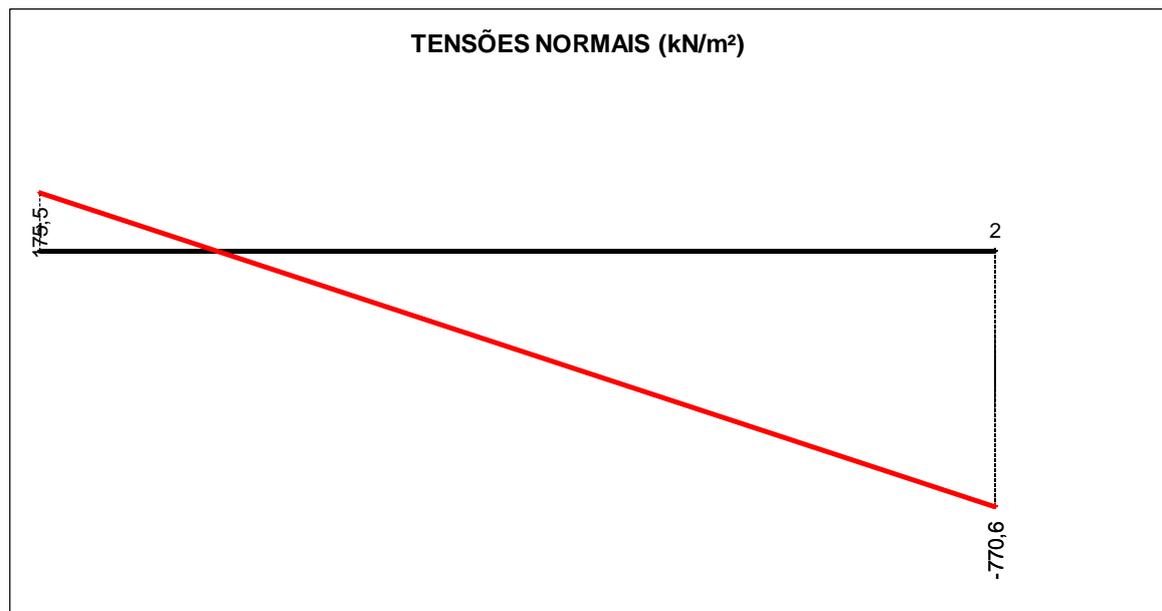
5.1.3.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m) - COM SISMO						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-43.179,12		0,66		-28.498,22
2	Peso de Concreto Massa	-148.347,60		-2,77		410.922,85
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-13.176,00		0,19		-2.503,44
4	Peso de Água à Montante	-9.514,40		-9,80		93.241,12
5	Empuxo de Água à Montante		95.212,10		-9,97	-949.264,64
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.295,37		0,66		854,95
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	4.450,43		-2,77		-12.327,69
8	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	395,28		0,19		75,10
9	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	285,43		-9,80		-2.797,23
10	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		2.158,96		-17,24	-37.220,40
11	Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa		7.417,38		-13,16	-97.612,72
12	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		658,80		-0,61	-401,87
13	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal		4.798,40		-12,00	-57.580,80
14	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	-467,00		-9,63		4.497,21
15	Subpressão	71.369,70		-1,47		-104.913,46

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-204.702,72	0,00	379.921,19
CCL 2	-136.887,91	110.245,64	-783.529,23

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 21,6	175,53	-770,59

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	239,62	239,62

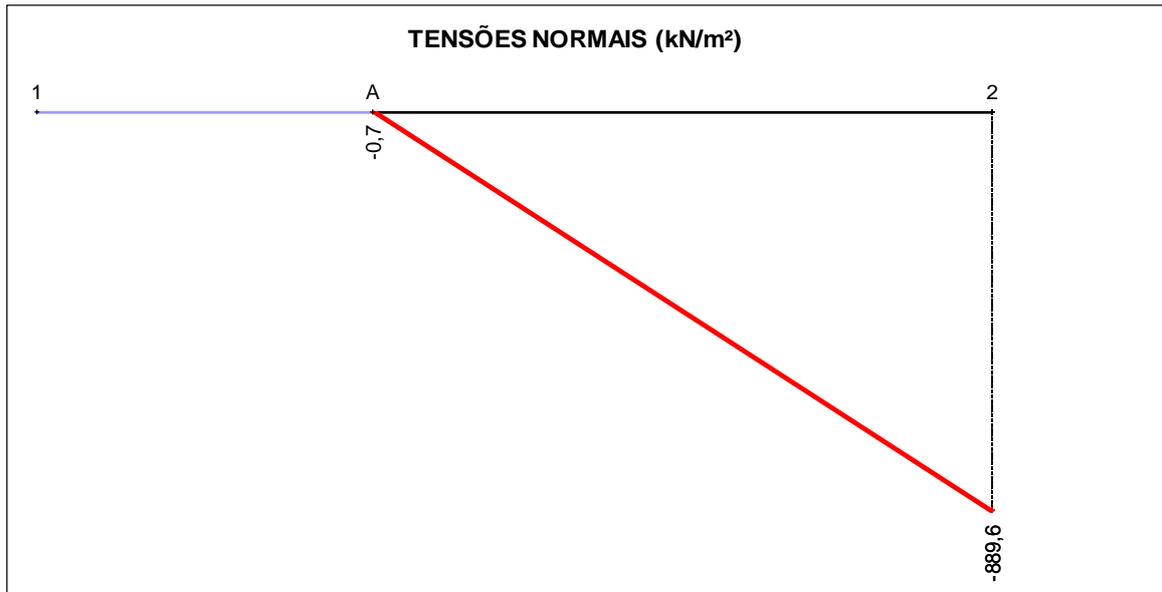


UHE ITAOCARA I

Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	7,6 - 21,6	-0,70	-889,62

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	369,70	369,70



Base 64,8% comprimida

UHE ITAOCARA I

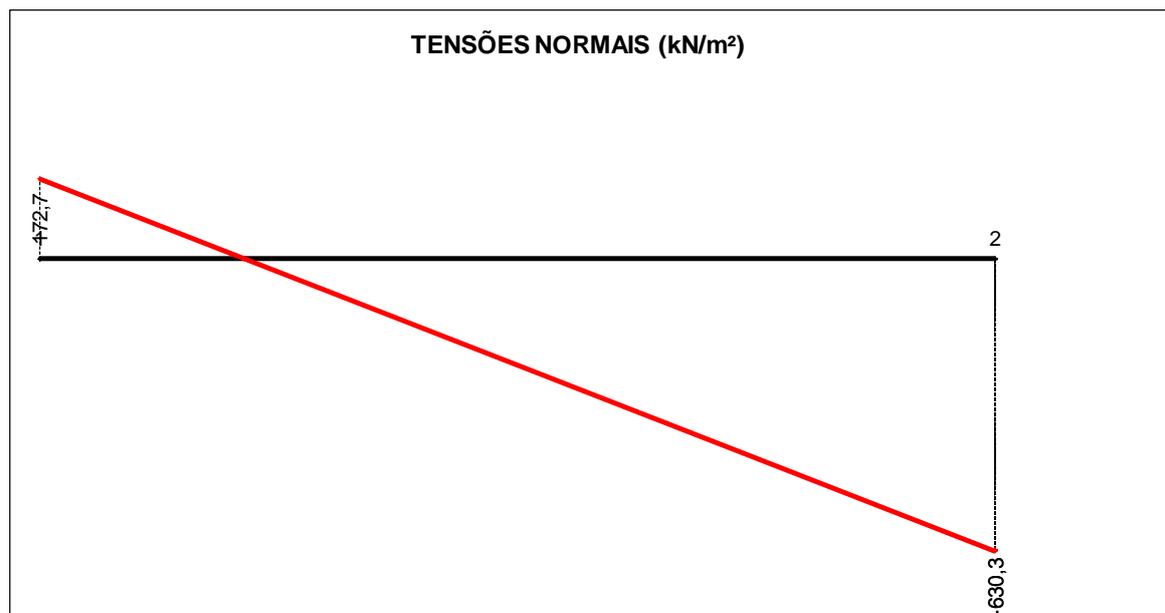
5.1.3.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-43.179,12		0,66		-28.498,22
2	Peso de Concreto Massa	-148.347,60		-2,77		410.922,85
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-13.176,00		0,19		-2.503,44
4	Peso de Água à Montante	-8.711,30		-9,85		85.806,31
5	Empuxo de Água à Montante		87.112,70		-9,53	-830.184,03
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.295,37		0,66		854,95
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	4.450,43		-2,77		-12.327,69
8	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	395,28		0,19		75,10
9	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	261,34		-9,85		-2.574,19
10	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		2.158,96		-17,24	-37.220,40
11	Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa		7.417,38		-13,16	-97.612,72
12	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		658,80		-0,61	-401,87
13	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal		4.390,20		-11,48	-50.399,50
14	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	-439,00		-9,65		4.236,35
15	Subpressão	102.183,80		-1,03		-105.249,31

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-204.702,72	0,00	379.921,19
CCL 3	-105.266,80	101.738,04	-665.075,81

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 21,6	172,74	-630,35

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	221,13	221,13

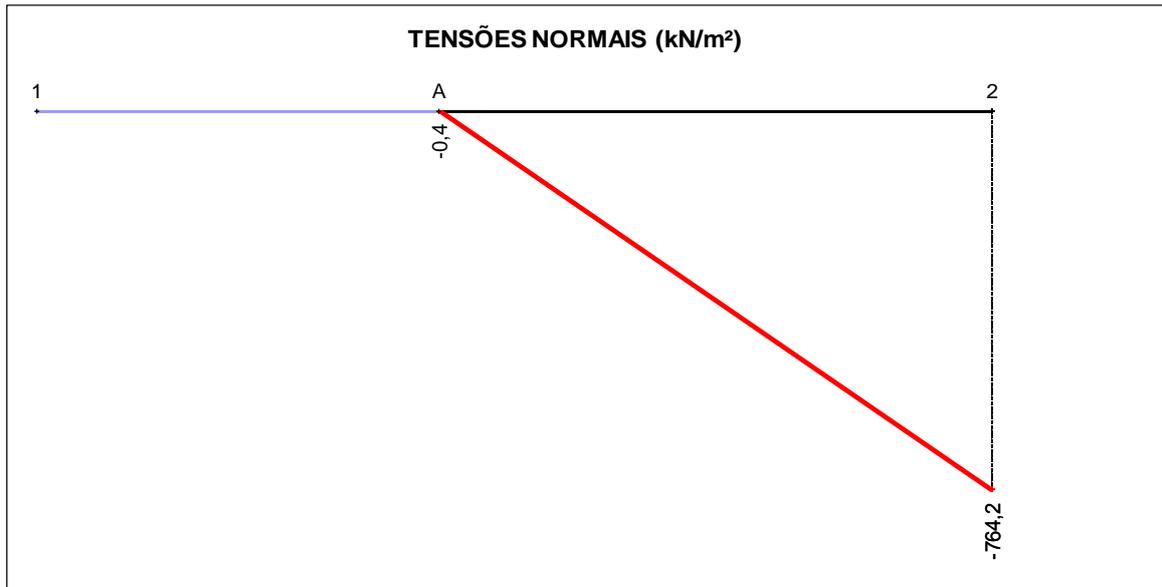


UHE ITAOCARA I

Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	9,1 - 21,6	-0,45	-764,21

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	382,11	382,11



Base 57,9% comprimida

5.1.4 Coeficientes de segurança encontrados

5.1.4.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	3,88	1,30
Tombamento – CST	1,79	1,50
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,53	1,50
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,72	1,00
Área da Base Comprimida	100%	100%

5.1.4.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,84	1,10
Tombamento – CST	1,47	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,22	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	2,26	1,00
Área da Base Comprimida	88,7%	67%

5.1.4.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,02	1,10
Tombamento – CST	1,33	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,04	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	2,19	1,00
Área da Base Comprimida	88,2%	67%

5.1.4.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	3,78	1,10
Tombamento – CST	1,53	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,26	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	2,20	1,00
Área da Base Comprimida	87,4%	67%

5.1.4.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,75	1,10
Tombamento – CST	1,18	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	0,81	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,68	1,00
Área da Base Comprimida	63,7%	Resultante dentro da base

5.1.4.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,76	1,10
Tombamento – CST	1,28	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,01	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,75	1,00
Área da Base Comprimida	64,8%	Resultante dentro da base

5.1.4.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,96	1,10
Tombamento – CST	1,18	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	0,84	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,57	1,00
Área da Base Comprimida	57,9%	Resultante dentro da base

5.2 ESTRUTURA DE JUSANTE

Apresenta-se, neste item, os cálculos de estabilidade da Estrutura de Montante da AM2, conforme modelo apresentado a seguir.

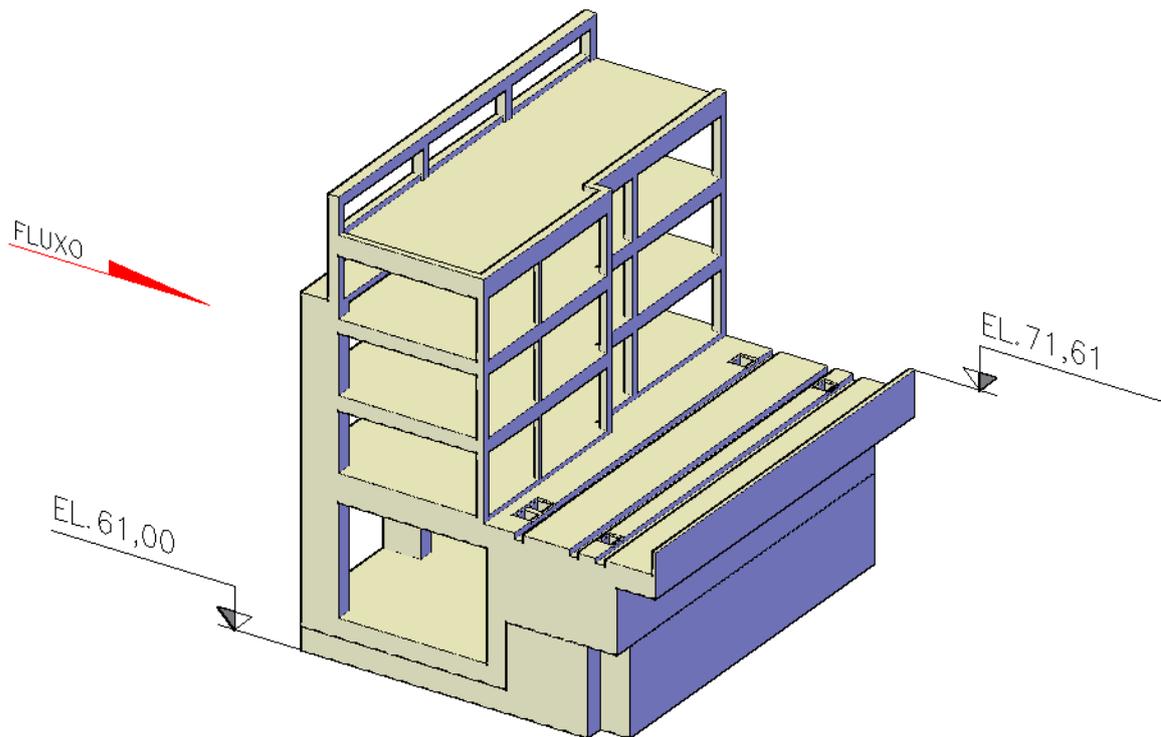


Figura 5.19 – Área de Montagem 2 – Estrutura de Jusante

5.2.1 Casos de Carregamento

5.2.1.1 Caso de Carregamento Normal – CCN

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m
 N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m
 Drenos 100% operantes.

N.A.MÁX.NORMAL EL.89,60

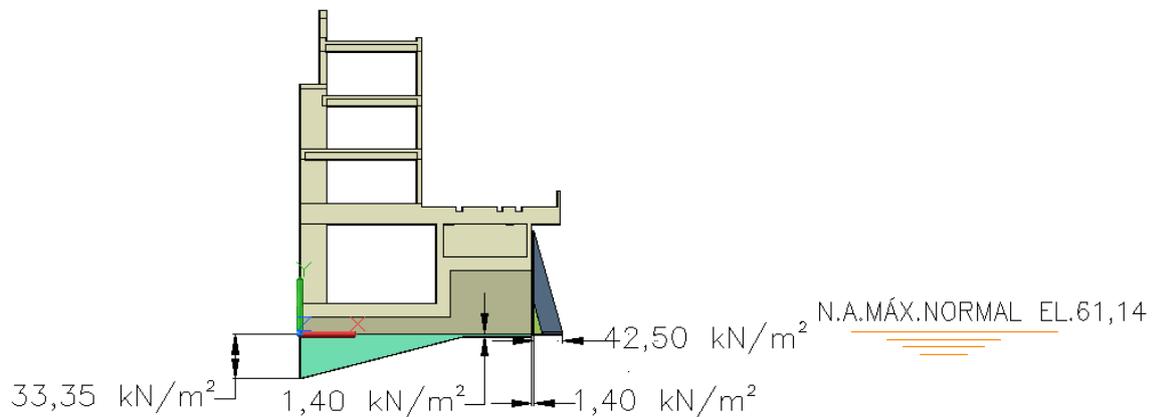


Figura 5.20– Carregamentos CCN – Seção

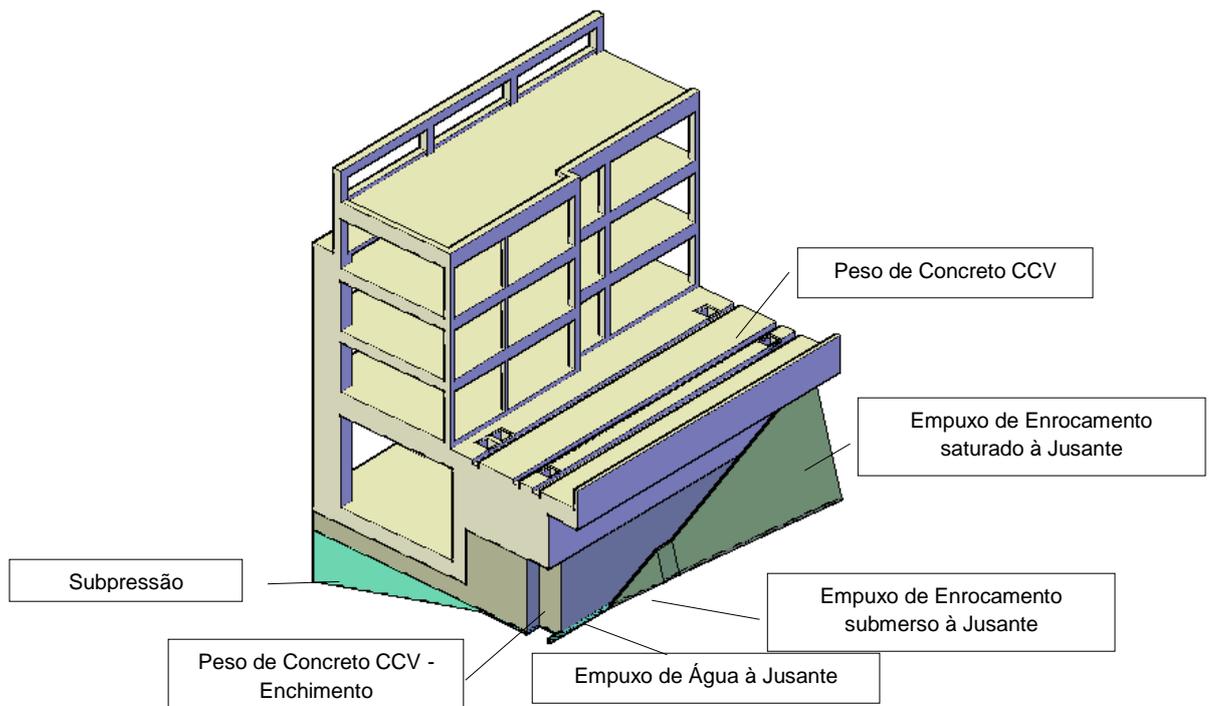


Figura 5.21 – Carregamentos CCN – Visualização 3D

5.2.1.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% operantes.

N.A.MÁX.MAX. EL.90,90

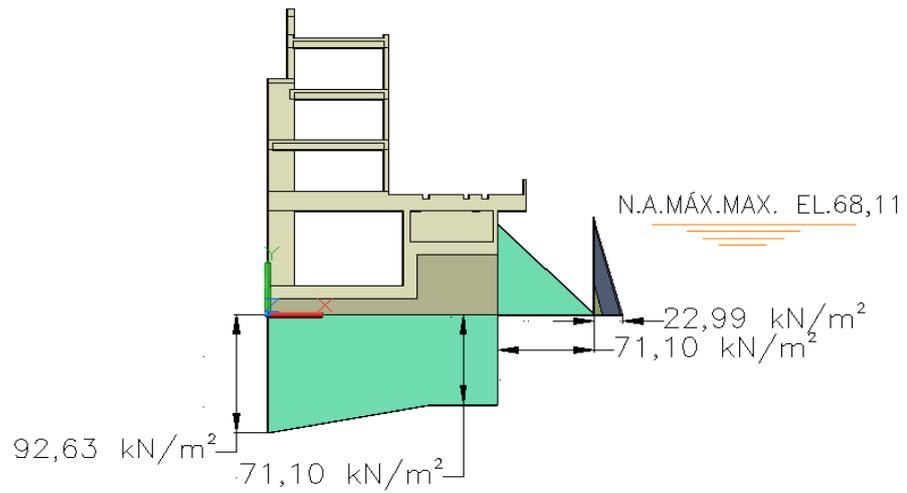


Figura 5.21 – Carregamentos CCE1 – Seção

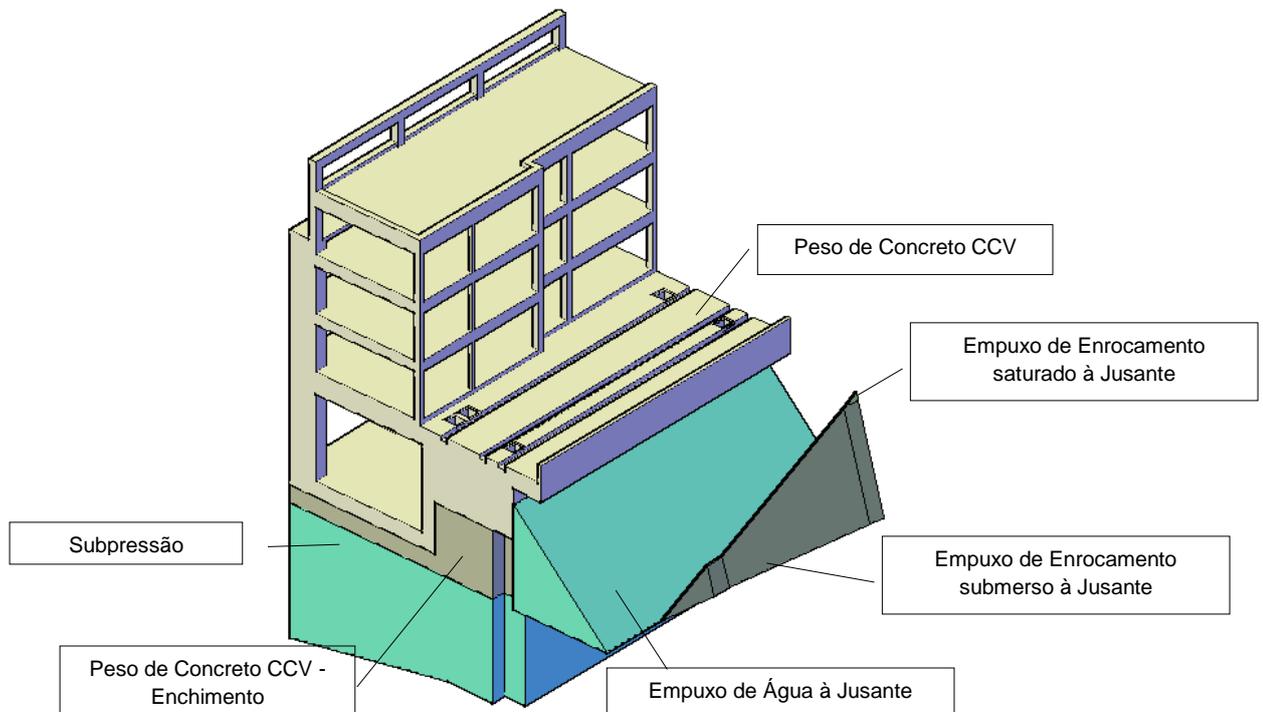


Figura 5.22 – Carregamentos CCE1 – Visualização 3D

5.2.1.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

N.A.MÁX.NORMAL EL.89,60

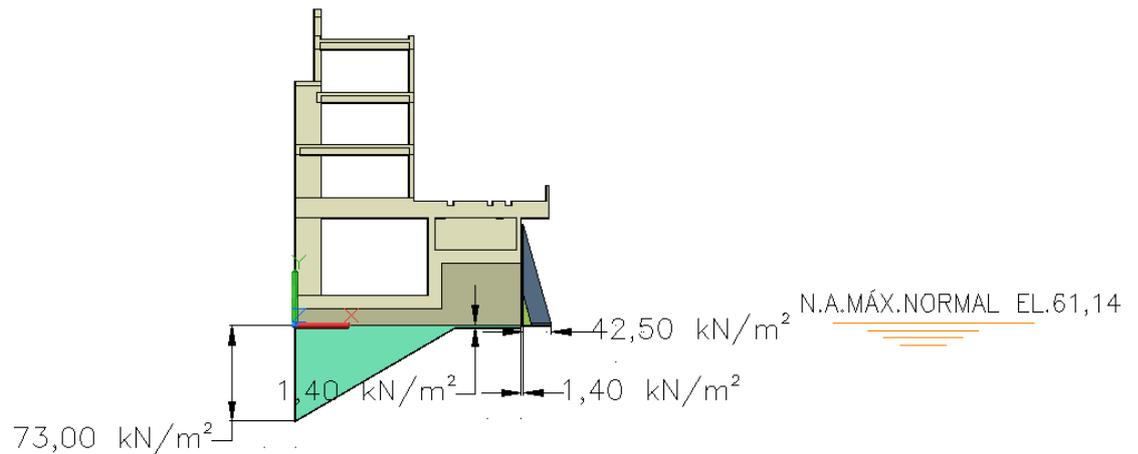


Figura 5.23 – Carregamentos CCE2 – Seção

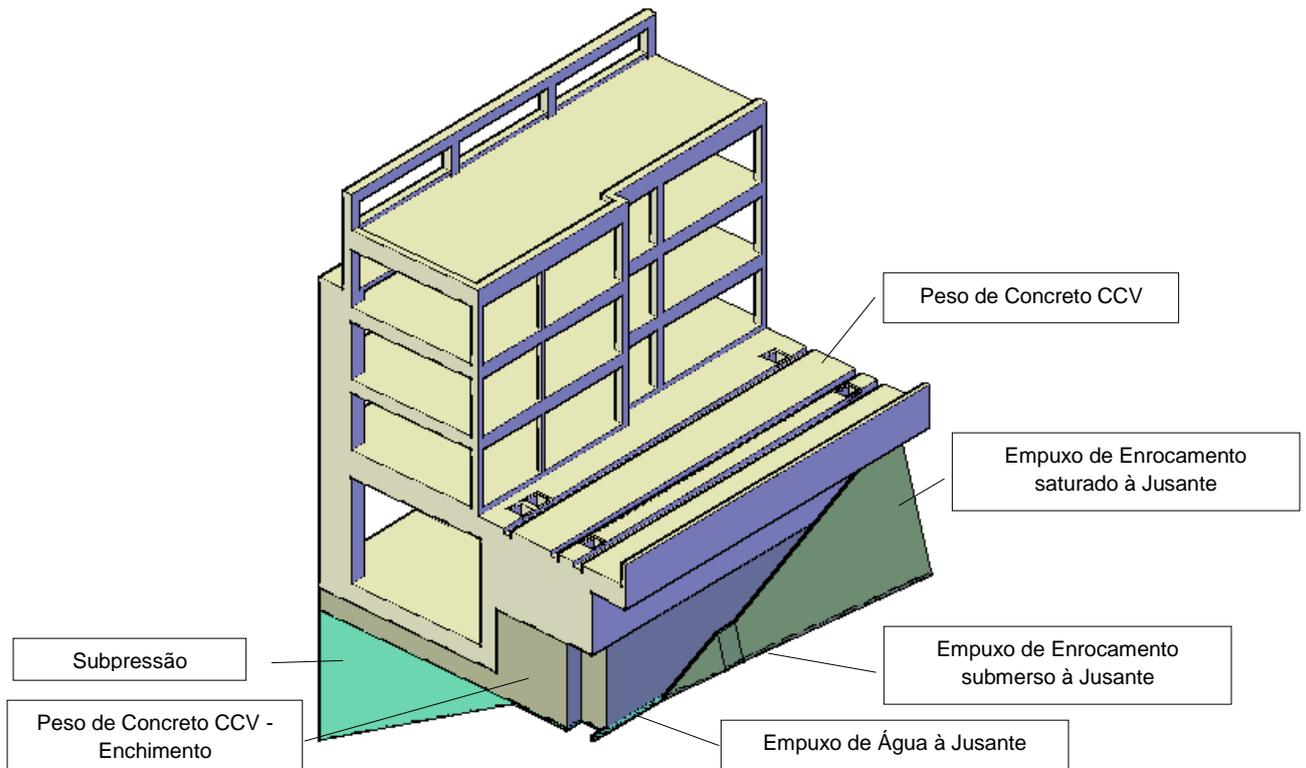


Figura 5.24 – Carregamentos CCE2 – Visualização 3D

5.2.1.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

N.A.MÁX.NORMAL EL.89,60

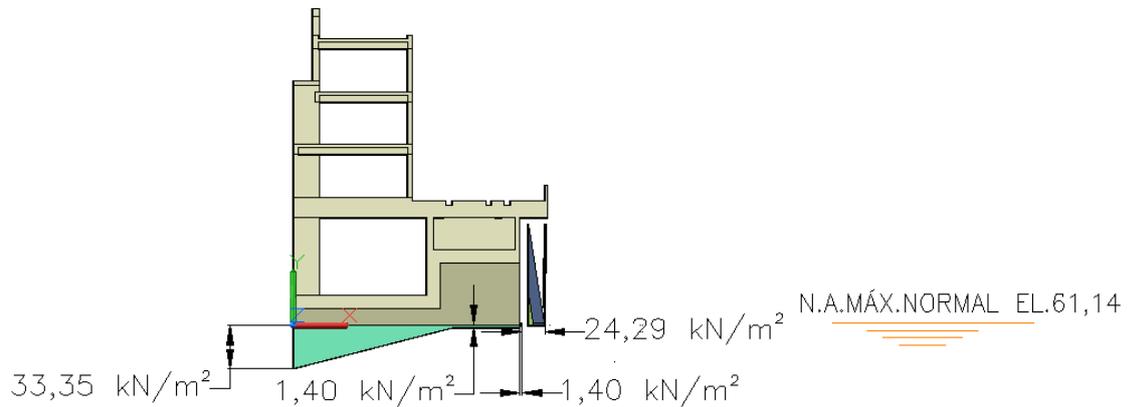


Figura 5.25 – Carregamentos CCE3 – Seção

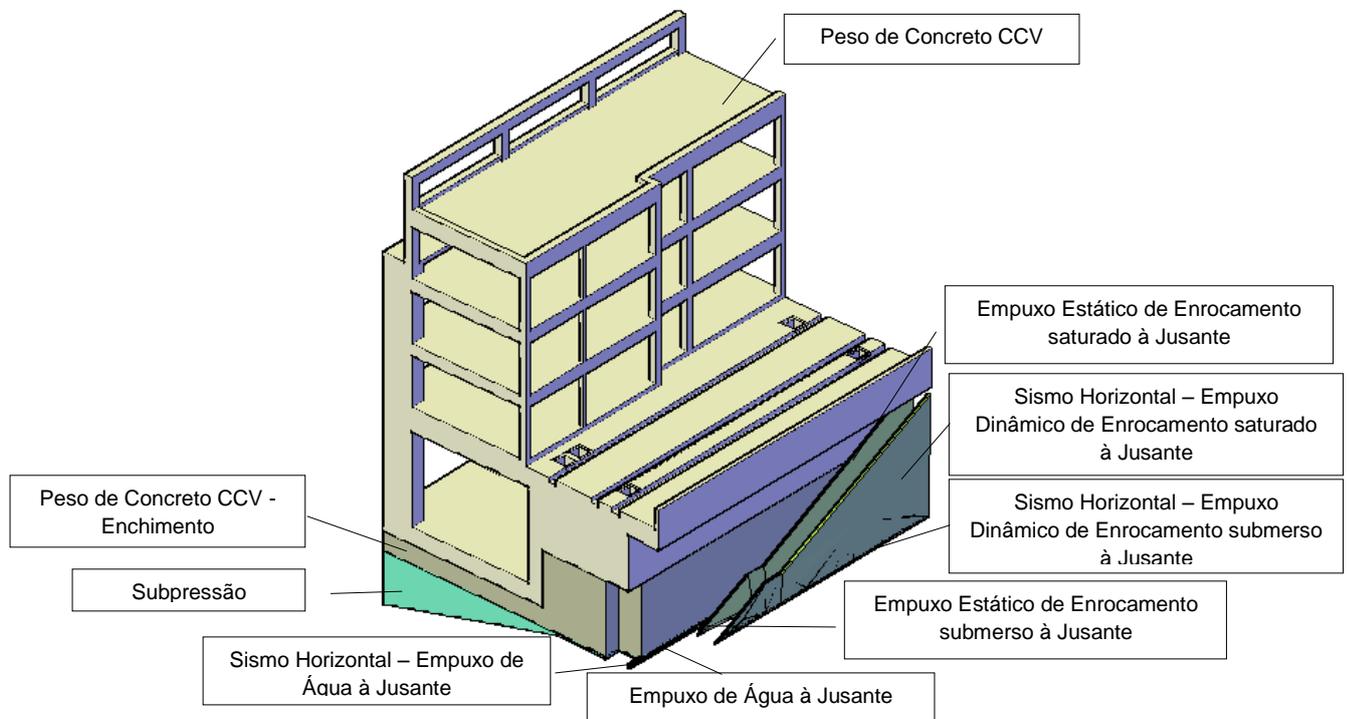


Figura 5.26 – Carregamentos CCE3 – Visualização 3D

5.2.1.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% inoperantes.

N.A.MÁX.MAX. EL.90,90

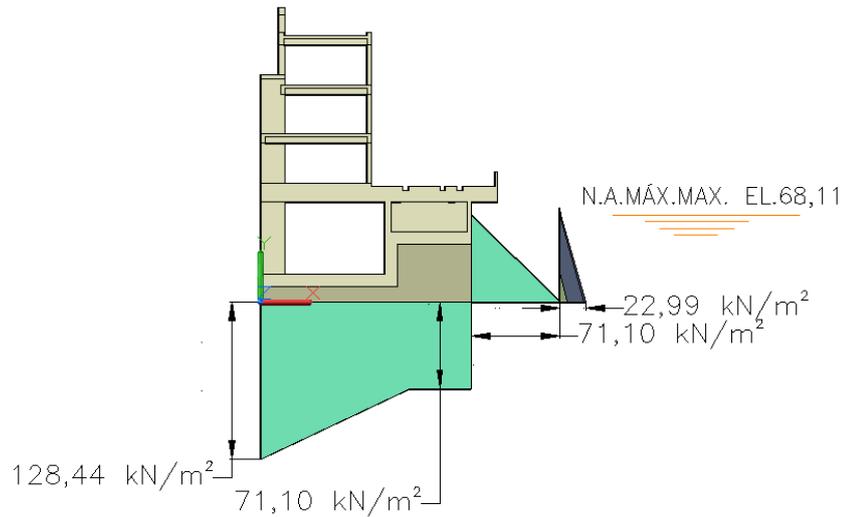


Figura 5.27 – Carregamentos CCL1 – Seção

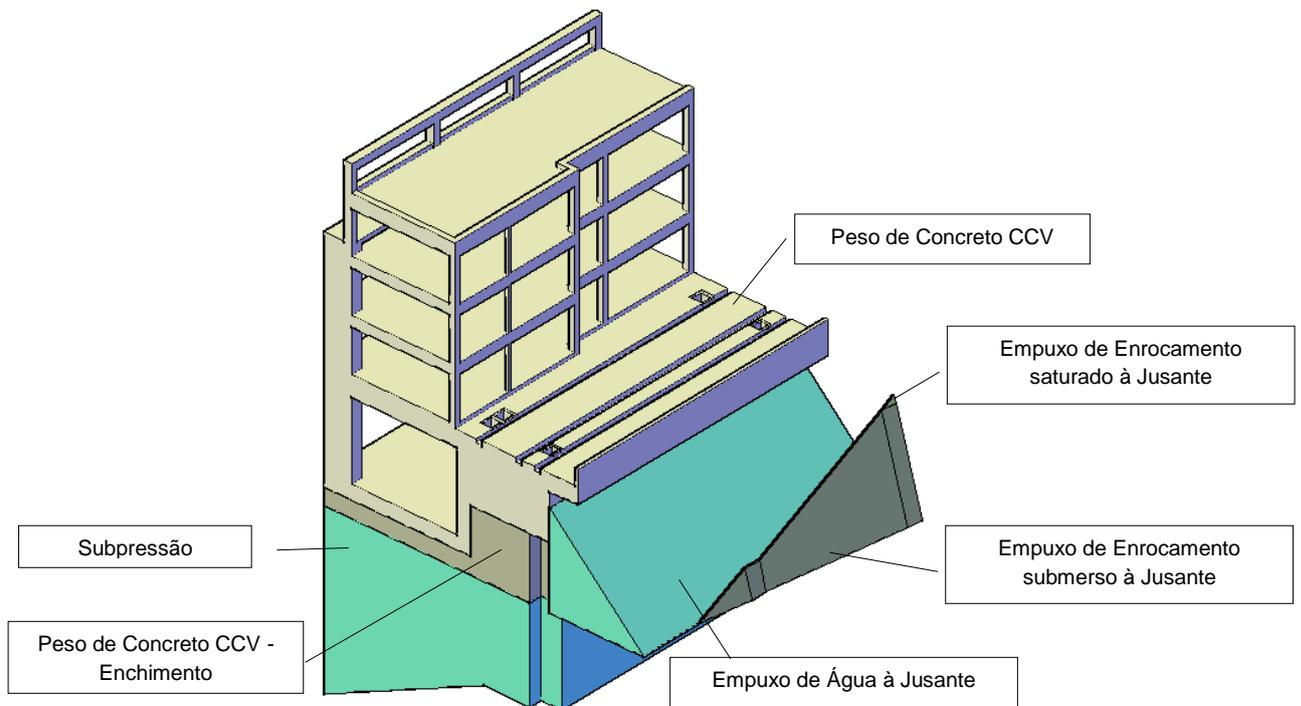


Figura 5.28 – Carregamentos CCL1 – Visualização 3D

5.2.1.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% operantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

N.A.MÁX.MAX. EL.90,90

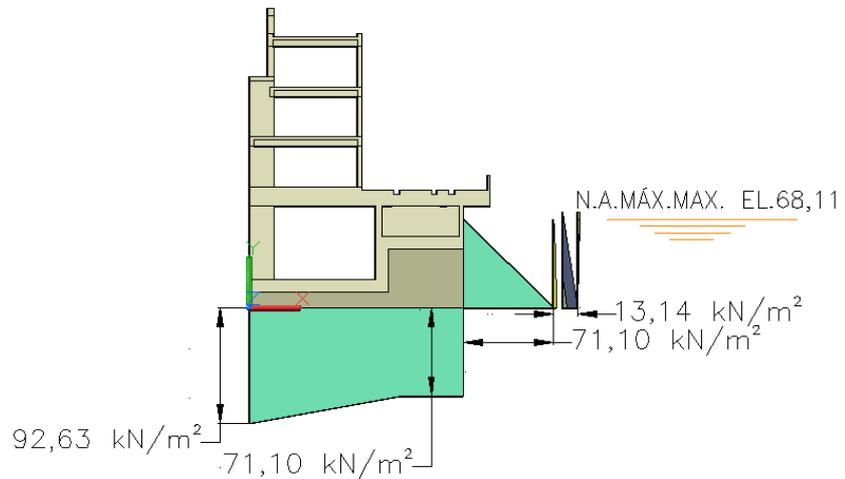


Figura 5.29 – Carregamentos CCL2 – Seção

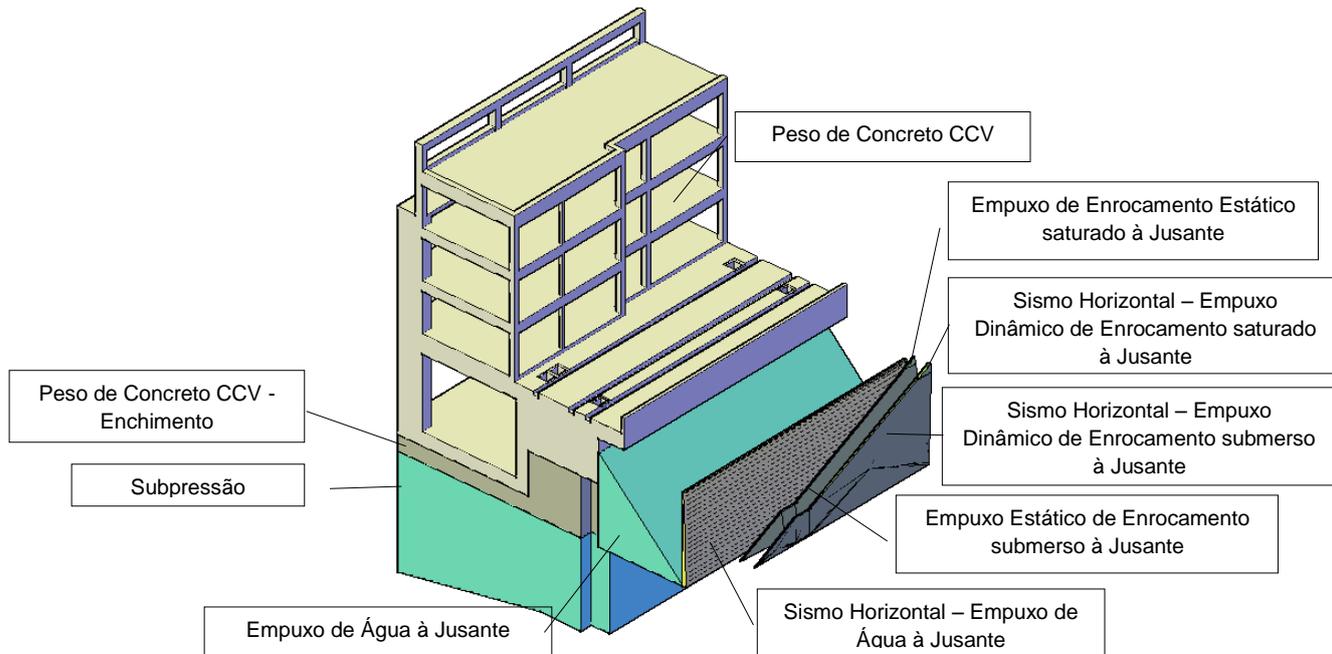


Figura 5.30 – Carregamentos CCL2 – Visualização 3D

5.2.1.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

N.A.MÁX.NORMAL EL.89,60

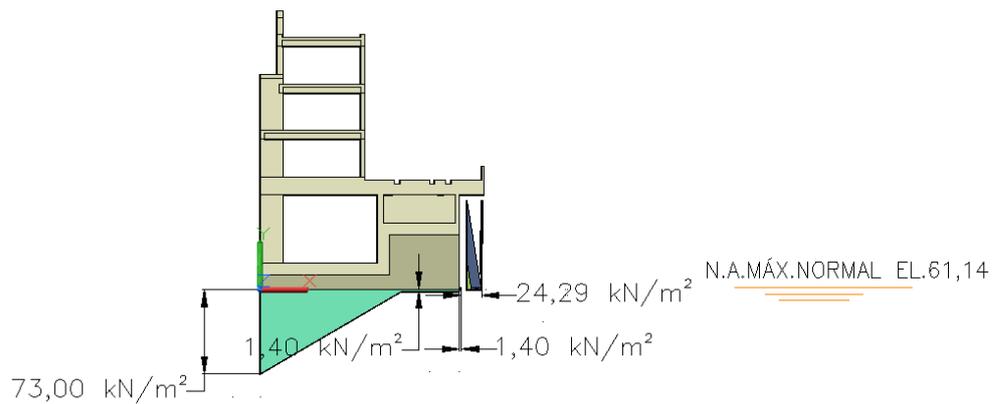


Figura 5.31 – Carregamentos CCL3 – Seção

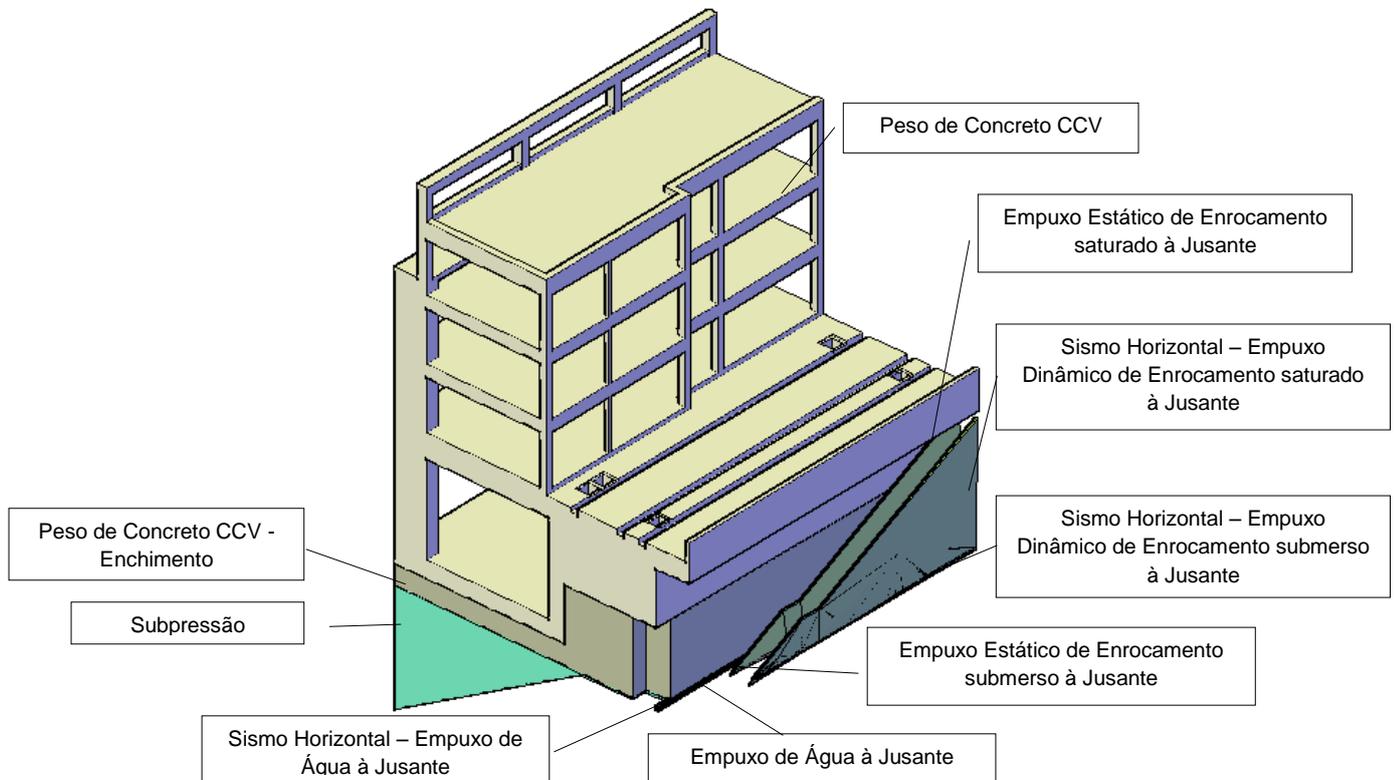


Figura 5.32 – Carregamentos CCL3 – Visualização 3D

UHE ITAOCARA I

5.2.2 Análise de estabilidade

Para as hipóteses de Carregamento Normal (CCN), Carregamentos Excepcionais (CCE1, CCE2 e CCE3) e Carregamentos Limites (CCL1, CCL2 e CCL3) apresentam-se, a seguir, os respectivos valores dos esforços, e posteriormente, os valores dos coeficientes de segurança.

Para todos os casos de carregamento, foi verificado e adotado o ponto de tombamento (à jusante ou à montante) que proporciona menores coeficientes de segurança.

5.2.2.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	V ₁ = -33.391,20	9,06		M ₁ = 302.524,27
Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	V ₂ = -21.247,20	5,83		M ₂ = 123.871,18
Empuxo de enrocamento submerso à Jusante	0,04	10,00	T ₁ = -0,40		0,05	M ₃ = 0,02
Empuxo de enrocamento saturado à Jusante	42,49	20,00	T ₂ = -849,80		1,90	M ₄ = 1.614,62
Empuxo de Água à Jusante	0,21	10,00	T ₃ = -2,10		0,05	M ₅ = 0,11
Subpressão	460,07	10,00	U = 4.600,70	12,56		M ₆ = -57.784,79

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 17,10 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V1 + V2$	54.638,40 kN	$\Sigma M_E = M1 + M2 + M3 + M4 + M5$	
$\Sigma U =$	4.600,70 kN	$\Sigma M_E =$	428.010,19 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	50.037,70 kN	$\Sigma M_T = M6$	
$\Sigma T_i, \text{ MONTANTE} =$	0,00 kN	$\Sigma M_T =$	57.784,79 kNxm
$\Sigma T_i, \text{ JUSANTE} = T1 + T2 + T3$	852,30 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	11,88 > 1,30	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	7,41 > 1,50	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)			
			φ = 40°
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	49,26 > 1,50	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_{\phi} \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	89,58 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40°
			FSD _φ = 1,50
			FSD _c = 3,00
			A _i = 362,65 m²

UHE ITAOCARA I

5.2.2.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	V ₁ = -33.391,20	9,06		M ₁ = 302.524,27
Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	V ₂ = -21.247,20	5,83		M ₂ = 123.871,18
Empuxo de enrocamento submerso à Jusante	41,92	10,00	T ₁ = -419,20		1,87	M ₃ = 783,90
Empuxo de enrocamento saturado à Jusante	0,62	20,00	T ₂ = -12,40		3,65	M ₄ = 45,26
Empuxo de Água à Jusante	538,38	10,00	T ₃ = -5.383,80		2,37	M ₅ = 12.759,61
Subpressão	2.854,30	10,00	U = 28.543,00	8,98		M ₆ = -256.316,14

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 17,10 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2$	54.638,40 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$
$\Sigma U =$	28.543,00 kN	$\Sigma M_E = 439.984,22 \text{ kNxm}$
$\Sigma V - \Sigma U =$	26.095,40 kN	$\Sigma M_T = M_6$
$\Sigma T_i, \text{MONTANTE} =$	0,00 kN	$\Sigma M_T = 256.316,14 \text{ kNxm}$
$\Sigma T_i, \text{JUSANTE} = T_1 + T_2 + T_3$	5.815,40 kN	

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	1,91 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,72 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0) $\phi = 40^\circ$			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg}\phi}{\Sigma T_i}$	=	3,77 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg}\phi}{\text{FSD}_0 \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	20,05 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	$\phi = 40^\circ$ FSD ₀ = 1,10 FSD _c = 1,50 A _i = 362,65 m²

UHE ITAOCARA I

5.2.2.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	V ₁ = -33.391,20	9,06		M ₁ = 302.524,27
Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	V ₂ = -21.247,20	5,83		M ₂ = 123.871,18
Empuxo de enrocamento submerso à Jusante	0,04	10,00	T ₁ = -0,40		0,05	M ₃ = 0,02
Empuxo de enrocamento saturado à Jusante	42,49	20,00	T ₂ = -849,80		1,90	M ₄ = 1.614,62
Empuxo de Água à Jusante	0,21	10,00	T ₃ = -2,10		0,05	M ₅ = 0,11
Subpressão	969,45	10,00	U = 9.694,50	12,83		M ₆ = -124.380,44

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 17,10 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2$	54.638,40 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$
$\Sigma U =$	9.694,50 kN	$\Sigma M_E =$ 428.010,19 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	44.943,90 kN	$\Sigma M_T = M_6$
$\Sigma T_i, \text{MONTANTE} =$	0,00 kN	$\Sigma M_T =$ 124.380,44 kNxm
$\Sigma T_i, \text{JUSANTE} = T_1 + T_2 + T_3$	852,30 kN	

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	5,64 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	3,44 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD _ø - SEM COESÃO (C=0)			φ = 40°
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	44,25 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_\emptyset \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	153,69 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C =		400 kN/m²	φ = 40°
			FSD _ø = 1,10
			FSD _c = 1,50
			A _i = 362,65 m²

UHE ITAOCARA I

5.2.2.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO							
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	g (9,81m/s²)	FORÇA (kN)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
					e _X	e _Y	
Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00		V ₁ = -33.391,20	9,06		M ₁ = 302.524,27
Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00		V ₂ = -21.247,20	5,83		M ₂ = 123.871,18
Empuxo estático de enrocamento submerso à Jusante	0,03	10,00		T ₁ = -0,30		0,05	M ₃ = 0,02
Empuxo estático de enrocamento saturado à Jusante	24,31	20,00		T ₂ = -486,20		1,90	M ₄ = 923,78
Empuxo de Água à Jusante	0,21	10,00		T ₃ = -2,10		0,05	M ₅ = 0,11
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	0,03	V ₃ = 1.001,74	9,06		M ₆ = -9.075,73
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	0,03	V ₄ = 637,42	5,83		M ₇ = -3.716,14
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	0,05	T ₄ = 1.669,56		8,46	M ₈ = -14.124,48
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	0,05	T ₅ = 1.062,36		1,78	M ₉ = -1.891,00
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante	0,01	10,00	1,00	T ₆ = 0,10		0,06	M ₁₀ = -0,01
Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento submerso à Jusante	0,01	10,00	1,00	T ₇ = 0,10		0,09	M ₁₁ = -0,01
Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento saturado à Jusante	3,03	20,00	1,00	T ₈ = 60,60		3,80	M ₁₂ = -230,28
Subpressão	460,07	10,00		U = 4.600,70	12,56		M ₁₃ = -57.784,79

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 17,10 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	52.999,25 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$	
$\Sigma U =$	4.600,70 kN	$\Sigma M_E =$	427.319,35 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	48.398,55 kN	$\Sigma M_T = M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13}$	
$\Sigma T_i, \text{MONTANTE} = T_4 + T_5 + T_6 + T_7 + T_8$	2.792,72 kN	$\Sigma M_T =$	86.822,43 kNxm
$\Sigma T_i, \text{JUSANTE} = T_1 + T_2 + T_3$	488,60 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	11,52 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	4,92 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0) $\phi = 40^\circ$			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	17,63 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_0 \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	57,99 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	$\phi = 40^\circ$ FSD ₀ = 1,10 FSD _c = 1,50 A _i = 362,65 m²

UHE ITAOCARA I

5.2.2.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	V ₁ = -33.391,20	9,06		M ₁ = 302.524,27
Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	V ₂ = -21.247,20	5,83		M ₂ = 123.871,18
Empuxo de enrocamento submerso à Jusante	41,92	10,00	T ₁ = -419,20		1,87	M ₃ = 783,90
Empuxo de enrocamento saturado à Jusante	0,62	20,00	T ₂ = -12,40		3,65	M ₄ = 45,26
Empuxo de Água à Jusante	538,38	10,00	T ₃ = -5.383,80		2,37	M ₅ = 12.759,61
Subpressão	3.313,64	10,00	U = 33.136,40	9,55		M ₆ = -316.452,62

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 17,10 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2$	54.638,40 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$
$\Sigma U =$	33.136,40 kN	$\Sigma M_E = 439.984,22 \text{ kNxm}$
$\Sigma V - \Sigma U =$	21.502,00 kN	$\Sigma M_T = M_6$
$\Sigma T_i, \text{ MONTANTE} =$	0,00 kN	$\Sigma M_T = 316.452,62 \text{ kNxm}$
$\Sigma T_i, \text{ JUSANTE} = T_1 + T_2 + T_3$	5.815,40 kN	

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	1,65 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,39 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	3,10 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_0 \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	22,01 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40° FSD ₀ = 1,10 FSD _c = 1,30 A _i = 362,65 m²

UHE ITAOCARA I

5.2.2.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE							
CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m) - COM SISMO							
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	g (9,81m/s²)	FORÇA (kN)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
					e _X	e _Y	
Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00		V ₁ = -33.391,20	9,06		M ₁ = 302.524,27
Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00		V ₂ = -21.247,20	5,83		M ₂ = 123.871,18
Empuxo estático de enrocamento submerso à Jusante	23,98	10,00		T ₁ = -239,80		1,87	M ₃ = 448,43
Empuxo estático de enrocamento saturado à Jusante	0,36	20,00		T ₂ = -7,20		3,65	M ₄ = 26,28
Empuxo de Água à Jusante	538,38	10,00		T ₃ = -5.383,80		2,37	M ₅ = 12.759,61
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	0,03	V ₃ = 1.001,74	9,06		M ₆ = -9.075,73
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	0,03	V ₄ = 637,42	5,83		M ₇ = -3.716,14
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	0,05	T ₄ = 1.669,56		8,46	M ₈ = -14.124,48
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	0,05	T ₅ = 1.062,36		1,78	M ₉ = -1.891,00
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante	28,63	10,00	1,00	T ₆ = 286,30		2,85	M ₁₀ = -815,96
Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento submerso à Jusante	2,99	10,00	1,00	T ₇ = 29,90		3,73	M ₁₁ = -111,53
Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento saturado à Jusante	0,05	20,00	1,00	T ₈ = 1,00		7,27	M ₁₂ = -7,27
Subpressão	2.854,30	10,00		U = 28.543,00	8,98		M ₁₃ = -256.316,14

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 17,10 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	52.999,25 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$	
$\Sigma U =$	28.543,00 kN	$\Sigma M_E =$	439.629,76 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	24.456,25 kN	$\Sigma M_T = M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13}$	
$\Sigma T_i, \text{MONTANTE} = T_4 + T_5 + T_6 + T_7 + T_8$	3.049,12 kN	$\Sigma M_T =$	286.058,23 kNxm
$\Sigma T_i, \text{JUSANTE} = T_1 + T_2 + T_3$	5.630,80 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	1,86 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,54 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	7,95 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_{\phi} \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	50,45 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40° FSD _φ = 1,10 FSD _c = 1,30 A _i = 362,65 m²

UHE ITAOCARA I

5.2.2.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO							
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	g (9,81m/s²)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
					e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00		V ₁ = -33.391,20	9,06		M ₁ = 302.524,27
Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00		V ₂ = -21.247,20	5,83		M ₂ = 123.871,18
Empuxo estático de enrocamento submerso à Jusante	0,03	10,00		T ₁ = -0,30		0,05	M ₃ = 0,02
Empuxo estático de enrocamento saturado à Jusante	24,31	20,00		T ₂ = -486,20		1,90	M ₄ = 923,78
Empuxo de Água à Jusante	0,21	10,00		T ₃ = -2,10		0,05	M ₅ = 0,11
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	0,03	V ₃ = 1.001,74	9,06		M ₆ = -9.075,73
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	0,03	V ₄ = 637,42	5,83		M ₇ = -3.716,14
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	0,05	T ₄ = 1.669,56		8,46	M ₈ = -14.124,48
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	0,05	T ₅ = 1.062,36		1,78	M ₉ = -1.891,00
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante	0,01	10,00	1,00	T ₆ = 0,10		0,06	M ₁₀ = -0,01
Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento submerso à Jusante	0,01	10,00	1,00	T ₇ = 0,10		0,09	M ₁₁ = -0,01
Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento saturado à Jusante	3,03	20,00	1,00	T ₈ = 60,60		3,80	M ₁₂ = -230,28
Subpressão	969,45	10,00		U = 9.694,50	12,83		M ₁₃ = -124.380,44

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 17,10 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	52.999,25 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$	
$\sum U =$	9.694,50 kN	$\sum M_E =$	427.319,35 kNxm
$\sum V - \sum U =$	43.304,75 kN	$\sum M_T = M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13}$	
$\sum T_{i, MONTANTE} = T_4 + T_5 + T_6 + T_7 + T_8$	2.792,72 kN	$\sum M_T =$	153.418,07 kNxm
$\sum T_{i, JUSANTE} = T_1 + T_2 + T_3$	488,60 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	5,47 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	2,79 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)			
		$\phi = 40^\circ$	
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	15,77 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi + \sum C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \sum T_i}$	=	62,77 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	
		$\phi = 40^\circ$	
		FSD _φ = 1,10	
		FSD _c = 1,30	
		A _i = 362,65 m²	

5.2.3 Tensões na base

Apresentam-se, neste item, planilhas dos cálculos das tensões Normais e Tangenciais, nas quais foram analisadas as tensões na base da Estrutura.

A planilha, a seguir, fornece o cálculo das coordenadas do centro de gravidade (XG e YG) e o momento polar de inércia (IP) da área da fundação, que serão utilizados no cálculo das tensões.

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE																	
CÁLCULO DAS COORDENADAS DO CENTRO DE GRAVIDADE (XG E YG) E DO MOMENTO POLAR DE INÉRCIA (IP) DA ÁREA DA FUNDAÇÃO																	
NÓS	COORDENADAS		TRECHO	COMPRIMENTO (m)	ESPESSURA (m)	ÁREA (m ²)	\bar{X}	\bar{Y}	$\bar{X} \times A$	$\bar{Y} \times A$	$\bar{X} - X_G$	$\bar{Y} - Y_G$	$(\bar{X} - X_G)^2$	$(\bar{Y} - Y_G)^2$	r^2 (m ²)	$r^2 \times A$ (m ⁴)	MOMENTO POLAR PARCIAL (m ⁴)
	X (m)	Y (m)					(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	
1	0,00	0,00															
2	15,52	0,00	1 - 2	15,52	21,30	330,58	7,76	0,00	2.565,30	0,00	-0,76	0,00	0,58	0,00	0,58	190,94	6.635,50
Σ						362,65			3.088,43	0,00						2.137,32	6.642,17

X _G =	8,52 m
Y _G =	0,00 m
I _p =	8.779,50 m ⁴

UHE ITAOCARA I

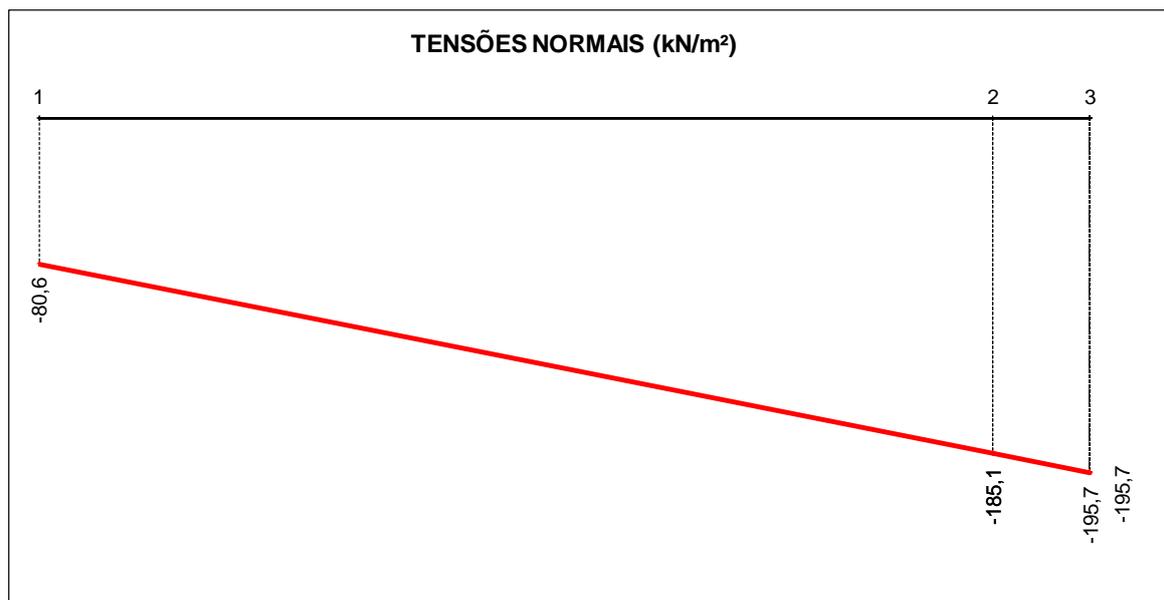
5.2.3.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-33.391,20		-0,48		16.027,78
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-21.247,20		2,75		-58.429,80
3	Empuxo de enrocamento submerso à Jusante		-0,40		-0,05	0,02
4	Empuxo de enrocamento saturado à Jusante		-849,80		-1,90	1.614,62
5	Empuxo de Água à Jusante		-2,10		-0,05	0,11
6	Subpressão	4.600,70		-3,98		-18.310,79

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-54.638,40	0,00	-42.402,02
CCN	-50.037,70	-852,30	-59.098,07

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCN (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 15,52	-80,63	-185,10
2 - 3	15,52 - 17,1	-185,10	-195,73

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCN (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-2,35	-2,35
2 - 3	0 - 0	-2,35	-2,35



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

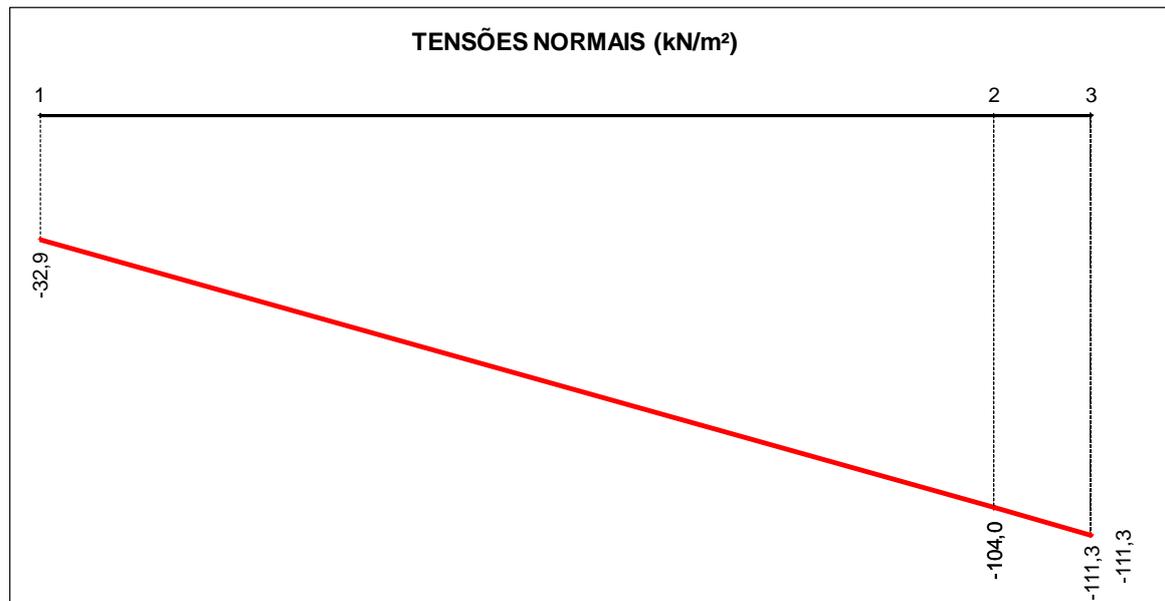
5.2.3.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-33.391,20		-0,48		16.027,78
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-21.247,20		2,75		-58.429,80
3	Empuxo de enrocamento submerso à Jusante		-419,20		-1,87	783,90
4	Empuxo de enrocamento saturado à Jusante		-12,40		-3,65	45,26
5	Empuxo de Água à Jusante		-5.383,80		-2,37	12.759,61
6	Subpressão	28.543,00		-0,40		-11.417,20

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-54.638,40	0,00	-42.402,02
CCE 1	-26.095,40	-5.815,40	-40.230,45

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 15,52	-32,92	-104,03
2 - 3	15,52 - 17,1	-104,03	-111,27

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-16,04	-16,04
2 - 3	0 - 0	-16,04	-16,04



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

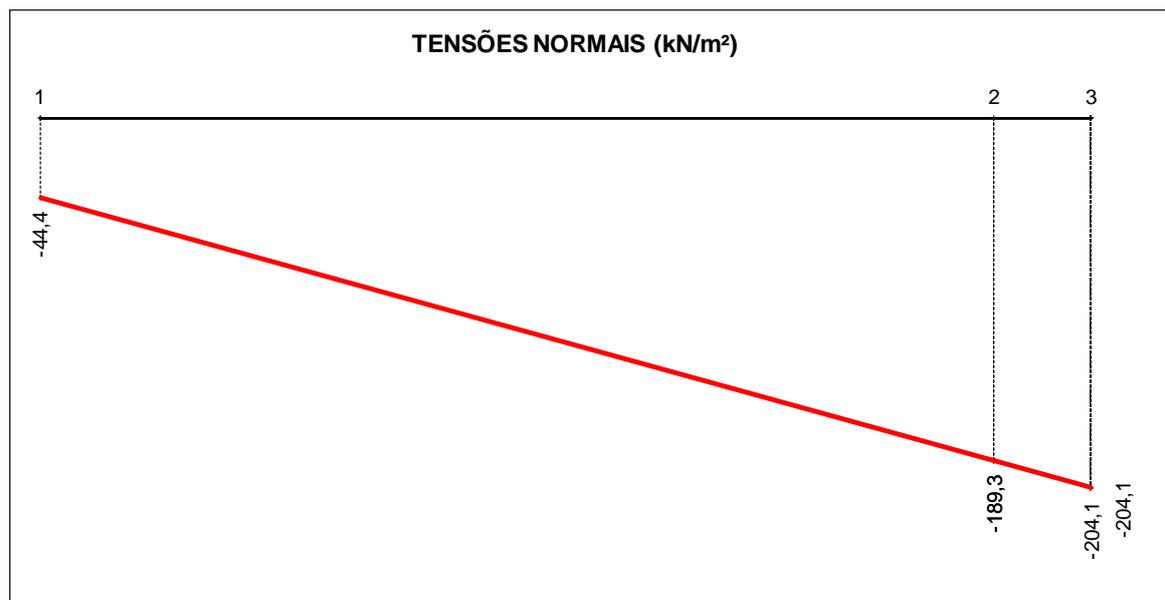
5.2.3.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-33.391,20		-0,48		16.027,78
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-21.247,20		2,75		-58.429,80
3	Empuxo de enrocamento submerso à Jusante		-0,40		-0,05	0,02
4	Empuxo de enrocamento saturado à Jusante		-849,80		-1,90	1.614,62
5	Empuxo de Água à Jusante		-2,10		-0,05	0,11
6	Subpressão	9.694,50		-4,25		-41.201,63

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-54.638,40	0,00	-42.402,02
CCE 2	-44.943,90	-852,30	-81.988,90

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 15,52	-44,37	-189,30
2 - 3	15,52 - 17,1	-189,30	-204,06

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-2,35	-2,35
2 - 3	0 - 0	-2,35	-2,35



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

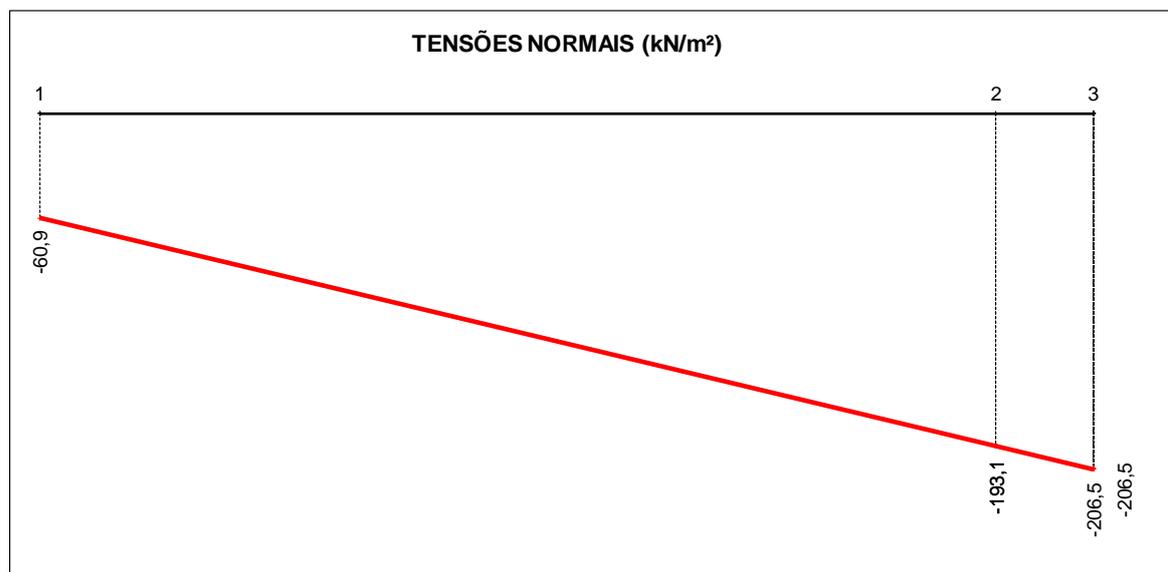
5.2.3.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-33.391,20		-0,48		16.027,78
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-21.247,20		2,75		-58.429,80
3	Empuxo estático de enrocamento submerso à Jusante		-0,30		-0,05	0,02
4	Empuxo estático de enrocamento saturado à Jusante		-486,20		-1,90	923,78
5	Empuxo de Água à Jusante		-2,10		-0,05	0,11
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.001,74		-0,48		-480,83
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	637,42		2,75		1.752,89
8	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		1.669,56		-8,46	-14.124,48
9	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		1.062,36		-1,78	-1.891,00
10	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		0,10		-0,06	-0,01
11	Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento submerso à Jusante		0,10		-0,09	-0,01
12	Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento saturado à Jusante		60,60		-3,80	-230,28
13	Subpressão	4.600,70		-3,98		-18.310,79

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-54.638,40	0,00	-42.402,02
CCE 3	-48.398,55	2.304,12	-74.762,62

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 15,52	-60,90	-193,07
2 - 3	15,52 - 17,1	-193,07	-206,52

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	6,35	6,35
2 - 3	0 - 0	6,35	6,35



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

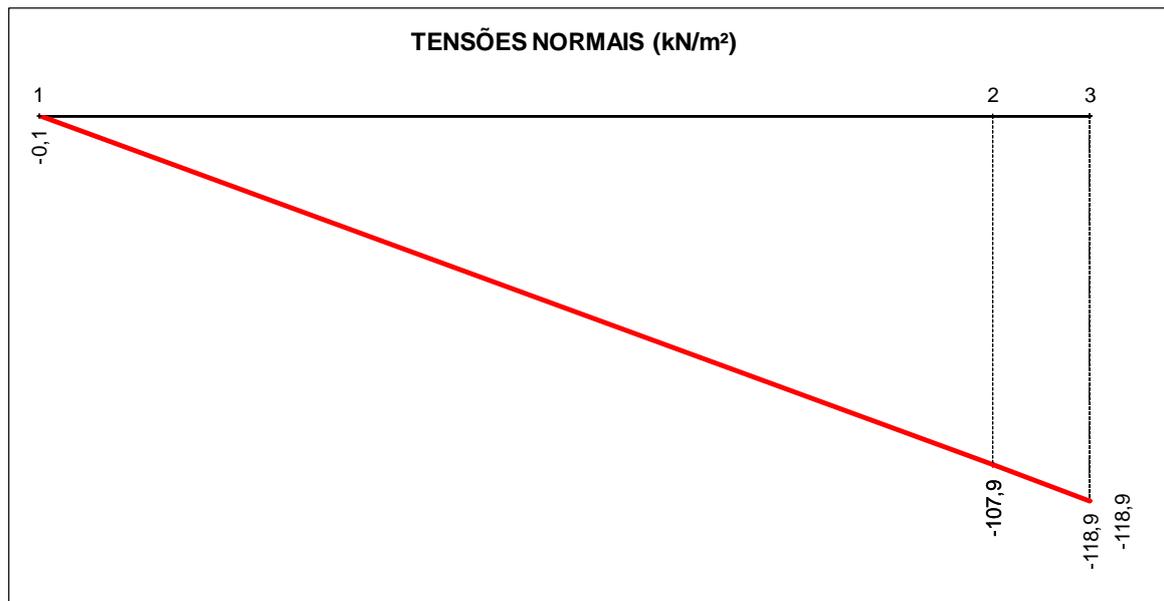
5.2.3.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-33.391,20		-0,48		16.027,78
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-21.247,20		2,75		-58.429,80
3	Empuxo de enrocamento submerso à Jusante		-419,20		-1,87	783,90
4	Empuxo de enrocamento saturado à Jusante		-12,40		-3,65	45,26
5	Empuxo de Água à Jusante		-5.383,80		-2,37	12.759,61
6	Subpressão	33.136,40		-0,97		-32.142,31

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-54.638,40	0,00	-42.402,02
CCL 1	-21.502,00	-5.815,40	-60.955,56

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 15,52	-0,14	-107,89
2 - 3	15,52 - 17,1	-107,89	-118,86

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-16,04	-16,04
2 - 3	0 - 0	-16,04	-16,04



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

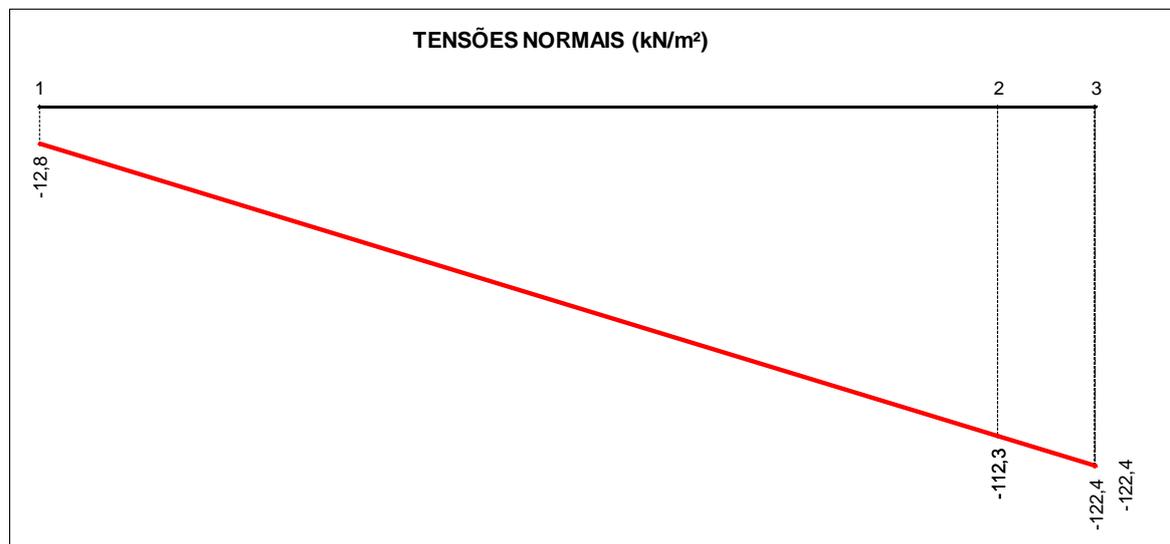
5.2.3.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m) - COM SISMO						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-33.391,20		-0,48		16.027,78
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-21.247,20		2,75		-58.429,80
3	Empuxo estático de enrocamento submerso à Jusante		-239,80		-1,87	448,43
4	Empuxo estático de enrocamento saturado à Jusante		-7,20		-3,65	26,28
5	Empuxo de Água à Jusante		-5.383,80		-2,37	12.759,61
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.001,74		-0,48		-480,83
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	637,42		2,75		1.752,89
8	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		1.669,56		-8,46	-14.124,48
9	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		1.062,36		-1,78	-1.891,00
10	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		286,30		-2,85	-815,96
11	Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento submerso à Jusante		29,90		-3,73	-111,53
12	Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento saturado à Jusante		1,00		-7,27	-7,27
13	Subpressão	28.543,00		-0,40		-11.417,20

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-54.638,40	0,00	-42.402,02
CCL 2	-24.456,25	-2.581,68	-56.263,08

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 15,52	-12,84	-112,30
2 - 3	15,52 - 17,1	-112,30	-122,42

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-7,12	-7,12
2 - 3	0 - 0	-7,12	-7,12



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

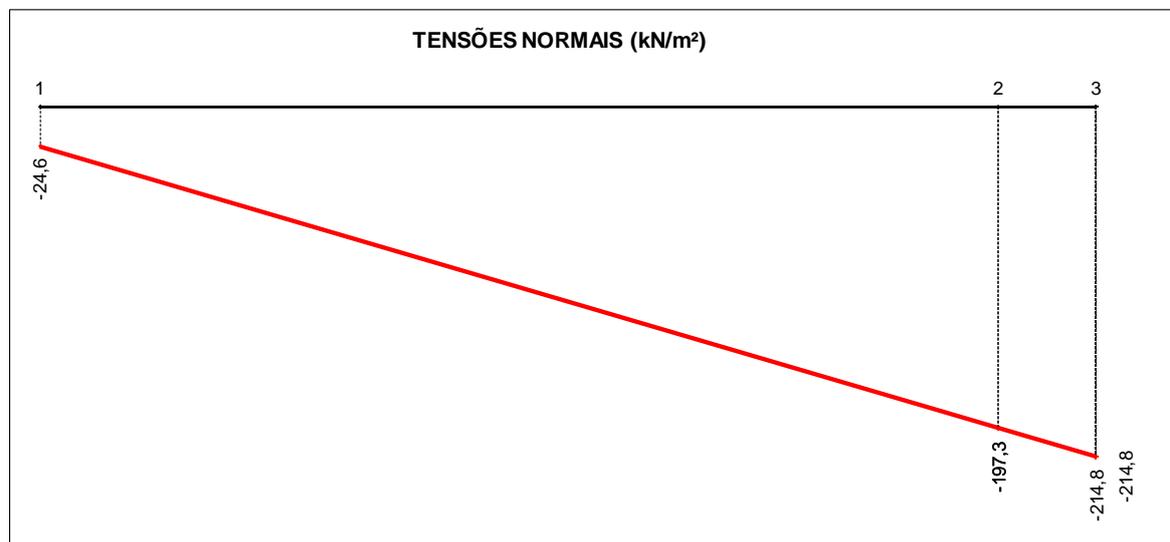
5.2.3.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-33.391,20		-0,48		16.027,78
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-21.247,20		2,75		-58.429,80
3	Empuxo estático de enrocamento submerso à Jusante		-0,30		-0,05	0,02
4	Empuxo estático de enrocamento saturado à Jusante		-486,20		-1,90	923,78
5	Empuxo de Água à Jusante		-2,10		-0,05	0,11
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.001,74		-0,48		-480,83
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	637,42		2,75		1.752,89
8	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		1.669,56		-8,46	-14.124,48
9	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		1.062,36		-1,78	-1.891,00
10	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		0,10		-0,06	-0,01
11	Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento submerso à Jusante		0,10		-0,09	-0,01
12	Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento saturado à Jusante		60,60		-3,80	-230,28
13	Subpressão	9.694,50		-4,25		-41.201,63

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-54.638,40	0,00	-42.402,02
CCL 3	-43.304,75	2.304,12	-97.653,46

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 15,52	-24,64	-197,27
2 - 3	15,52 - 17,1	-197,27	-214,85

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	6,35	6,35
2 - 3	0 - 0	6,35	6,35



Base 100% comprimida

5.2.4 Coeficientes de segurança encontrados

5.2.4.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	11,88	1,30
Tombamento – CST	7,41	1,50
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	49,26	1,50
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	89,58	1,00
Área da Base Comprimida	100%	100%

5.2.4.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,91	1,10
Tombamento – CST	1,72	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	3,77	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	20,05	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

5.2.4.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	5,64	1,10
Tombamento – CST	3,44	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	44,25	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	153,69	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

5.2.4.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	11,52	1,10
Tombamento – CST	4,92	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	17,63	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	57,99	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

5.2.4.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,65	1,10
Tombamento – CST	1,39	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	3,10	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	22,01	1,00
Área da Base Comprimida	100%	Resultante dentro da base

5.2.4.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,86	1,10
Tombamento – CST	1,54	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	7,95	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	50,45	1,00
Área da Base Comprimida	100%	Resultante dentro da base

5.2.4.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	5,47	1,10
Tombamento – CST	2,79	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	15,77	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	62,77	1,00
Área da Base Comprimida	100%	Resultante dentro da base

5.3 LAJE CENTRAL

A Laje Central foi dividida em dois trechos para o dimensionamento das barras de ancoragem, conforme mostra figura a seguir. À favor da segurança, desconsiderou-se a espessura de enchimento abaixo da laje.

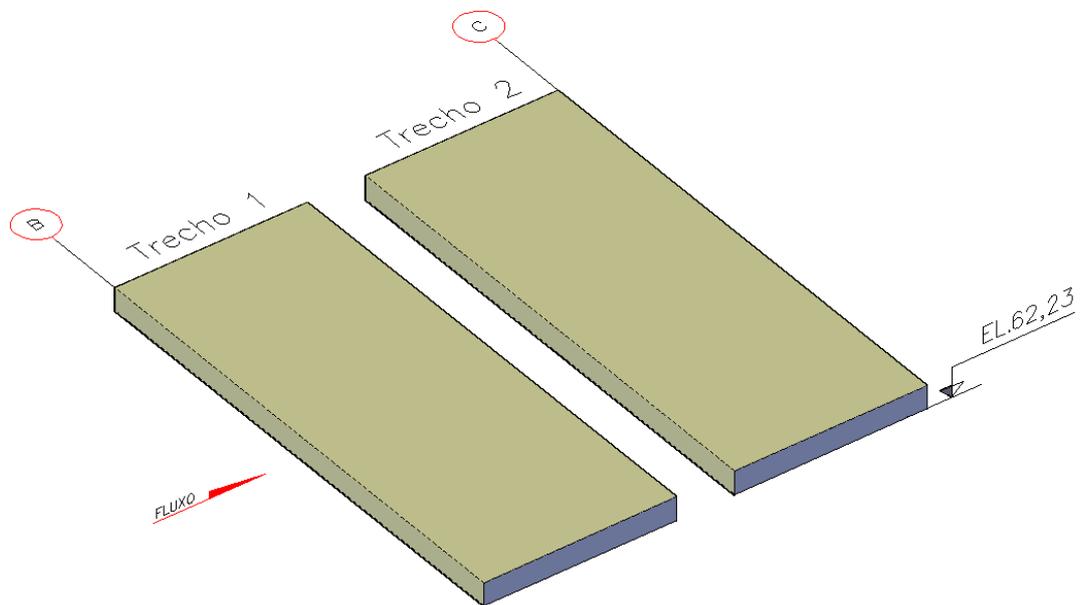


Figura 5.33 – Laje Central Eixos B e C – Divisão dos Trechos – Visualização 3D

5.3.1 Casos de Carregamento

5.3.1.1 Caso de Carregamento Normal – CCN

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

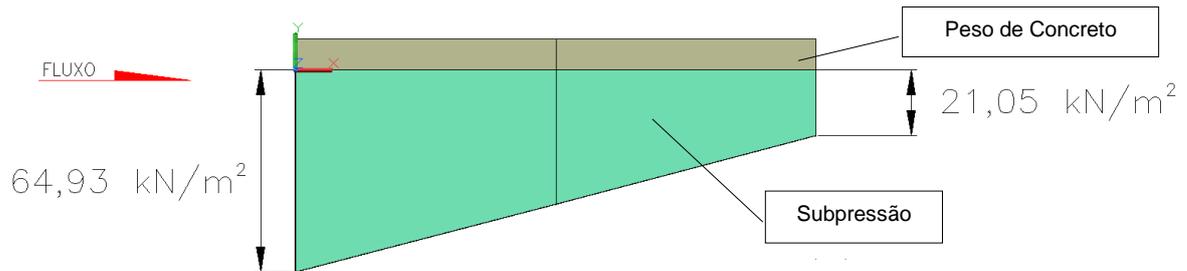


Figura 5.34 – Carregamentos CCN – Seção

5.3.1.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% operantes.

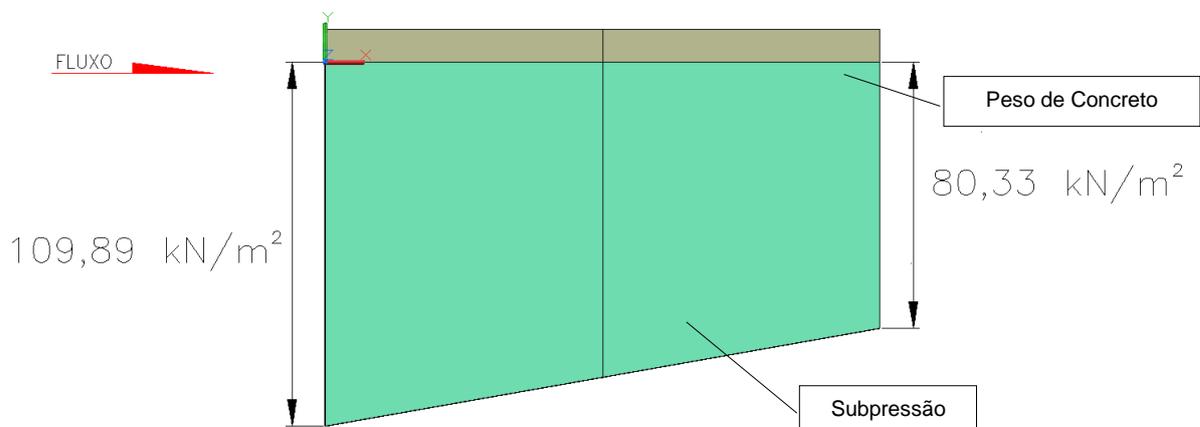


Figura 5.35 – Carregamentos CCE1 – Seção

5.3.1.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

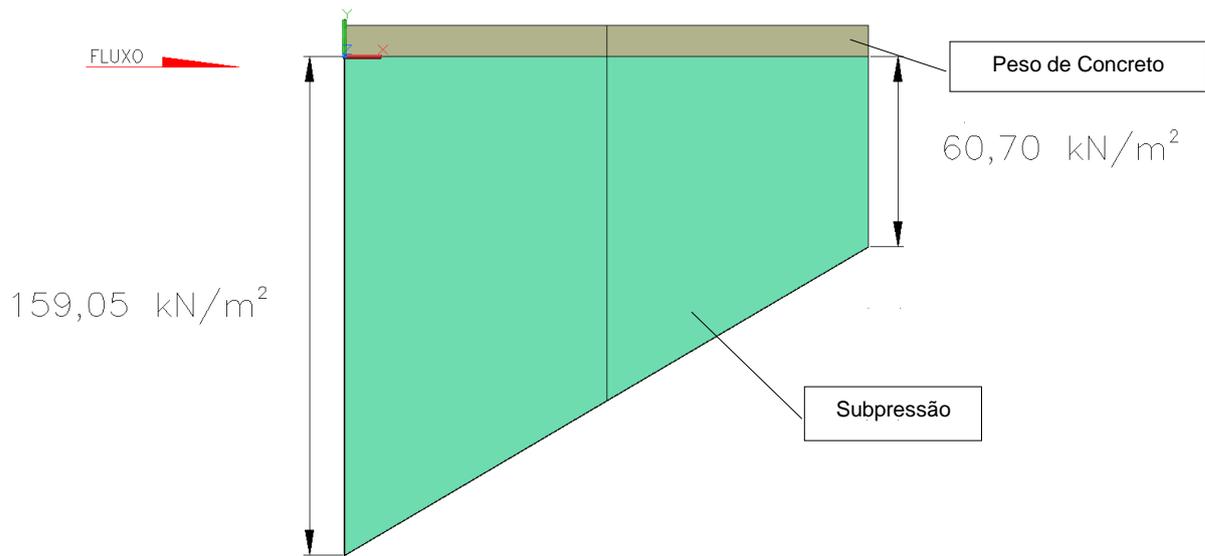


Figura 5.36 – Carregamentos CCE2 – Seção

5.3.1.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

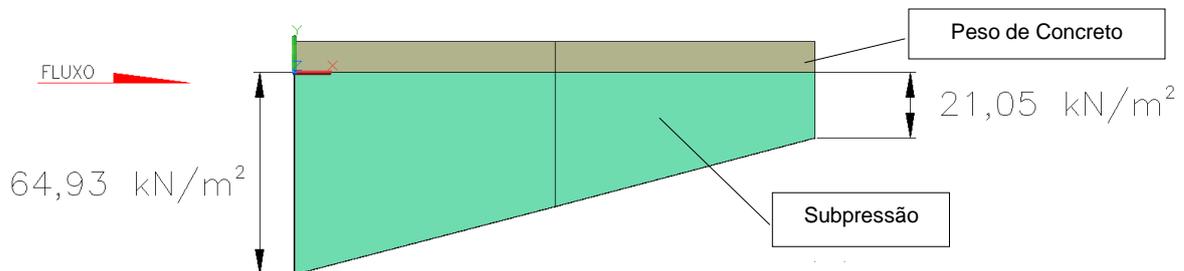


Figura 5.37 – Carregamentos CCE3 – Seção

5.3.1.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% inoperantes.

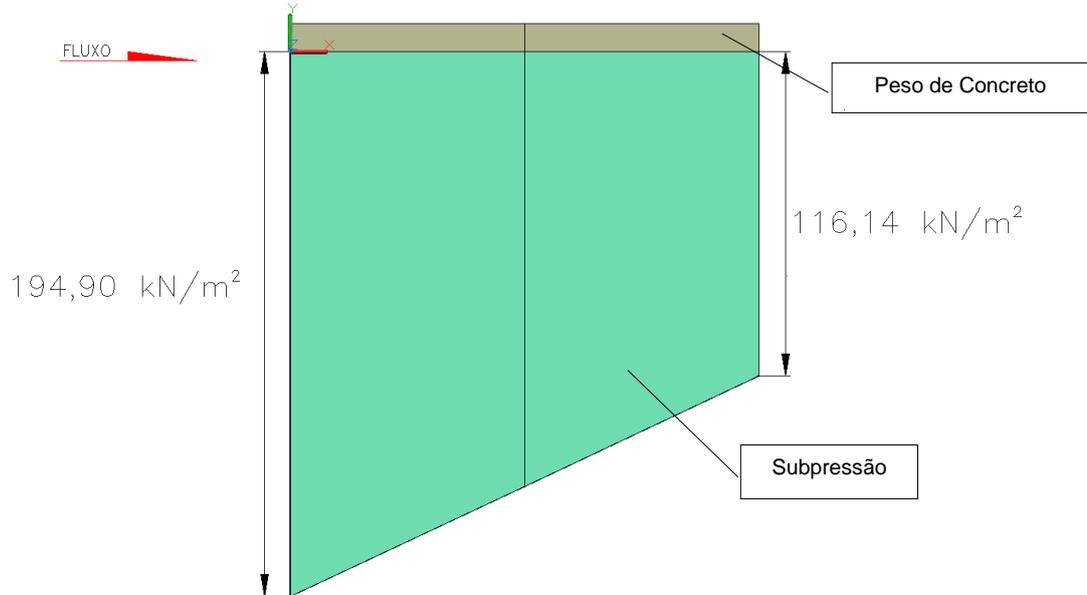


Figura 5.38 – Carregamentos CCL1 – Seção

5.3.1.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% operantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

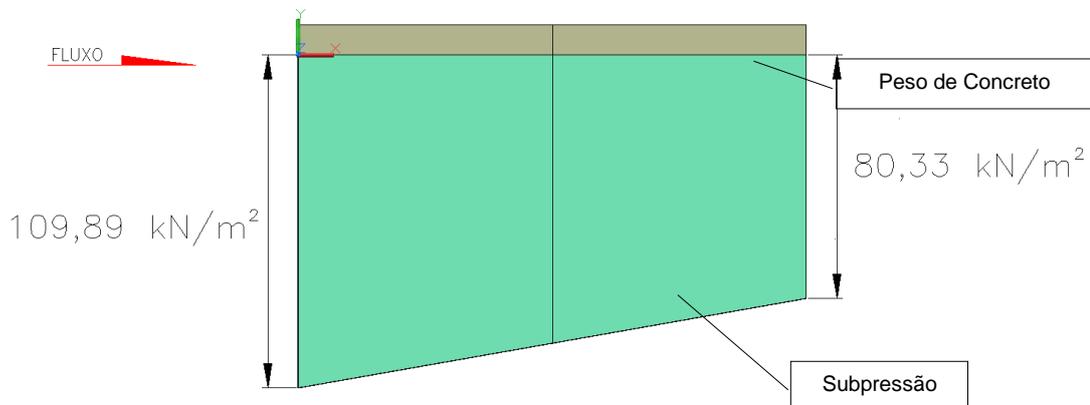


Figura 5.39 – Carregamentos CCL2 – Seção

5.3.1.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

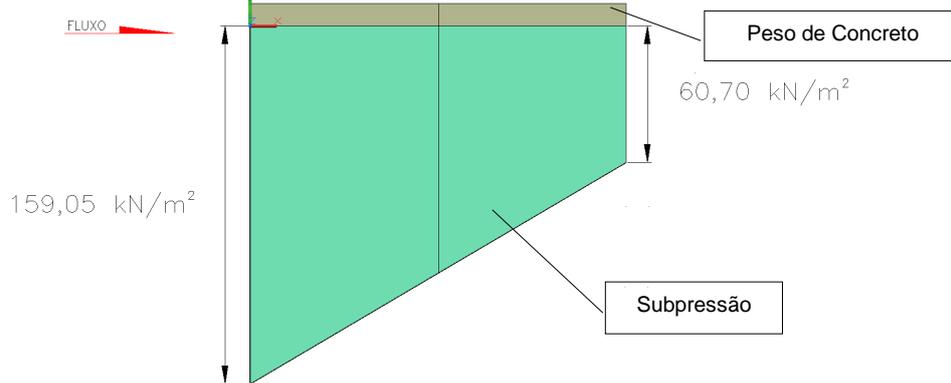


Figura 5.40 – Carregamentos CCL3 – Seção

5.3.2 Cálculo da Força atuante

5.3.2.1 Caso de Carregamento Normal – CCN – Trecho 1

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 1

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	4.248,00	kN
Volume Subpressão	955,14	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	9.551,42	kN
C.S.F. Adotado	1,30	
C.S.F. Encontrado	0,44	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	8.168,85	kN

5.3.2.2 Caso de Carregamento Normal – CCN – Trecho 2

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 2

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	4.248,00	kN
Volume Subpressão	566,76	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	5.667,64	kN
C.S.F. Adotado	1,30	
C.S.F. Encontrado	0,75	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	3.119,94	kN

UHE ITAOCARA I

5.3.2.3 *Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE 1 – Trecho 1*

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 1

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	4.248,00	kN
Volume Subpressão	1.814,30	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	18.143,04	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,23	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	15.709,34	kN

5.3.2.4 *Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE 1 – Trecho 2*

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 2

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	4.248,00	kN
Volume Subpressão	1.552,63	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	15.526,31	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,27	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	12.830,94	kN

5.3.2.5 *Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE 2 – Trecho 1*

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 1

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	4.248,00	kN
Volume Subpressão	2.380,10	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	23.801,05	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,18	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	21.933,15	kN

UHE ITAOCARA I

5.3.2.6 *Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE 2 – Trecho 2*

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 2

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	4.248,00	kN
Volume Subpressão	1.509,68	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	15.096,82	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,28	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	12.358,50	kN

5.3.2.7 *Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE 3 – Trecho 1*

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 1

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - Com Ação Sísmica	4.120,56	kN
Volume Subpressão	955,14	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	9.551,42	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,43	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	6.386,01	kN

5.3.2.8 *Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE 3 – Trecho 2*

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 2

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - Com Ação Sísmica	4.120,56	kN
Volume Subpressão	566,76	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	5.667,64	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,73	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	2.113,85	kN

UHE ITAOCARA I

5.3.2.9 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1 – Trecho 1

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 1

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	4.248,00	kN
Volume Subpressão	3.101,20	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	31.011,97	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,14	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	29.865,17	kN

5.3.2.10 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1 – Trecho 2

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 2

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	4.248,00	kN
Volume Subpressão	2.404,19	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	24.041,86	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,18	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	22.198,04	kN

5.3.2.11 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2 – Trecho 1

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 1

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - Com Ação Sísmica	4.120,56	kN
Volume Subpressão	1.814,30	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	18.143,04	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,23	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	15.836,78	kN

UHE ITAOCARA I

5.3.2.12 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2 – Trecho 2

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 2

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - Com Ação Sísmica	4.120,56	kN
Volume Subpressão	1.552,63	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	15.526,31	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,27	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	12.958,38	kN

5.3.2.13 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3 – Trecho 1

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 1

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - Com Ação Sísmica	4.120,56	kN
Volume Subpressão	2.380,10	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	23.801,05	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,17	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	22.060,59	kN

5.3.2.14 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3 – Trecho 2

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 2

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - Com Ação Sísmica	4.120,56	kN
Volume Subpressão	1.509,68	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	15.096,82	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,27	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	12.485,94	kN

5.3.3 Cálculo das Ancoragens

Com base nos resultados obtidos no item 5.3.2, será apresentado, a seguir, o cálculo de ancoragem para o Caso de Carregamento Limite 1, o qual apresentou os maiores valores de força atuante para os trechos 1 e 2 da Laje Central.

5.3.3.1 TRECHO 1

CÁLCULO DAS ANCORAGENS

Força Atuante (N)	29.865,17	kN
Área Total da Base	177,00	m ²
Força Atuante / m ²	168,73	kN/m ²
Tensão do Aço de Cálculo	36,5	kN/cm ²
Diâmetro Ancoragem (φ)	32	mm
Corrosão	2,00	mm
Diâmetro Útil Ancoragem	30,00	mm
Área de Aço	7,07	cm ²
Força Admissível Resistida pela Barra	258,00	kN/barra
1 barra a cada	1,53	m ²
Dimensão "a" da malha	1,30	m
Dimensão "b" da malha	1,10	m
Dimensão "b" adotado da malha	1,10	m

3) COMPRIMENTO DA BARRA EMBUTIDA NA ROCHA (L)

3.1) VERIFICAÇÃO DA ADERÊNCIA AÇO - ARGAMASSA

Força Resistida pela Barra (F)	258,00	kN
Diâmetro Ancoragem (φ)	32	mm
η ₁	2,25	
η ₂	1,00	
η ₃	1,00	
f _{ck}	20	MPa
$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} = \frac{0,3 \times 0,7 \times f_{ck}^{2/3}}{1,4}$	1,105	MPa
$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd}$	0,249	kN/cm ²
$L = \frac{F}{\pi \times \phi \times f_{bd}}$	103	cm

3.2) VERIFICAÇÃO DA ADERÊNCIA ARGAMASSA - ROCHA

Força Resistida pela Barra (F)	258,00	kN
Diâmetro Ancoragem (φ)	32	mm
Diâmetro do Furo φ _f	75	mm
τ _{RA}	4,00	kgf/cm ²
$L = \frac{F}{\pi \times \phi_f \times \tau_{RA}}$	274	cm

3.3) VERIFICAÇÃO DO ARRANCAMENTO

τ _{BR}	1,00	kgf/cm ²
distância entres ancoragens (e)	1,10	m
d1	0,95	m
Área do Cone (A _{cone})	1,90	m ²
Força Resistente (T) = τ _{BR} × A _{cone}	190,07	kN
Força Resistida pela Barra (F)	258,00	kN
$d1_{min} = \sqrt{\frac{F}{A_{cone} / d1^2 \times \tau_{BR}}}$	1,11	m
F.S. = T/F ≥ 1	0,74	NÃO OK! FAZER CÁLCULO DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA

UHE ITAOCARA I

O cálculo a seguir só precisa ser feito se o F.S. não atender.

$$V_{cone} = \frac{1}{3} \times \pi \times \left(\frac{e}{2}\right)^2 \times d_1 \quad 0,302 \text{ m}^3$$

$$V_{cilindro} = \pi \times r^2 \times (L - d1) \quad 1,699 \text{ m}^3$$

$$\gamma_{rocha,sub} \quad 16,00 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Peso de Rocha Submersa / barra} \quad 32,01 \text{ kN}$$

$$\text{Peso do Concreto/barra} \quad 36,70 \text{ kN}$$

$$\text{Subpressão/barra} \quad 267,91 \text{ kN}$$

$$P_R = C.S.A \times \text{Subpressão} - \text{Peso do Concreto} - \text{Peso da Rocha}$$

$$P_R \quad 226,00 \text{ kN}$$

$$F.S. = T/P_R \geq 1 \quad \mathbf{0,84} < 1 \quad \text{Comprimento L não está ok!}$$

O cálculo a seguir só precisa ser feito se o F.S. não atender.

$$V_{cilindro} = (C.S.A. \times \text{Subpressão} - T - \text{Peso do Concreto} - V_{cone} \times \gamma_{rocha}) / \gamma_{rocha}$$

$$V_{cilindro} = \quad 3,94 \text{ m}^3$$

$$L \quad 415,04 \text{ cm}$$

$$\text{Comprimento Total} = L + d1 \quad 510,31 \text{ cm}$$

3.4) COMPRIMENTO ADOTADO

Adotado o maior comprimento entre 3.1, 3.2 e 3.3

510 cm

4) COMPRIMENTO DA BARRA EMBUTIDA NA LAJE DE CONCRETO (L)

$$\text{Força Resistida pela Barra (F)} \quad 258,00 \text{ kN}$$

$$\text{Diâmetro Ancoragem } (\phi) \quad 32 \text{ mm}$$

$$\eta_1 \quad 2,25$$

$$\eta_2 \quad 1,00$$

$$\eta_3 \quad 1,00$$

$$f_{ck} \quad 16 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} = \frac{0,3 \times 0,7 \times f_{ck}^{2/3}}{1,4} \quad 0,952 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} \quad 2,14 \text{ MPa}$$

$$L = \frac{F}{\pi \times \phi \times f_{bd}} \quad 120 \text{ cm}$$

$$l_b = \frac{\phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} \quad 136 \text{ cm}$$

5.3.3.2 TRECHO 2

CÁLCULO DAS ANCORAGENS

Força Atuante (N)	22.198,04	kN
Área Total da Base	177,00	m ²
Força Atuante / m ²	125,41	kN/m ²
Tensão do Aço de Cálculo	36,5	kN/cm ²
Diâmetro Ancoragem (φ)	32	mm
Corrosão	2,00	mm
Diâmetro Útil Ancoragem	30,00	mm
Área de Aço	7,07	cm ²
Força Admissível Resistida pela Barra	258,00	kN/barra
1 barra a cada	2,06	m ²
Dimensão "a" da malha	1,30	m
Dimensão "b" da malha	1,50	m
Dimensão "b" adotado da malha	1,50	m

3) COMPRIMENTO DA BARRA EMBUTIDA NA ROCHA (L)

3.1) VERIFICAÇÃO DA ADERÊNCIA AÇO - ARGAMASSA

Força Resistida pela Barra (F)	258,00	kN
Diâmetro Ancoragem (φ)	32	mm
η ₁	2,25	
η ₂	1,00	
η ₃	1,00	
f _{ck}	20	MPa
$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} = \frac{0,3 \times 0,7 \times f_{ck}^{2/3}}{1,4}$	1,105	MPa
$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd}$	0,249	kN/cm ²
$L = \frac{F}{\pi \times \phi \times f_{bd}}$	103	cm

3.2) VERIFICAÇÃO DA ADERÊNCIA ARGAMASSA - ROCHA

Força Resistida pela Barra (F)	258,00	kN
Diâmetro Ancoragem (φ)	32	mm
Diâmetro do Furo φ _f	75	mm
τ _{RA}	4,00	kgf/cm ²
$L = \frac{F}{\pi \times \phi_f \times \tau_{RA}}$	274	cm

3.3) VERIFICAÇÃO DO ARRANCAMENTO

τ _{BR}	1,00	kgf/cm ²
distância entres ancoragens (e)	1,30	m
d1	1,13	m
Área do Cone (A _{cone})	2,65	m ²
Força Resistente (T) = τ _{BR} × A _{cone}	265,46	kN
Força Resistida pela Barra (F)	258,00	kN
$d1_{min} = \sqrt{\frac{F}{A_{cone} \times d1^2 \times \tau_{BR}}}$	1,11	m
F.S. = T/F ≥ 1	1,03	OK! NÃO É NECESSÁRIO FAZER CÁLCULO DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA

3.4) COMPRIMENTO ADOTADO

Adotado o maior comprimento entre 3.1, 3.2 e 3.3

274 cm

4) COMPRIMENTO DA BARRA EMBUTIDA NA LAJE DE CONCRETO (L)

Força Resistida pela Barra (F)	258,00	kN
Diâmetro Ancoragem (ϕ)	32	mm
η_1	2,25	
η_2	1,00	
η_3	1,00	
f_{ck}	16	MPa
$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} = \frac{0,3 \times 0,7 \times f_{ck}^{2/3}}{1,4}$	0,952	MPa
$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd}$	2,14	MPa
$L = \frac{F}{\pi \times \phi \times f_{bd}}$	120	cm
$l_b = \frac{\phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}}$	136	cm

5.3.4 Malha adotada

As ancoragens das Lajes Centrais da AM1 e AM2 foram adotadas conforme segue:

Trecho 1: $\Phi 32$ mm distribuída em uma malha de **1,30x1,10m** com comprimento total de **9,00m**, sendo 5,50m ancorados na rocha.

Trecho 2: $\Phi 32$ mm distribuída em uma malha de **1,30x1,50m** com comprimento total de **6,00m**, sendo 3,50m ancorados na rocha.

6. POÇO DE ACESSO À GALERIA DE DRENAGEM

Apresenta-se, neste item, os cálculos de estabilidade do Poço de Acesso à Galeria de Drenagem, conforme modelo apresentado a seguir.

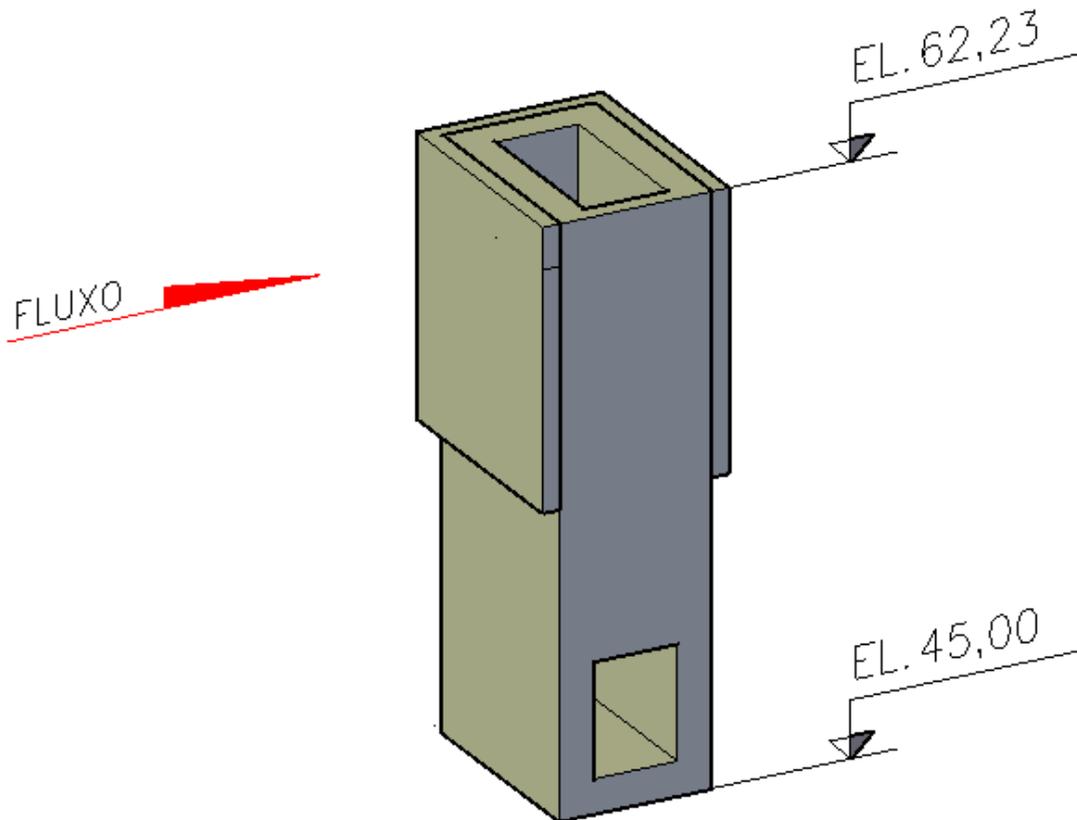


Figura 6.1 – Poço de Acesso à Galeria de Drenagem – Visualização 3D

6.1 CASOS DE CARREGAMENTO

6.1.1 Caso de Carregamento Normal – CCN

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

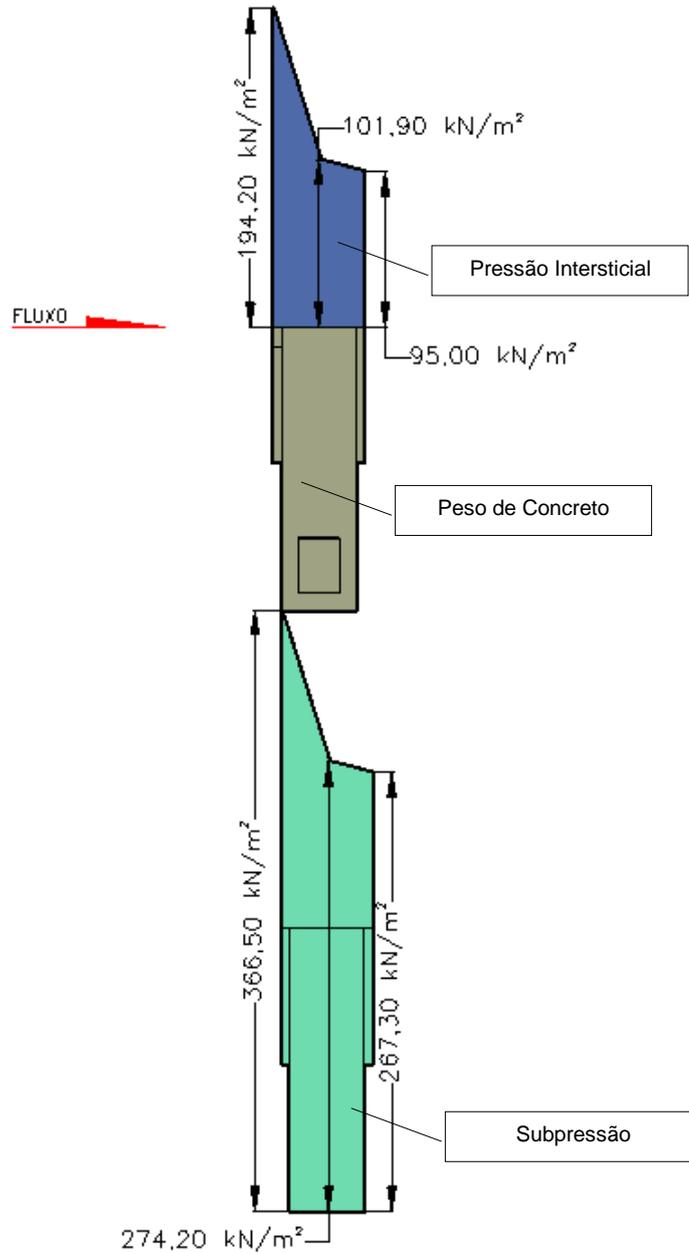


Figura 6.2 –Carregamentos CCN



UHE ITAOCARA I

6.1.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% operantes.

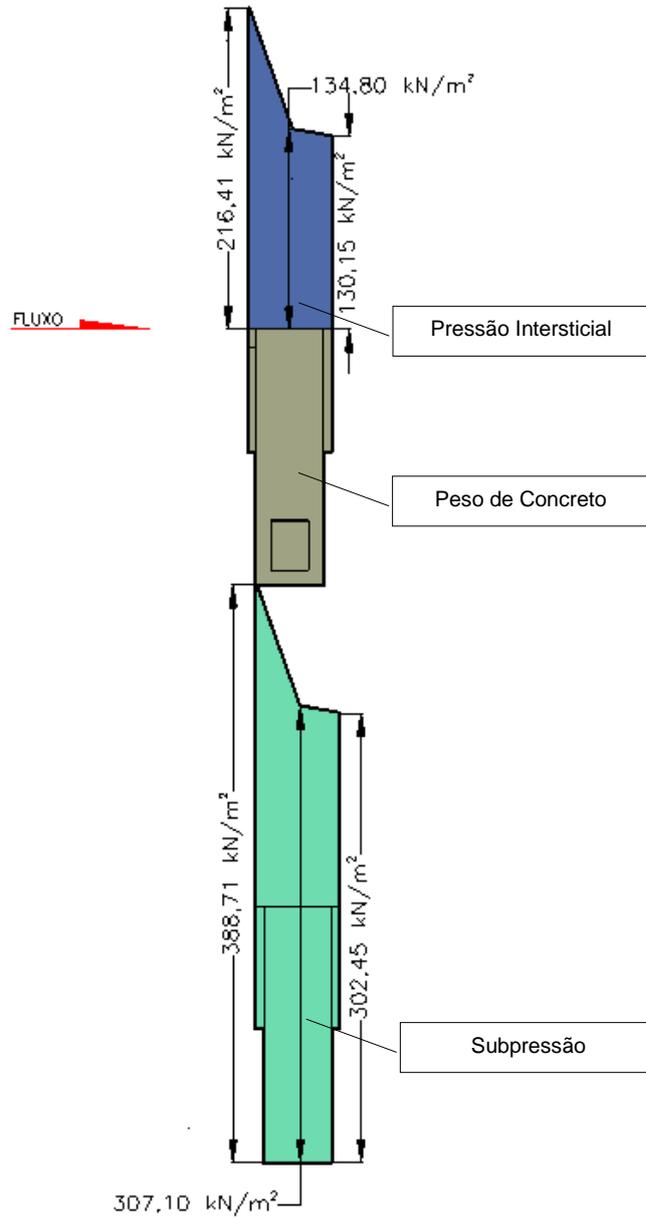


Figura 6.3 – Carregamentos CCE1 – Seção

6.1.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

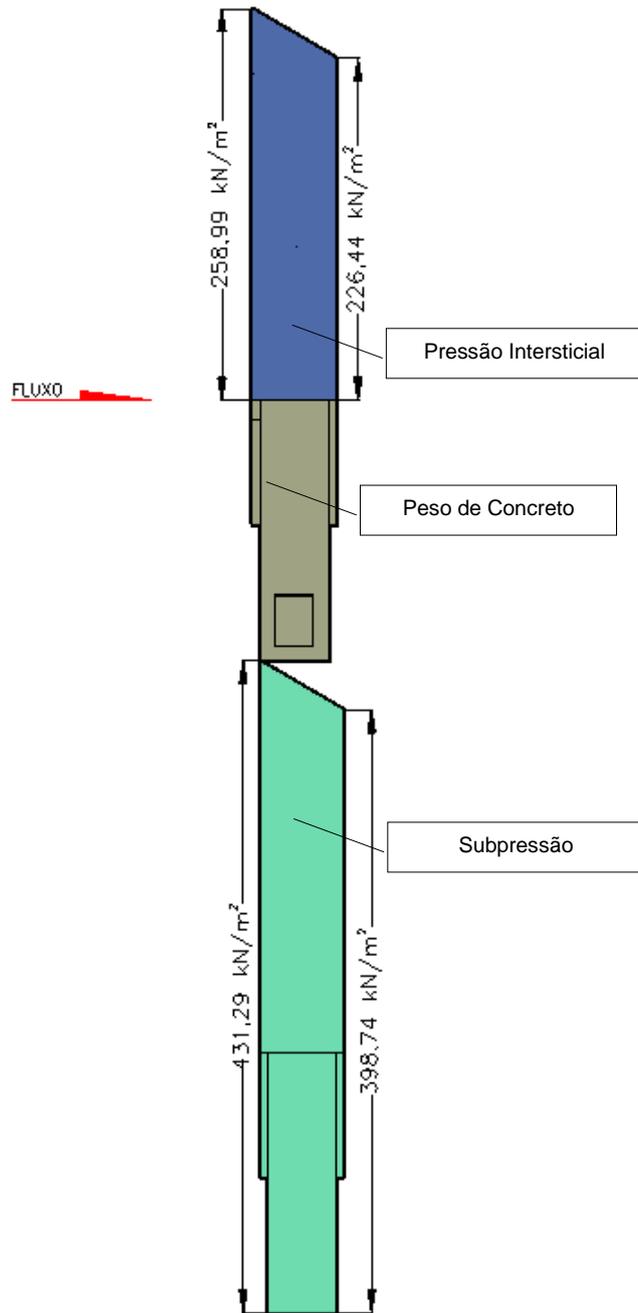


Figura 6.4 – Carregamentos CCE2 – Seção

6.1.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

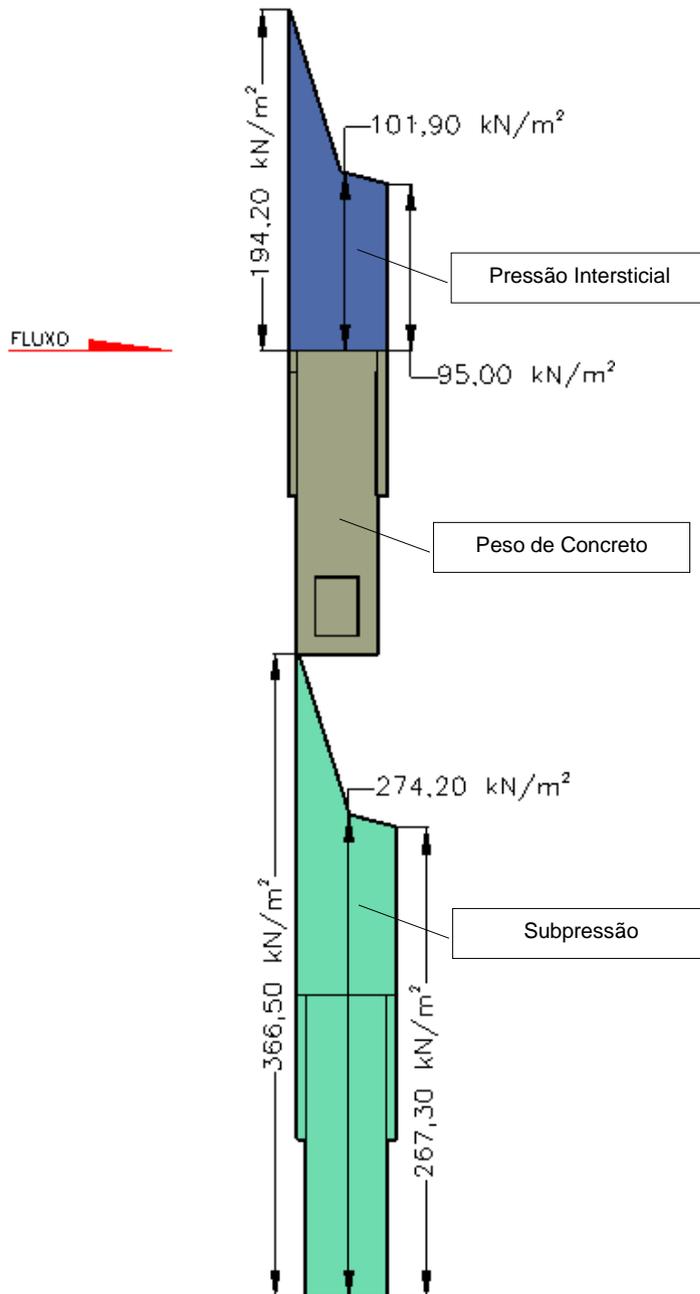


Figura 6.5 – Carregamentos CCE3 – Seção

6.1.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% inoperantes.

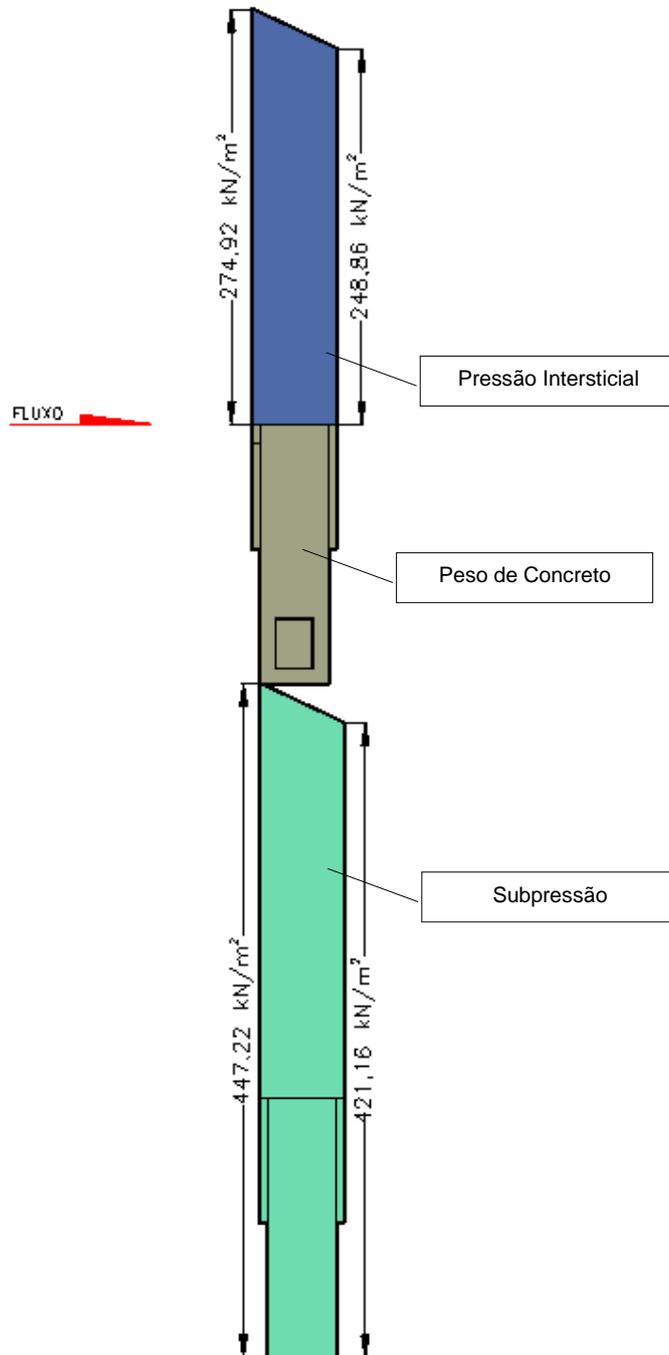


Figura 6.6 – Carregamentos CCL1 – Seção

6.1.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Drenos 100% operantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

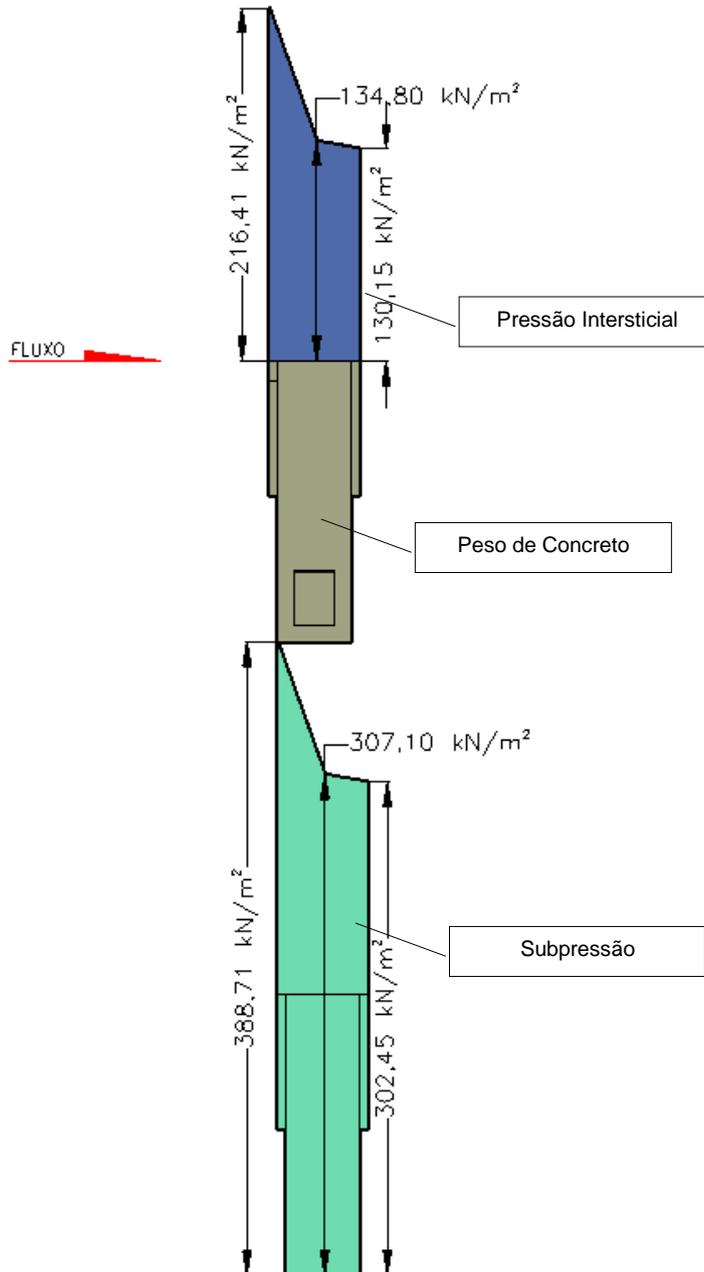


Figura 6.7 – Carregamentos CCL2 – Seção

6.1.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

Efeito sísmico..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

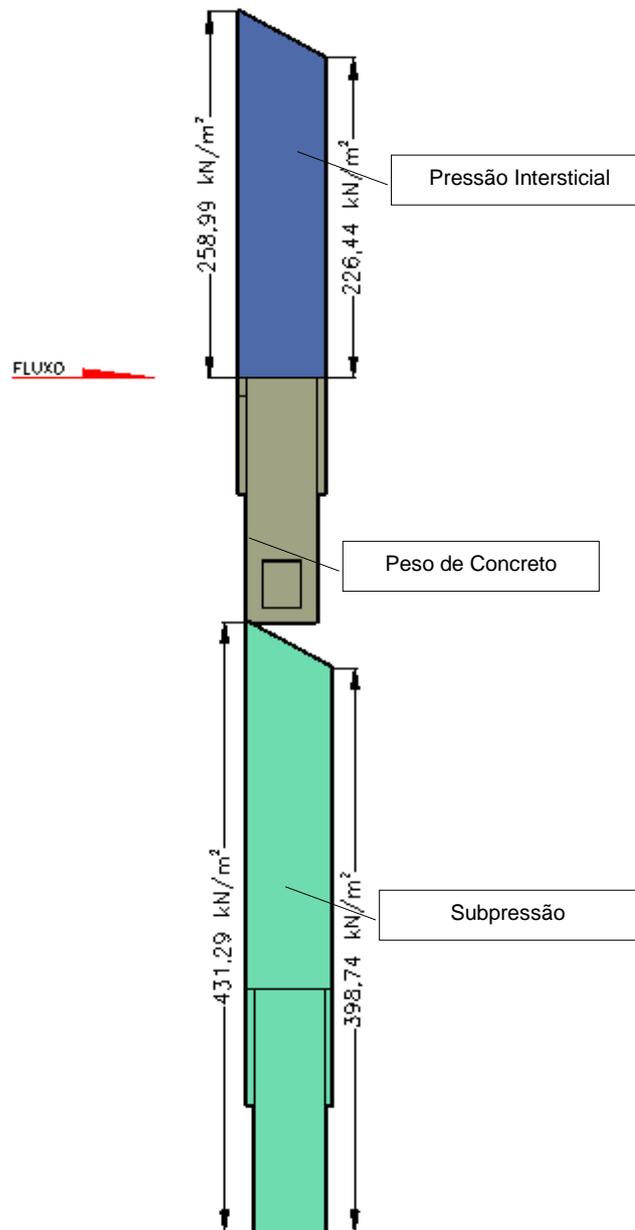


Figura 6.8 – Carregamentos CCL3 – Seção

UHE ITAOCARA I

6.2 CÁLCULO DA FORÇA ATUANTE

6.2.1 Caso de Carregamento Normal – CCN

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto	372,98	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	8.951,52	kN
Volume Pressão Intersticial	479,25	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Força de Pressão Intersticial	4.792,55	kN
Volume Subpressão	1.059,36	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	10.593,60	kN
C.S.F. Adotado	1,30	
C.S.F. Encontrado	1,30	NÃO É NECESSÁRIO ANCORAR

6.2.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE 1

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto	372,98	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	8.951,52	kN
Volume Pressão Intersticial	597,18	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Força de Pressão Intersticial	5.971,77	kN
Volume Subpressão	1.177,28	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	11.772,82	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	1,27	NÃO É NECESSÁRIO ANCORAR

6.2.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE 2

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto	372,98	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	8.951,52	kN
Volume Pressão Intersticial	934,45	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Força de Pressão Intersticial	9.344,45	kN
Volume Subpressão	1.514,55	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	15.145,50	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	1,21	NÃO É NECESSÁRIO ANCORAR

6.2.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE 3

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto	372,98	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - efeito sísmico	8.682,97	kN
Volume Pressão Intersticial	479,25	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Força de Pressão Intersticial	4.792,55	kN
Volume Subpressão	1.059,36	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	10.593,60	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	1,27	NÃO É NECESSÁRIO ANCORAR

6.2.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto	372,98	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	8.951,52	kN
Volume Pressão Intersticial	1.008,26	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Força de Pressão Intersticial	10.082,63	kN
Volume Subpressão	1.588,37	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	15.883,68	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	1,20	NÃO É NECESSÁRIO ANCORAR

6.2.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto - efeito sísmico	372,98	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - efeito sísmico	8.682,97	kN
Volume Pressão Intersticial	597,18	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Força de Pressão Intersticial	5.971,77	kN
Volume Subpressão	1.177,28	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	11.772,82	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	1,24	NÃO É NECESSÁRIO ANCORAR

6.2.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto - efeito sísmico	372,98	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - efeito sísmico	8.682,97	kN
Volume Pressão Intersticial	934,45	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Força de Pressão Intersticial	9.344,45	kN
Volume Subpressão	1.514,55	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	15.145,50	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	1,19	NÃO É NECESSÁRIO ANCORAR

6.2.8 Ancoragens

Conforme resultados apresentados nos itens 6.2.1 a 6.2.7, os coeficientes de flutuação foram atendidos, portanto, não há necessidade de utilizar barras de ancoragem para estabilizar a estrutura.

7. BLOCO LATERAL

Apresenta-se, neste item, os cálculos de estabilidade do Bloco Lateral, conforme modelo apresentado a seguir.

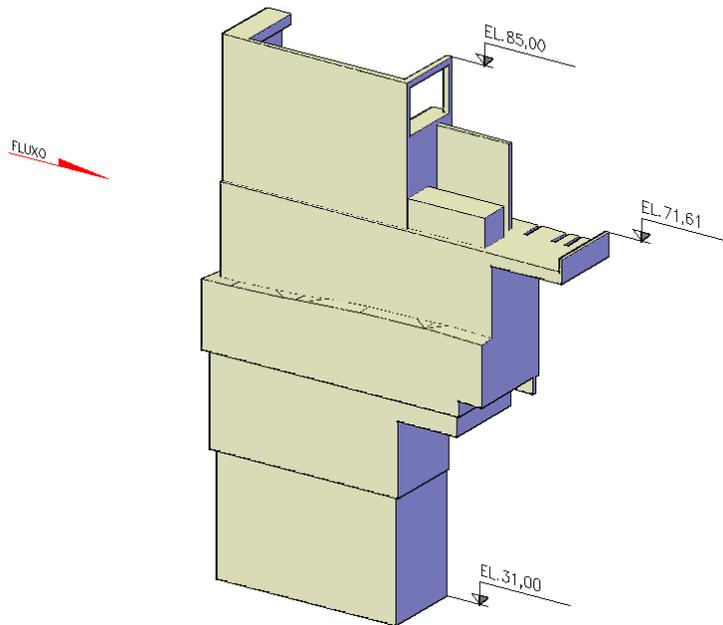


Figura 6.9 – Bloco Lateral –Visualização 3D – Vista de Jusante

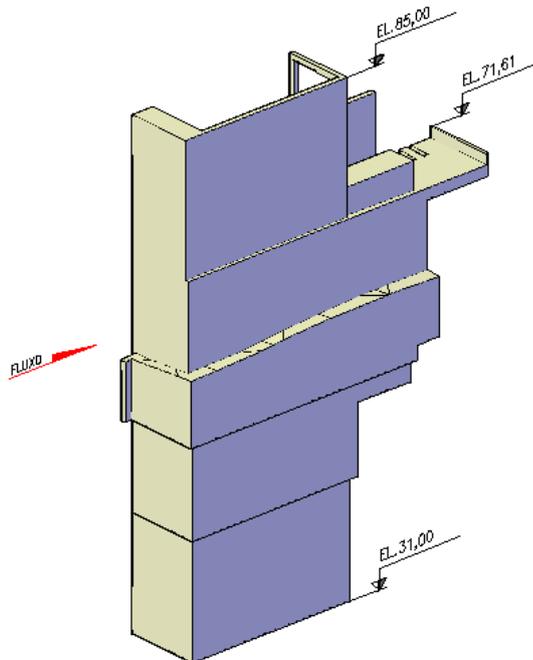


Figura 6.10 – Bloco Lateral –Visualização 3D – Vista de Montante

7.1 CASOS DE CARREGAMENTO

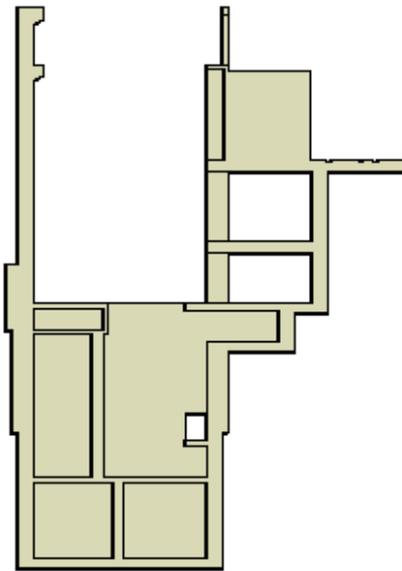
Como o Bloco Lateral não possui galeria de drenagem, foram analisados apenas os seguintes casos: CCN, CCE1, CCE3 e CCL2.

7.1.1 Caso de Carregamento Normal – CCN

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

N.A. MÁX. NORMAL EL. 89,60



N.A. MÁX. NORMAL EL. 61,14

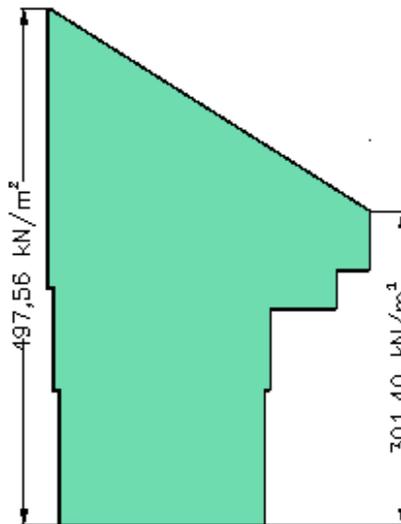


Figura 6.11 – Carregamentos CCN – Seção

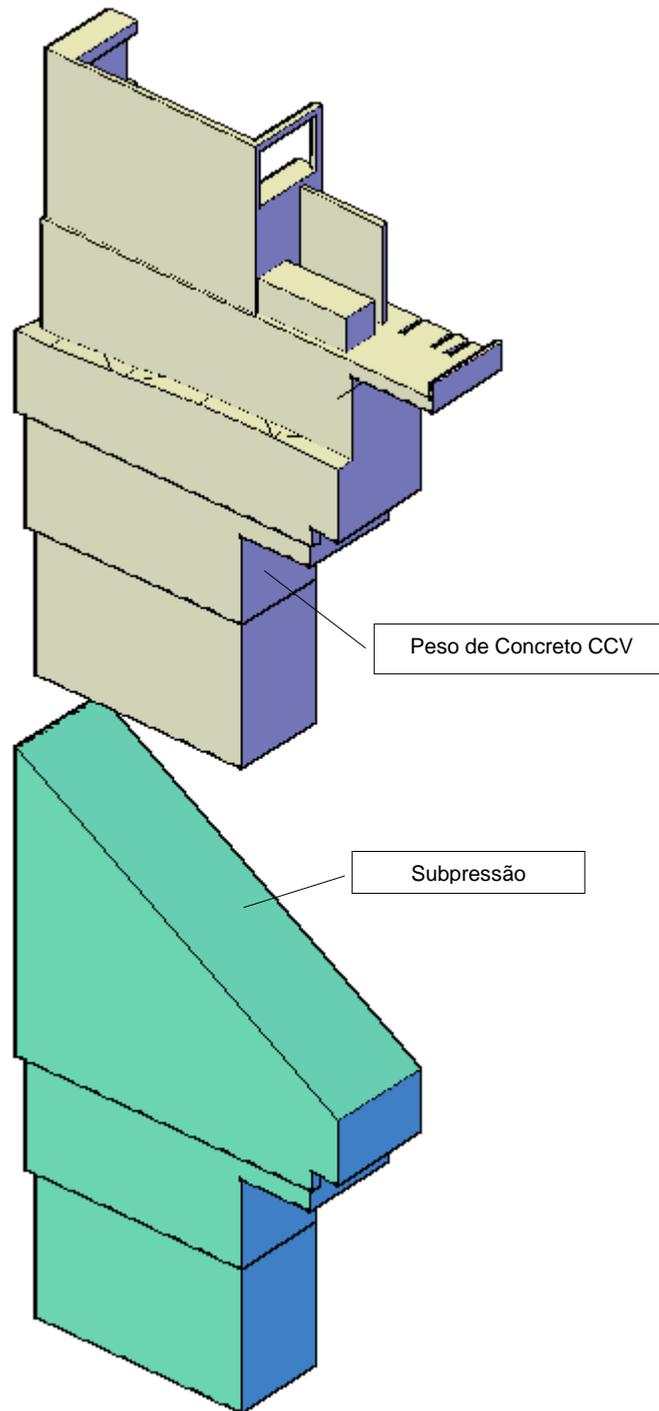


Figura 6.12 – Carregamentos CCN – Visualização 3D

7.1.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

N.A.MÁX.MAX. EL.90,90

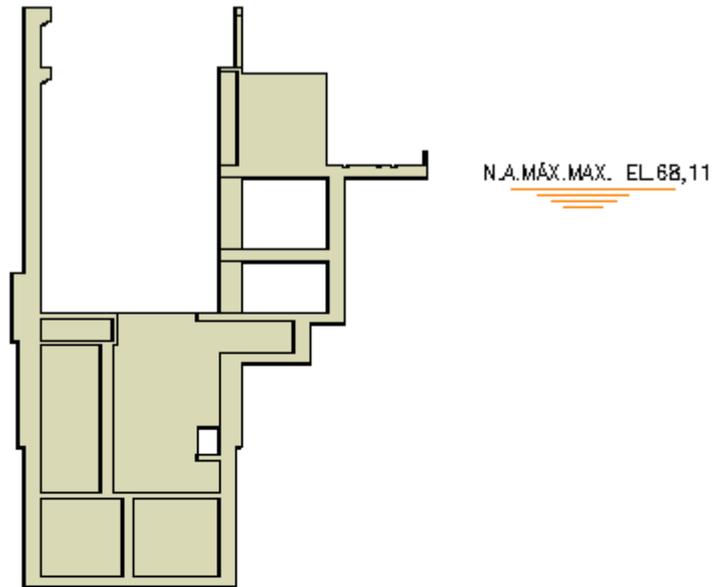


Figura 6.13 – Carregamentos CCE1 – Seção

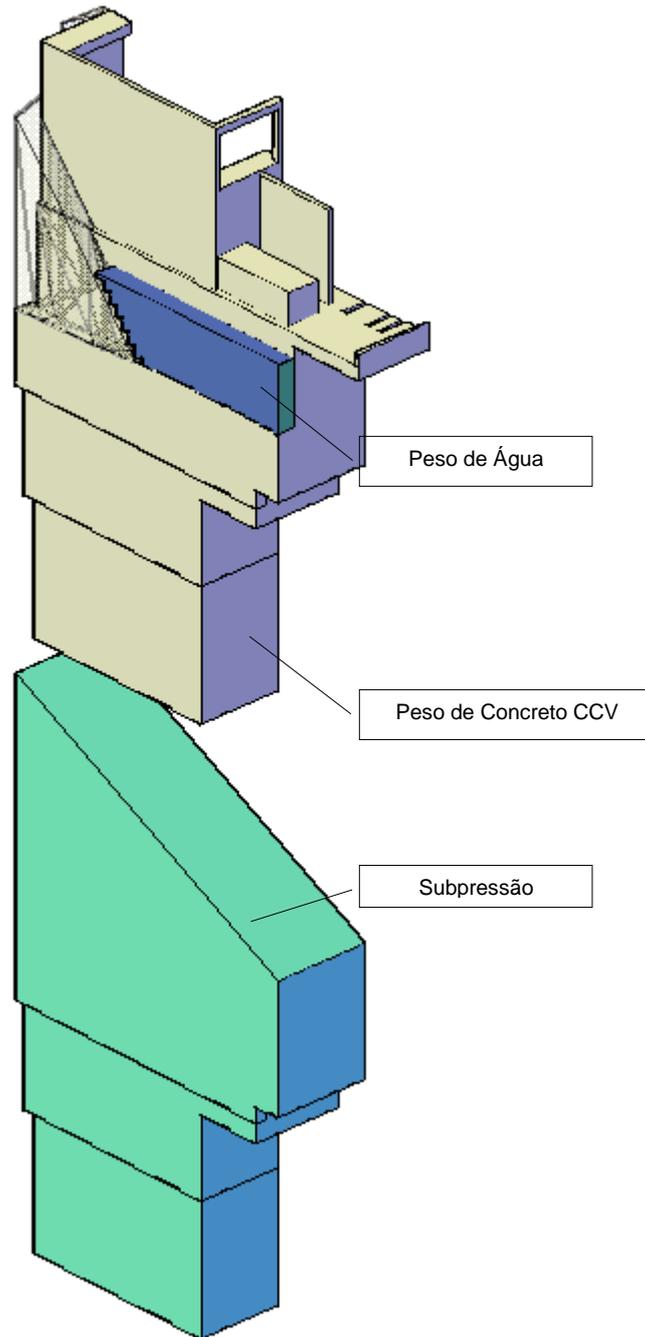


Figura 6.14 – Carregamentos CCE1 – Visualização 3D

7.1.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Efeito sísmico.....Aceleração vertical 0,03g

N.A. MÁX. NORMAL EL. 89,60

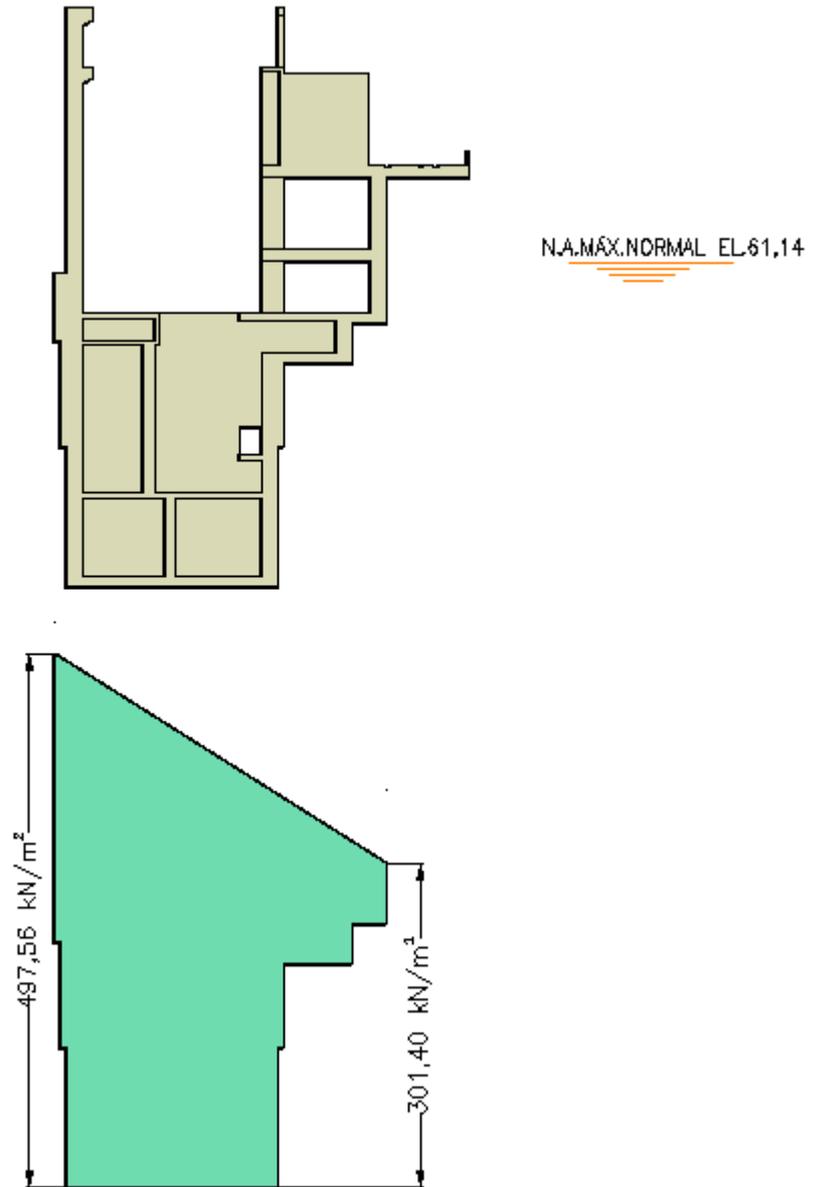


Figura 6.15 – Carregamentos CCE2 – Seção

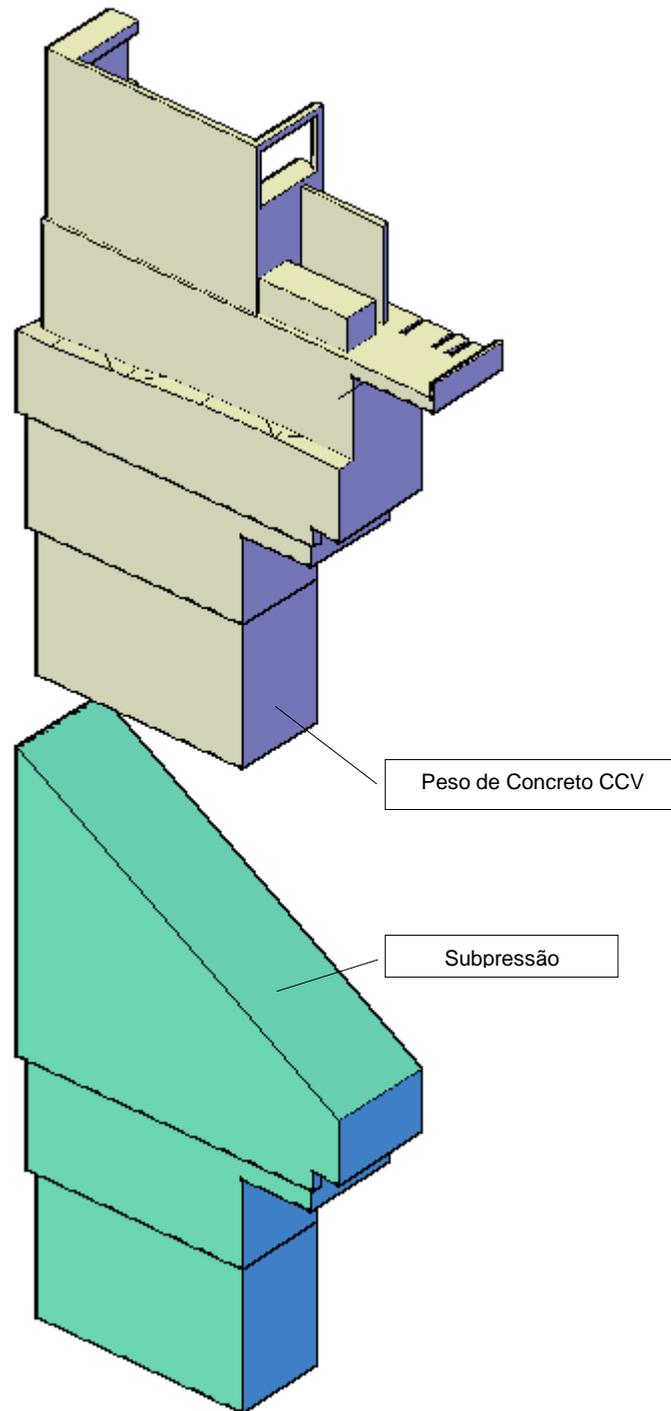


Figura 6.16 – Carregamentos CCE2 – Visualização 3D

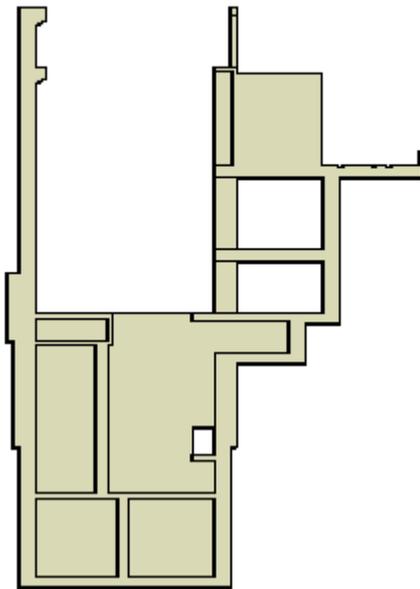
7.1.4 Caso de Carregamento Limite – CCL

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): 68,11 m

Efeito sísmico.....Aceleração vertical 0,03g

N.A.MÁX.MAX. EL.90,90



N.A.MÁX.MAX. EL.68,11

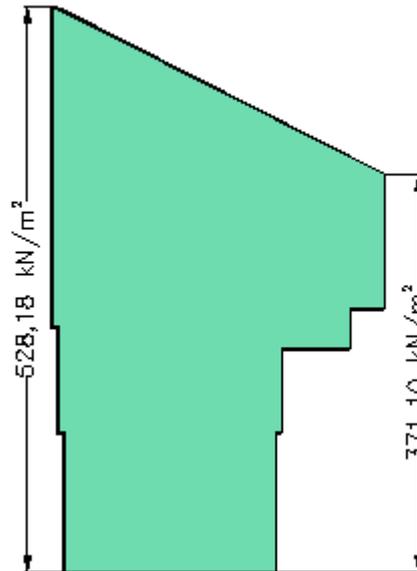


Figura 6.17 – Carregamentos CCL – Seção

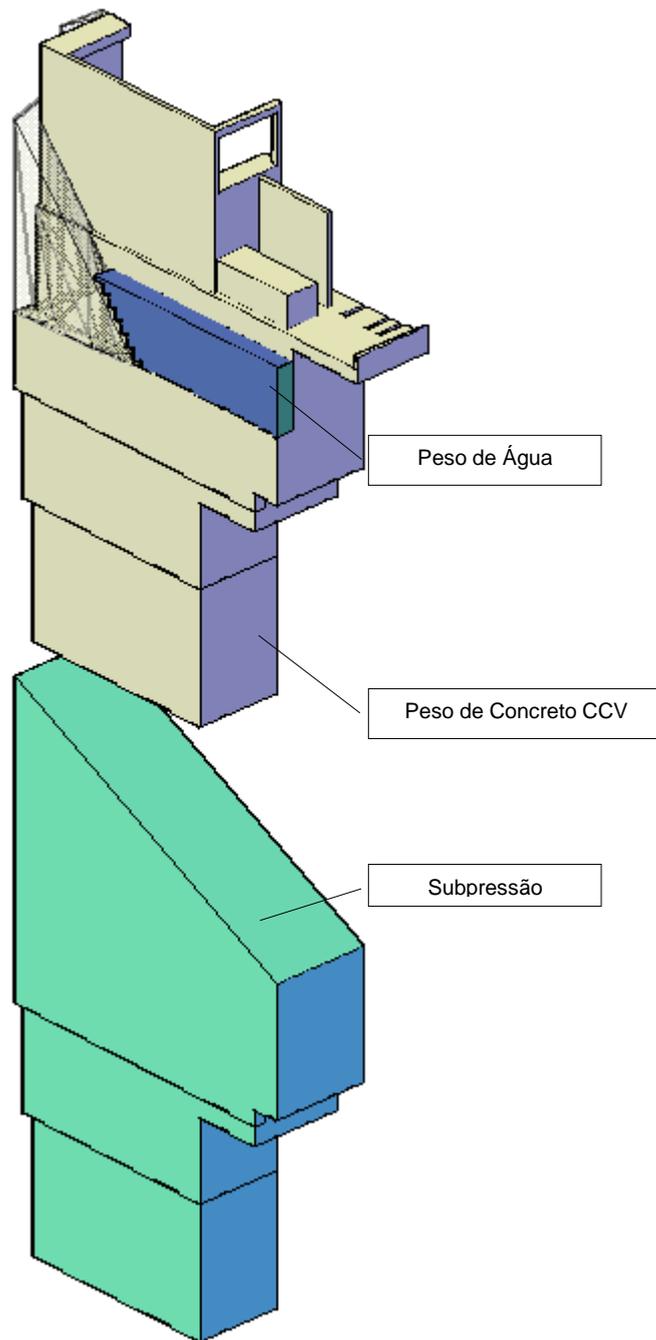


Figura 6.18 – Carregamentos CCL – Visualização 3D

7.2 CÁLCULO DA FORÇA ATUANTE

7.2.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto	4.271,76	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	102.522,24	kN
Volume Subpressão	8.852,09	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	88.520,90	kN
C.S.F. Adotado	1,30	
C.S.F. Encontrado	1,16	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	12.554,93	kN

7.2.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto	4.271,76	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	102.522,24	kN
Volume de Água	182,30	kN
$\gamma_{\text{água}}$	10,00	kN/m ³
Força Peso de Água	1.823,00	kN
Peso Total	104.345,24	kN
Volume Subpressão	10.285,14	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	102.851,40	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	1,01	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	8.791,30	kN

7.2.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto - Efeito Sísmico	4.143,61	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	99.446,57	kN
Volume Subpressão	8.852,09	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	88.520,90	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	1,12	NÃO É NECESSÁRIO ANCORAR

7.2.4 Caso de Carregamento Limite – CCL

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto - Efeito Sísmico	4.143,61	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	99.446,57	kN
Volume de Água - Efeito Sísmico	176,83	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10,00	kN/m ³
Força Peso de Água	1.768,31	kN
Peso Total	101.214,88	kN
Volume Subpressão	10.285,14	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	102.851,40	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,98	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	11.921,66	kN

7.3 CÁLCULO DAS ANCORAGENS

Com base nos resultados obtidos no item 7.2, será apresentado, a seguir, o cálculo de ancoragem para o Caso de Carregamento Normal, o qual apresentou os maiores valores de força atuante para o Bloco Lateral.

CÁLCULO DAS ANCORAGENS

Força Atuante (N)	12.554,93	kN
Área Total da Base	220,05	m ²
Força Atuante / m ²	57,05	kN/m ²
Tensão do Aço de Cálculo	23,0	kN/cm ²
Diâmetro Ancoragem (ϕ)	25	mm
Corrosão	1,56	mm
Diâmetro Útil Ancoragem	23,44	mm
Área de Aço	4,31	cm ²
Força Admissível Resistida pela Barra	99,23	kN/barra
1 barra a cada	1,74	m ²
Dimensão "a" da malha	1,30	m
Dimensão "b" da malha	1,34	m
Dimensão "b" adotado da malha	1,30	m

3) COMPRIMENTO DA BARRA EMBUTIDA NA ROCHA (L)

3.1) VERIFICAÇÃO DA ADERÊNCIA AÇO - ARGAMASSA

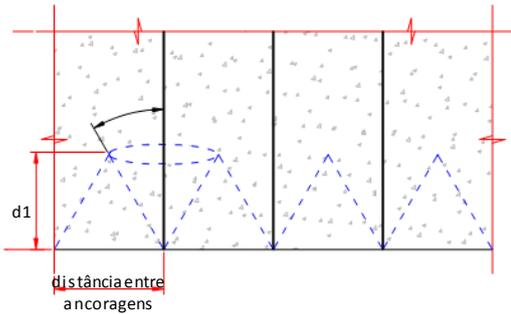
Força Resistida pela Barra (F)	99,23	kN
Diâmetro Ancoragem (ϕ)	25	mm
η_1	2,25	
η_2	1,00	
η_3	1,07	
f_{ck}	20	MPa
	1,105	MPa
	0,266	kN/cm ²
	47	cm

3.2) VERIFICAÇÃO DA ADERÊNCIA ARGAMASSA - ROCHA

Força Resistida pela Barra (F)	99,23	kN
Diâmetro Ancoragem (ϕ)	25	mm
Diâmetro do Furo ϕ_f	64	mm
τ_{RA}	4,00	kgf/cm ²
	124	cm

UHE ITAOCARA I

3.3) VERIFICAÇÃO DO ARRANCAMENTO

τ_{BR}	1,00	kgf/cm ²	VAR	
distância entre ancoragens (e)	1,30	m		
d1	1,13	m		
Área do Cone (A_{cone})	2,65	m ²		
Força Resistente ($T = \tau_{BR} \times A_{cone}$)	265,46	kN		
Força Resistida pela Barra (F)	99,23	kN		
	0,69	m		
F.S. = $T/F \geq 1$	2,68	OK! NÃO É NECESSÁRIO FAZER CÁLCULO DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA		

7.4 MALHA ADOTADA

Será adotada a seguinte malha: $\Phi 25\text{mm}$ distribuída em uma malha de **1,30 x 1,30m** com comprimento total de **5,00m**, sendo 3,50m ancorados na rocha e 1,50m na laje de concreto do Bloco Lateral.

8. CONCLUSÃO

As estruturas de Montante e Jusante das Áreas de Montagem AM1 e AM2 e o Poço de Acesso à Galeria de Drenagem são estáveis em todas as verificações, atendendo aos coeficientes de segurança definidos nos Critérios de Projeto da UHE Itaocara I.

As Lajes Centrais das Áreas de Montagem AM1 e AM2 e o Bloco Lateral são estáveis em todas estas verificações considerando a adoção de barras de ancoragem.



**ANEXO A – UHE ITAOCARA I – JUSTIFICATIVA SOBRE ADOÇÃO DE
PARÂMETROS GEOMECÂNICOS NA INTERFACE ROCHA/CONCRETO**

UHE ITAOCARA I – RIO PARAÍBA DO SUL - DIVISA RJ/MG

PARÂMETROS ADOTADOS PARA O MACIÇO ROCHOSO DE FUNDAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO (DESCARREGADOR DE FUNDO E CASA DE FORÇA)

O maciço rochoso de fundação, previsto para assentamento das estruturas de concreto da Casa de Força, Tomada de Água e Descarregador de Fundo, é formado por Granitos Gnaisses e Migmatitos da Zona de Cisalhamento do Paraíba do Sul, caracterizado pelos furos de sondagens executados (SR-22 e SR-112), nos locais de construção dessas estruturas.

O mesmo é caracterizado por um maciço são, pouco fraturado (F2/F3), levemente alterado a são (A2/A1), muito coerente (C2/C1), cujos valores de RQD ficam entre 70% e 90%, sendo de boa qualidade geomecânica, com índices de GSI variando entre 70 e 80.

Com base nessas informações foi possível estimar os parâmetros de resistência do maciço de fundação através do programa *RocLab* (ver **Figura 1**), considerando-se taludes de escavação com 50 m de altura, como segue abaixo:

- GSI (*Geological Strength Index*) = 70 (ver **Figura 2**);
- $M_i = 23$;
- Fator de distúrbio: 0,7 (maciço escavado adequadamente, sem distúrbios)
- Módulo de deformabilidade da rocha intacta; 48.600 MPa
- Resistência a compressão uniaxial: 120 MPa

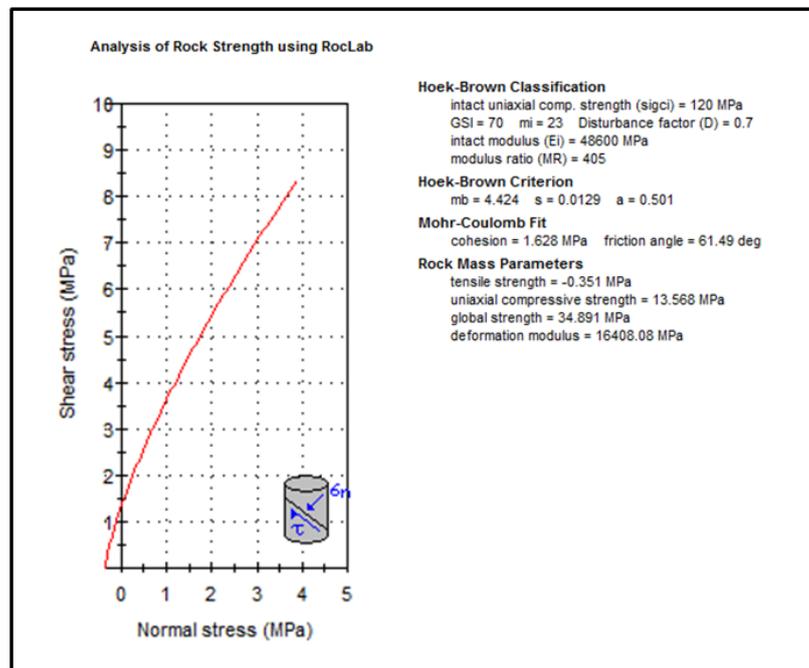


FIGURA 1 – Análise de Resistência do Maciço de Fundação esperado para as estruturas de concreto da UHE Itaocara I, utilizando o *software RocLab*.

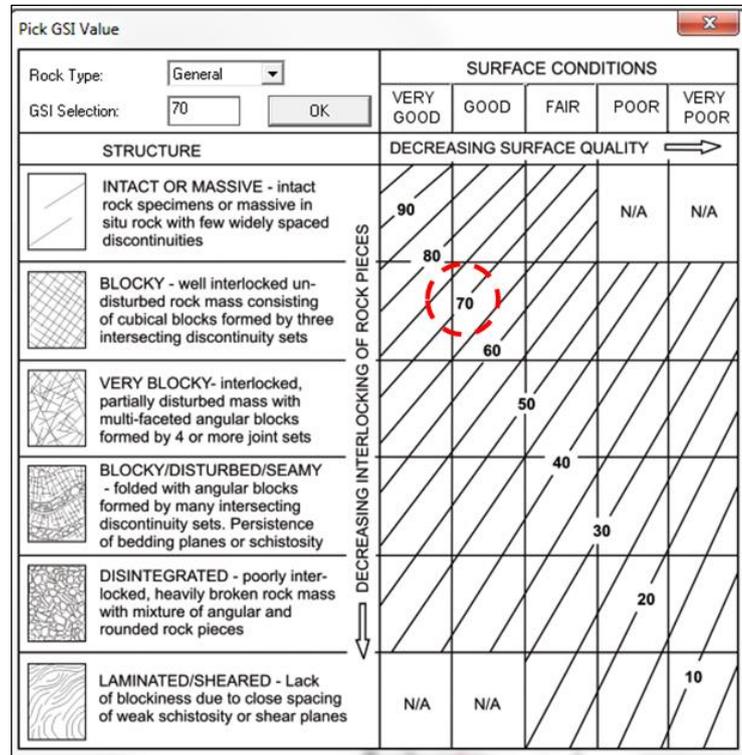


FIGURA 2 – Classificação geomecânica do maciço rochoso no nível de fundação previsto para as estruturas de concreto da Casa de Força e Descarregador de Fundo (Fonte: RocLab, 2007 – Versão 1.031).

Esta análise estimada para o maciço rochoso de fundação apresenta uma coesão de 1,63 MPa e ângulo de atrito de 61,5°. Utilizando-se um fator de minoração de 1,5, os parâmetros estimados para o maciço rochoso passam a valores de $C_m = 1,0$ MPa e ângulo de atrito $\phi_m = 41^\circ$.

PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DO CONTATO CONCRETO ROCHA

Com base nos parâmetros estimados no RocLab para o maciço rochoso de fundação e na experiência da Projetista, adquirida em obras similares, foram adotados os seguintes parâmetros de Resistência para a interface concreto X rocha:

- Ângulo de Atrito no contato Concreto x Rocha: $\phi = 40^\circ$;
- Coesão no Contato Concreto Rocha: 400 kPa

Durante as fases posteriores de estudo este cenário de caracterização da fundação deverá ser confirmado através de ensaios e, se necessário, ajustes poderão ser implementados, de forma a retratar as características da superfície de contato.

UHE ITAOCARA I

FIGURA 4 – Seção longitudinal típica do Descarregador de Fundo, considerada na Memória de cálculo da estabilidade da estrutura. Os traços vermelhos nas fotos indicam o trecho de maciço rochoso de fundação previsto para assentamento da estrutura.

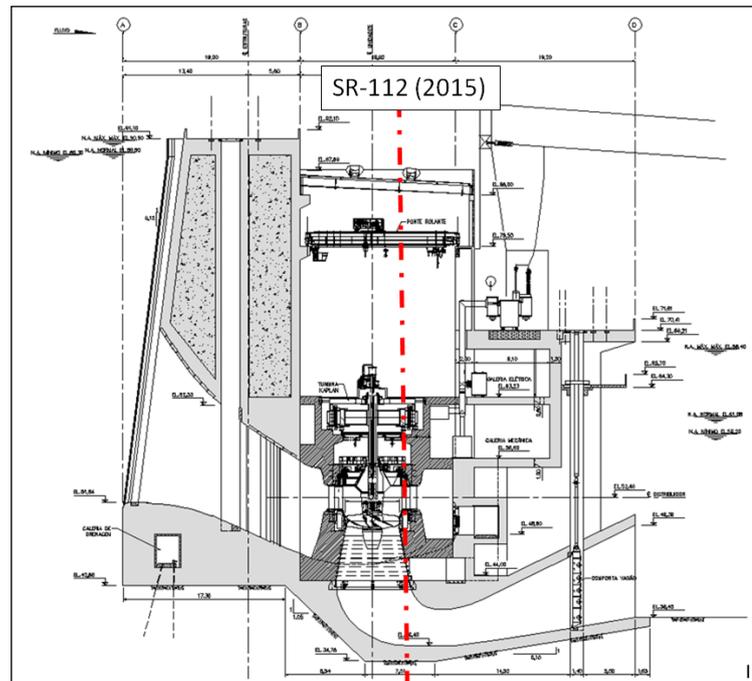


FIGURA 5 – Seção longitudinal típica da Tomada de Água/Casa de Força considerada na Memória de cálculo de estabilidade da estrutura.



FOTO 2 – Detalhe dos testemunhos da sondagem SR-112 executada sobre o local de implantação da Casa de Força, com 30° de inclinação com a vertical, comprovando a boa qualidade geomecânica e o baixo grau de fraturamento nas elevações de assentamento da estrutura de concreto.

CRITÉRIOS GEOTÉCNICOS DOS TALUDES DE ESCAVAÇÃO

Solo Colúvio / Residual (CO/SR):

Talude Inclinado 1,0V:1,5H

Bancadas Altura de até 10,00 m

Bermas de 3,00 m, quando necessário

Rocha Alterada (RA*):

Se Altura < 5,00m Talude 1,0V:1,5H

Rocha Sã (RS):

Talude Vertical

Bancadas Altura de até 10,00 m

Bermas construtivas de 0,50 m



UHE ITAOCARA I

(RA*): de acordo com as sondagens executadas até o momento, o manto de intemperismo é delgado não havendo quase rocha alterada na área de interesse e/ou as escavações obrigatórias não expõem o mesmo, nos trechos em que a rocha alterada apresenta-se mais espessa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

- USACE (*United States of Army Corps Engineer*); EM-1110-1-2908 – *Rock Foundations*, 1994.
- *Rocscience, RocLab*, 2007 – Versão 1.031.