



CONTRATO 174/2015
AS N°048/2020

MUNICÍPIO DE GUARAPARI

**RELOCAÇÃO DA ADUTORA DE ÁGUA
BRUTA BENEVENTE EM FUNÇÃO DAS
OBRAS DA BR101**

VOLUME V – PROJETO ESTRUTURAL

TOMO A – MEMORIAL DE CÁLCULO

C-052-000-30-4-MC-0001

GANEM
Engenharia Ltda

OUTUBRO/2020
REVISÃO 0

APRESENTAÇÃO

O presente trabalho foi desenvolvido no âmbito do contrato nº 174/2015, celebrado entre a **GANEM Engenharia EPP Ltda.** e a **Companhia Espírito Santense de Saneamento (CESAN)**, em 20 de dezembro de 2015.

A **GANEM Engenharia EPP Ltda.**, apresenta a seguir o projeto estrutural da relocação da adutora de água bruta Benevente. Essa adutora é parte integrante do complexo de produção de água de Guarapari / ES.

O projeto da relocação da adutora de água bruta Benevente se faz necessário em função das obras na BR101, e também foi proposta pela CESAN a duplicação do trecho final desta adutora. O projeto será apresentado conforme descrito abaixo:

- Volume I – Topografia:
 - Tomo A: Caderneta Topográfica (C-052-000-30-1-CT-0001, C-052-000-30-1-CT-0002, C-052-000-30-1-CT-0003, C-052-000-30-1-CT-0004, C-052-000-30-1-CT-0005, C-052-000-30-1-CT-0006, C-052-000-30-1-CT-0007 E C-052-000-30-1-CT-0008, C-052-000-20-1-CT-0001);
 - Tomo B: Desenhos.
- Volume II – Análise operacional: Relatório Técnico (C-052-000-00-5-RT-0003).
- Volume III – Projeto Hidráulico:
 - Tomo A: Memorial Descritivo e de Cálculo (C-052-000-30-5-MD-0001);
 - Tomo B: Desenhos.
- Volume IV – Sondagem: Relatório Técnico (C-052-000-00-3-SD-0001).
- Volume V – Projeto Estrutural:
 - Tomo A: Memorial de Cálculo (C-052-000-30-4-MC-0001);
 - Tomo B: Desenhos.
- Volume VI – Orçamento (C-052-000-00-0-OR-0001):
 - Planilha Orçamentária (C-052-000-00-0-PL-0001).

Os desenhos gerados a partir desse relatório estão discriminados abaixo.

Número da CESAN		Referência do desenho
1	C-052-000-30-4-XX-0001	Mapa chave das estruturas projetadas
2	C-052-000-30-4-XX-0002	Travessia 1 (Jabaquara) – Detalhamento caixa 1 – Fôrmas elevação +0.00 e +4.15, armação lajes +0.00 e +4.15
3	C-052-000-30-4-XX-0003	Travessia 1 (Jabaquara) – Armação das paredes – Caixa 1
4	C-052-000-30-4-XX-0004	Travessia 1 (Jabaquara) – Detalhamento caixa 2 – Fôrmas elevação +0.00 e +4.75
5	C-052-000-30-4-XX-0005	Travessia 1 (Jabaquara) – Armação das paredes – Caixa 2 – Armação lajes +0.00 e +4.95
6	C-052-000-30-4-XX-0006	Travessia 1 (Jabaquara) – Armação das paredes – Caixa 2 (01/02)
7	C-052-000-30-4-XX-0007	Travessia 1 (Jabaquara) – Armação das paredes – Caixa 2 (02/02)
8	C-052-000-30-4-XX-0008	Travessia 2 (Booster Rio Grande) – Detalhamento caixa 1 – Fôrmas elevação +0.00 e +3.95, armação lajes +0.00 e +3.95
9	C-052-000-30-4-XX-0009	Travessia 2 (Booster Rio Grande) – Armação das paredes – Caixa 1
10	C-052-000-30-4-XX-0010	Travessia 2 (Booster Rio Grande) – Detalhamento caixa 2 – Fôrmas elevação +0.00 e +4.95
11	C-052-000-30-4-XX-0011	Travessia 2 (Booster Rio Grande) – Armação das lajes – Caixa 2 – Armação lajes +0.00 e +4.95
12	C-052-000-30-4-XX-0012	Travessia 2 (Booster Rio Grande) – Armação das paredes – Caixa 2 (01/02)
13	C-052-000-30-4-XX-0013	Travessia 2 (Booster Rio Grande) – Armação das paredes – Caixa 2 (02/02)
14	C-052-000-30-4-XX-0014	Travessia 3 (Rio Jabuti) – Detalhamento caixa 1 – Fôrmas elevação +0.00 e +2.70, armação lajes +0.00 e +2.70
15	C-052-000-30-4-XX-0015	Travessia 3 (Rio Jabuti) – Armação das paredes – Caixa 1
16	C-052-000-30-4-XX-0016	Travessia 3 (Rio Jabuti) – Detalhamento caixa 2 – Fôrmas elevação +0.00 e +2.70, armação lajes +0.00 e +2.70
17	C-052-000-30-4-XX-0017	Travessia 3 (Rio Jabuti) – Armação das paredes – Caixa 2
18	C-052-000-30-4-XX-0018	Travessia 4 (Cachoeirinha) – Laje de tampa para caixa 1 – Tunnel liner vertical
19	C-052-000-30-4-XX-0019	Travessia 4 (Cachoeirinha) – Laje de tampa para caixa 2 – Tunnel liner vertical
20	C-052-000-30-4-XX-0020	Detalhe do apoio da tubulação nas travessias no tunnel liner
21	C-052-000-30-4-XX-0021	Travessia 4 – Detalhamento caixa de transição
22	C-052-000-30-4-XX-0022	Detalhamento caixa de transição
23	C-052-000-30-4-XX-0023	Detalhamento caixa de descarga DN500x200 com altura 200cm
24	C-052-000-30-4-XX-0024	Armação das paredes – Caixa de descarga DN500x200 com altura 200cm
25	C-052-000-30-4-XX-0025	Estrutural dispositivo de lançamento Rio Jabuti parte 1
26	C-052-000-30-4-XX-0026	Estrutural dispositivo de lançamento Rio Jabuti parte 2
27	C-052-000-30-4-XX-0027	Detalhamento caixa de descarga DN500x200 com altura 220cm
28	C-052-000-30-4-XX-0028	Armação das paredes – Caixa de descarga DN500x200 com altura 220cm
29	C-052-000-30-4-XX-0029	Detalhamento de bloco de ancoragem para DN500 – Curva 90°
30	C-052-000-30-4-XX-0030	Detalhamento de bloco de ancoragem para DN500 – Curva 45°
31	C-052-000-30-4-XX-0031	Detalhamento caixa de descarga DN500x200 com altura 240cm
32	C-052-000-30-4-XX-0032	Armação das paredes – Caixa de descarga DN500x200 com altura 240cm
33	C-052-000-30-4-XX-0033	Detalhamento caixa de descarga DN500x300 com altura 240cm
34	C-052-000-30-4-XX-0034	Armação das paredes – Caixa de descarga DN500x300 com altura 240cm
35	C-052-000-30-4-XX-0035	Estrutural pilaretes P18, P19 e P20
36	C-052-000-30-4-XX-0036	Estrutural pilaretes P60/61
37	C-052-000-30-4-XX-0037	Detalhamento caixa de descarga DN500x300 com altura 260cm
38	C-052-000-30-4-XX-0038	Armação das paredes – Caixa de descarga DN500x300 com altura 260cm
39	C-052-000-30-4-XX-0039	Detalhamento caixa de descarga DN500x200 com altura 345cm

Número da CESAN	Referência do desenho
40 C-052-000-30-4-XX-0040	Armação das paredes – Caixa de descarga DN500x200 com altura 345cm
41 C-052-000-30-4-XX-0041	Estrutural pilaretes P63a, P63 e P64
42 C-052-000-30-4-XX-0042	Estrutural pilaretes P68 e P69
43 C-052-000-30-4-XX-0043	Detalhamento caixa de descarga DN700x200 com altura 280cm
44 C-052-000-30-4-XX-0044	Armação das paredes – Caixa de descarga DN700x200 com altura 280cm
45 C-052-000-30-4-XX-0045	Detalhamento caixa de descarga DN700x300 com altura 280cm
46 C-052-000-30-4-XX-0046	Armação das paredes – Caixa de descarga DN700x300 com altura 280cm
47 C-052-000-30-4-XX-0047	Estrutural pilaretes P80
48 C-052-000-30-4-XX-0048	Estrutural pilaretes para DN500/DN700 (geral)
49 C-052-000-30-4-XX-0049	Detalhamento caixa de descarga DN700x300 com altura 300cm
50 C-052-000-30-4-XX-0050	Armação das paredes – Caixa de descarga DN700x300 com altura 300cm
51 C-052-000-30-4-XX-0051	Detalhamento caixa ventosa DN500x100 com altura 140cm
52 C-052-000-30-4-XX-0052	Detalhamento caixa ventosa DN500x100 com altura 160cm
53 C-052-000-30-4-XX-0053	Detalhamento caixa ventosa DN500x100 com altura 180cm
54 C-052-000-30-4-XX-0054	Detalhamento caixa ventosa DN700x100 com altura 140cm
55 C-052-000-30-4-XX-0055	Detalhamento caixa ventosa DN700x100 com altura 160cm
56 C-052-000-30-4-XX-0056	Detalhamento caixa ventosa DN700x100 com altura 200cm
57 C-052-000-30-4-XX-0057	Detalhamento de bloco de ancoragem para DN700 – Curva 90°
58 C-052-000-30-4-XX-0058	Detalhamento de bloco de ancoragem para DN700 – Curva 45°
59 C-052-000-30-4-XX-0059	Detalhamento de bloco de ancoragem para DN700 – Tê

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	V
LISTA DE TABELAS	VI
1 OBJETIVO.....	8
2 NORMAS TÉCNICAS DE REFERÊNCIA	9
2.1 NORMAS ESSENCIAIS	9
2.2 NORMAS COMPLEMENTARES	9
3 CONSIDERAÇÕES NO DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO	10
3.1 DIRETRIZES ADOTADAS EM CONFORMIDADE COM AS NORMAS	10
3.1.1 NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.....	10
3.1.2 NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações	14
3.1.3 NBR 15961-1 – Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 1: projeto	16
3.1.4 Referências para parâmetros geotécnicos.....	17
3.2 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	26
3.2.1 Caixas 1 da travessia 1 (Jabaquara) e travessia 2 (Rio Grande).....	26
3.2.2 Caixas 2 da travessia 1 (Jabaquara) e travessia 2 (Rio Grande).....	31
3.2.3 Demais caixas de descarga, ventosa e caixa de passagem em concreto armado	33
3.2.4 Caixas com blocos de concreto preenchidos.....	35
3.2.5 Blocos de ancoragem	37
3.2.6 Apoio para tubulação em trecho aéreo	42

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Carregamentos atuantes em caixas subterrâneas.....	15
Figura 2- Convenção de sinais adotados para ângulos.....	18
Figura 3 - Incremento de empuxo devido a uma carga vertical.....	19
Figura 4 - Ação do empuxo hidrostático.....	19
Figura 5 - Geometria caixa 1 – Travessia 1 e travessia 2.....	26
Figura 6 - Modelo estrutural para dimensionamento da caixa 1 – Travessia 1 e travessia 2.....	27
Figura 7 - Empuxo horizontal da caixa 1 – Travessia 1 e travessia 2.....	28
Figura 8 - Deslocamentos máximos para combinações características (unidades em mm).....	30
Figura 9 - Tensões máximas sobre terreno (unidades em Kgf/cm ²).....	30
Figura 10 - Deslocamentos máximos para combinações características (unidades em mm).....	31
Figura 11 - Geometria caixa 2 – Travessia 1 e travessia 2.....	32
Figura 12 - Empuxo horizontal da caixa 1 – Travessia 1 e travessia 2.....	32
Figura 13 - Geometria caixa de descarga com H=345 cm.....	34
Figura 14 - Empuxo horizontal da caixa 1 – travessia 1 (Jabaquara) e travessia 2 (Rio Grande).....	34
Figura 15 - Momento máximo para caixas feitas com bloco cheio.....	36
Figura 16 - Geometria do bloco de ancoragem (medidas em centímetros).....	38
Figura 17 - Forças atuantes e resistentes no sistema solo-bloco.....	38
Figura 18 - Corte esquemático dos apoios P18, P19 e P20.....	42
Figura 19 - Corte esquemático dos apoios P60/P61.....	49
Figura 20 - Corte esquemático dos apoios P63a e P64.....	56
Figura 21 - Corte esquemático do apoio P80.....	63

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classe de agressividade adotada em projeto.....	11
Tabela 2 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto...11	
Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade e cobrimento nominal.....	12
Tabela 4 - Valores nominais de massa e área da seção das bitolas de aço adotadas. 14	
Tabela 5 - Valores de γ_m – Tabela 2 da NBR 15961:2011.	16
Tabela 6 - Resistência característica de aderência em função do tipo de barra de aço – Tabela 5 da NBR 15961:2011.....	17
Tabela 7 - Peso específico do solo (Terzaghi & Peck, 1967).	20
Tabela 8 - Coesão do solo (adaptação manual interação solo-estrutura TQS,2011).	21
Tabela 9 - Ângulo de atrito do solo (adaptação manual interação solo-estrutura TQS,2011).....	21
Tabela 10 - Valores do ângulo δ para diferentes interfaces (de acordo com as normas NAVFAC).	22
Tabela 11 - Coeficiente de Poisson ν - Teixeira e Godoy (1996).	25
Tabela 12 - Coeficiente de recalque vertical K_v - Béton-Kalender (1962).	26
Tabela 13 - Parâmetros geotécnicos da caixa 1 – Travessia 1 e travessia 2.	28
Tabela 14- Tabela de esforços da caixa 1 – Travessia 1 e travessia 2.	29
Tabela 15 - Tabela de esforços da caixa 2 – Travessia 1 e travessia 2.	33
Tabela 16 - Tabela de esforços da caixa 2 – travessia 1 (Jabaquara) e travessia 2 (Rio Grande).	35

MEMORIAL DE CÁLCULO

1 OBJETIVO

Este documento tem como objetivo estabelecer os parâmetros, especificações e critérios que foram considerados na concepção do projeto de estrutura de concreto armado e projeto geotécnico da relocação da adutora do sistema Benevente na sede de Guarapari, região do litoral sul do estado do Espírito Santo.

O desenvolvimento dos projetos contemplou as características e objetivos fornecidos pela contratante constante no projeto arquitetônico / hidráulico e sondagem de reconhecimento do solo.

Os documentos consultados para o desenvolvimento dos projetos estruturais foram:

- Projeto Hidráulico: C-052-000-30-5-XX-0035 a C-052-000-30-5-XX-0054;
- Relatório de Sondagem: C-052-000-00-3-SD-0001.

2 NORMAS TÉCNICAS DE REFERÊNCIA

2.1 Normas essenciais

São normas essenciais aquelas as quais foram seguidas no desenvolvimento dos projetos que compõem esse documento.

- NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento;
- NBR 6120:2019 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;
- NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos;
- NBR 15961-1:2011 – Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 1: projeto;
- NBR 6122:2019 – Projeto e execução de fundações.

2.2 Normas complementares

As normas complementares são normas importantes para o processo de execução das obras de geotécnica e estruturas. Essas devem ser seguidas principalmente pelos executores das obras e responsáveis pela manutenção das estruturas.

- NBR 14931:2004 – Execução de estruturas de concreto – Procedimento;
- NBR 7680:2015 – Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto – Parte 1 – Resistência à compressão axial;
- NBR 12655:2015 – Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento;
- NBR 15961-1:2011 – Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 2: execução e controle de obras;
- NBR 14037:2011 – Diretrizes para elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das edificações – Requisitos para elaboração e apresentação dos conteúdos;
- NBR 15696:2009 – Formas e escoramento para estrutura de concreto – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos;
- NBR 16280:2015 – Reforma em edificações – Sistema de gestão de reformas – Requisitos.

3 CONSIDERAÇÕES NO DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO

Os itens a seguir tem por objetivo a apresentação das considerações gerais minimamente exigidas em projeto por cada norma técnica supracitada no capítulo 2, item 2.1.

Serão também apresentadas as informações quanto às geometrias dos elementos, carregamentos, condições de durabilidade, quantidades e resistências mínimas dos materiais adotados. Posteriormente, para cada elemento estrutural, as memórias das obtenções dos esforços solicitantes, atendimento aos estados limites último (ELU) e finalmente o atendimento aos estados limites de serviço (ELS).

3.1 Diretrizes adotadas em conformidade com as normas

3.1.1 NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento

Foram considerados e atendidos os requisitos da norma pertinentes e aplicáveis a estruturas de concreto, o atual estágio do conhecimento no momento da elaboração do mesmo, bem como as condições do entorno, ambientais e de vizinhança das edificações, no momento das definições dos critérios de projeto. Com isso conclui-se que se conserva a segurança da estrutura, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil.

Por vida útil de projeto, entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos em projeto, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais.

3.1.1.1 Classe de agressividade ambiental (CAA) e correspondências com qualidade do concreto e cobrimento

Tabela 1 - Classe de agressividade adotada em projeto.

Tabela 6.1 (NBR 6118:2014) - Classe de Agressividade ambiental			
Classe de Agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana (a, b)	Pequeno
III	Forte	Marinha (a)	Grande
		Industrial (a, b)	
IV	Muito Forte	Industrial (a, b)	Elevado
		Respingo de maré	

a) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

b) Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

c) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Por se tratar de obra industrial, o ambiente de exposição das estruturas de concreto possui nível forte de agressividade. Logo foi classificado como nível III.

Tabela 2 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.

Tabela 7.1 (NBR 6118:2014) - Correspondência entre classe de agressividade e a qualidade do concreto					
Concreto (a)	Tipo (b,c)	Classe de agressividade (tabela 6.1 NBR 6118:2014)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

a) O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

b) CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

c) CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Considerando a classe de agressividade nível III, estruturas de concreto armado devem possuir concreto com fck igual ou superior a 30 MPa e uma relação água cimento igual ou inferior a 55 %.

Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade e cobrimento nominal.

Tabela 7.2 (NBR6118:2014) - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10 \text{ mm}$					
Tipo de Estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV (c)
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje (b)	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo (d)	30		40	50
Concreto Protendido	Laje (b)	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

a) Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

b) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal $\geq 15 \text{ mm}$.

c) Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

d) No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal $\geq 45 \text{ mm}$.

Considerando a classe de agressividade nível III, estruturas de concreto armado devem possuir concreto cobrimentos para viga, pilar e lajes em contato com o solo de 4.0 cm, e lajes sem contato com o solo de 3.5 cm.

3.1.1.2 Propriedades do concreto

Foram consideradas as seguintes propriedades do concreto:

- Massa específica para concreto armado = 2.500 Kg/m^3
- Coeficiente de dilatação térmica = $10^{-5}/^\circ\text{C}$
- f_{ck} adotado = 30 MPa
- Coeficiente de ponderação da resistência do concreto $\gamma_c = 1.4$
- Resistência à tração:

$$\text{Média: } f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 0,3 (30)^{2/3} = \mathbf{2.90 \text{ MPa}}$$

$$\text{Inferior: } f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} = 0,7 (2,90) = \mathbf{2.03 \text{ MPa}}$$

$$\text{Superior: } f_{ctk,inf} = 1,3 f_{ct,m} = 1,3 (2,90) = \mathbf{3.77 \text{ MPa}}$$

- Módulo de Elasticidade:
- Inicial: $E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$ para f_{ck} de 20 MPa a 50 Mpa, sendo

$$\alpha_E = 1,2 \text{ para basalto e diabásio}$$

$$\alpha_E = 1,0 \text{ para granito e gnaiss}$$

$$\alpha_E = 0,9 \text{ para calcário}$$

$$\alpha_E = 0,7 \text{ para arenito}$$

Adotando como agregado gráudo material de gnaiss ou granito,

$$E_{ci} = 1,0 \cdot 5600 \sqrt{30} = \mathbf{31 \text{ GPa}}$$

- Secante: $E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$, sendo

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot f_{ck} / 80 \leq 1,0 \Rightarrow \alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot 30/80 = 0,875$$

$$\text{Logo, } E_{cs} = 0,875 \cdot 31 = \mathbf{27 \text{ GPa}}$$

- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,2$ (Para tensões de compressão menores que $0,5 f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , o coeficiente de Poisson ν pode ser tomado como igual a 0,2 e o módulo de elasticidade transversal G_c igual a $E_{cs}/2,4$).

$$\text{Logo } G_c = 27/2,4 = \mathbf{11,3 \text{ GPa}}$$

3.1.1.3 Propriedades do aço de armadura passiva

Foram adotados nos projetos e em memórias de cálculo barras e fios de aços classificados como **CA-50** e **CA-60**, os quais possuem valores característicos da resistência de escoamento iguais a **500 MPa** e **600 MPa**, respectivamente. Abaixo estão as demais propriedades consideradas para o aço:

- Massa específica = 7.850 Kg/m³
- Coeficiente de dilatação térmica (intervalos de -20°C a 150°C) = 10⁻⁵/°C
- Módulo de elasticidade = 210 Mpa
- Coeficiente de ponderação da resistência do aço $\gamma_s = 1.15$
- Soldabilidade conforme item 8.3.9 da NBR 6118:2014.

Tabela 4 - Valores nominais de massa e área da seção das bitolas de aço adotadas.

Valores nominal de Massa e Área da Seção		
Bitola mm	Massa (Kg/m)	Área (cm²)
4,2	0,109	0,139
5,0	0,154	0,196
6,0	0,222	0,283
6,3	0,245	0,312
7,0	0,302	0,385
8,0	0,395	0,503
9,5	0,558	0,709
10,0	0,617	0,785
12,5	0,963	1,227
16,0	1,578	2,011
20,0	2,466	3,142
25,0	3,853	4,909

3.1.2 NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações

Os valores de ações permanentes atribuídas em projeto estão de acordo com as especificações listadas abaixo.

Descrição	Valor
Argamassas regularização de pisos	19 KN/m³
Concreto armado	25 KN/m³
Concreto simples	24 KN/m³
Bloco para vedação de concreto vazado com espessura de 14cm e espessura de 2cm de revestimento em cada face da parede	2,2 KN/m² de parede
Bloco para vedação de concreto vazado com espessura de 19cm e espessura de 2cm de revestimento em cada face da parede	2,6 KN/m² de parede
Bloco para alvenaria estrutural de concreto vazado Classe A e B com espessura de 19cm e espessura de 2cm de revestimento em cada face da parede	3,4 KN/m² de parede
Impermeabilização com manta asfáltica simples (apenas manta com 15 % de sobreposição e pintura asfáltica, sem camada de regularização nem proteção mecânica) espessura de 0,5cm	0,11 KN/m²
Revestimentos de pisos de edifícios industriais ($\gamma_{ap-m} = 34 \text{ kN/m}^3$), com espessura de até 7cm	2,4 KN/m²

Os carregamentos provenientes dos equipamentos serão informados em memória específica de cada estrutura.

No projeto de estruturas enterradas foram consideradas as pressões atuantes na estrutura devido ao empuxo do solo, empuxo hidrostático e eventuais sobrecargas sobre o terreno adjacente.

Os diagramas desses esforços solicitantes estão apresentados de modo genérico na Figura 1.

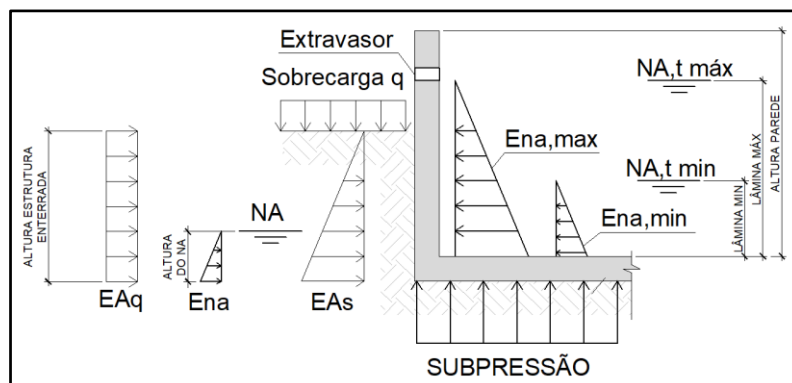


Figura 1 - Carregamentos atuantes em caixas subterrâneas.

As variáveis da Figura 1 são:

- NA = Nível do lençol freático
- E_{na} = Empuxo ativo proveniente do nível de água do lençol freático
- E_{as} = Empuxo ativo proveniente do solo sobre o trecho da estrutura enterrada
- $NA_{t\ máx}$ = Nível de água máximo do reservatório / tanque / caixa
- $NA_{t\ min}$ = Nível de água mínimo do reservatório / tanque / caixa
- $E_{na,max}$ = Empuxo ativo proveniente do nível de água máximo
- $E_{na,min}$ = Empuxo ativo proveniente do nível de água mínimo
- E_{aq} = Empuxo ativo proveniente da sobrecarga a montante da parede

Nota-se que os esforços provenientes dos empuxos externos são minimizados pelos esforços provenientes dos empuxos internos. Logo, para verificação das condições mais exigentes de trabalho da estrutura, foram analisados os esforços solicitantes em um cenário com a estrutura “em carga” e um cenário com a estrutura “vazia” ou com nível de água mínimo.

Os empuxos de água interna tem sua altura limitada à altura do extravasor. Nas situações de inexistência, o empuxo interno foi considerado com a altura máxima do elemento estrutural.

3.1.3 NBR 15961-1 – Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 1: projeto

3.1.3.1 Requisitos básicos

A norma estabelece no item 6 requisitos básicos dos componentes da alvenaria. Os blocos têm suas especificações de acordo com a NBR 6136, enquanto as argamassas devam atender aos requisitos estabelecidos na NBR 13281. Com relação à resistência à compressão das argamassas, deve-se limitar essa ao máximo de 70 % da resistência característica especificada para o bloco.

Os grautes, quando especificados, deverão ter a sua resistência verificada em laboratório nas condições de sua utilização. Para os elementos de alvenaria armada, a resistência à compressão característica deve ser mínima de 15 MPa.

3.1.3.2 Coeficientes de ponderação das resistências dos materiais

As resistências dos materiais foram ponderadas conforme a Tabela 5, para verificação no estado-limite-último (ELU). Para verificação do estado-limite-serviço (ELS), foi utilizado o $\gamma_m = 1,0$.

Tabela 5 - Valores de γ_m – Tabela 2 da NBR 15961:2011.

Tabela 2 - Valores de γ_m			
Combinações	Alvenaria	Graute	Alvenaria
Normais	2,0	2,0	1,15
Especiais ou de Construção	1,5	1,5	1,15
Excepcionais	1,5	1,5	1,0

3.1.3.3 Resistência ao cisalhamento

Uma vez que o dimensionamento de elementos estruturais que compõe esse memorial possuem todos os alvéolos dos blocos preenchidos com graute e com armaduras, as resistências características ao cisalhamento adotadas nas paredes foram calculadas conforme a expressão:

$$F_{vk} = 0,35 + 17,5 \rho \leq 0,7 \text{MPa},$$

Onde:

- $\rho = A_s / b \cdot d$ é a taxa geométrica de armadura
- A_s é a área da armadura principal de flexão
- b é a largura da seção transversal
- d é a altura da seção transversal

3.1.3.4 Resistência característica de aderência

Os valores de resistência característica de aderência em função do tipo de barra de aço seguiram conforme a Tabela 6.

Tabela 6 - Resistência característica de aderência em função do tipo de barra de aço – Tabela 5 da NBR 15961:2011.

Tabela 5 - Resistência característica de aderência em função do tipo de barra de aço		
Tipo de aderência	Resistência característica de aderência MPa	
	Barras Corrugadas	Barras Lisas
Entre aço e argamassa	0,10	0,00
Entre aço e graute	2,20	1,50

3.1.3.5 Resistências de cálculo à compressão

Em paredes de alvenaria estrutural, o esforço resistente à compressão de cálculo é obtido através da seguinte equação:

$$N_{rd} = f_d \cdot A \cdot R$$

Onde:

- N_{rd} é a força normal resistente de cálculo
- F_d é a resistência à compressão de cálculo da alvenaria
- A é a área da seção resistente
- $R = [1 - (\lambda/40)^3]$, com

$$\lambda = h_e / t_e$$

Onde:

- h_e é a altura efetiva da parede
- t_e é o comprimento do enrijecedor que será adotado com o mesmo valor da espessura da parede

No dimensionamento da flexão simples em alvenaria, a máxima tensão de compressão de cálculo não pode ultrapassar em 50 % a resistência à compressão de cálculo da alvenaria (f_d), ou seja, $1,5f_d$ (conforme item 11.3.1 da norma).

3.1.4 Referências para parâmetros geotécnicos

Os empuxos ativos de terra serão calculados através da teoria de Coulomb para expressão abaixo:

$$\sigma_a = \sigma_z \cdot K_a - 2 \cdot C_{ef} \cdot K_{ac}$$

Onde:

- σ_z tensão vertical geostática
- K_a coeficiente de empuxo ativo
- C_{ef} coesão efetiva do solo
- σ_z coeficiente de empuxo ativo devido à coesão

O coeficiente de empuxo ativo K_a é dado por:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right)^2}$$

O coeficiente de empuxo ativo devido à coesão K_{ca} é dado por:

Para: $\alpha < \pi/4$

$$K_{ac} = \frac{K_{ahc}}{\cos(\delta + \alpha)}$$

$$K_{ahc} = \frac{\cos \varphi \cdot \cos \beta \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot (1 + \operatorname{tg}(-\alpha) \operatorname{tg} \beta)}{1 + \sin(\varphi + \delta - \alpha - \beta)}$$

Para $\alpha \geq \pi/4$

$$K_\alpha = \sqrt{K_a}$$

Onde:

- φ ângulo de atrito interno do solo
- δ ângulo de atrito entre a estrutura e o solo
- β inclinação do talude
- α inclinação da parede da estrutura

Abaixo a Figura 2 estabelece a contenção de sinais.

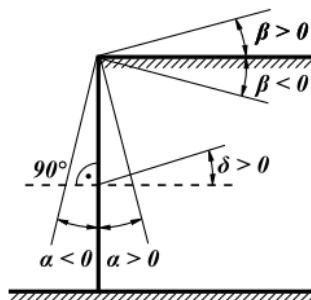


Figura 2- Convenção de sinais adotados para ângulos.

O incremento do valor de empuxo da terra em repouso devido a uma sobrecarga superficial é dado por:

$$\Delta\sigma_a = p.K_a$$

Onde:

- p carga vertical uniforme
- k_a coeficiente de empuxo ativo

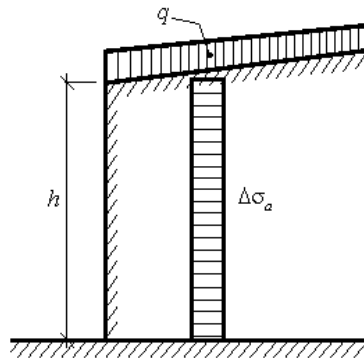


Figura 3 - Incremento de empuxo devido a uma carga vertical.

O empuxo hidrostático a tardo da estrutura é dado pela seguinte expressão:

$$u = \gamma_w \cdot h_w$$

Onde:

- γ_w peso específico da água
- h_w altura lençol freático

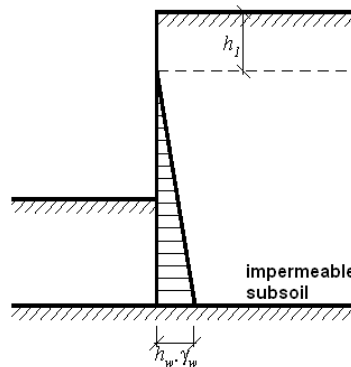


Figura 4 - Ação do empuxo hidrostático.

3.1.4.1 Parâmetros do solo

Em solos saturados, principalmente em solos moles, a coesão e o ângulo de atrito interno dependem das condições de carregamento. Em termos de capacidade de carga de fundações, geralmente predomina como crítica a condição não drenada.

Os parâmetros (peso específico, coesão, ângulo de atrito, ângulo de atrito entre solo e estrutura, módulo de deformabilidade, tensão admissível, coeficiente de Poisson e coeficiente de recalque vertical) do solo foram retirados através de correlações com a sondagem SPT.

Tabela 7 - Peso específico do solo (Terzaghi & Peck, 1967).

Peso específico do solo			
Descrição do Solo	Compacidade / Consistência	Peso Específico (KN/m ³)	
		Natural	Saturado
Areia	Fofa (SPT ≤ 4)	18	20
Areia	Pouca compacta (4 ≤ SPT ≤ 8)	18	20
Areia	Mediana / compacta (8 ≤ SPT ≤ 18)	19	21
Areia	Compacta (18 ≤ SPT ≤ 40)	19	21
Areia	Muito Compacta (40 < SPT)	19	21
Areia	Conforme SPT	*	*
Argila	Mole (SPT ≤ 5)	17	17
Argila	Média (5 ≤ SPT ≤ 10)	18	18
Argila	Rija (10 ≤ SPT ≤ 19)	19	19
Argila	Dura (19 < SPT)	22	22
Argila	Conforme SPT	*	*
Pedregulho	Limpo	16	20
Pedregulho	Fgrosso anguloso	18	21
Silte	Muito Argiloso	17	17
Silte	Argiloso	18	18

Tabela 8 - Coesão do solo (adaptação manual interação solo-estrutura TQS,2011).

Coesão do solo			
Descrição do Solo	Compacidade / Consistência	Coesão (KN/m²)	
		Efetiva	Não-Drenada
Areia	Fofa (SPT ≤ 4)	0	0
Areia	Pouca compacta (4 ≤ SPT ≤ 8)	0	0
Areia	Mediana / compacta (8 ≤ SPT ≤ 18)	0	0
Areia	Compacta (18 ≤ SPT ≤ 40)	0	0
Areia	Muito Compacta (40 < SPT)	0	0
Areia	Conforme SPT	*	*
Argila	Mole (SPT ≤ 5)	10	17,5
Argila	Média (5 ≤ SPT ≤ 10)	20	37,5
Argila	Rija (10 ≤ SPT ≤ 19)	25	75
Argila	Dura (19 < SPT)	25	450
Argila	Conforme SPT	*	*
Pedregulho	Limpo	0	0
Pedregulho	Fgrosso anguloso	0	0
Silte	Muito Argiloso	10	17,5
Silte	Argiloso	0	30

Tabela 9 - Ângulo de atrito do solo (adaptação manual interação solo-estrutura TQS,2011).

Ângulo de atrito interno		
Descrição do Solo	Compacidade / Consistência	Ângulo de atrito (°)
Areia	Fofa (SPT ≤ 4)	30
Areia	Pouca compacta (4 ≤ SPT ≤ 8)	32,5
Areia	Mediana / compacta (8 ≤ SPT ≤ 18)	32,5
Areia	Compacta (18 ≤ SPT ≤ 40)	35
Areia	Muito Compacta (40 < SPT)	40
Areia	Conforme SPT (Kishida, 1967 - $\phi = 15^\circ + (20 \cdot SPT)^{0,5}$)	*
Areia	Conforme SPT (Geofast, 2018 - $\phi = 25^\circ + (6,2 \cdot SPT)^{0,5}$)	*
Argila	Mole (SPT ≤ 5)	17,5
Argila	Média (5 ≤ SPT ≤ 10)	20
Argila	Rija (10 ≤ SPT ≤ 19)	25
Argila	Dura (19 < SPT)	30
Argila	Conforme SPT	*
Pedregulho	Limpo	37,5
Pedregulho	Fgrosso anguloso	40
Silte	Muito Argiloso	20
Silte	Argiloso	27,5

O ângulo de atrito entre solo e estrutura adota está associada aos valores indicados na tabela abaixo que estão de acordo com a norma do Comando de Engenharia de Instalações Naval dos EUA (NAVFAC).

Tabela 10 - Valores do ângulo δ para diferentes interfaces (de acordo com as normas NAVFAC).

Material da interface	Fator de fricção $\tan(\delta)$	Ângulo de fricção δ [°]
Concreto assente nos seguintes materiais de fundação:		
Rocha pura	0.70	35
Cascalho, mistura de cascalho e areia, areia grossa	0.55 - 0.6	29 - 31
Areia fina a média, silte médio a areia grossa, cascalho siltoso ou argiloso	0.45 - 0.55	
Areia fina, areia siltosa ou argilosa fina a areia média	0.35 - 0.45	19 - 24
Silte arenoso fino, silte não plástico	0.30 - 0.30	17 - 19
Argila muito rígida e dura ou pré-consolidada	0.40 - 0.50	22 - 26
Argila mediamente rígida e rígida ou argila siltosa	0.30 - 0.35	17 - 19
Cortinas de estacas metálicas com os seguintes solos:		
Cascalho puro, mistura cascalho-areia, rocha bem graduada	0.40	22
Areia pura, mistura cascalho-areia siltosa, Clean sand, silty sand-gravel mixture, enchimento de rocha dura de tamanho único	0.30	17
Areia siltosa, cascalho ou mistura de areia com silte ou argila	0.25	14
Silte arenoso fino, silte não plástico	0.20	11
Blocos de concreto ou cortinas de estacas em concreto com os seguintes solos:		
Cascalho puro, mistura cascalho-areia, rocha bem graduada	0.40 - 0.50	22 - 26
Areia pura, mistura cascalho-areia siltosa, Clean sand, silty sand-gravel mixture, enchimento de rocha dura de tamanho único	0.30 - 0.40	17 - 22
Areia siltosa, cascalho ou mistura de areia com silte ou argila	0.30	17
Silte arenoso fino, silte não plástico	0.25	14
Diferentes materiais estruturais:		
Rocha mole revestida com rocha mole revestida	0.70	35
Rocha dura revestida com rocha mole revestida	0.65	33
Rocha dura revestida com rocha dura revestida	0.55	29
Alvenaria em madeira (granulação grossa)	0.50	26
Aço com aço em ligações de estacas	0.30	17

O módulo de deformabilidade E_{def} do solo é calculado conforme a expressão abaixo:

$$E_{def} = \alpha \cdot K \cdot N_{spt} \text{ (MPa)}$$

Onde os valores de α podem ser obtidos nas tabelas abaixo e foram retirados da referência de Teixeira e Godoy, 1996.

Valores de α	
Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Valores de K	
Solo	K (MPa)
Areia com pedregulho	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia Argilosa	0,6
Silte arenoso	0,5
Silte	0,4
Argila Arenosa	0,3
Silte Argiloso	0,3
Argila Siltosa	0,2

A tensão admissível é obtida pela razão entre a tensão de ruptura sobre os coeficientes estabelecidos nesse memorial.

$$\sigma_a = \sigma_r / FS,$$

Onde:

- σ_a é a tensão admissível adotada para cálculo
- σ_r é a tensão de ruptura
- FS é o fator de segurança global (Adotado 3,0).

Os valores da tensão de ruptura são dados pelas seguintes expressões:

$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$, para solos compactos ou rijos (ruptura geral);

ou

$\sigma_r = c' \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N'_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \cdot S_\gamma$, para solos moles ou fofos (ruptura local);

Onde:

- c é a coesão conforme Tabela 41
- γ é peso específico do solo conforme tabela 40
- $q = \gamma \cdot h$, é a sobrecarga na cota de assentamento da fundação e
- h é a distância da superfície do solo até a cota de assentamento da fundação
- $c' = (2/3) \cdot c$
- $\tan \phi^* = 0,667 \tan \phi$

S_c , S_q e S_y são fatores de formas, conforme tabela abaixo (Fonte: Terzaghi e Peck, 1967).

Fatores de forma			
Sapata	S_c	S_q	S_y
Corrida ($L/B > 5$)	1,0	1,0	1,0
Retangular	$1+(B/L) (N_q/N_c)$	$1+(B/L)tg\phi$	$1-0,4(B/L)$
Circular ou Quadrada	$1+(N_q/N_c)$	$1+tg\phi$	0,60

N_c , N_q , N_y , N'_c , N'_q e N'_y são fatores de capacidade de carga e são obtidos na tabela abaixo.

ϕ (°)	N_c	N_q	N_y	N_q/N_c	$tg \phi$
0	5,14	1,00	0,00	0,19	0,00
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47
26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55

30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19

As tensões admissíveis estimadas são comparadas com a correlação direta da expressão abaixo:

$$\sigma_a = \text{SPT}_{\text{médio}} / 50,0 + q \text{ (MPa)}, \text{ com } 5 \leq \text{SPT} \leq 20 \text{ e } q \text{ é a sobrecarga}$$

A expressão acima demonstrada por Teixeira (1996) pelo método de Skempton (1951).

O coeficiente de Poisson ν adotado segue a Tabela 11 abaixo, apresentada pelo Teixeira e Godoy (1996).

Tabela 11 - Coeficiente de Poisson ν - Teixeira e Godoy (1996).

Coeficiente de Poisson ν	
Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3-0,5
Argila Saturada	0,4-0,5
Argila Não Saturada	0,1-0,3

O coeficiente de recalque vertical K_v adotado segue a Tabela 12 abaixo, apresentada pelo Béton-Kalender (1962).

Tabela 12 - Coeficiente de recalque vertical Kv - Béton-Kalender (1962).

Valores de Kv (Kpa)	
Turfa leve - Solo pantanoso	50 a 100
Turfa pesada - Solo pantanoso	100 a 150
Areia fina de praia	100 a 150
Aterro de silte, areia e cascalho	100 a 200
Argilla molhada	200 a 300
Argila úmida	400 a 500
Argila Seca	600 a 800
Argila Seca endurecida	1000,0
Silte compactado com areia e pedra	800 a 1000
Silte compactado com areia e muita pedra	1000 a 2000
Cascalho miúdo com areia fina	8000 a 1200
Cascalho médio com areia fina	1000 a 1200
Cascalho grosso com areia grossa	1200 a 1500
Cascalho grosso com pouca areia	1500 a 2000
Cascalho grosso com pouca areia compactada	2000 a 2500

3.2 Análise e dimensionamento estrutural

3.2.1 Caixas 1 da travessia 1 (Jabaquara) e travessia 2 (Rio Grande)

As caixas supracitadas são idênticas em dimensões em plantas, sendo distintas nas alturas. Logo será analisada aquela com maior altura.

As dimensões em planta, bem como sua altura estão representadas na Figura 5 abaixo.

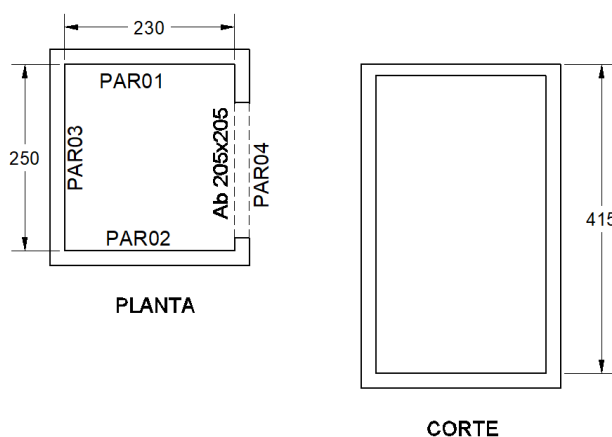


Figura 5 - Geometria caixa 1 – Travessia 1 e travessia 2.

Apesar da laje de topo não consolidar estruturalmente com as paredes e não trabalhar como um travamento para as mesmas, as pequenas dimensões das caixas permitem

seu dimensionamento considerando o travamento do topo das paredes devido ao “efeito arco do solo”. O efeito arco do solo foi citado por Terzaghi (1943), o qual fala que “as pressões de terras diminuem na parte da estrutura de suporte que se afastou” ou deformou-se “e aumentam nas que mantiverem imóveis ou se deslocam menos”.

Devido à grande abertura em uma das paredes da caixa, a mesma foi modelada em elementos finitos para melhor entendimento dos esforços solicitantes e das deformações. Modelo espacial segue abaixo.

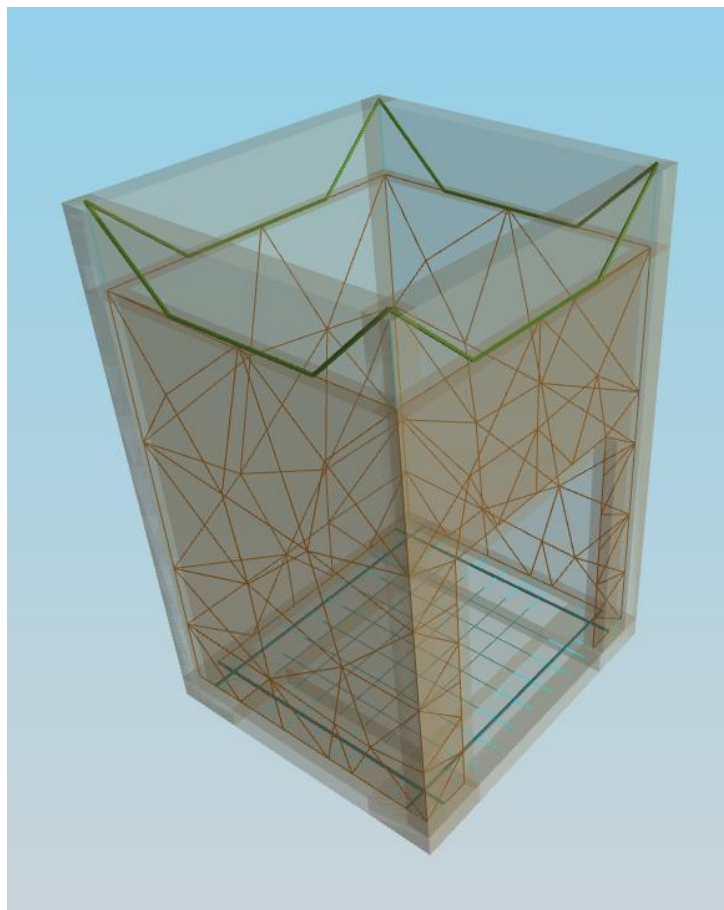


Figura 6 - Modelo estrutural para dimensionamento da caixa 1 – Travessia 1 e travessia 2.

Foram consideradas as reações de laje da tampa no topo das paredes, mas a caixa foi modelada sem o travamento superior da laje.

Para travessia 1 (Jabaquara), os pontos de sondagem SP-04 e SP-05 são os mais próximos da região.

Para ambos os pontos de sondagem, o solo é caracterizado argila arenosa com SPT médio de 7 golpes.

Os parâmetros geotécnicos adotados seguem conforme tabela abaixo.

Tabela 13 - Parâmetros geotécnicos da caixa 1 – Travessia 1 e travessia 2.

PARÂMETROS DO SOLO					
SPT	7	SOLO	Areia	TIPO DE RUPTURA	Geral
Item	Descrição	Unidade	Valor	Memória	
1	Peso Específico Natural (γ)	KN/m ³	18	Valor tabelado	
2	Peso Específico Saturado (γ_{sat})	KN/m ³	18	Valor tabelado	
3	Coesão do Solo (c)	KN/m ²	20	Valor tabelado	
4	Ângulo de atrito interno (ϕ)	°	23	Valor tabelado	
5	Ângulo de atrito solo-estrutura (δ)	°	15,33	Valor tabelado	
6	Módulo de Deformabilidade (E_{def})	MPa	14,7	$E_{def} = \alpha \cdot K \cdot N_{spt} \text{ (MPa)}$	
6.1	Parâmetro α		7		
6.2	Parâmetro K (MPa)	MPa	0,3		
7	Tensão Admissível (Terzaghi) (σ_a)	MPa	0,53	$\sigma_a = \sigma_r / FS$	
7.1	FS		3		
7.2	Tensão de Ruptura Geral (σ_r)	MPa	1,58	$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$	
7.2.1	Profundidade Sapata	m	4,15		
7.2.2	NA presente		SIM		
7.2.3	Sobrecarga (q)	KPa	74,7		
7.2.4	Tipo de Base		Quadrada		
7.2.5	Menor dimensão (B)	m	2,70		
7.2.6	Maior dimensão (L)	m	2,90		
7.2.7	Parâmetro N_c		18,05	Valor tabelado	
7.2.8	Parâmetro N_q		8,66		
7.2.9	Parâmetro N_γ		8,20		
7.2.10	Parâmetro $tg \phi$		0,42		
7.2.11	Parâmetro S_c		1,48	Valor tabelado	
7.2.12	Parâmetro S_q		1,42		
7.2.13	Parâmetro S_γ		0,60		
7.3	Tensão de Ruptura Local e Puncionamento	MPa	1,31	$\sigma'_r = c^* \cdot N'_c \cdot S_c + q \cdot N'_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \cdot S_\gamma$	
7.2.14	Parâmetro c^*	KN/m ²	13,33	$c^* = 2/3 c$	
7.2.10	Parâmetro $tg \phi^*$		0,28	$tg \phi^* = 2/3 tg \phi$	
7.3.2	Parâmetro S_q		1,28	Valor tabelado	
8	Tensão Admissível (Teixeira/Skempton) (σ_a)		0,45	$\sigma_a = SPT/50 + q$	
8.1	Profundidade Sapata	m	4,15		
	NA presente		SIM		
8.2	Sobrecarga (q)	KPa	74,7		
9	Coefficiente de Poisson		0,3	Valor tabelado	
10	Módulo de Reação Vertical (K_v)	KPa	150	Valor tabelado	

O empuxo horizontal resultante nas paredes possui os valores demonstrados na imagem abaixo.

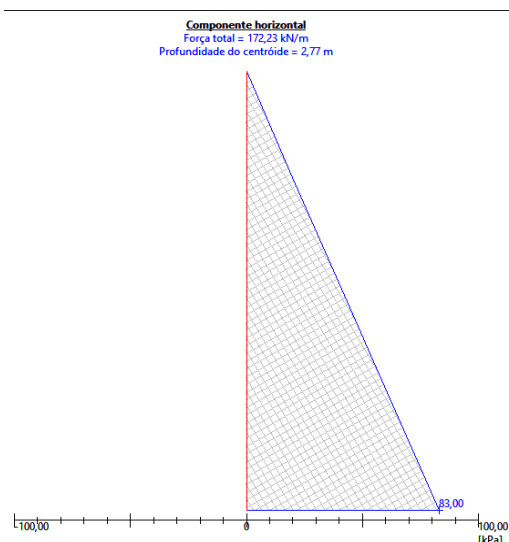


Figura 7 - Empuxo horizontal da caixa 1 – Travessia 1 e travessia 2.

Os carregamentos considerados na laje de topo foram:

- Sobrecarga = 3 KN/m²
- Revestimento = 2.4 KN/m²

Os carregamentos considerados na laje de fundo foram:

- Sobrecarga = 3 KN/m²
- Lâmina d'água altura da caixa = 4,00 KN/m²

Os esforços obtidos por parede seguem conforme tabela abaixo.

Tabela 14- Tabela de esforços da caixa 1 – Travessia 1 e travessia 2.

Par.	Esp. (cm)	Comp. (cm)	Hipótese	Base					Ext,Sup.				
				N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)
Parede1	20	250	Peso próprio	4,64	-0,70	-1,28	-0,59	-2,31	0,97	0,26	0,00	0,01	0,03
			Cargas permanentes	2,41	-0,13	-0,27	0,02	-0,63	2,55	0,17	0,00	0,00	0,01
			Sobrecarga	0,20	-0,02	-0,04	-0,01	-0,08	0,21	0,02	0,00	0,00	0,00
			Empuxo	1,66	4,94	-3,53	8,97	-8,76	-0,45	-0,67	-0,33	-0,13	0,54
Parede2	20	250	Peso próprio	4,64	-0,71	1,29	-0,60	2,33	0,98	0,27	-0,01	0,01	-0,03
			Cargas permanentes	2,40	-0,12	0,28	0,03	0,64	2,55	0,18	0,00	0,00	-0,01
			Sobrecarga	0,20	-0,02	0,04	-0,01	0,08	0,21	0,02	0,00	0,00	0,00
			Empuxo	1,80	4,95	3,65	9,24	9,04	-0,49	-0,72	0,33	-0,16	-0,53
Parede3	20	270	Peso próprio	5,92	1,34	0,01	2,52	0,00	0,78	0,02	0,00	-0,04	0,00
			Cargas permanentes	2,48	0,22	0,00	0,56	0,00	2,57	0,01	0,00	-0,01	0,00
			Sobrecarga	0,21	0,04	0,00	0,07	0,00	0,21	0,00	0,00	0,00	0,00
			Empuxo	-7,00	0,88	0,11	6,75	-0,10	-0,01	0,52	-0,02	-0,58	-0,03
Parede4	20	270	Peso próprio	4,40	-0,51	0,00	-1,33	-0,02	0,39	-0,02	0,02	0,01	0,00
			Cargas permanentes	2,69	-0,22	-0,02	-0,60	-0,01	2,32	-0,01	0,01	0,01	0,00
			Sobrecarga	0,23	-0,02	0,00	-0,06	0,00	0,19	0,00	0,00	0,00	0,00
			Empuxo	3,54	0,00	-0,02	-0,80	-0,18	0,95	-0,21	-0,02	0,87	0,03

Os valores resultantes dos momentos solicitantes nas paredes mais desfavoráveis bem como as áreas de aço para combatê-los são:

- Momento horizontal (tração na face externa nos encontros com paredes adjacentes) = 1,64 tf·m/m → As = 3,61cm²/m – Ø6,3 c/10
- Momento vertical (tração na face interna) = 2,10 tf·m/m → As = 4,01cm²/m – Ø10,0 c/20

Para laje inferior, foi modelada uma placa em elementos finitos sobre apoio elástico. Os valores dos esforços solicitantes máximos obtidos foram:

- Momento fletor direção X inferior = 1,18 tf·m/m → As = 3,16 cm²/m - Ø8,0 c/16 – Adotado por segurança Ø8,0 c/10
- Momento fletor direção Y inferior = 1,21 tf·m/m → As = 3,16 cm²/m - Ø8,0 c/16 – Adotado por segurança Ø8,0 c/10

- Momento fletor direção X superior = 2,08 tf·m/m → As = 3,16 cm²/m - Ø8,0 c/11 – Adotado por segurança Ø8,0 c/10
- Momento fletor direção Y superior = 2,11 tf·m/m → As = 3,16 cm²/m - Ø8,0 c/11 – Adotado por segurança Ø8,0 c/10

O deslocamento máximo na placa segue conforme imagem abaixo.

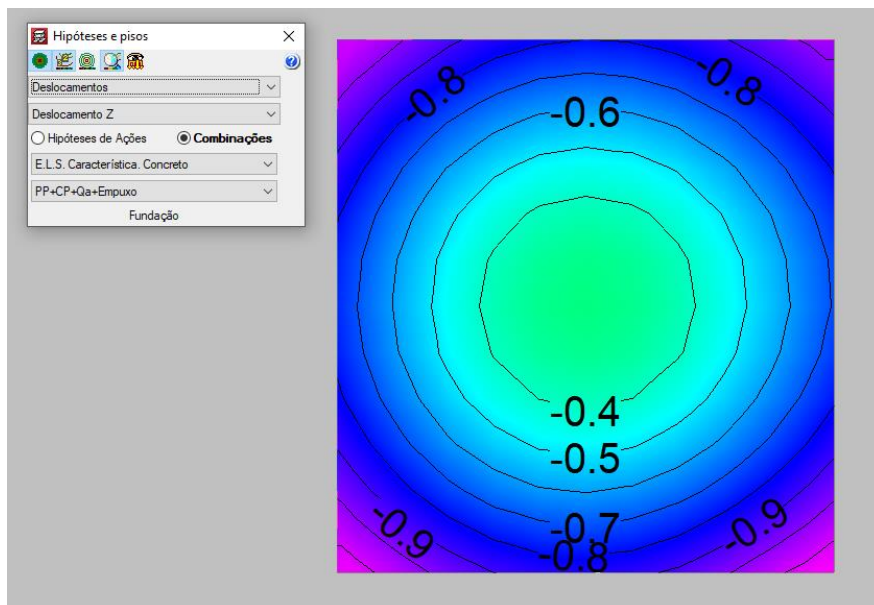


Figura 8 - Deslocamentos máximos para combinações características (unidades em mm).

As tensões sobre o terreno segue conforme imagem abaixo.

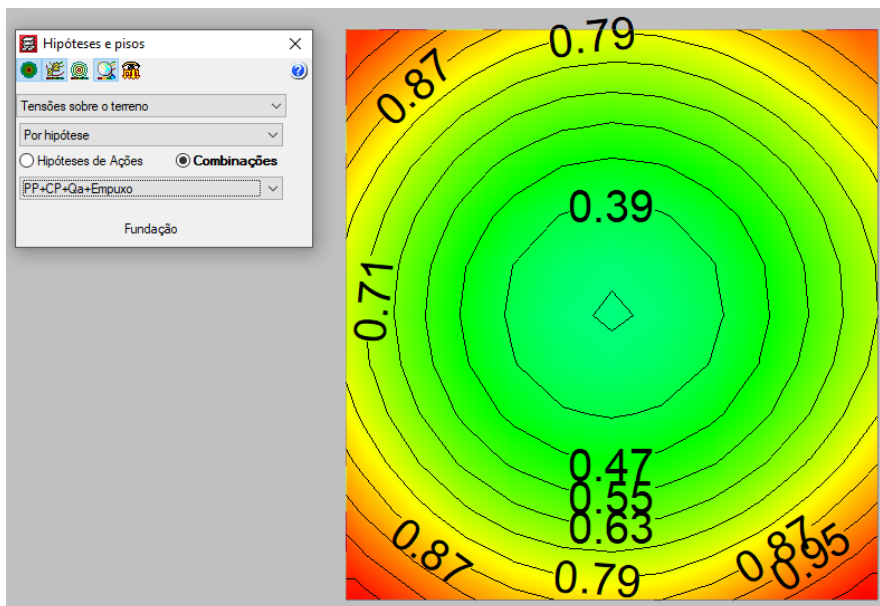


Figura 9 - Tensões máximas sobre terreno (unidades em Kgf/cm²).

Para laje superior, foi modelada uma placa em elementos finitos apoiado sobre paredes. Os valores dos esforços solicitantes máximos obtidos foram:

- Momento fletor direção X inferior = 0,18 tf·m/m → $A_s = 2,69 \text{ cm}^2/\text{m} - \varnothing 6,3 \text{ c}/12$ – Adotado por segurança $\varnothing 6,3 \text{ c}/10$
- Momento fletor direção Y inferior = 0,17 tf·m/m → $A_s = 2,69 \text{ cm}^2/\text{m} - \varnothing 6,3 \text{ c}/12$ – Adotado por segurança $\varnothing 6,3 \text{ c}/10$
- Momento fletor direção X superior = 0,59 tf·m/m → $A_s = 2,69 \text{ cm}^2/\text{m} - \varnothing 6,3 \text{ c}/12$ – Adotado por segurança $\varnothing 6,3 \text{ c}/10$
- Momento fletor direção Y superior = 0,60 tf·m/m → $A_s = 2,69 \text{ cm}^2/\text{m} - \varnothing 6,3 \text{ c}/12$ – Adotado por segurança $\varnothing 6,3 \text{ c}/10$

O deslocamento máximo na placa segue conforme imagem abaixo (nenhum valor foi maior que 1,0 mm).

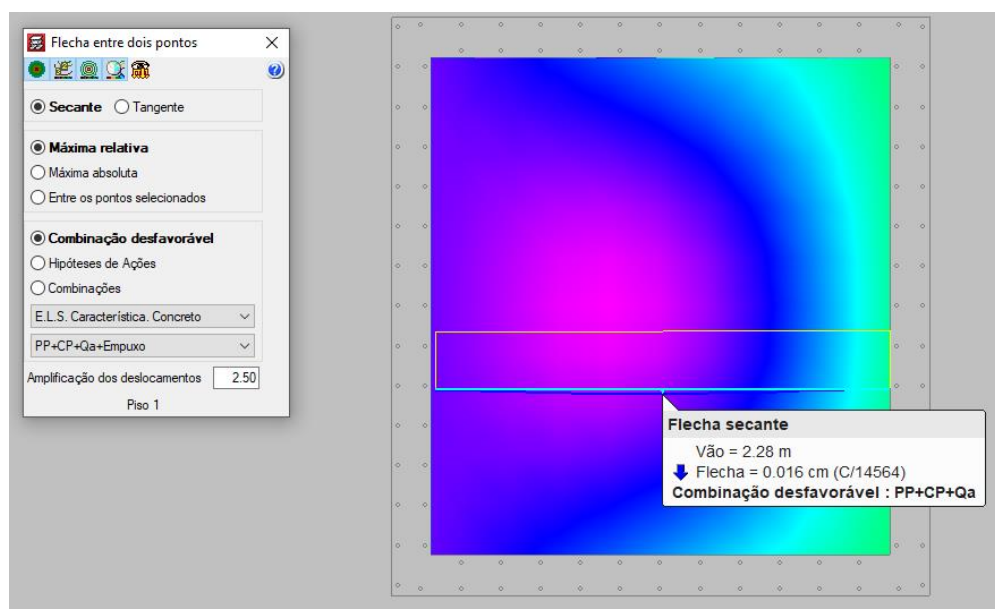


Figura 10 - Deslocamentos máximos para combinações características (unidades em mm).

3.2.2 Caixas 2 da travessia 1 (Jabaquara) e travessia 2 (Rio Grande)

As caixas supracitadas são idênticas em dimensões em plantas, sendo distintas nas alturas. Logo será analisada aquela com maior altura.

As dimensões em planta, bem como sua altura, estão representadas na imagem abaixo.

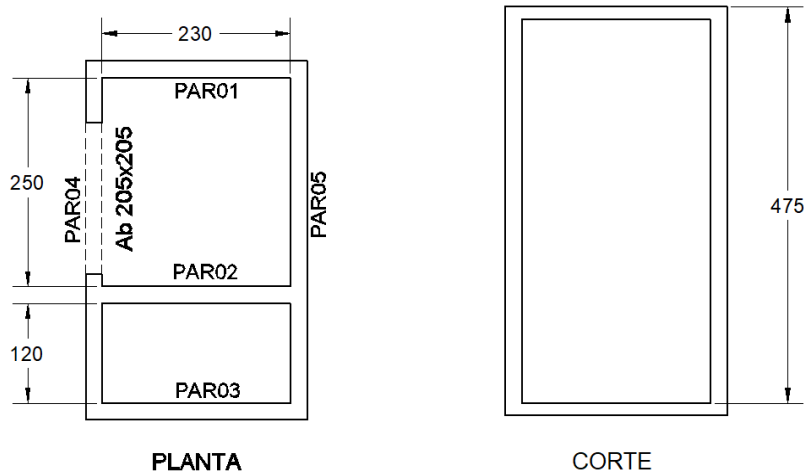


Figura 11 - Geometria caixa 2 – Travessia 1 e travessia 2.

As considerações geotécnicas adotadas são as mesmas que ao modelo de caixa anterior.

O empuxo horizontal resultante nas paredes possui os valores demonstrados na imagem abaixo.



Figura 12 - Empuxo horizontal da caixa 1 – Travessia 1 e travessia 2.

Os carregamentos considerados nas lajes são idênticos ao modelo de caixa anterior.

Os esforços obtidos por parede seguem conforme tabela abaixo.

Tabela 15 - Tabela de esforços da caixa 2 – Travessia 1 e travessia 2.

Par.	Esp. (cm)	Comp. (cm)	Hipótese	Base					Ext, Sup,				
				N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)
Parede1	20	250	Peso próprio	4,96	0,64	-1,44	0,27	-2,55	0,88	-0,05	-0,06	-0,08	0,09
			Cargas permanentes	0,70	-0,11	0,11	-0,07	0,08	0,12	-0,01	0,00	-0,02	0,00
			Sobrecarga	0,18	0,02	-0,06	0,01	-0,11	0,21	-0,01	0,00	0,00	0,00
			Empuxo	-5,12	-4,40	-2,87	-11,36	-13,42	-1,15	0,84	-0,62	1,20	0,62
Parede2	20	250	Peso próprio	11,26	-0,44	1,19	0,77	2,84	1,05	-0,11	0,00	-0,05	-0,01
			Cargas permanentes	-1,07	0,04	-0,10	-0,12	-0,13	-0,02	0,04	0,00	0,02	0,00
			Sobrecarga	0,42	-0,03	0,05	0,03	0,11	0,21	-0,01	0,00	0,00	0,00
			Empuxo	-6,36	-4,26	-4,28	-11,56	-10,93	0,40	-1,39	-0,44	0,92	0,80
Parede3	20	250	Peso próprio	4,24	0,36	0,48	0,51	1,10	0,60	0,03	0,02	0,06	-0,03
			Cargas permanentes	0,74	-0,06	0,13	0,03	0,34	0,15	-0,06	0,01	0,01	-0,01
			Sobrecarga	0,14	0,00	0,02	0,01	0,04	0,19	0,00	0,00	0,00	0,00
			Empuxo	8,76	-1,90	4,39	-2,15	13,57	-1,00	1,14	0,19	-0,40	-0,66
Parede4	20	410	Peso próprio	5,92	0,69	-0,25	2,20	-0,52	1,03	0,03	-0,39	-0,04	0,04
			Cargas permanentes	0,07	0,04	-0,40	-0,03	-0,08	0,10	0,01	0,04	-0,01	0,02
			Sobrecarga	0,24	0,03	0,02	0,09	-0,02	0,32	0,00	-0,02	0,00	0,00
			Empuxo	9,78	0,93	-8,32	5,29	-7,11	1,39	1,32	0,98	-1,98	-1,83
Parede5	20	410	Peso próprio	8,66	-1,85	0,31	-3,74	-0,87	1,16	-0,07	-0,03	0,10	-0,09
			Cargas permanentes	0,03	0,15	-0,39	0,18	-0,20	0,13	0,00	0,00	0,00	-0,02
			Sobrecarga	0,28	-0,07	0,03	-0,14	-0,03	0,33	0,00	0,00	0,00	0,00
			Empuxo	-7,06	-2,67	-7,64	-13,13	-9,86	0,35	-0,28	-0,56	0,25	1,07

Os valores resultantes dos momentos solicitantes nas paredes mais desfavoráveis bem como as áreas de aço para combatê-los são:

- Momento Horizontal (Tração na face externa nos encontros com paredes adjacentes) = 1,54 tf·m/m → As = 3,61 cm²/m – Ø6,3 c/10
- Momento Vertical (Tração na face interna) = 2,18 tf·m/m → As = 4,01 cm²/m – Ø10,0 c/20

Para laje inferior, o modelo adotado foi similar ao anterior e produziu resultados semelhantes. Logo as armaduras adotadas foram as mesmas. As mesmas considerações são válidas para deformações e tensões do solo, que ficaram abaixo dos valores máximos estabelecidos.

Para laje superior, o modelo adotado foi similar ao anterior e produziu resultados semelhantes. Logo as armaduras adotadas foram as mesmas. As mesmas considerações são válidas para deformações, a qual possuem valores semelhantemente baixos.

3.2.3 Demais caixas de descarga, ventosa e caixa de passagem em concreto armado

As demais caixas da travessia 3 (Rio Jabuti) e travessia 4 (Cachoeirinha), relocação da adutora, descargas e ventosas ao longo do trecho, por serem similares em geometria, foram analisadas através de uma única, a qual possui maior altura de solo em contato

com as paredes. A caixa em questão é a caixa de descarga que possui as geometrias apresentadas na imagem abaixo.

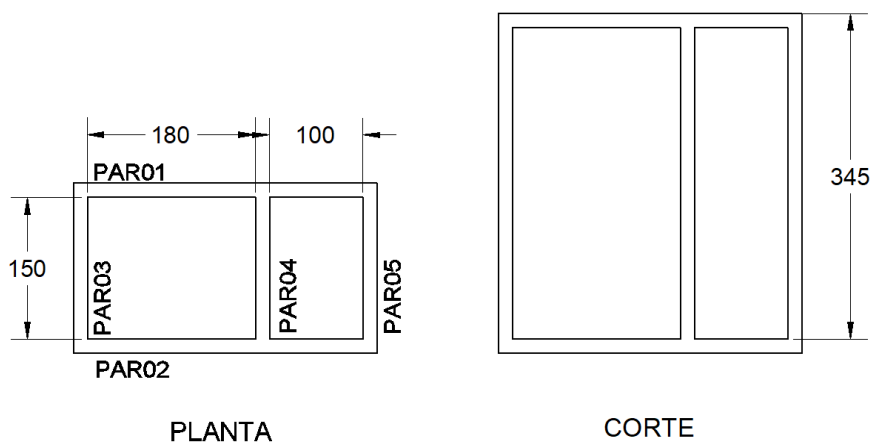


Figura 13 - Geometria caixa de descarga com H=345 cm.

Analisando as sondagens SPT ao longo do trecho e complementando as análises pelas sondagens com trado, podemos concluir que o material superficial caracterizado em todos os perfis caracteriza-se como uma argila arenosa média a média-rija. Logo podemos manter as mesmas considerações geotécnicas adotadas são as mesmas que ao modelo de caixa anterior.

O empuxo horizontal resultante nas paredes possui os valores demonstrados na imagem abaixo.



Figura 14 - Empuxo horizontal da caixa 1 – travessia 1 (Jabaquara) e travessia 2 (Rio Grande).

Os carregamentos considerados nas lajes são idênticos ao modelo de caixa anterior.

Os esforços obtidos por parede seguem conforme tabela abaixo.

Tabela 16 - Tabela de esforços da caixa 2 – travessia 1 (Jabaquara) e travessia 2 (Rio Grande).

Par.	Esp. (cm)	Comp. (cm)	Hipótese	Base					Ext,Sup.				
				N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)
Parede1	20	250	Peso próprio	4,96	0,64	-1,44	0,27	-2,55	0,88	-0,05	-0,06	-0,08	0,09
			Cargas permanentes	0,70	-0,11	0,11	-0,07	0,08	0,12	-0,01	0,00	-0,02	0,00
			Sobrecarga	0,18	0,02	-0,06	0,01	-0,11	0,21	-0,01	0,00	0,00	0,00
			Empuxo	-5,12	-4,40	-2,87	-11,36	-13,42	-1,15	0,84	-0,62	1,20	0,62
Parede2	20	250	Peso próprio	11,26	-0,44	1,19	0,77	2,84	1,05	-0,11	0,00	-0,05	-0,01
			Cargas permanentes	-1,07	0,04	-0,10	-0,12	-0,13	-0,02	0,04	0,00	0,02	0,00
			Sobrecarga	0,42	-0,03	0,05	0,03	0,11	0,21	-0,01	0,00	0,00	0,00
			Empuxo	-6,36	-4,26	-4,28	-11,56	-10,93	0,40	-1,39	-0,44	0,92	0,80
Parede3	20	250	Peso próprio	4,24	0,36	0,48	0,51	1,10	0,60	0,03	0,02	0,06	-0,03
			Cargas permanentes	0,74	-0,06	0,13	0,03	0,34	0,15	-0,06	0,01	0,01	-0,01
			Sobrecarga	0,14	0,00	0,02	0,01	0,04	0,19	0,00	0,00	0,00	0,00
			Empuxo	8,76	-1,90	4,39	-2,15	13,57	-1,00	1,14	0,19	-0,40	-0,66
Parede4	20	410	Peso próprio	5,92	0,69	-0,25	2,20	-0,52	1,03	0,03	-0,39	-0,04	0,04
			Cargas permanentes	0,07	0,04	-0,40	-0,03	-0,08	0,10	0,01	0,04	-0,01	0,02
			Sobrecarga	0,24	0,03	0,02	0,09	-0,02	0,32	0,00	-0,02	0,00	0,00
			Empuxo	9,78	0,93	-8,32	5,29	-7,11	1,39	1,32	0,98	-1,98	-1,83
Parede5	20	410	Peso próprio	8,66	-1,85	0,31	-3,74	-0,87	1,16	-0,07	-0,03	0,10	-0,09
			Cargas permanentes	0,03	0,15	-0,39	0,18	-0,20	0,13	0,00	0,00	0,00	-0,02
			Sobrecarga	0,28	-0,07	0,03	-0,14	-0,03	0,33	0,00	0,00	0,00	0,00
			Empuxo	-7,06	-2,67	-7,64	-13,13	-9,86	0,35	-0,28	-0,56	0,25	1,07

Ambos os momentos fletores, vertical e horizontal, possuem valores menor que 0,60 tf·m/m que combinado ($1,4 \cdot 0,60 = 0,84$ tf·m/m) é menor que o momento mínimo da seção (11,3 tf·m/m). Logo foi adotado para todas as armadura de Ø6,3 c/10.

Para laje inferior, o modelo adotado foi similar ao anterior e produziu resultados semelhantes. Logo as armaduras adotadas foram as mesmas. As mesmas considerações são válidas para deformações e tensões do solo, que ficaram abaixo dos valores máximos estabelecidos.

Para laje superior, o modelo adotado foi similar ao anterior e produziu resultados semelhantes. Logo as armaduras adotadas foram as mesmas. As mesmas considerações são válidas para deformações, a qual possuem valores semelhantemente baixos.

3.2.4 Caixas com blocos de concreto preenchidos

Para dimensionamento desse grupo de caixas, foi adotado o modelo de armação somente vertical dentro dos alvéolos dos blocos, faceando a armadura na parte interna da caixa para combater os esforços promovidos pelo empuxo.

Semelhantemente às outras caixas, o comportamento das paredes nesse modelo permite que as paredes sejam armadas como um elemento bi apoiado, uma vez que a última fiada canaleta armada permite a consolidação desse modelo.

A caixa com maior altura desse grupo possui medida de 2,00 m. Logo as verificações serão realizadas para essa condição mais conservadora.

Esses esforços estão apresentados na imagem a seguir.

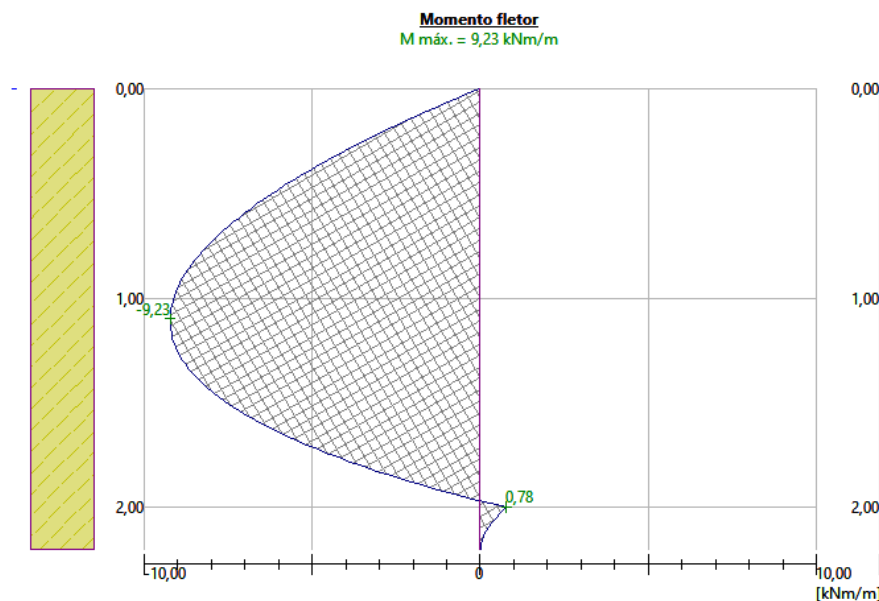


Figura 15 - Momento máximo para caixas feitas com bloco cheio.

Uma vez que o momento máximo é igual a 9,23 KN·m/m, e a distância entre barras em cada alvéolo é de aproximadamente 20 cm, será adotado 1 barra Ø10,0 por furo preenchido com concreto.

Para laje inferior, o modelo adotado foi similar ao anterior e produziu resultados semelhantes. Logo as armaduras adotadas foram as mesmas. As mesmas considerações são válidas para deformações e tensões do solo, que ficaram abaixo dos valores máximos estabelecidos.

Para laje superior, o modelo adotado foi similar ao anterior e produziu resultados semelhantes. Logo as armaduras adotadas foram as mesmas. As mesmas considerações são válidas para deformações, a qual possuem valores semelhantemente baixos.

3.2.5 Blocos de ancoragem

3.2.5.1 Empuxo hidráulico

O empuxo hidráulico resultante para curvas pode ser descrito pela equação abaixo.

$$E_h = 2p \frac{\pi D_e^2}{4} \sin(\alpha/2)$$

Onde:

- E_h = empuxo hidráulico (kN)
- p = pressão máxima de teste (kPa)
- D = diâmetro da tubulação (m)
- α = ângulo da curva (°)

Para o caso de conexões em Tê, o empuxo hidráulico resultante pode ser expresso por:

$$E_h = p \frac{\pi D_e^2}{4}$$

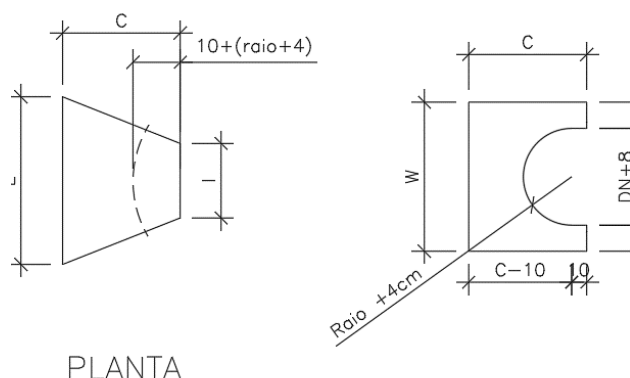
Onde:

- E_h = empuxo hidráulico (kN)
- p = pressão máxima de teste (kPa)
- D = diâmetro da tubulação (m)

3.2.5.2 Metodologia

Para o dimensionamento dos blocos de ancoragem é necessário que as forças resistentes sejam maiores do que as forças atuantes, bem como os momentos atuantes e resistentes que resultam da atuação dessas forças.

Inicialmente, definiu-se a geometria do bloco como trapezoidal, com medidas iniciais arbitradas. Na imagem abaixo se têm a representação de um bloco padrão, com suas dimensões representadas.



PLANTA

Figura 16 - Geometria do bloco de ancoragem (medidas em centímetros).

Sendo:

- C = profundidade do bloco
- L = largura maior do bloco
- W = altura do bloco
- I = largura menor do bloco
- DN = diâmetro da tubulação

Já na Figura 17, tem-se a representação das forças atuantes e resistentes do sistema solo-bloco, que serão descritas a seguir.

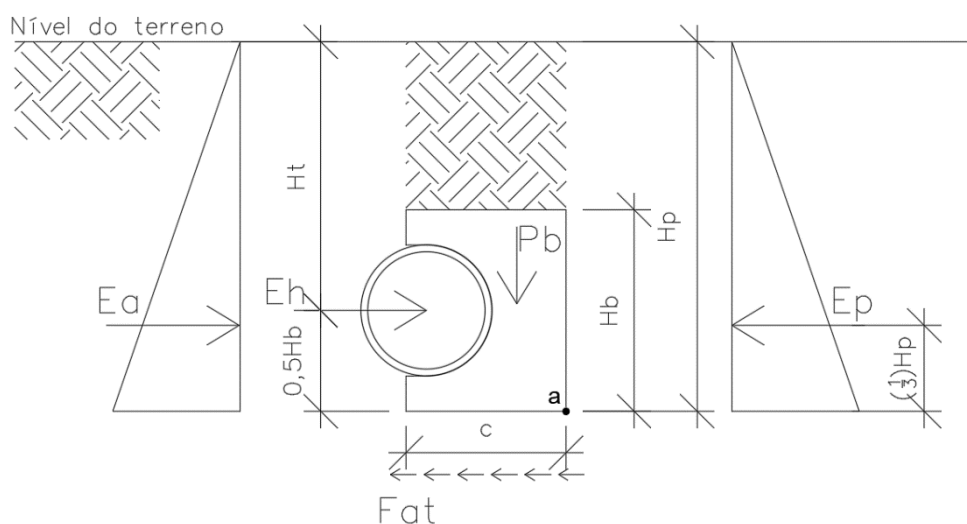


Figura 17 - Forças atuantes e resistentes no sistema solo-bloco.

Sendo:

- E_h = empuxo hidráulico
- E_a = empuxo ativo
- E_p = empuxo passivo
- P_h = peso do bloco de ancoragem
- F_{at} = força de atrito solo-bloco
- a = ponto de giro de momentos
- H_b = altura do bloco
- H_p = altura da profundidade do bloco, medida da superfície do terreno
- H_t = altura da tubulação, medida a partir do seu eixo central

As forças atuantes na figura são empuxo hidráulico (E_h), já definido no item 1 e o empuxo ativo (E_a), que pode ser definido pela equação:

$$E_a = 0,5 \cdot K_a \cdot (\gamma_s \cdot H_p^2) \cdot l$$

K_a = coeficiente de empuxo ativo

Como forças resistentes, foram considerados o empuxo passivo (E_p), o peso do bloco (P_b) e a força de atrito (F_{at}). A atuação das forças de coesão do solo, bem como do peso de solo acima do bloco foram desconsideradas como uma medida conservadora, visto que tanto o tipo de solo como a altura de solo acima do bloco, variam ao longo do trecho da tubulação analisada.

O empuxo passivo, peso do bloco e força de atrito podem ser definidos, respectivamente, nas equações a seguir:

$$E_p = 0,5 \cdot K_p \cdot \gamma_s (2 \cdot H_p \cdot H_b - H_b^2) \cdot L$$

K_p = coeficiente de empuxo passivo

$$P_b = 0,5 \cdot \gamma_{conc} \cdot (L + l) \cdot \left(c - \frac{DN}{2} \right) \cdot H_b$$

$$F_{at} = P_b \cdot \frac{2}{3} \tan \varphi \quad (\text{sendo } \varphi = \text{âng. de atrito solo - concreto})$$

Os parâmetros de solo utilizados para cálculo das equações acima foram os seguintes:

- Para cálculo dos coeficientes de empuxo ativo e passivo, foi utilizado o valor de ângulo de atrito interno do solo (ϕ) igual a 25°

- O ângulo de atrito solo-concreto foi considerado como sendo $\frac{2}{3}\phi$
- Peso específico do concreto igual a 25kN/m³
- Peso específico do solo igual a 18kN/m³

3.2.5.3 Dimensionamento

Feitas as análises descritas no item anterior, os blocos foram dimensionados através de um processo iterativo com a utilização de uma tabela de cálculo, cujo objetivo foi atender às duas relações seguintes:

- Equilíbrio de forças: $\frac{\text{Forças resistentes } (F_r)}{\text{Forças atuantes } (F_a)} > FS$
- Equilíbrio de momentos: $\frac{\text{Momentos resistentes } (M_r)}{\text{Momentos atuantes } (M_a)} > FS$

Sendo, FS = 1,5.

Na imagem abaixo é apresentada a tabela de cálculo utilizada no dimensionamento.

FATOR DE SEGURANÇA = 1,5

Bloco		Descrição	Geometria do bloco (m)					Vol (m³)	D tubo (mm)	p (KPa)	Âng cuna α°	γ solo (kN/m³)	Âng de atito (º) do solo	Âng de atito (º) sob-carga	I _p	I _a	Tipo de bloco	Peso do bloco (kN)	Empuxo Hidráulico E _h (kN)	Empuxo passivo E _p (kN)	Empuxo ativo E _a (kN)	Atrito solo-bloco Fato ₂ (kN)	M. resist (kNm)	M. atuantes (kNm)	FS= 1,5		
			C	L	I	H _b	H _p																		F. resist (kNm)	F. atuantes (kNm)	Equi. De foras
1	DN700	cuna 90°	1,30	2,00	0,70	2,90	3,90	3,915	738	600	90	18	25	16,67	2,46	0,41	trapezoidal	91,12	362,97	630,22	21,50	0,14	18,19	853,51	553,98	OK	OK
2	DN700	cuna 45°	1,00	1,40	0,60	2,50	3,50	2,5	738	600	45	18	25	16,67	2,46	0,41	trapezoidal	39,44	196,44	349,26	13,70	0,11	7,87	415,84	261,37	OK	OK
3	DN700	cuna 22°	1,00	1,40	0,60	2,50	3,50	2,5	738	600	22	18	25	16,67	2,46	0,41	trapezoidal	39,44	97,95	349,26	13,70	0,22	7,87	415,84	138,25	OK	OK
4	DN600	cuna 90°	1,00	1,40	0,70	2,30	3,30	2,415	532	600	90	18	25	16,67	2,46	0,41	trapezoidal	44,32	188,62	307,04	13,53	0,13	8,84	350,63	231,64	OK	OK
5	DN500	cuna 45°	1,00	1,40	0,40	2,30	3,30	2,07	532	600	45	18	25	16,67	2,46	0,41	trapezoidal	37,98	102,08	307,04	7,73	0,20	7,58	348,30	125,81	OK	OK
6	DN500	cuna 22°	1,00	1,40	0,80	2,30	3,30	2,53	532	600	22	18	25	16,67	2,46	0,41	trapezoidal	46,43	50,90	307,04	15,46	0,50	9,27	351,40	75,37	OK	OK
7	DN700	Tê 90°	1,60	2,30	1,00	3,30	4,30	5,445	738	600	180	18	25	16,67	2,46	0,41	trapezoidal	167,57	256,66	892,04	39,78	0,36	33,44	1368,95	479,93	OK	OK

3.2.6 Apoio para tubulação em trecho aéreo

3.2.6.1 DN500 – Trecho estaca 597+7.40 – Apoio P18, P19 e P20

A pressão no trecho é de 66.63 mca ou 666.30 KPa. As curvas nos apoios P18 e P20 possuem ângulo de deflexão igual a 11°15'. A função do apoio P19 resume-se em suporte do peso da tubulação no trecho.

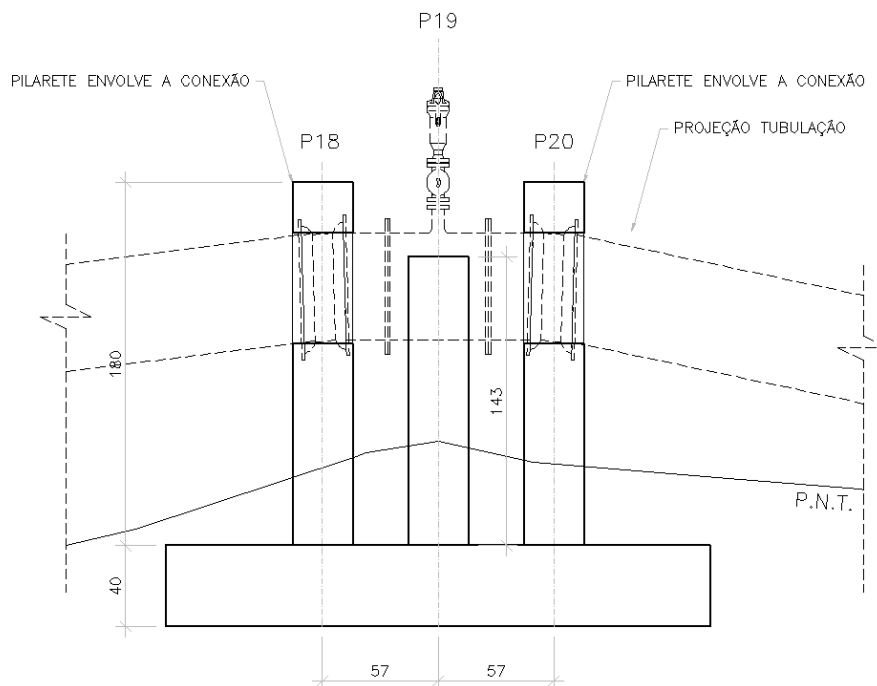


Figura 18 - Corte esquemático dos apoios P18, P19 e P20.

Semelhantemente aos esforços nos blocos de ancoragem, os empuxos hidráulicos nos apoios P18 e P19 se manifestarão com uma componente horizontal e uma componente vertical para cima.

Sendo assim os pilaretes desenvolvem a função de suportar o essas componentes verticais, enquanto as sapatas de fundação absorvem os momentos fletores da base e distribuem os carregamentos verticais para o solo.

Abaixo seguem esforços calculados nesses pontos de apoio.

- $E_h = 2 \cdot p \cdot (0,25 \cdot \pi \cdot D^2) \cdot \sin(\alpha/2) = 2 \cdot 666300 \cdot 0,1963 \cdot 0,0980 = 25636N$ ou 25,6KN.
 - $p=666300$ Pa
 - $D=0,50m \Rightarrow (0,25 \cdot \pi \cdot 0,5^2) = 0,1963m^2$
 - $\alpha = 11^\circ,15' \Rightarrow \sin(11,25/2) = 0,0980$

- Parcela Vertical = $\cos \alpha \cdot E_h = \cos(11,25) \cdot 25,60 = 25,1 \text{ KN}$
- Parcela Horizontal = $\sin \alpha \cdot E_h = \sin(11,25) \cdot 25,60 = 5,0 \text{ KN}$

O apoio P18 ou P20 “seguram” aproximadamente 1,80 m de tubulação cheia, o que resultaria em uma carga vertical para baixo de 5,60 KN (considerando a massa linear do tubo cheio igual a 3,10 KN/m).

A parcela vertical que será inserida no modelo estrutural será de: 25,1 KN – 5,60 KN = **19,5 KN**.

O modelo estrutural contemplou dois pilares suportando uma viga a qual receberá em seu centro o esforço vertical para cima citado anteriormente e a parcela horizontal. Sendo assim, os pilares serão dimensionados como tirantes contemplando o peso próprio e a viga será dimensionada à flexão e cortante.

Os apoios serão fixados sobre sapata de flexão que receberá os esforços solicitantes gerados pelo grupo. As verificações dos pilares tipos e da viga estão apresentadas nas tabelas abaixo.

Pilar fictício tipo

Secção de betão															
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (t)	Mxx (t·m)	Myy (t·m)	Qx (t)		Qy (t)
Piso 1 (0 - 1.8 m)	30x30	Ext.Superior	Passa	Passa	5.5	16.5	16.5	AP ⁽²⁾	Q,N,M	-1.61	0.25	-0.14	0.15	0.35	Passa
		Ext.Inferior	Passa	Passa	5.5	34.4	34.4	AP ⁽²⁾	Q,N,M	-1.10	0.81	0.10	0.15	0.35	Passa
Fundação	30x30	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	0.9	34.4	34.4	AP ⁽²⁾	Q,N,M	-1.10	0.81	0.10	0.15	0.35	Passa
Notas: ⁽¹⁾ A verificação não é necessária ⁽²⁾ 1.4-PP+1.4-CP															

VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA (ABNT NBR 6118:2014)																	Estado
Vigas	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _{st}	T _{sl}	TNM _x	TV _x	TV _y	TV _{xSt}	TV _{ySt}	T,Disp _{-sl}	T,Geom _{-st}	T,Arm _{-st}		
a: P18A - P18B	Passa	Passa	'0.200 m' η = 18.7	'0.200 m' η = 20.9	η = 9.2	η = 23.5	'0.000 m' η = 7.3	'0.200 m' Passa	N.A. ⁽¹⁾	'0.200 m' η = 16.0	N.A. ⁽¹⁾	Passa	Passa	Passa	Passa	PASSA	
Notação: Disp.: Disposições relativas às armaduras Arm.: Armadura mínima e máxima Q: Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (combinações não sísmicas) N,M: Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (combinações não sísmicas) T_c: Estado limite de ruptura por torção. Compressão oblíqua. T_{st}: Estado limite de ruptura por torção. Tração na alma. T_{sl}: Estado limite de ruptura por torção. Tração nas armaduras longitudinais. TNM_x: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforços normais. Flexão em torno do eixo X. TV_x: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Compressão oblíqua TV_y: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Compressão oblíqua TV_{xSt}: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Tração na alma. TV_{ySt}: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Tração na alma. T,Disp_{-sl}: Estado limite de ruptura por torção. Espaçamento entre as barras da armadura longitudinal. T,Geom_{-st}: Estado limite de ruptura por torção. Diâmetro mínimo da armadura transversal. T,Arm_{-st}: Estado limite de ruptura por torção. Quantidade mínima de estribos fechados. x: Distância à origem da barra η: Coeficiente de aproveitamento (%) N.A.: Não aplicável																	
Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.A.): ⁽¹⁾ Não há interação entre torção e esforço cortante para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária.																	

Vigas	VERIFICAÇÕES DE FISSURAÇÃO (ABNT NBR 6118:2014)					Estado
	$W_{k,F, sup.}$	$W_{k,F, Lat. Dir.}$	$W_{k,F, inf.}$	$W_{k,F, Lat. Esq.}$	σ_s	
a: P18A - P18B	x: 0.2 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	PASSA
Notação: $W_{k,F, sup.}$: Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face superior $W_{k,F, Lat. Dir.}$: Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral direita $W_{k,F, inf.}$: Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face inferior $W_{k,F, Lat. Esq.}$: Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral esquerda σ_s : Armaduras longitudinais mínimas x: Distância à origem da barra η : Coeficiente de aproveitamento (%) N.A.: Não aplicável						
Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.A.): ⁽¹⁾ A verificação não é necessária, já que não há nenhuma armadura tracionada. ⁽²⁾ A verificação não é necessária, já que a tensão de tração máxima no concreto não supera a resistência à tração do mesmo. ⁽³⁾ Não há esforços que produzam tensões normais para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária.						

Verificações de flecha				
Vigas	Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim} = L/350$	No tempo infinito (Quase permanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/250$	Ativa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = \text{Mín.}(10.00, L/500)$	Estado
a: P18A - P18B	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q,lim}$: 1.71 mm	$f_{T,max}$: 0.02 mm $f_{T,lim}$: 2.40 mm	$f_{A,max}$: 0.01 mm $f_{A,lim}$: 1.20 mm	PASSA

As verificações da sapata de apoio desse grupo segue conforme abaixo. A tensão admissível adotada para apoio das mesmas é de 2,0 Kgf/cm². O valor adotado torna-se conservador quando consideramos que em profundidades rasas temos a presença de material rochoso, o qual contribuirá muito na distribuição dos esforços dentro do bulbo de tensões.

As dimensões adotadas para as sapatas possuem peso volumétrico com mínimo de 150 % dos esforços de verticais para cima.

Referência: (P18A-P18B-P20A-P20B)		
Dimensões: 200 x 270 x 40		
Soldados: Xi:Ø10c/20 Yi:Ø10c/20 Xs:Ø10c/20 Ys:Ø10c/20		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno:		
<i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.246 kgf/cm ²	Passa

Referência: (P18A-P18B-P20A-P20B)

Dimensões: 200 x 270 x 40

Soldados: Xi:Ø10c/20 Yi:Ø10c/20 Xs:Ø10c/20 Ys:Ø10c/20

Verificação	Valores	Estado
- Tensão máxima em combinações fundamentais:	Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 0.493 kgf/cm ²	Passa
Tombamento da sapata: - Na direção X ⁽¹⁾ - Na direção Y: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i> <i>(1) Sem momento de tombamento</i>	 Reserva segurança: 12.7 %	 Passa
Flexão na sapata: - Na direção X: - Na direção Y:	 Momento: -0.22 t·m Momento: 1.02 t·m	 Passa Passa
Cortante na sapata: - Na direção X: - Na direção Y:	 Cortante: 0.12 t Cortante: 1.92 t	 Passa Passa
Compressão oblíqua na sapata: - Combinações fundamentais: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	 Máximo: 642.85 t/m ² Calculado: 3.01 t/m ²	 Passa
Altura mínima: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 40 cm	 Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação: - P18A:	Mínimo: 12 cm Calculado: 34 cm	 Passa

Referência: (P18A-P18B-P20A-P20B)

Dimensões: 200 x 270 x 40

Soldados: Xi:Ø10c/20 Yi:Ø10c/20 Xs:Ø10c/20 Ys:Ø10c/20

Verificação	Valores	Estado
- P18B:	Calculado: 34 cm	Passa
- P20A:	Calculado: 34 cm	Passa
- P20B:	Calculado: 34 cm	Passa
Quantidade geométrica mínima: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 0.001	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 0.001	Passa
- Armadura superior direção X:	Calculado: 0.001	Passa
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 0.001	Passa
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 0.001	Passa
Quantia mínima necessária por flexão: <i>Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2</i>	Mínimo: 0.0001	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 0.001	Passa
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 0.001	Passa
- Armadura superior direção X:	Calculado: 0.001	Passa
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 0.001	Passa
Diâmetro mínimo das barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 10 mm	
- Malha inferior:	Calculado: 10 mm	Passa
- Malha superior:	Calculado: 10 mm	Passa

Referência: (P18A-P18B-P20A-P20B)

Dimensões: 200 x 270 x 40

Soldados: Xi:Ø10c/20 Yi:Ø10c/20 Xs:Ø10c/20 Ys:Ø10c/20

Verificação	Valores	Estado
Espaçamento máximo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura superior direção X:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 20 cm	Passa
Espaçamento mínimo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros, baseado em: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura superior direção X:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 20 cm	Passa
Comprimento de ancoragem: <i>Critério do livro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>		
- Armadura inf. direção X para dir:	Mínimo: 11 cm Calculado: 32 cm	Passa
- Armadura inf. direção X para esq:	Mínimo: 11 cm Calculado: 32 cm	Passa
- Armadura inf. direção Y para cima:	Mínimo: 10 cm Calculado: 63 cm	Passa

Referência: (P18A-P18B-P20A-P20B)

Dimensões: 200 x 270 x 40

Soldados: Xi:Ø10c/20 Yi:Ø10c/20 Xs:Ø10c/20 Ys:Ø10c/20

Verificação	Valores	Estado
- Armadura inf. direção Y para baixo:	Mínimo: 10 cm Calculado: 84 cm	Passa
- Armadura sup. direção X para dir:	Mínimo: 19 cm Calculado: 40 cm	Passa
- Armadura sup. direção X para esq:	Mínimo: 19 cm Calculado: 40 cm	Passa
- Armadura sup. direção Y para cima:	Mínimo: 14 cm Calculado: 84 cm	Passa
- Armadura sup. direção Y para baixo:	Mínimo: 14 cm Calculado: 63 cm	Passa
Comprimento mínimo das dobras:	Mínimo: 11 cm	
- Armadura inf. direção X para dir:	Calculado: 32 cm	Passa
- Armadura inf. direção X para esq:	Calculado: 32 cm	Passa
- Armadura inf. direção Y para cima:	Calculado: 32 cm	Passa
- Armadura inf. direção Y para baixo:	Calculado: 32 cm	Passa
- Armadura sup. direção X para dir:	Calculado: 32 cm	Passa
- Armadura sup. direção X para esq:	Calculado: 32 cm	Passa
- Armadura sup. direção Y para cima:	Calculado: 32 cm	Passa
- Armadura sup. direção Y para baixo:	Calculado: 32 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		

Referência: (P18A-P18B-P20A-P20B)

Dimensões: 200 x 270 x 40

Soldados: Xi:Ø10c/20 Yi:Ø10c/20 Xs:Ø10c/20 Ys:Ø10c/20

Verificação	Valores	Estado
- Sapata do tipo rígido (Critério da CYPE Ingenieros)		
- Relação ruptura desfavorável (Na direção X): 0.02		
- Relação ruptura desfavorável (Na direção Y): 0.09		
- Cortante de esgotamento (Na direção X): 42.82 t		
- Cortante de esgotamento (Na direção Y): 31.71 t		

3.2.6.2 DN700 – Trecho estaca 638+13.00 – Apoio P60/61

A pressão no trecho é de 52.08 mca ou 520.8 KPa. Os apoios foram unidos em um único, situado na curva de junta elástica. A curva nos apoios P60/P61 possui ângulo de deflexão igual a 22°30'.

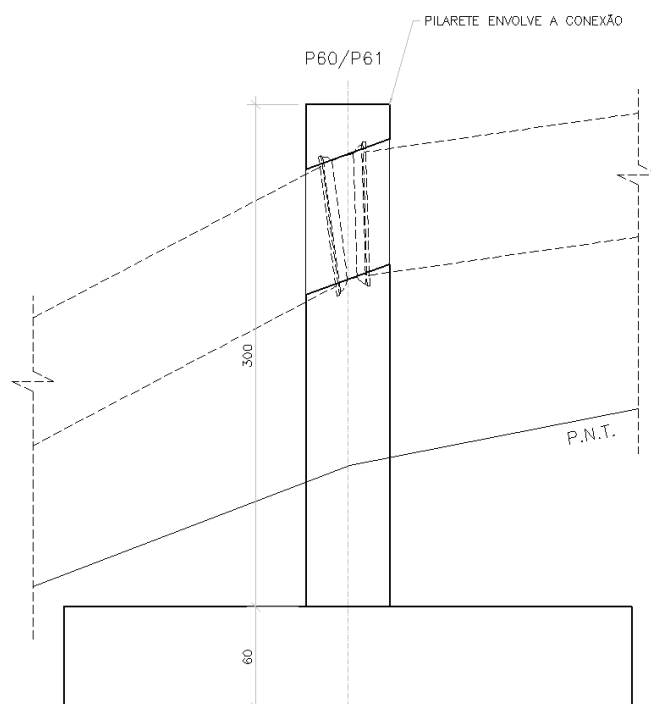


Figura 19 - Corte esquemático dos apoios P60/P61.

Abaixo seguem esforços calculados nesses pontos de apoio.

- $E_h = 2 \cdot p \cdot (0,25 \cdot \pi \cdot D^2) \cdot \sin(\alpha/2) = 2 \cdot 521000 \cdot 0,3848 \cdot 0,1951 = 78228\text{N}$ ou **78.2 KN**
 - $p=521000$ Pa
 - $D=0,70\text{m} \Rightarrow (0,25 \cdot \pi \cdot 0,7^2) = 0,3848 \text{ m}^2$
 - $\alpha = 22^\circ 30' \Rightarrow \sin(22,50/2) = 0,1951$
- Parcela Vertical = $\cos \alpha \cdot E_h = \cos(22,50) \cdot 78,2 = 72,2 \text{ KN}$
- Parcela Horizontal = $\sin \alpha \cdot E_h = \sin(22,50) \cdot 78,2 = 30 \text{ KN}$

O apoio P60P61 “segura” aproximadamente 3,80 m de tubulação cheia, o que resultaria em uma carga vertical para baixo de 24,70 KN (considerando a massa linear do tubo cheio igual a 6,50 KN/m).

A parcela vertical que será inserida no modelo estrutural será de: 72,2 KN – 24,7 KN = **47,5KN**.

O modelo estrutural contemplou dois pilares suportando uma viga a qual receberá em seu centro o esforço vertical para cima citado anteriormente e a parcela horizontal. Sendo assim, os pilares serão dimensionados como tirantes contemplando o peso próprio e a viga será dimensionada à flexão e cortante.

Os apoios serão fixados sobre sapata de flexão que receberá os esforços solicitantes gerados pelo grupo. As verificações dos pilares tipos e da viga estão apresentadas nas tabelas abaixo.

Pilar fictício tipo

Secção de betão														
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis						
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (t)	Mxx (t·m)	Myy (t·m)	Qx (t)	Qy (t)
Piso 1 (-0.5 – 3.0 m)	30x50	Ext.Superior	Passa	Passa	22.7	35.6	35.6	AP ⁽²⁾	Q,N,M	-4.71	1.47	-0.53	0.43	2.10
		Ext.Inferior	Passa	Passa	22.7	92.1	92.1	AP ⁽²⁾	Q,N,M	-3.61	5.88	0.37	0.43	2.10
Fundação	30x50	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	3.9	92.1	92.1	AP ⁽²⁾	Q,N,M	-3.61	5.88	0.37	0.43	2.10
Notas: ⁽¹⁾ A verificação não é necessária ⁽²⁾ 1.4-PP+1.4-CP														

Vigas	VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA (ABNT NBR 6118:2014)															Estado
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _{st}	T _{sl}	TNM _x	TV _x	TV _y	TV _{xSt}	TV _{ySt}	T,Disp.sl	T,Geom.st	T,Arm.st	
a: P60A - P60B	Passa	Passa	'0.300 m' η = 25.0	'0.300 m' η = 45.5	η = 28.2	η = 55.1	'0.000 m' η = 23.6	'0.300 m' Passa	N.A. ⁽¹⁾	'0.300 m' η = 40.1	N.A. ⁽¹⁾	Passa	Passa	Passa	Passa	PASSA

Vigas	VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA (ABNT NBR 6118:2014)															Estado	
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _{st}	T _{sl}	TNM _x	TV _x	TV _y	TV _{xSt}	TV _{ySt}	T _r Disp. _{sl}	T _r Geom. _{st}	T _r Arm. _{st}		
Notação:																	
Disp.: Disposições relativas às armaduras Arm.: Armadura mínima e máxima Q: Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (combinações não sísmicas) N,M: Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (combinações não sísmicas) T _c : Estado limite de ruptura por torção. Compressão oblíqua. T _{st} : Estado limite de ruptura por torção. Tração na alma. T _{sl} : Estado limite de ruptura por torção. Tração nas armaduras longitudinais. TNM _x : Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforços normais. Flexão em torno do eixo X. TV _x : Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Compressão oblíqua TV _y : Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Compressão oblíqua TV _{xSt} : Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Tração na alma. TV _{ySt} : Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Tração na alma. T _r Disp. _{sl} : Estado limite de ruptura por torção. Espaçamento entre as barras da armadura longitudinal. T _r Geom. _{st} : Estado limite de ruptura por torção. Diâmetro mínimo da armadura transversal. T _r Arm. _{st} : Estado limite de ruptura por torção. Quantidade mínima de estribos fechados. x: Distância à origem da barra η: Coeficiente de aproveitamento (%) N.A.: Não aplicável																	
Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.A.): ⁽¹⁾ Não há interação entre torção e esforço cortante para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária.																	

Vigas	VERIFICAÇÕES DE FISSURAÇÃO (ABNT NBR 6118:2014)					Estado
	W _{k,F,sup.}	W _{k,F,lat.Dir.}	W _{k,F,inf.}	W _{k,F,lat.Esq.}	σ _s	
a: P60A - P60B	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	PASSA
Notação: W _{k,F,sup.} : Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face superior W _{k,F,lat.Dir.} : Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral direita W _{k,F,inf.} : Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face inferior W _{k,F,lat.Esq.} : Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral esquerda σ _s : Armaduras longitudinais mínimas x: Distância à origem da barra η: Coeficiente de aproveitamento (%) N.A.: Não aplicável						
Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.A.): (1) A verificação não é necessária, já que não há nenhuma armadura tracionada. (2) A verificação não é necessária, já que a tensão de tração máxima no concreto não supera a resistência à tração do mesmo. (3) Não há esforços que produzam tensões normais para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária.						

Verificações de flecha				
Vigas	Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim} = L/350$	No tempo infinito (Quase permanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/250$	Ativa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = \text{Mín.}(10.00, L/500)$	Estado
a: P60A - P60B	f _{i,Q} : 0.00 mm f _{i,Q,lim} : 2.29 mm	f _{T,max} : 0.10 mm f _{T,lim} : 3.20 mm	f _{A,max} : 0.04 mm f _{A,lim} : 1.60 mm	PASSA

As verificações da sapata de apoio desse grupo segue conforme abaixo. A tensão admissível adotada e considerações são similares ao caso anterior.

Referência: (P60A-P60B)		
Dimensões: 340 x 270 x 60		
Soldados: Xi:Ø12.5c/20 Yi:Ø12.5c/20 Xs:Ø12.5c/20 Ys:Ø12.5c/20		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno:		
Critério da CYPE Ingenieros		

Referência: (P60A-P60B)		
Dimensões: 340 x 270 x 60		
Soldados: Xi:Ø12.5c/20 Yi:Ø12.5c/20 Xs:Ø12.5c/20 Ys:Ø12.5c/20		
Verificação	Valores	Estado
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.508 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações fundamentais:	Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 1.017 kgf/cm ²	Passa
Tombamento da sapata:		
- Na direção X ⁽¹⁾		Não aplicável
- Na direção Y:		
<i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>	Reserva segurança: 14.0 %	Passa
<i>(1) Sem momento de tombamento</i>		
Flexão na sapata:		
- Na direção X:	Momento: -1.16 t·m	Passa
- Na direção Y:	Momento: 7.24 t·m	Passa
Cortante na sapata:		
- Na direção X:	Cortante: 0.97 t	Passa
- Na direção Y:	Cortante: 8.16 t	Passa
Compressão oblíqua na sapata:		
- Combinações fundamentais:	Máximo: 642.85 t/m ² Calculado: 4.73 t/m ²	Passa
<i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
Altura mínima:	Mínimo: 15 cm Calculado: 60 cm	Passa
<i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		

Referência: (P60A-P60B)

Dimensões: 340 x 270 x 60

Soldados: Xi:Ø12.5c/20 Yi:Ø12.5c/20 Xs:Ø12.5c/20 Ys:Ø12.5c/20

Verificação	Valores	Estado
Espaço para ancorar arranques na fundação:	Mínimo: 29 cm	
- P60A:	Calculado: 54 cm	Passa
- P60B:	Calculado: 54 cm	Passa
Quantidade geométrica mínima:		
<i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 0.001	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 0.001	Passa
- Armadura superior direção X:	Calculado: 0.001	Passa
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 0.001	Passa
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 0.001	Passa
Quantia mínima necessária por flexão:		
<i>Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2</i>	Calculado: 0.0011	
- Armadura inferior direção Y:	Mínimo: 0.0002	Passa
- Armadura superior direção X:	Mínimo: 0.0001	Passa
- Armadura superior direção Y:	Mínimo: 0.0001	Passa
Diâmetro mínimo das barras:		
<i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 10 mm	
- Malha inferior:	Calculado: 12.5 mm	Passa
- Malha superior:	Calculado: 12.5 mm	Passa
Espaçamento máximo entre barras:		
<i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 30 cm	

Referência: (P60A-P60B)

Dimensões: 340 x 270 x 60

Soldados: Xi:Ø12.5c/20 Yi:Ø12.5c/20 Xs:Ø12.5c/20 Ys:Ø12.5c/20

Verificação	Valores	Estado
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura superior direção X:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 20 cm	Passa
Espaçamento mínimo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros, baseado em: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura superior direção X:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 20 cm	Passa
Comprimento de ancoragem: <i>Critério do livro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>		
- Armadura inf. direção X para dir:	Mínimo: 13 cm Calculado: 69 cm	Passa
- Armadura inf. direção X para esq:	Mínimo: 13 cm Calculado: 69 cm	Passa
- Armadura inf. direção Y para cima:	Mínimo: 13 cm Calculado: 85 cm	Passa
- Armadura inf. direção Y para baixo:	Mínimo: 13 cm Calculado: 85 cm	Passa

Referência: (P60A-P60B)

Dimensões: 340 x 270 x 60

Soldados: Xi:Ø12.5c/20 Yi:Ø12.5c/20 Xs:Ø12.5c/20 Ys:Ø12.5c/20

Verificação	Valores	Estado
- Armadura sup. direção X para dir:	Mínimo: 18 cm Calculado: 71 cm	Passa
- Armadura sup. direção X para esq:	Mínimo: 18 cm Calculado: 71 cm	Passa
- Armadura sup. direção Y para cima:	Mínimo: 18 cm Calculado: 85 cm	Passa
- Armadura sup. direção Y para baixo:	Mínimo: 18 cm Calculado: 85 cm	Passa
Comprimento mínimo das dobras:	Mínimo: 14 cm	
- Armadura inf. direção X para dir:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura inf. direção X para esq:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura inf. direção Y para cima:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura inf. direção Y para baixo:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura sup. direção X para dir:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura sup. direção X para esq:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura sup. direção Y para cima:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura sup. direção Y para baixo:	Calculado: 20 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Sapata do tipo rígido (Critério da CYPE Ingenieros)		
- Relação ruptura desfavorável (Na direção X): 0.03		

Referência: (P60A-P60B)

Dimensões: 340 x 270 x 60

Soldados: Xi:Ø12.5c/20 Yi:Ø12.5c/20 Xs:Ø12.5c/20 Ys:Ø12.5c/20

Verificação	Valores	Estado
- Relação ruptura desfavorável (Na direção Y): 0.14		
- Cortante de esgotamento (Na direção X): 66.99 t		
- Cortante de esgotamento (Na direção Y): 84.37 t		

3.2.6.3 DN700 – Trecho estaca 638+13.00 – Apoio P63a e P64

A pressão no trecho é de 52.08 mca ou 520.8 KPa. A curva nos apoios P63a e P64 possuem ângulo de deflexão igual a 11°15'. O apoio P63 possui fundação apenas se suporte complementar da tubulação.

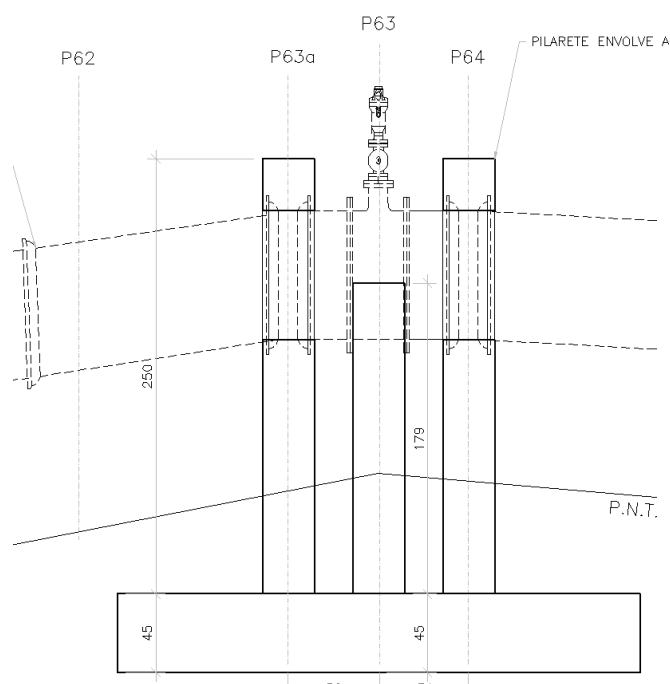


Figura 20 - Corte esquemático dos apoios P63a e P64.

Abaixo seguem esforços calculados nesses pontos de apoio.

- $E_h = 2 \cdot p \cdot (0,25 \cdot \pi \cdot D^2) \cdot \sin(\alpha/2) = 2 \cdot 521000 \cdot 0,3848 \cdot 0,098 = 39294 \text{ N}$ ou **39,3 KN**
 - $p=521000 \text{ Pa}$
 - $D=0,70\text{m} \Rightarrow (0,25 \cdot \pi \cdot 0,7^2) = 0,3848 \text{ m}^2$

$$\alpha = 11^{\circ}15' \Rightarrow \sin(11,25/2) = 0,098$$

- Parcela Vertical = $\cos \alpha \cdot E_h = \cos(11,25) \cdot 39,3 = 38,5 \text{ KN}$
- Parcela Horizontal = $\sin \alpha \cdot E_h = \sin(11,25) \cdot 39,3 = 7,70 \text{ KN}$

O apoio P63a ou P64 “seguram” aproximadamente 1.60 m de tubulação cheia, o que resultaria em uma carga vertical para baixo de 10.40 KN (considerando a massa linear do tubo cheio igual a 6.50 KN/m).

A parcela vertical que será inserida no modelo estrutural será de: 38.5 KN – 10.40 KN = **28.1 KN**.

O modelo estrutural contemplou dois pilares suportando uma viga a qual receberá em seu centro o esforço vertical para cima citado anteriormente e a parcela horizontal. Sendo assim, os pilares serão dimensionados como tirantes contemplando o peso próprio e a viga será dimensionada à flexão e cortante.

Os apoios serão fixados sobre sapata de flexão que receberá os esforços solicitantes gerados pelo grupo. As verificações dos pilares tipos e da viga estão apresentadas nas tabelas abaixo.

Pilar fictício tipo

Secção de betão														
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis						
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Qx (t)	Qy (t)
Piso 1 (-0.4 - 2.5 m)	30x30	Ext.Superior	Passa	Passa	8.8	26.5	26.5	AP ⁽²⁾	Q,N,M	-2.52	0.39	-0.29	0.25	0.56
		Ext.Inferior	Passa	Passa	8.8	63.9	63.9	AP ⁽²⁾	Q,N,M	-1.89	1.51	0.20	0.25	0.56
Fundação	30x30	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	1.5	63.9	63.9	AP ⁽²⁾	Q,N,M	-1.89	1.51	0.20	0.25	0.56

Notas:
⁽¹⁾ A verificação não é necessária
⁽²⁾ 1.4-PP+1.4-CP

Vigas	VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA (ABNT NBR 6118:2014)															Estado
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _{st}	T _{sl}	TNM _x	TV _x	TV _y	TV _{xSt}	TV _{ySt}	T _{Disp.sl}	T _{Geom.sl}	T _{Arm.sl}	
a: P63A - P62A2	Passa	Passa	'0.300 m' η = 28.7	'0.300 m' η = 59.1	η = 14.7	η = 37.6	η = 15.2	'0.300 m' Passa	N.A. ⁽¹⁾	'0.300 m' η = 25.2	N.A. ⁽¹⁾	Passa	Passa	Passa	Passa	PASSA

Notação:
 Disp.: Disposições relativas às armaduras
 Arm.: Armadura mínima e máxima
 Q: Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (combinações não sísmicas)
 N,M: Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (combinações não sísmicas)
 T_c: Estado limite de ruptura por torção. Compressão oblíqua.
 T_{st}: Estado limite de ruptura por torção. Tração na alma.
 T_{sl}: Estado limite de ruptura por torção. Tração nas armaduras longitudinais.
 TNM_x: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforços normais. Flexão em torno do eixo X.
 TV_x: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Compressão oblíqua
 TV_y: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Compressão oblíqua
 TV_{xSt}: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Tração na alma.
 TV_{ySt}: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Tração na alma.
 T_{Disp.sl}: Estado limite de ruptura por torção. Espaçamento entre as barras da armadura longitudinal.
 T_{Geom.sl}: Estado limite de ruptura por torção. Diâmetro mínimo da armadura transversal.
 T_{Arm.sl}: Estado limite de ruptura por torção. Quantidade mínima de estribos fechados.
 x: Distância à origem da barra
 η: Coeficiente de aproveitamento (%)
 N.A.: Não aplicável

Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.A.):
⁽¹⁾ Não há interação entre torção e esforço cortante para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária.

Vigas	VERIFICAÇÕES DE FISSURAÇÃO (ABNT NBR 6118:2014)					Estado
	$W_{k,F,sup.}$	$W_{k,F,Lat.Dir.}$	$W_{k,F,inf.}$	$W_{k,F,Lat.Esq.}$	σ_s	
a: P63A - P62A2	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	PASSA
Notação: $W_{k,F,sup.}$: Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face superior $W_{k,F,Lat.Dir.}$: Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral direita $W_{k,F,inf.}$: Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face inferior $W_{k,F,Lat.Esq.}$: Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral esquerda σ_s : Armaduras longitudinais mínimas x: Distância à origem da barra η : Coeficiente de aproveitamento (%) N.A.: Não aplicável						
Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.A.): ⁽¹⁾ A verificação não é necessária, já que não há nenhuma armadura tracionada. ⁽²⁾ A verificação não é necessária, já que a tensão de tração máxima no concreto não supera a resistência à tração do mesmo. ⁽³⁾ Não há esforços que produzam tensões normais para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária.						

Verificações de flecha				
Vigas	Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim} = L/350$	No tempo infinito (Quase permanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/250$	Ativa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = \text{Mín.}(10.00, L/500)$	Estado
a: P63A - P63A2	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q,lim}$: 2.29 mm	$f_{T,max}$: 0.08 mm $f_{T,lim}$: 3.20 mm	$f_{A,max}$: 0.03 mm $f_{A,lim}$: 1.60 mm	PASSA

As verificações da sapata de apoio desse grupo segue conforme abaixo. A tensão admissível adotada e considerações são similares ao caso anterior.

Referência: (P63A-P63A2-P64A-P64B)		
Dimensões: 300 x 280 x 45		
Soldados: Xi:Ø12.5c/20 Yi:Ø12.5c/20 Xs:Ø12.5c/20 Ys:Ø12.5c/20		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 2 kgf/cm ² Calculado: 0.286 kgf/cm ²	Passa
- Tensão máxima em combinações fundamentais:	Máximo: 2.5 kgf/cm ² Calculado: 0.572 kgf/cm ²	Passa
Tombamento da sapata: - Na direção X ⁽¹⁾		Não aplicável

Referência: (P63A-P63A2-P64A-P64B)

Dimensões: 300 x 280 x 45

Soldados: Xi:Ø12.5c/20 Yi:Ø12.5c/20 Xs:Ø12.5c/20 Ys:Ø12.5c/20

Verificação	Valores	Estado
- Na direção Y: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i> <i>(1) Sem momento de tombamento</i>	Reserva segurança: 12.7 %	Passa
Flexão na sapata:		
- Na direção X:	Momento: -0.90 t·m	Passa
- Na direção Y:	Momento: 2.09 t·m	Passa
Cortante na sapata:		
- Na direção X:	Cortante: 1.02 t	Passa
- Na direção Y:	Cortante: 3.62 t	Passa
Compressão oblíqua na sapata:		
- Combinações fundamentais:	Máximo: 642.85 t/m ²	
<i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Calculado: 4.55 t/m ²	Passa
Altura mínima:	Mínimo: 15 cm	
<i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Calculado: 45 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação:	Mínimo: 20 cm	
- P62A:	Calculado: 39 cm	Passa
- P62B:	Calculado: 39 cm	Passa
- P64A:	Calculado: 39 cm	Passa
- P64B:	Calculado: 39 cm	Passa

Referência: (P63A-P63A2-P64A-P64B)

Dimensões: 300 x 280 x 45

Soldados: Xi:Ø12.5c/20 Yi:Ø12.5c/20 Xs:Ø12.5c/20 Ys:Ø12.5c/20

Verificação	Valores	Estado
Quantidade geométrica mínima: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 0.001	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 0.0014	Passa
- Armadura superior direção X:	Calculado: 0.0014	Passa
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 0.0014	Passa
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 0.0014	Passa
Quantia mínima necessária por flexão: <i>Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2</i>	Mínimo: 0.0001	
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 0.0014	Passa
- Armadura superior direção X:	Calculado: 0.0014	Passa
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 0.0014	Passa
Diâmetro mínimo das barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 10 mm	
- Malha inferior:	Calculado: 12.5 mm	Passa
- Malha superior:	Calculado: 12.5 mm	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura superior direção X:	Calculado: 20 cm	Passa

Referência: (P63A-P63A2-P64A-P64B)

Dimensões: 300 x 280 x 45

Soldados: Xi:Ø12.5c/20 Yi:Ø12.5c/20 Xs:Ø12.5c/20 Ys:Ø12.5c/20

Verificação	Valores	Estado
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 20 cm	Passa
Espaçamento mínimo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros, baseado em: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura superior direção X:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 20 cm	Passa
Comprimento de ancoragem: <i>Critério do livro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>		
- Armadura inf. direção X para dir:	Mínimo: 13 cm Calculado: 53 cm	Passa
- Armadura inf. direção X para esq:	Mínimo: 13 cm Calculado: 53 cm	Passa
- Armadura inf. direção Y para cima:	Mínimo: 13 cm Calculado: 51 cm	Passa
- Armadura inf. direção Y para baixo:	Mínimo: 13 cm Calculado: 72 cm	Passa
- Armadura sup. direção X para dir:	Mínimo: 18 cm Calculado: 62 cm	Passa
- Armadura sup. direção X para esq:	Mínimo: 18 cm Calculado: 62 cm	Passa

Referência: (P63A-P63A2-P64A-P64B)

Dimensões: 300 x 280 x 45

Soldados: Xi:Ø12.5c/20 Yi:Ø12.5c/20 Xs:Ø12.5c/20 Ys:Ø12.5c/20

Verificação	Valores	Estado
- Armadura sup. direção Y para cima:	Mínimo: 18 cm Calculado: 76 cm	Passa
- Armadura sup. direção Y para baixo:	Mínimo: 18 cm Calculado: 55 cm	Passa
Comprimento mínimo das dobras:	Mínimo: 14 cm	
- Armadura inf. direção X para dir:	Calculado: 14 cm	Passa
- Armadura inf. direção X para esq:	Calculado: 14 cm	Passa
- Armadura inf. direção Y para cima:	Calculado: 14 cm	Passa
- Armadura inf. direção Y para baixo:	Calculado: 14 cm	Passa
- Armadura sup. direção X para dir:	Calculado: 18 cm	Passa
- Armadura sup. direção X para esq:	Calculado: 18 cm	Passa
- Armadura sup. direção Y para cima:	Calculado: 18 cm	Passa
- Armadura sup. direção Y para baixo:	Calculado: 18 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Sapata do tipo rígido (Critério da CYPE Ingenieros) - Relação ruptura desfavorável (Na direção X): 0.03 - Relação ruptura desfavorável (Na direção Y): 0.07 - Cortante de esgotamento (Na direção X): 51.10 t - Cortante de esgotamento (Na direção Y): 54.76 t		

3.2.6.4 DN700 – Trecho estaca 734+19.10 – Apoio P80 (e P69)

A pressão no trecho é de 36.20 mca ou 362.0 KPa. A curva nos apoios P80 e P69 possuem ângulo de deflexão igual a 22°30'. Para o caso do P69, P68 possui fundação apenas se suporte complementar da tubulação.

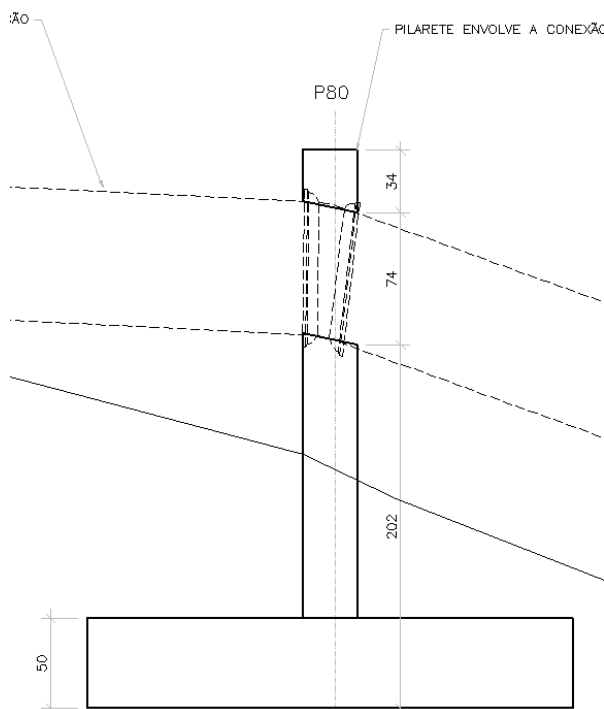


Figura 21 - Corte esquemático do apoio P80.

Abaixo seguem esforços calculados nesses pontos de apoio.

- $E_h = 2 \cdot p \cdot (0,25 \cdot \pi \cdot D^2) \cdot \sin(\alpha/2) = 2 \cdot 362000 \cdot 0,3848 \cdot 0,195 = 54326 \text{ N}$ ou **54.3 KN**
 - $p=362000 \text{ Pa}$
 - $D=0,70\text{m} \Rightarrow (0,25 \cdot \pi \cdot 0,7^2) = 0,3848 \text{ m}^2$
 - $\alpha = 11^\circ 15' \Rightarrow \sin(22,50/2) = 0.195$
- Parcela Vertical = $\cos \alpha \cdot E_h = \cos(22,50) \cdot 54,3 = 50.2 \text{ KN}$
- Parcela Horizontal = $\sin \alpha \cdot E_h = \sin(22,50) \cdot 54,3 = 20.8 \text{ KN}$

O apoio P80 ou P69 “seguram” aproximadamente 3.10 m de tubulação cheia, o que resultaria em uma carga vertical para baixo de 20.20 KN (considerando a massa linear do tubo cheio igual a 6.50 KN/m).

A parcela vertical que será inserida no modelo estrutural será de: 50.2 KN – 20.2 KN = **30.0 KN**.

O modelo estrutural contemplou dois pilares suportando uma viga a qual receberá em seu centro o esforço vertical para cima citado anteriormente e a parcela horizontal. Sendo assim, os pilares serão dimensionados como tirantes contemplando o peso próprio e a viga será dimensionada à flexão e cortante.

Os apoios serão fixados sobre sapata de flexão que receberá os esforços solicitantes gerados pelo grupo. As verificações dos pilares tipos e da viga estão apresentadas nas tabelas abaixo.

Pilar fictício tipo

Secção de betão														
Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Verificações					Esforços desfavoráveis						
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)	Natureza	Verif.	N (t)	Mxx (t.m)	Myy (t.m)	Qx (t)	Qy (t)
Piso 1 (0 - 2.6 m)	30x30	Ext.Superior	Passa	Passa	22.5	33.8	33.8	AP ⁽²⁾	Q,N,M	-3.45	1.03	-0.44	0.48	1.47
		Ext.Inferior	Passa	Passa	22.5	86.5	86.5	AP ⁽²⁾	Q,N,M	-2.95	3.38	0.32	0.48	1.47
Fundação	30x30	Elemento de Fundação	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	3.9	86.5	86.5	AP ⁽²⁾	Q,N,M	-2.95	3.38	0.32	0.48	1.47
Notas: ⁽¹⁾ A verificação não é necessária ⁽²⁾ 1.4-PP+1.4-CP														

Vigas	VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA (ABNT NBR 6118:2014)														Estado
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _{st}	T _{sl}	TNM _x	TV _x	TV _y	TV _{xst}	TV _{yst}	T _{Disp.sl}	T _{Geom.st}	
a: P80A - P80B	Passa	Passa	'0.300 m' η = 30.1	'0.300 m' η = 48.5	η = 38.6	η = 63.3	η = 29.9	'0.300 m' Passa	N.A. ⁽¹⁾	'0.300 m' η = 52.9	N.A. ⁽¹⁾	Passa	Passa	Passa	PASSA
Notação: Disp.: Disposições relativas às armaduras Arm.: Armadura mínima e máxima Q: Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (combinações não sísmicas) N,M: Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (combinações não sísmicas) T _c : Estado limite de ruptura por torção. Compressão oblíqua. T _{st} : Estado limite de ruptura por torção. Tração na alma. T _{sl} : Estado limite de ruptura por torção. Tração nas armaduras longitudinais. TNM _x : Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforços normais. Flexão em torno do eixo X. TV _x : Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Compressão oblíqua TV _y : Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Compressão oblíqua TV _{xst} : Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Tração na alma. TV _{yst} : Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Tração na alma. T _{Disp.sl} : Estado limite de ruptura por torção. Espaçamento entre as barras da armadura longitudinal. T _{Geom.sl} : Estado limite de ruptura por torção. Diâmetro mínimo da armadura transversal. T _{Arm.sl} : Estado limite de ruptura por torção. Quantidade mínima de estribos fechados. x: Distância à origem da barra η: Coeficiente de aproveitamento (%) N.A.: Não aplicável															
Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.A.): ⁽¹⁾ Não há interação entre torção e esforço cortante para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária.															

Vigas	VERIFICAÇÕES DE FISSURAÇÃO (ABNT NBR 6118:2014)					Estado
	W _{k,F,sup.}	W _{k,F,lat.Dir.}	W _{k,F,inf.}	W _{k,F,lat.Esq.}	σ _s	
a: P80A - P80B	x: 0.3 m Passa	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽²⁾	PASSA
Notação: W _{k,F,sup.} : Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face superior W _{k,F,lat.Dir.} : Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral direita W _{k,F,inf.} : Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face inferior W _{k,F,lat.Esq.} : Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral esquerda σ _s : Armaduras longitudinais mínimas x: Distância à origem da barra η: Coeficiente de aproveitamento (%) N.A.: Não aplicável						
Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.A.): ⁽¹⁾ A verificação não é necessária, já que não há nenhuma armadura tracionada. ⁽²⁾ A verificação não é necessária, já que a tensão de tração máxima no concreto não supera a resistência à tração do mesmo. ⁽³⁾ Não há esforços que produzam tensões normais para nenhuma combinação. Portanto, a verificação não é necessária.						

Verificações de flecha				
Vigas	Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim} = L/350$	No tempo infinito (Quase permanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/250$	Ativa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = \text{Mín.}(10.00, L/500)$	Estado
a: P80A - P80B	$f_{i,Q}$: 0.00 mm $f_{i,Q,lim}$: 2.29 mm	$f_{T,max}$: 0.08 mm $f_{T,lim}$: 3.20 mm	$f_{A,max}$: 0.03 mm $f_{A,lim}$: 1.60 mm	PASSA

As verificações da sapata de apoio desse grupo segue conforme abaixo. A tensão admissível adotada e considerações são similares ao caso anterior.

Referência: (P80A-P80B)		
Dimensões: 270 x 270 x 50		
Soldados: Xi:Ø12.5c/20 Yi:Ø12.5c/20 Xs:Ø12.5c/20 Ys:Ø12.5c/20		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>		
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 2 kgf/cm² Calculado: 0.402 kgf/cm²	Passa
- Tensão máxima em combinações fundamentais:	Máximo: 2.5 kgf/cm² Calculado: 0.805 kgf/cm²	Passa
Tombamento da sapata:		
- Na direção X ⁽¹⁾		Não aplicável
- Na direção Y: <i>Se o % de reserva de segurança é maior que zero, pode ser dito que os coeficientes de segurança ao tombamento são maiores que os valores exatos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>	Reserva segurança: 12.5 %	Passa
<i>(1) Sem momento de tombamento</i>		
Flexão na sapata:		
- Na direção X:	Momento: -0.53 t·m	Passa
- Na direção Y:	Momento: 3.85 t·m	Passa
Cortante na sapata:		

Referência: (P80A-P80B)

Dimensões: 270 x 270 x 50

Soldados: Xi:Ø12.5c/20 Yi:Ø12.5c/20 Xs:Ø12.5c/20 Ys:Ø12.5c/20

Verificação	Valores	Estado
- Na direção X:	Cortante: 0.45 t	Passa
- Na direção Y:	Cortante: 3.56 t	Passa
Compressão oblíqua na sapata:		
- Combinações fundamentais:	Máximo: 642.85 t/m ²	
<i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Calculado: 6.31 t/m ²	Passa
Altura mínima:	Mínimo: 15 cm	
<i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Calculado: 50 cm	Passa
Espaço para ancorar arranques na fundação:	Mínimo: 35 cm	
- P80A:	Calculado: 44 cm	Passa
- P80B:	Calculado: 44 cm	Passa
Quantidade geométrica mínima:		
<i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 0.001	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 0.0012	Passa
- Armadura superior direção X:	Calculado: 0.0012	Passa
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 0.0012	Passa
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 0.0012	Passa
Quantia mínima necessária por flexão:		
<i>Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2</i>	Calculado: 0.0013	
- Armadura inferior direção X:	Mínimo: 0.0001	Passa
- Armadura inferior direção Y:	Mínimo: 0.0002	Passa

Referência: (P80A-P80B)

Dimensões: 270 x 270 x 50

Soldados: Xi:Ø12.5c/20 Yi:Ø12.5c/20 Xs:Ø12.5c/20 Ys:Ø12.5c/20

Verificação	Valores	Estado
- Armadura superior direção X:	Mínimo: 0.0001	Passa
- Armadura superior direção Y:	Mínimo: 0.0002	Passa
Diâmetro mínimo das barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 10 mm	
- Malha inferior:	Calculado: 12.5 mm	Passa
- Malha superior:	Calculado: 12.5 mm	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura superior direção X:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 20 cm	Passa
Espaçamento mínimo entre barras: <i>Critério da CYPE Ingenieros, baseado em: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armadura inferior direção X:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura inferior direção Y:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura superior direção X:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura superior direção Y:	Calculado: 20 cm	Passa
Comprimento de ancoragem: <i>Critério do livro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>		

Referência: (P80A-P80B)

Dimensões: 270 x 270 x 50

Soldados: Xi:Ø12.5c/20 Yi:Ø12.5c/20 Xs:Ø12.5c/20 Ys:Ø12.5c/20

Verificação	Valores	Estado
- Armadura inf. direção X para dir:	Mínimo: 13 cm Calculado: 104 cm	Passa
- Armadura inf. direção X para esq:	Mínimo: 13 cm Calculado: 104 cm	Passa
- Armadura inf. direção Y para cima:	Mínimo: 13 cm Calculado: 80 cm	Passa
- Armadura inf. direção Y para baixo:	Mínimo: 13 cm Calculado: 80 cm	Passa
- Armadura sup. direção X para dir:	Mínimo: 18 cm Calculado: 43 cm	Passa
- Armadura sup. direção X para esq:	Mínimo: 18 cm Calculado: 43 cm	Passa
- Armadura sup. direção Y para cima:	Mínimo: 18 cm Calculado: 80 cm	Passa
- Armadura sup. direção Y para baixo:	Mínimo: 18 cm Calculado: 80 cm	Passa
Comprimento mínimo das dobras:	Mínimo: 14 cm	
- Armadura inf. direção X para dir:	Calculado: 14 cm	Passa
- Armadura inf. direção X para esq:	Calculado: 14 cm	Passa
- Armadura sup. direção X para dir:	Calculado: 18 cm	Passa
- Armadura sup. direção X para esq:	Calculado: 18 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

Referência: (P80A-P80B)

Dimensões: 270 x 270 x 50

Soldados: Xi:Ø12.5c/20 Yi:Ø12.5c/20 Xs:Ø12.5c/20 Ys:Ø12.5c/20

Verificação	Valores	Estado
Informação adicional:		
- Sapata do tipo flexível (Critério da CYPE Ingenieros)		
- Relação ruptura desfavorável (Na direção X): 0.02		
- Relação ruptura desfavorável (Na direção Y): 0.12		
- Cortante de esgotamento (Na direção X): 55.18 t		
- Cortante de esgotamento (Na direção Y): 55.18 t		



CONTRATO 174/2015
AS N°048/2020

MUNICÍPIO DE GUARAPARI

**RELOCAÇÃO DA ADUTORA DE ÁGUA
BRUTA BENEVENTE EM FUNÇÃO DAS
OBRAS DA BR101**

VOLUME V – PROJETO ESTRUTURAL

TOMO B– DESENHOS

APRESENTAÇÃO

O presente trabalho foi desenvolvido no âmbito do contrato nº 174/2015, celebrado entre a **GANEM Engenharia EPP Ltda.** e a **Companhia Espírito Santense de Saneamento (CESAN)**, em 20 de dezembro de 2015.

A **GANEM Engenharia EPP Ltda.**, apresenta a seguir os desenhos do projeto estrutural da relocação da adutora de água bruta Benevente. Essa adutora é parte integrante do complexo de produção de água de Guarapari / ES.

O projeto da relocação da adutora de água bruta Benevente se faz necessário em função das obras na BR101, e também foi proposta pela CESAN a duplicação do trecho final desta adutora. O projeto será apresentado conforme descrito abaixo:

- Volume I – Topografia:
 - Tomo A: Caderneta Topográfica (C-052-000-30-1-CT-0001, C-052-000-30-1-CT-0002, C-052-000-30-1-CT-0003, C-052-000-30-1-CT-0004, C-052-000-30-1-CT-0005, C-052-000-30-1-CT-0006, C-052-000-30-1-CT-0007 E C-052-000-30-1-CT-0008, C-052-000-20-1-CT-0001);
 - Tomo B: Desenhos.
- Volume II – Análise operacional: Relatório Técnico (C-052-000-00-5-RT-0003).
- Volume III – Projeto Hidráulico:
 - Tomo A: Memorial Descritivo e de Cálculo (C-052-000-30-5-MD-0001);
 - Tomo B: Desenhos.
- Volume IV – Sondagem: Relatório Técnico (C-052-000-00-3-SD-0001).
- Volume V – Projeto Estrutural:
 - Tomo A: Memorial de Cálculo (C-052-000-30-4-MC-0001);
 - Tomo B: Desenhos.
- Volume VI – Orçamento (C-052-000-00-0-OR-0001):
 - Planilha Orçamentária (C-052-000-00-0-PL-0001).

Os desenhos gerados a partir desse relatório estão discriminados abaixo.

Número da CESAN	Referência do desenho
1 C-052-000-30-4-XX-0001	Mapa chave das estruturas projetadas
2 C-052-000-30-4-XX-0002	Travessia 1 (Jabaquara) – Detalhamento caixa 1 – Fôrmas elevação +0.00 e +4.15, armação lajes +0.00 e +4.15
3 C-052-000-30-4-XX-0003	Travessia 1 (Jabaquara) – Armação das paredes – Caixa 1
4 C-052-000-30-4-XX-0004	Travessia 1 (Jabaquara) – Detalhamento caixa 2 – Fôrmas elevação +0.00 e +4.75
5 C-052-000-30-4-XX-0005	Travessia 1 (Jabaquara) – Armação das paredes – Caixa 2 – Armação lajes +0.00 e +4.95
6 C-052-000-30-4-XX-0006	Travessia 1 (Jabaquara) – Armação das paredes – Caixa 2 (01/02)
7 C-052-000-30-4-XX-0007	Travessia 1 (Jabaquara) – Armação das paredes – Caixa 2 (02/02)
8 C-052-000-30-4-XX-0008	Travessia 2 (Booster Rio Grande) – Detalhamento caixa 1 – Fôrmas elevação +0.00 e +3.95, armação lajes +0.00 e +3.95
9 C-052-000-30-4-XX-0009	Travessia 2 (Booster Rio Grande) – Armação das paredes – Caixa 1
10 C-052-000-30-4-XX-0010	Travessia 2 (Booster Rio Grande) – Detalhamento caixa 2 – Fôrmas elevação +0.00 e +4.95
11 C-052-000-30-4-XX-0011	Travessia 2 (Booster Rio Grande) – Armação das lajes – Caixa 2 – Armação lajes +0.00 e +4.95
12 C-052-000-30-4-XX-0012	Travessia 2 (Booster Rio Grande) – Armação das paredes – Caixa 2 (01/02)
13 C-052-000-30-4-XX-0013	Travessia 2 (Booster Rio Grande) – Armação das paredes – Caixa 2 (02/02)
14 C-052-000-30-4-XX-0014	Travessia 3 (Rio Jabuti) – Detalhamento caixa 1 – Fôrmas elevação +0.00 e +2.70, armação lajes +0.00 e +2.70
15 C-052-000-30-4-XX-0015	Travessia 3 (Rio Jabuti) – Armação das paredes – Caixa 1
16 C-052-000-30-4-XX-0016	Travessia 3 (Rio Jabuti) – Detalhamento caixa 2 – Fôrmas elevação +0.00 e +2.70, armação lajes +0.00 e +2.70
17 C-052-000-30-4-XX-0017	Travessia 3 (Rio Jabuti) – Armação das paredes – Caixa 2
18 C-052-000-30-4-XX-0018	Travessia 4 (Cachoeirinha) – Laje de tampa para caixa 1 – Tunnel liner vertical
19 C-052-000-30-4-XX-0019	Travessia 4 (Cachoeirinha) – Laje de tampa para caixa 2 – Tunnel liner vertical
20 C-052-000-30-4-XX-0020	Detalhe do apoio da tubulação nas travessias no tunnel liner
21 C-052-000-30-4-XX-0021	Travessia 4 – Detalhamento caixa de transição
22 C-052-000-30-4-XX-0022	Detalhamento caixa de transição
23 C-052-000-30-4-XX-0023	Detalhamento caixa de descarga DN500x200 com altura 200cm
24 C-052-000-30-4-XX-0024	Armação das paredes – Caixa de descarga DN500x200 com altura 200cm
25 C-052-000-30-4-XX-0025	Estrutural dispositivo de lançamento Rio Jabuti parte 1
26 C-052-000-30-4-XX-0026	Estrutural dispositivo de lançamento Rio Jabuti parte 2
27 C-052-000-30-4-XX-0027	Detalhamento caixa de descarga DN500x200 com altura 220cm
28 C-052-000-30-4-XX-0028	Armação das paredes – Caixa de descarga DN500x200 com altura 220cm
29 C-052-000-30-4-XX-0029	Detalhamento de bloco de ancoragem para DN500 – Curva 90°
30 C-052-000-30-4-XX-0030	Detalhamento de bloco de ancoragem para DN500 – Curva 45°
31 C-052-000-30-4-XX-0031	Detalhamento caixa de descarga DN500x200 com altura 240cm
32 C-052-000-30-4-XX-0032	Armação das paredes – Caixa de descarga DN500x200 com altura 240cm
33 C-052-000-30-4-XX-0033	Detalhamento caixa de descarga DN500x300 com altura 240cm
34 C-052-000-30-4-XX-0034	Armação das paredes – Caixa de descarga DN500x300 com altura 240cm
35 C-052-000-30-4-XX-0035	Estrutural pilaretes P18, P19 e P20
36 C-052-000-30-4-XX-0036	Estrutural pilaretes P60/61
37 C-052-000-30-4-XX-0037	Detalhamento caixa de descarga DN500x300 com altura 260cm
38 C-052-000-30-4-XX-0038	Armação das paredes – Caixa de descarga DN500x300 com altura 260cm
39 C-052-000-30-4-XX-0039	Detalhamento caixa de descarga DN500x200 com altura 345cm

Número da CESAN	Referência do desenho
40 C-052-000-30-4-XX-0040	Armação das paredes – Caixa de descarga DN500x200 com altura 345cm
41 C-052-000-30-4-XX-0041	Estrutural pilaretes P63a, P63 e P64
42 C-052-000-30-4-XX-0042	Estrutural pilaretes P68 e P69
43 C-052-000-30-4-XX-0043	Detalhamento caixa de descarga DN700x200 com altura 280cm
44 C-052-000-30-4-XX-0044	Armação das paredes – Caixa de descarga DN700x200 com altura 280cm
45 C-052-000-30-4-XX-0045	Detalhamento caixa de descarga DN700x300 com altura 280cm
46 C-052-000-30-4-XX-0046	Armação das paredes – Caixa de descarga DN700x300 com altura 280cm
47 C-052-000-30-4-XX-0047	Estrutural pilaretes P80
48 C-052-000-30-4-XX-0048	Estrutural pilaretes para DN500/DN700 (geral)
49 C-052-000-30-4-XX-0049	Detalhamento caixa de descarga DN700x300 com altura 300cm
50 C-052-000-30-4-XX-0050	Armação das paredes – Caixa de descarga DN700x300 com altura 300cm
51 C-052-000-30-4-XX-0051	Detalhamento caixa ventosa DN500x100 com altura 140cm
52 C-052-000-30-4-XX-0052	Detalhamento caixa ventosa DN500x100 com altura 160cm
53 C-052-000-30-4-XX-0053	Detalhamento caixa ventosa DN500x100 com altura 180cm
54 C-052-000-30-4-XX-0054	Detalhamento caixa ventosa DN700x100 com altura 140cm
55 C-052-000-30-4-XX-0055	Detalhamento caixa ventosa DN700x100 com altura 160cm
56 C-052-000-30-4-XX-0056	Detalhamento caixa ventosa DN700x100 com altura 200cm
57 C-052-000-30-4-XX-0057	Detalhamento de bloco de ancoragem para DN700 – Curva 90°
58 C-052-000-30-4-XX-0058	Detalhamento de bloco de ancoragem para DN700 – Curva 45°
59 C-052-000-30-4-XX-0059	Detalhamento de bloco de ancoragem para DN700 – Tê

DESENHOS