

# **Prefeitura municipal de Uchoa**

## **Memória de cálculo estrutural** **Contenções**

**Passagem sob ferrovia**  
**Km 169 + 56m**

**Prolongamento da rua Ubaldino Álvares Peres**



## **SUMÁRIO**

<b>1</b>	<b>APRESENTAÇÃO.....</b>	<b>5</b>
1.1	Localização dos arrimos .....	5
1.2	Descrição dos arrimos .....	6
<b>2</b>	<b>PARÂMETROS ADOTADOS.....</b>	<b>6</b>
2.1	Parâmetros de solo.....	6
2.1.1	Sondagem do terreno .....	6
2.1.2	Solo lateral à contenção .....	7
2.1.3	Solo na camada da fundação (Estaca).....	7
2.1.4	TENSÃO ADMISSÍVEL PARA SAPATA:.....	10
2.2	Classe de agressividade ambiental.....	13
2.2.1	Classificação.....	13
2.2.2	Resistência do concreto: .....	13
2.2.3	Recobrimento mínimo da armadura: .....	14
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA DE CÁLCULO:.....</b>	<b>14</b>
3.1	Programa utilizado. ....	14
3.2	Esforços de cálculo .....	14
3.3	Dimensionamento .....	15
3.3.1	Estacas:.....	15
3.3.2	Sapatas: .....	15
3.3.3	Pilares:.....	15
3.3.4	Paredes: .....	15
<b>4</b>	<b>MODELO ESTRUTURAL:.....</b>	<b>16</b>
4.1	Barras:.....	16
4.2	Painéis: .....	18
4.3	Apoios: .....	18
<b>5</b>	<b>CARREGAMENTOS:.....</b>	<b>19</b>
5.1	Combinação de cálculo:.....	19
5.2	Carregamentos permanentes:.....	20
5.1	Carregamentos acidentais: .....	21



6	ESFORÇOS:.....	22
6.1	Diagramas de esforços em barras: .....	22
6.2	Mapa de momentos fletores nas paredes: .....	23
6.3	Reações verticais características das estacas:.....	24
6.4	Esforços de cálculo das estacas: .....	27
6.5	Esforços de cálculo dos pilares:.....	40
6.6	Esforços para muro sobre sapata: .....	63
7	DIMENSIONAMENTO: .....	65
7.1	Dimensionamento das estacas: .....	65
7.1.1	Verificação da reação vertical:.....	65
7.1.2	Dimensionamento estrutural:.....	69
7.2	Dimensionamento dos pilares: .....	73
7.3	Dimensionamento das paredes:.....	75
7.4	Dimensionamento do arrimo sobre sapata:.....	77
7.4.1	Arrimo com altura até 1,00m:.....	77
7.4.1	Arrimo com altura de 1,00m até 1,26m:.....	78
8	BIBLIOGRAFIA .....	79

## **LISTA DE TABELAS**

<i>Tabela 1 – Coeficientes <math>\alpha</math> (Teixeira &amp;.....</i>	<i>8</i>
<i>Tabela 2 – Coeficientes <math>k</math> (Teixeira &amp; Godoy – 1996) .....</i>	<i>8</i>
<i>Tabela 3 – Coeficientes <math>\alpha</math> (Teixeira &amp;.....</i>	<i>9</i>
<i>Tabela 4 – Coeficientes <math>k</math> (Teixeira &amp; Godoy – 1996) .....</i>	<i>9</i>
<i>Tabela 5 – Tensão de ruptura e admissível.....</i>	<i>12</i>
<i>Tabela 6 – seções e comprimentos das barras .....</i>	<i>17</i>
<i>Tabela 7 – Propriedades das barras.....</i>	<i>17</i>
<i>Tabela 8 -Valores de <math>\alpha</math> e <math>\beta</math>, em função do tipo da estaca .....</i>	<i>66</i>

## **LISTA DE FIGURAS**

<i>Figura 1 – planta de localização dos arrimos.....</i>	<i>5</i>
<i>Figura 2 – Furo de Sondagem SP1 .....</i>	<i>6</i>
<i>Figura 3 – Furo de Sondagem SP2 .....</i>	<i>7</i>
<i>Figura 4 – Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areias (Vesic, 1975).....</i>	<i>11</i>
<i>Figura 5 – Indicação das barras .....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 6 – Indicação das paredes.....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 7 – Indicação dos apoios .....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 8 – Indicação dos carregamentos permanentes .....</i>	<i>20</i>
<i>Figura 9 – Indicação dos carregamentos acidentais.....</i>	<i>21</i>
<i>Figura 10 – Momento <math>M_y</math> em barras .....</i>	<i>22</i>
<i>Figura 11 – Momento <math>M_z</math> em barras .....</i>	<i>22</i>
<i>Figura 12 – Cortante nas barras .....</i>	<i>23</i>
<i>Figura 13 – Momento <math>M_x</math> (para armadura horizontal).....</i>	<i>23</i>
<i>Figura 14 – Momento <math>M_y</math> (para armadura vertical).....</i>	<i>24</i>



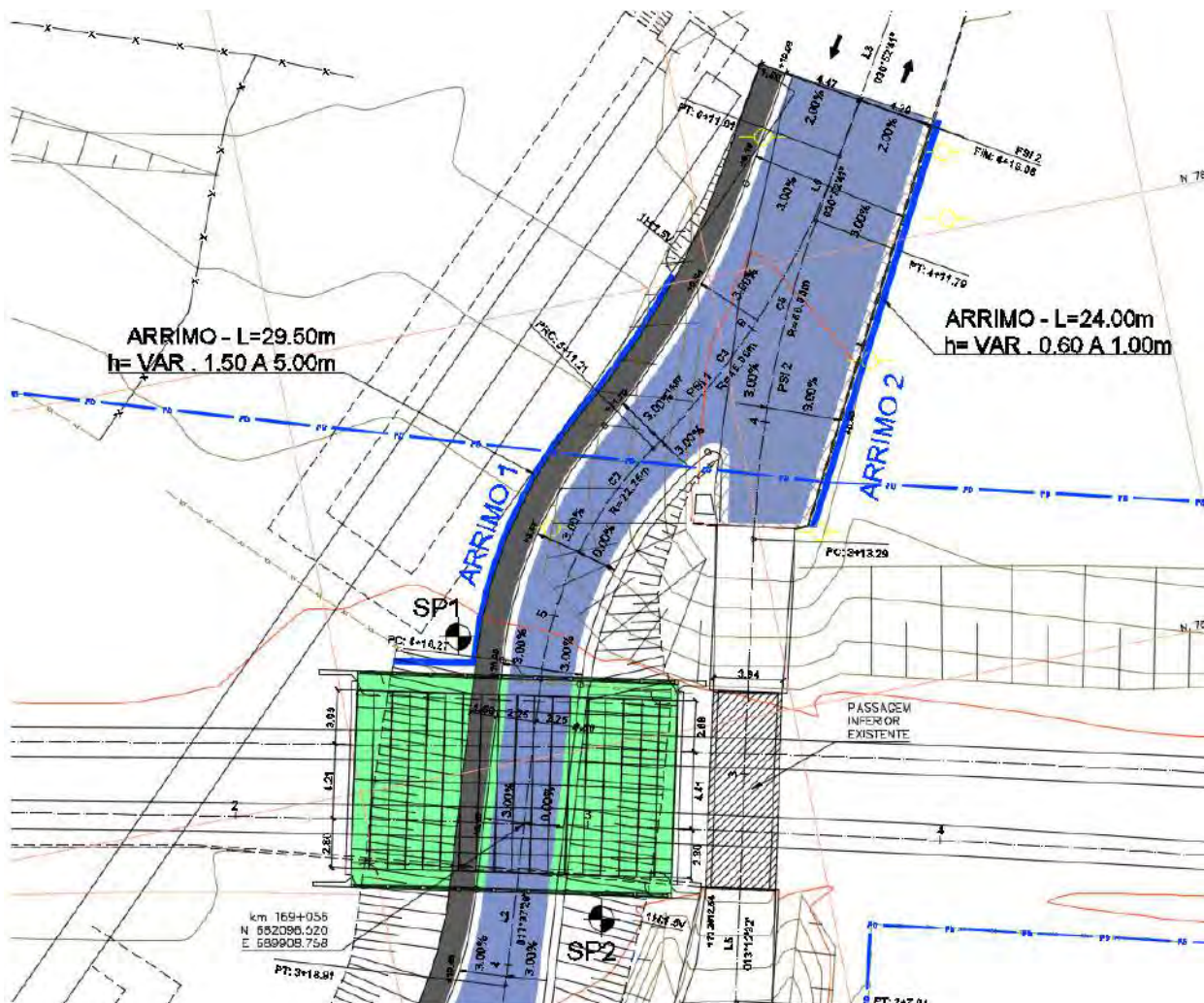
## 1 APRESENTAÇÃO

### 1.1 Localização dos arrimos

Este documento tem por objetivo a demonstração dos cálculos de esforços e dimensionamento das contenções no entorno do viaduto ferroviário localizado no km 201+90m da ferrovia, no município de São José do Rio Preto – SP.

A *Figura 1* mostra a localização dos arrimos, sendo o arrimo 1 situado no lado leste e possui maior altura de contenção, chegando a 5m e o arrimo 2 situado a leste e com menor altura de contenção, chegando a no máximo 1,00m.

*Figura 1 – planta de localização dos arrimos.*





## 1.2 Descrição dos arrimos

O arrimo 1 será projetado em solução de estaca escavada, blocos de transição estaca-pilar, pilares e parede de concreto.

O arrimo 2 será projetado em solução de fundação direta, com sapata corrida e parede de concreto.

## 2 PARÂMETROS ADOTADOS

### 2.1 Parâmetros de solo

#### 2.1.1 Sondagem do terreno

Figura 2 – Furo de Sondagem SP1

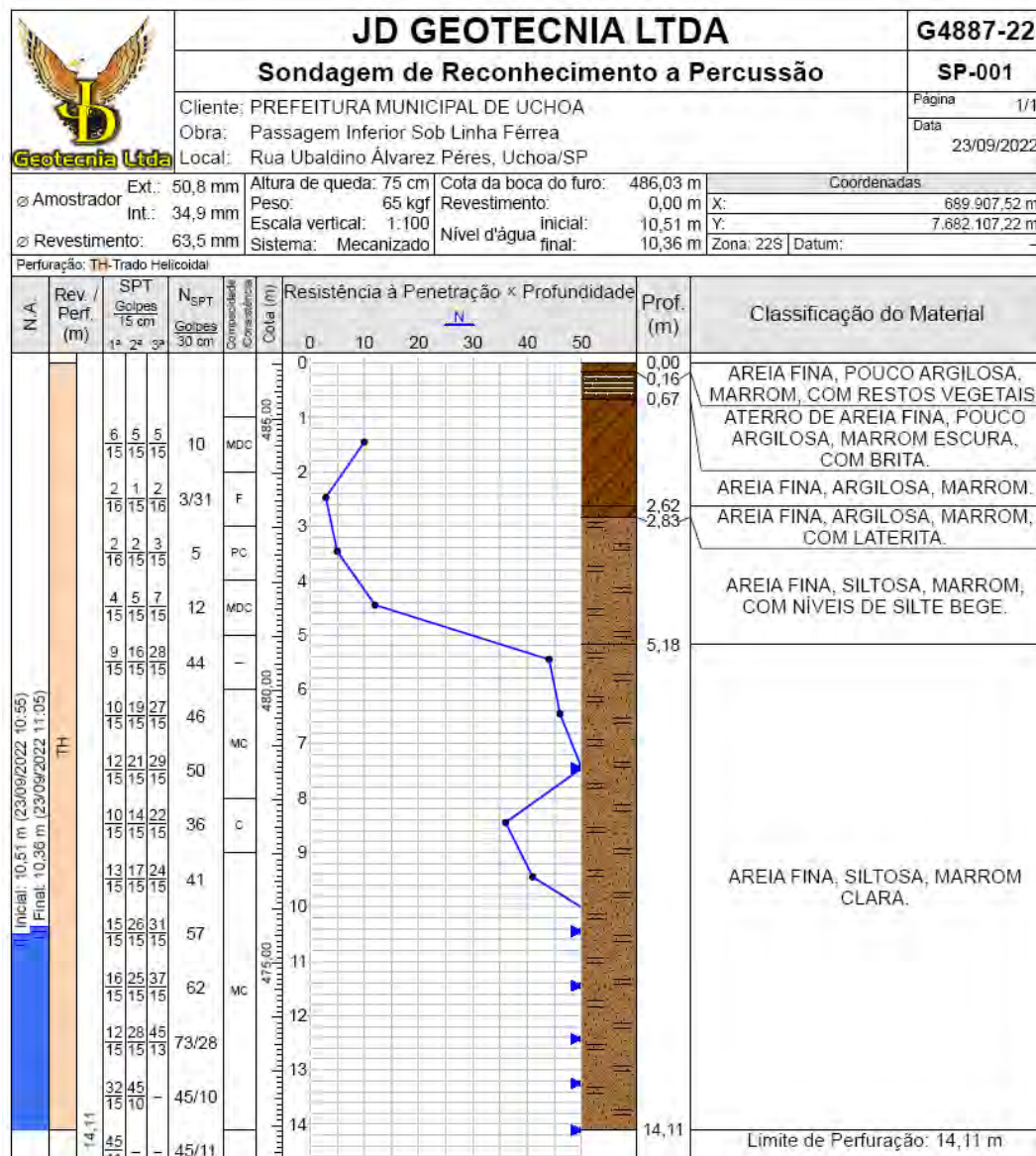
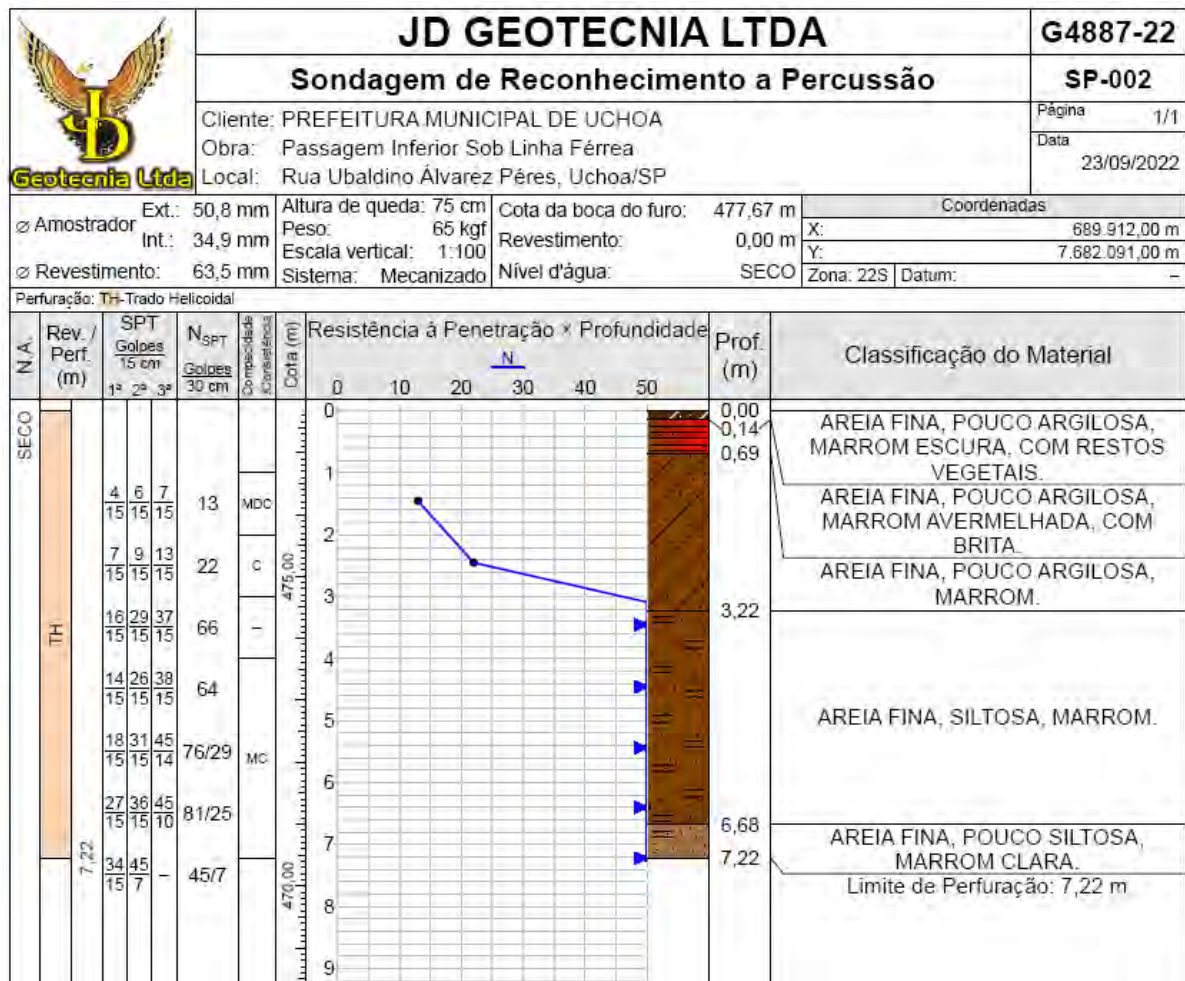






Figura 3 – Furo de Sondagem SP2



### 2.1.2 Solo lateral à contenção

Os arrimos serão executados a partir da cota inferior, após a escavação do terreno, e terá reaterro compactado em seu tardo; portanto será desprezada a coesão do solo lateral pois este será totalmente desmobilizado; os demais parâmetros do solo de reaterro são:

- Ângulo de atrito interno do solo:  $\phi = 30^\circ$
- Coeficiente de empuxo passivo:  $k_a = 0,33$
- Peso específico do solo compactado:  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

### 2.1.3 Solo na camada da fundação (Estaca)

**Coeficientes de mola:**

**Solo intermediário:**



Serão atribuídos 2 universos possíveis, para a altura de até 4m da superfície do terreno natural serão usados parâmetros correspondentes à NSPt de 6 golpes; e os coeficientes de mola são:

Classificação de solo: areia argilosa.

*Tabela 1 – Coeficientes  $\alpha$  (Teixeira & Godoy – 1996)*

Solo	$\alpha$
Areia	3
Silte	5
Argila	7

$$\alpha = 0,75 \times 3 + 0,25 \times 7 = 4$$

Interpolando o coeficiente  $\alpha$  obtemos o valor de 4,0

*Tabela 2 – Coeficientes  $k$  (Teixeira & Godoy – 1996)*

Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1.10
Areia	0.90
Areia siltosa	0.70
Areia argilosa	0.55
Silte arenoso	0.45
Silte	0.35
Argila arenosa	0.30
Silte argiloso	0.25
Argila siltosa	0.20

$$K = 0,55 \text{ MPa}$$

Módulo de deformabilidade:

$$E = \alpha \times K \times N$$

Onde:

E = módulo de deformabilidade

N = NSPt de 6 golpes

$$E = 4,0 \times 0,55 \times 6 = 13,2 \text{ MN/m}^3$$



Equivalente a 13200 kN/m<sup>3</sup>.

Coeficiente de mola vertical:

$K_v = 13200 \text{ kN/m}$  em cada m<sup>2</sup>

Coeficiente de mola horizontal (20% da mola vertical):

$K_h = 13200 \times 0,20 = 2640 \text{ kN/m}$  em cada m<sup>2</sup>

### **Solo inferior resistente:**

Para alturas a partir de 4m da superfície do terreno natural, este solo possui NSPt em torno de 50 golpes, e os coeficientes de mola são:

Classificação de solo: areia siltosa.

*Tabela 3 – Coeficientes  $\alpha$  (Teixeira & Godoy – 1996)*

Solo	$\alpha$
Areia	3
Silte	5
Argila	7

$$\alpha = 0,75 \times 3 + 0,25 \times 5 = 3,5$$

Interpolando o coeficiente  $\alpha$  obtemos o valor de 4,0

*Tabela 4 – Coeficientes  $k$  (Teixeira & Godoy – 1996)*

Solo	$K$ (MPa)
Areia com pedregulhos	1.10
Areia	0.90
Areia siltosa	0.70
Areia argilosa	0.55
Silte arenoso	0.45
Silte	0.35
Argila arenosa	0.30
Silte argiloso	0.25
Argila siltosa	0.20

$$K = 0,70 \text{ MPa}$$

Módulo de deformabilidade:

$$E = \alpha \times K \times N$$

Onde:

E = módulo de deformabilidade

N = NSPt de 6 golpes

$$E = 3,5 \times 0,70 \times 50 = 122,5 \text{ MN/m}^3$$

Equivalente a 122000 kN/m<sup>3</sup>.

Coeficiente de mola vertical:

$$K_v = 122000 \text{ kN/m em cada m}^2$$

Coeficiente de mola horizontal (20% da mola vertical):

$$K_h = 122000 \times 0,20 = 24500 \text{ kN/m em cada m}^2$$

#### **2.1.4 TENSÃO ADMISSÍVEL PARA SAPATA:**

A tensão admissível do solo para sapata do arrimo 2, de menor altura, será obtida de acordo com a formulação teórica de Terzaghi (1943) ajustada pela proposição de Vesic (1975) que sugere que sejam utilizados o fator de capacidade de carga de Caquot-Kérisel (1953) e os fatores de forma de De Beer (1967).

Dados do solo na cota de apoio:

NSPt = 6 golpes

Classificação: areia argilosa

Ângulo de atrito adotado:  $\phi = 27^\circ$ ;  $\phi' = 18,8^\circ$

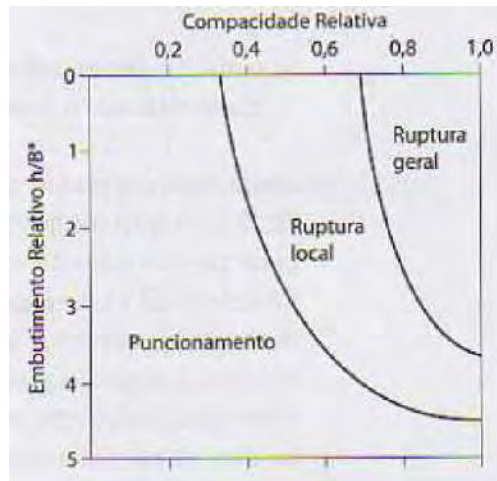
Coesão adotada:  $c = 0,30 \text{ tf/m}^2$ ;  $c' = 0,20 \text{ tf/m}^2$

Peso específico do solo =  $1,5 \text{ tf/m}^3$

Peso específico do quartzo =  $2,65 \text{ tf/m}^3$



Tipo de ruptura adotada:



*Figura 4 – Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areias (Vesic, 1975)*

Compacidade relativa = 0,57

$h/B^* \sim 0,6$

Segundo as condições de ocorrência, a ruptura a ser considerada é a local.

### **Para solos resistentes (Ruptura geral):**

$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + 1/2 \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + q \cdot N_q \cdot S_q$ , sendo:

$c$  = coesão do solo.

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  = fatores de capacidade de carga

$S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$  = fatores de forma

$q$  = pressão efetiva na cota de apoio ( $q=0$  apoiada próximo à superfície)

$\gamma$  = peso específico efetivo do solo

Coesão adotada:  $c = 0,5 \text{ tf/m}^2$

Ângulo de atrito adotado:  $\phi = 28^\circ$

## Para solos resistentes (Ruptura local):

$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + 1/2 \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + q \cdot N_q \cdot S_q$ , sendo:

$c'$  = coesão reduzida do solo.

$N_c'$ ,  $N_q'$  e  $N_\gamma'$  = fatores de capacidade de carga para ruptura local

$S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$  = fatores de forma

$q$  = pressão efetiva na cota de apoio ( $q=0$  apoiada próximo à superfície)

$\gamma$  = peso específico efetivo do solo

Coesão adotada:  $c = 0,35 \text{ tf/m}^2$

Ângulo de atrito adotado:  $\phi' = 20,3^\circ$

Tabela 5 – Tensão de ruptura e admissível

TENSÃO DE RUPTURA LOCAL (tf/m <sup>2</sup> )					
DADOS DO SOLO		DADOS DA SAPATA			
$\phi' (^\circ)$	18,8	Forma		Corrida	
$c' \text{ (tf/m}^2\text{)}$	0,20	Profundidade da sapata (m)		0,50	
$\gamma \text{ (tf/m}^3\text{)}$	1,60	Largura ou diâmetro "B" (m)		0,70	
$q \text{ (tf/m}^2\text{)}$	0,80	Comprimento da sapata "L" (m)		-	
FATORES DE FORMA		FATORES DE CARGA		Tensão de ruptura	
$S_c$	1,000	$N_c'$	13,73	9,81	
$S_\gamma$	1,000	$N_\gamma'$	4,53	Tensão Admissível	
$S_q$	1,000	$N_q'$	5,66	3,27	

Tensão admissível de 3,27 tf/m<sup>2</sup> ou 32,70 kN/m<sup>2</sup>



## 2.2 Classe de agressividade ambiental

### 2.2.1 Classificação

Tabela 6.1 da norma NBR-6118/2023

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submerso	
II	Moderada	Urbano <sup>a, b</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinho <sup>a</sup>	Grande
		Industrial <sup>a, b</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>a, c</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

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

<sup>b</sup> 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.

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas, elementos em contato com solo contaminado ou água subterrânea contaminada.

De acordo com a NBR 6118 de 2023; item 6.4 (Agressividade do ambiente); encontramos na tabela 6.1; classe de agressividade ambiental CAA II.

### 2.2.2 Resistência do concreto:

Tabela 7.1 da norma NBR-6118/2023

Concreto <sup>a</sup>	Tipo <sup>b, c</sup>	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		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 NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

De acordo com a NBR 6118 de 2023; item 7.4. (Qualidade do concreto de cobrimento); encontramos na tabela 7.1; para CAA II e elemento de concreto armado, concreto classe C25; será adotado concreto **C30**.





### 2.2.3 Recobrimento mínimo da armadura:

Tabela 7.2 da norma NBR-6118/2023

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>c</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>b</sup>	20	25	35	45
	Viga <sup>b</sup> /pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d</sup>	30		40	50
Concreto protendido <sup>a</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

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

<sup>b</sup> 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  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> 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.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

De acordo com a NBR 6118 de 2023; item 7.4. (Qualidade do concreto de cobrimento); encontramos na tabela 7.2; para CAA II, cobrimento mínimo de 30mm para estrutura em contato com o solo, será adotado cobrimento mínimo de 35mm para pilares e paredes, 40mm para blocos e 50mm para estacas.

## 3 METODOLOGIA DE CÁLCULO:

### 3.1 Programa utilizado.

Robot Structural Analysis Professional

Versão: 2024

Elaborado pela Autodesk

### 3.2 Esforços de cálculo

Os esforços foram separados em permanentes e acidentais, sendo:

Esforços permanentes:

- Peso próprio da estrutura
- Empuxo provocados pelo solo

Esforços acidentais:

- Carregamento na superfície superior:  $3 \text{ kN/m}^2$ .

### **3.3 Dimensionamento**

#### **3.3.1 Estacas:**

Interação estaca-solo: não será necessária esta verificação já que os carregamentos verticais se referem basicamente ao seu peso próprio e como as estacas devem ser ancoradas no solo, a capacidade de absorção de carga vertical será muito maior que a necessária.

Análise de flexão: será verificado o momento ao longo da estaca e a armadura de flexão será calculada utilizando os ábacos de Jiménez Montoya

#### **3.3.2 Sapatas:**

Será verificada a tensão aplicada ao solo e será avaliada a armadura de flexão para combate aos momentos fletores.

Também será avaliada o comportamento do conjunto no que se refere ao tombamento e ao escorregamento.

#### **3.3.3 Pilares:**

As armaduras serão dimensionadas para absorção dos momentos fletores e cortantes. Não será dimensionada para a flexo-compressão já que a carga vertical é relativamente baixa.

#### **3.3.4 Paredes:**

Serão dimensionadas as armaduras à flexão para combater os momentos fletores.

## 4 MODELO ESTRUTURAL:

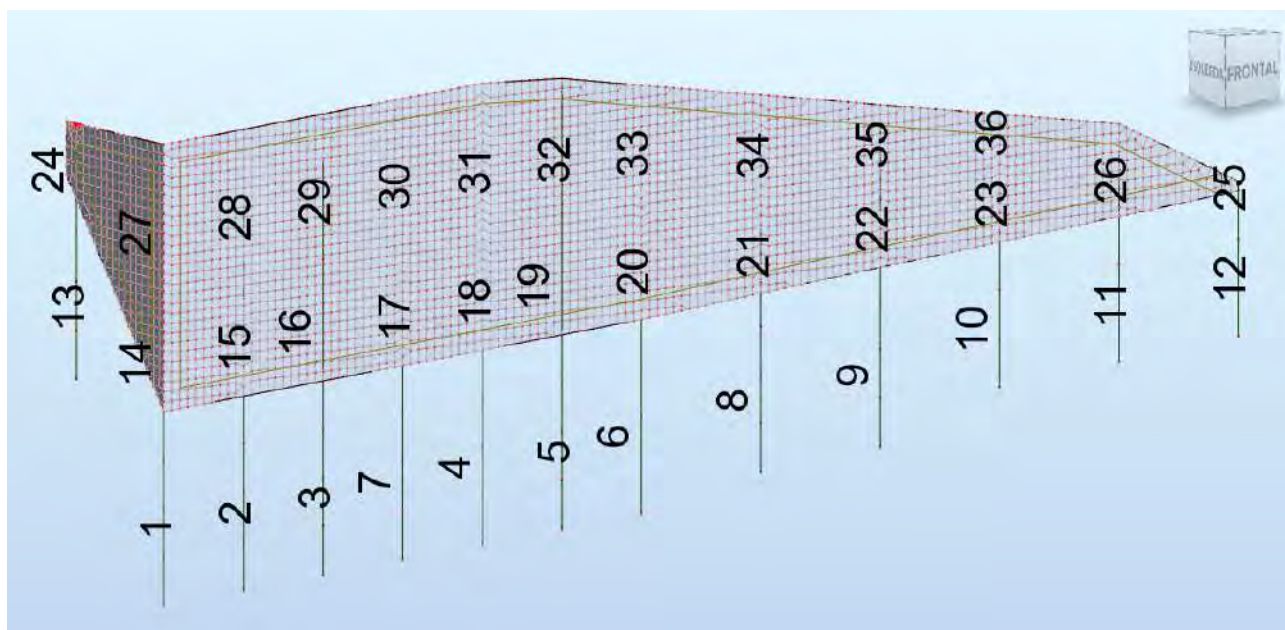
### 4.1 Barras:

As estacas são compostas por barras e têm propriedades de diâmetros que variam entre 90cm e 40cm

Os pilares possuem seção retangular, sendo que os maiores pilares possuem uma seção na parte inferior mais carregada e outra seção menor na parte superior menos carregada.

As paredes são compostas por membranas tipo casca com propriedades correspondentes à espessura de 18cm e foram formadas por malhas com distâncias de 25cm por 25cm entre si.

Figura 5 – Indicação das barras



As estacas correspondentes às barras 1 a 7 possuem propriedades de seção com diâmetro de 90cm e comprimento de 4m

As estacas correspondentes às barras 8, 9 e 13 possuem propriedades de seção com diâmetro de 80cm e comprimento de 3,7m

As estacas correspondentes às barras 10 e 11 possuem propriedades de seção com diâmetro de 60cm e comprimento de 3m

A estaca correspondente à barra 12 possuem propriedades de seção com diâmetro de 40cm e comprimento de 3m

Os pilares correspondentes às barras 14+17, 15+28, 16+29, 17+30, 18+31, 19+32, 20+33 possuem seção na parte inferior de 40x100 e superior de 40x50

O pilar correspondente à barra 21+34 possuem seção na parte inferior de 30x90 e superior de 30x30

Os pilares correspondentes às barras 22+35 e 23+36 possuem seção na parte inferior de 24x70 e superior de 25x30

Os pilares correspondentes às barras 25 e 26 possuem seção de 20x40

O pilar correspondente à barra 24 possuem seção de 25x70

*Tabela 6 – seções e comprimentos das barras*

Barra	Nó 1	Nó 2	Seção	Comprimento (m)	Barra	Nó 1	Nó 2	Seção	Comprimento (m)
1	35	31	estaca 80	4,00	19	24	84	P3080	2,50
2	1	48	estaca 80	4,00	20	26	85	P3080	2,50
3	2	51	estaca 80	4,00	21	30	86	P3080	2,00
4	3	70	estaca 80	4,00	22	32	87	P2570	2,00
5	4	24	estaca 80	4,00	23	36	88	P2570	2,00
6	5	26	estaca 80	4,00	24	34	89	P2570	1,56
7	27	28	estaca 80	4,00	25	40	90	P2040	0,20
8	6	30	estaca 70	3,70	26	38	91	P2040	1,91
9	7	32	estaca 70	3,70	27	79	92	P3050	3,00
10	8	36	estaca 60	3,00	28	80	93	P3050	3,00
11	9	38	estaca 40	3,00	29	81	179	P3050	3,00
12	10	40	estaca 40	3,00	30	82	95	P3050	3,00
13	33	34	estaca 70	3,70	31	83	96	P3050	3,00
14	31	79	P3080	2,50	32	84	98	P3050	2,78
15	48	80	P3080	2,50	33	85	99	P3050	2,33
16	51	81	P3080	2,50	34	86	100	P3030	2,08
17	28	82	P3080	2,50	35	87	101	P2530	1,35
18	70	83	P3080	2,50	36	88	102	P2530	0,63

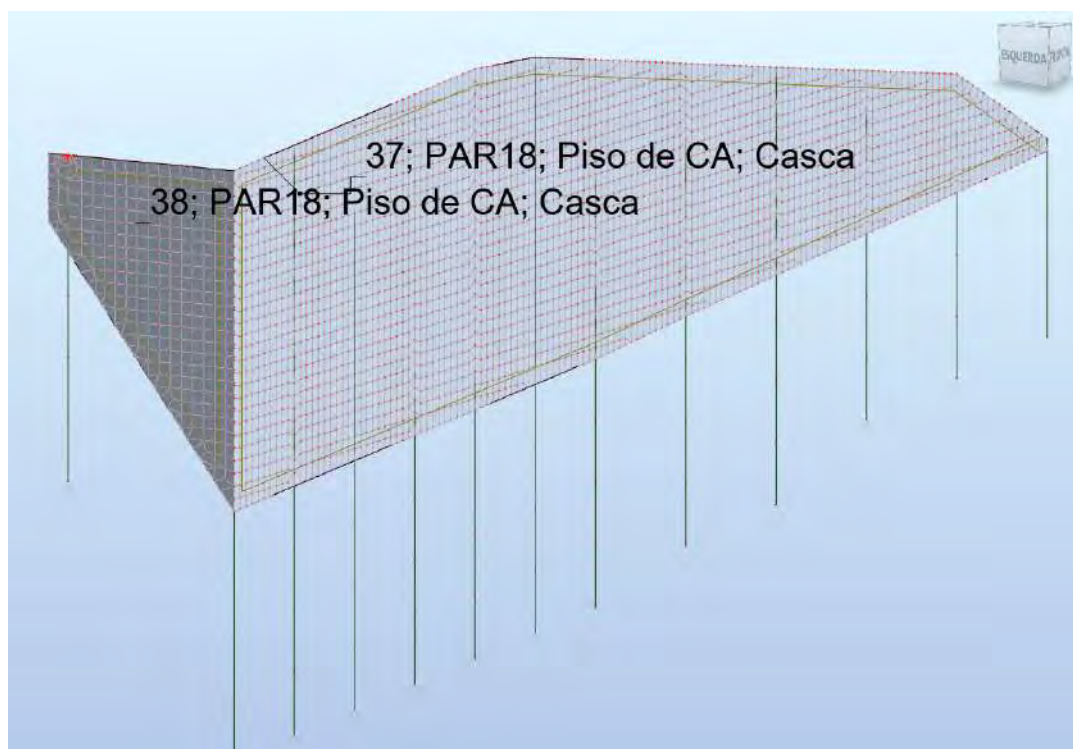
*Tabela 7 – Propriedades das barras*

Nome da seção ▲	Lista de barras	AX (cm <sup>2</sup> )	AY (cm <sup>2</sup> )	AZ (cm <sup>2</sup> )	IX (cm <sup>4</sup> )	IY (cm <sup>4</sup> )	IZ (cm <sup>4</sup> )
P2040	25 26	800,00	666,67	666,67	73179,11	106666,67	26666,67
P2530	35 36	750,00	625,00	625,00	77870,61	56250,00	39062,50
P2570	22para24	1750,00	1458,33	1458,33	282546,76	714583,33	91145,83
P3030	34	900,00	750,00	750,00	113872,30	67500,00	67500,00
P3050	27para33	1500,00	1250,00	1250,00	281631,13	312500,00	112500,00
P3080	14para21	2400,00	2000,00	2000,00	549915,62	1280000,00	180000,00
estaca 40	11 12	1256,64	1060,29	1060,29	251327,41	125663,71	125663,71
estaca 60	10	2827,43	2385,65	2385,65	1272345,02	636172,51	636172,51
estaca 70	8 9 13	3848,45	3247,13	3247,13	2357176,24	1178588,12	1178588,12
estaca 80	1para7	5026,55	4241,15	4241,15	4021238,60	2010619,30	2010619,30



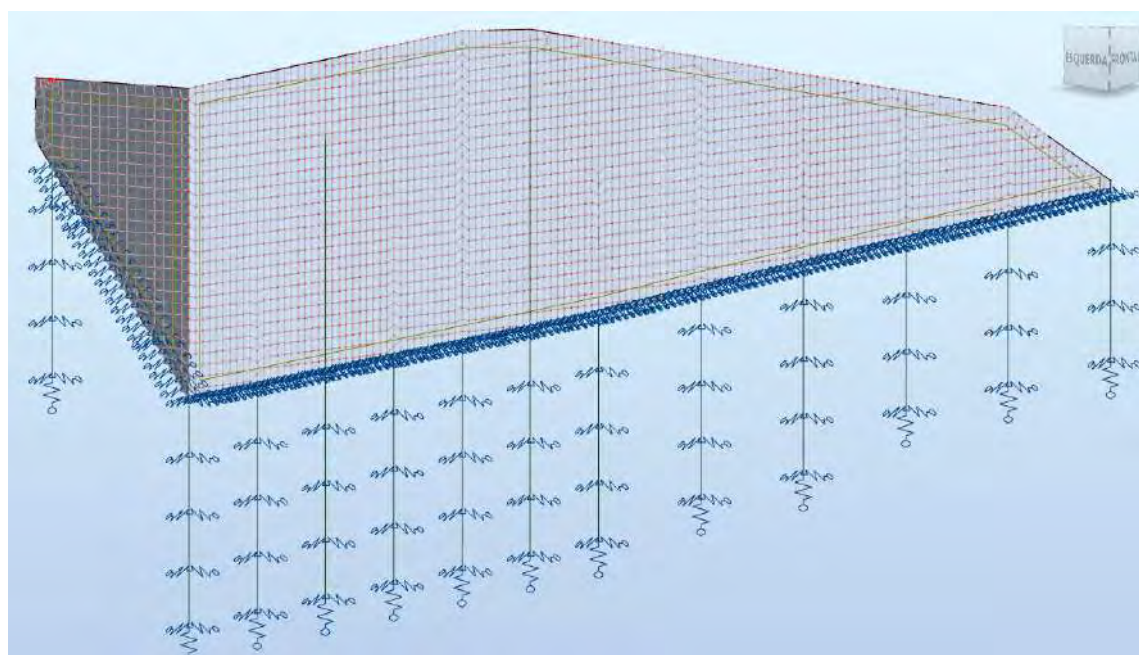
## 4.2 Painéis:

Figura 6 – Indicação das paredes



## 4.3 Apoios:

Figura 7 – Indicação dos apoios





mostra as molas horizontais das estacas que foram dispostas a cada metro, mostra as molas verticais nas extremidades inferiores das estacas e mostra mola horizontal linear correspondente à parcela de 50cm enterrada que servirá de apoio contínuo na base do arrimo.

**Coeficientes de mola:**

- Solo intermediário foi usado:  $k_v = 13200 \text{ kN/m}^3$  e  $k_h = 2640 \text{ kN/m}^3$
- Solo inferior resistente foi usado:  $k_v = 122000 \text{ kN/m}^3$  e  $k_h = 24500 \text{ kN/m}^3$

**Constantes de mola horizontal:**

Para as estacas de diâmetro de 80cm:  $24500 \times 0,80 = 19600 \text{ kN/m}$

Para as estacas de diâmetro de 70cm:  $24500 \times 0,70 = 17150 \text{ kN/m}$

Para as estacas de diâmetro de 60cm no topo:  $2640 \times 0,60 = 1584 \text{ kN/m}$

Para as estacas de diâmetro de 60cm na base:  $24500 \times 0,60 = 14700 \text{ kN/m}$

Para as estacas de diâmetro de 40cm:  $2640 \times 0,40 = 1056 \text{ kN/m}$

Para a base do arrimo:  $2640 \times 0,50 \times 0,20 = 264 \text{ kN/m}$

**Constantes de mola vertical:**

Para as estacas de diâmetro de 80cm:  $122000 \times 0,80^2 \times \pi / 4 = 61324 \text{ kN/m}$

Para as estacas de diâmetro de 70cm:  $122000 \times 0,70^2 \times \pi / 4 = 46951 \text{ kN/m}$

Para as estacas de diâmetro de 60cm no topo:  $122000 \times 0,60^2 \times \pi / 4 = 34495 \text{ kN/m}$

Para as estacas de diâmetro de 40cm:  $122000 \times 0,40^2 \times \pi / 4 = 15331 \text{ kN/m}$

**5 CARREGAMENTOS:****5.1 Combinação de cálculo:**

Esforços permanentes:  $\gamma_g = 1,35$

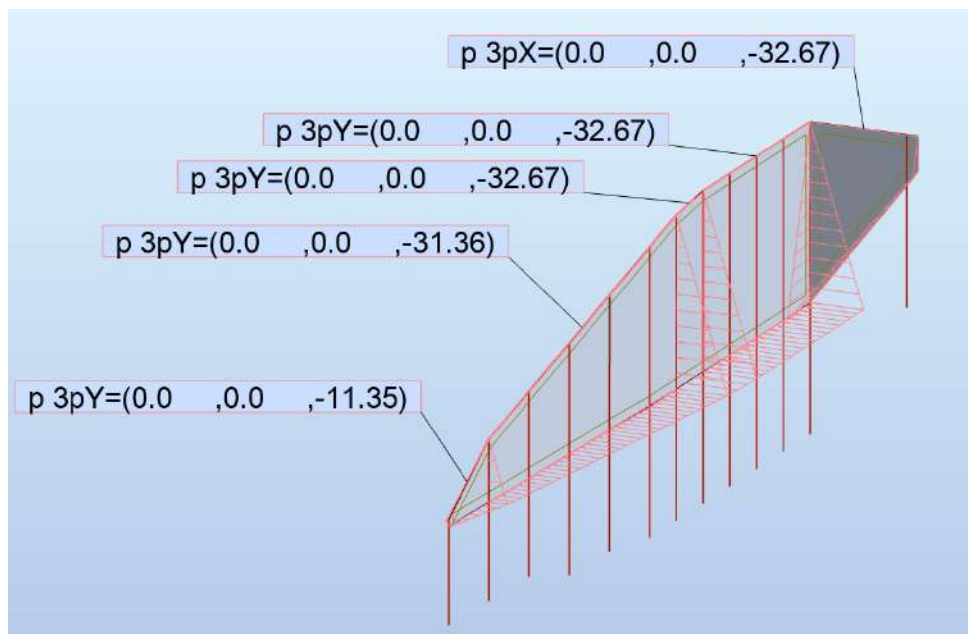
Esforços acidentais:  $\gamma_q = 1,50$

$$F_d = F_g \times \gamma_g + F_q \times \gamma_q$$

$$F_d = F_g \times 1,35 + F_q \times 1,50$$

## 5.2 Carregamentos permanentes:

Figura 8 – Indicação dos carregamentos permanentes



A Figura 8 mostra os carregamentos triangulares permanentes de solo cujos valores foram obtidos da seguinte forma:

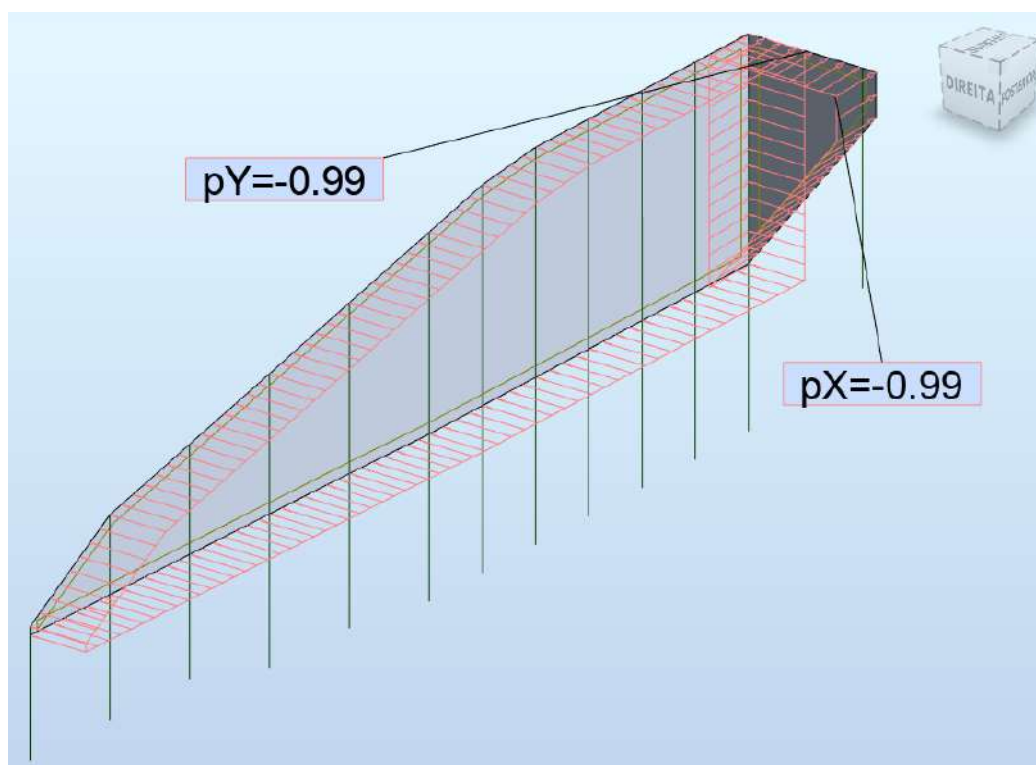
Para altura de 5,50m:  $P_g = 5,50 \times 18 \times 0,33 = 32,67 \text{ kN/m}^2$

Para altura de 5,28m:  $P_g = 5,28 \times 18 \times 0,33 = 31,36 \text{ kN/m}^2$

Para altura de 1,91m:  $P_g = 1,91 \times 18 \times 0,33 = 11,35 \text{ kN/m}^2$

## 5.1 Carregamentos acidentais:

*Figura 9 – Indicação dos carregamentos acidentais*



A Figura 9 mostra os carregamentos uniformes acidentais oriundos de carregamento vertical aplicado na superfície de 3 kN/m²:

$$P_q = 3,0 \times 0,33 = 0,90 \text{ kN/m}^2$$

## 6 ESFORÇOS:

### 6.1 Diagramas de esforços em barras:

Figura 10 – Momento  $M_y$  em barras

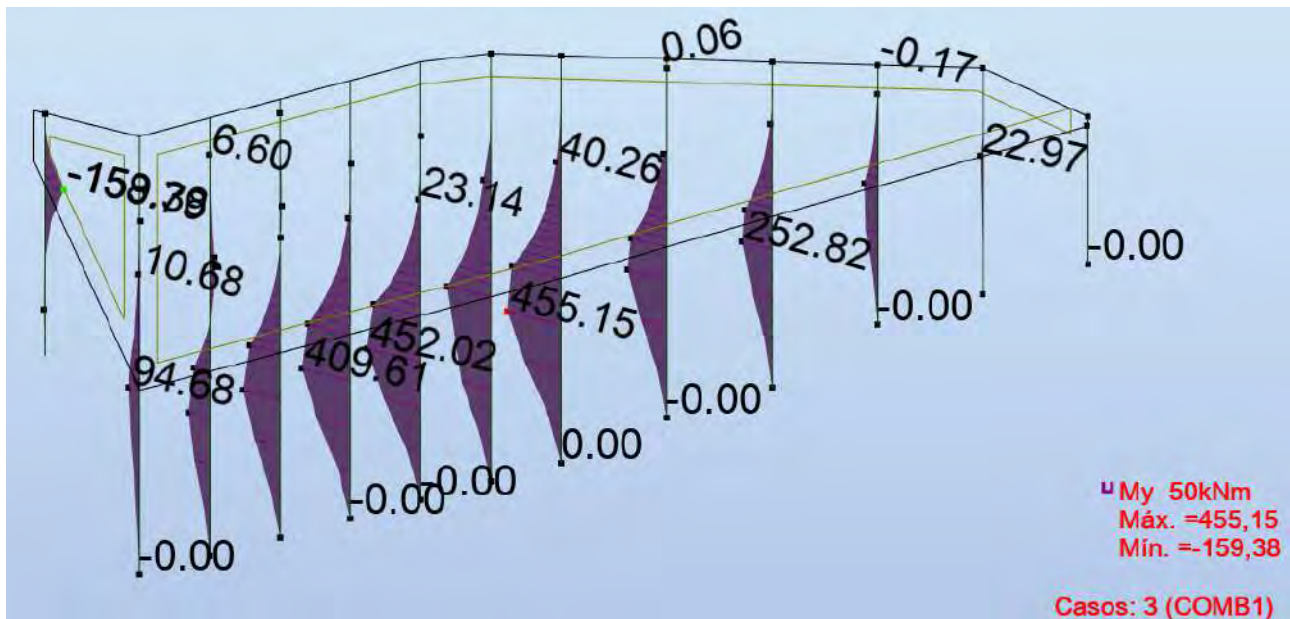


Figura 11 – Momento  $M_z$  em barras

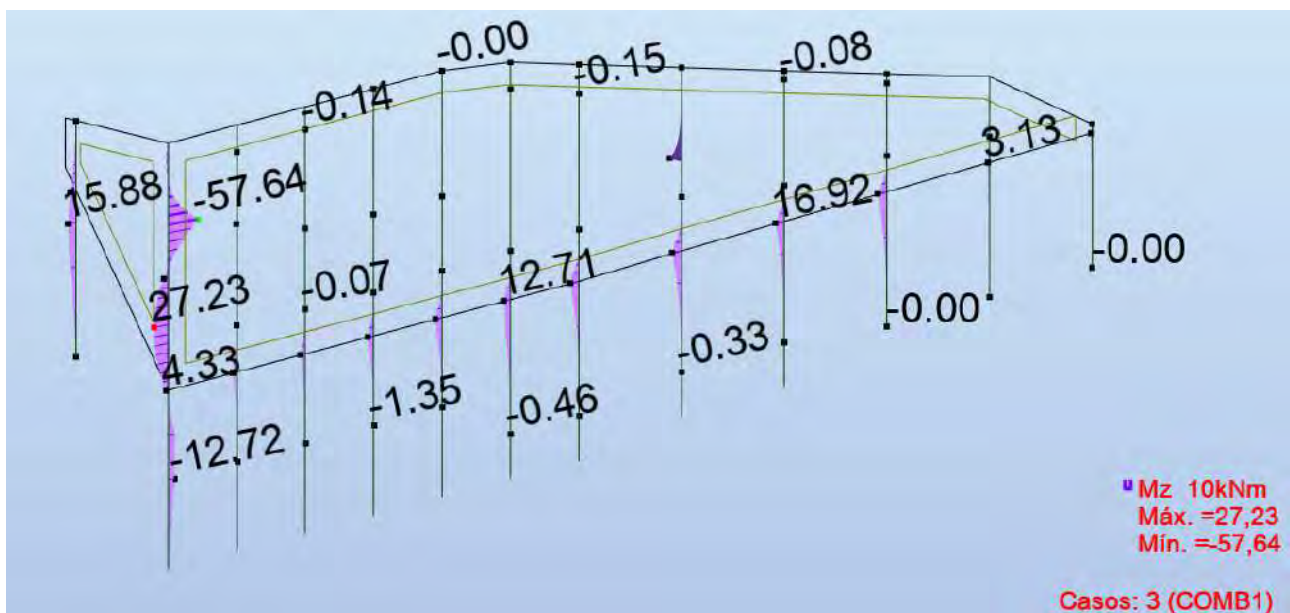
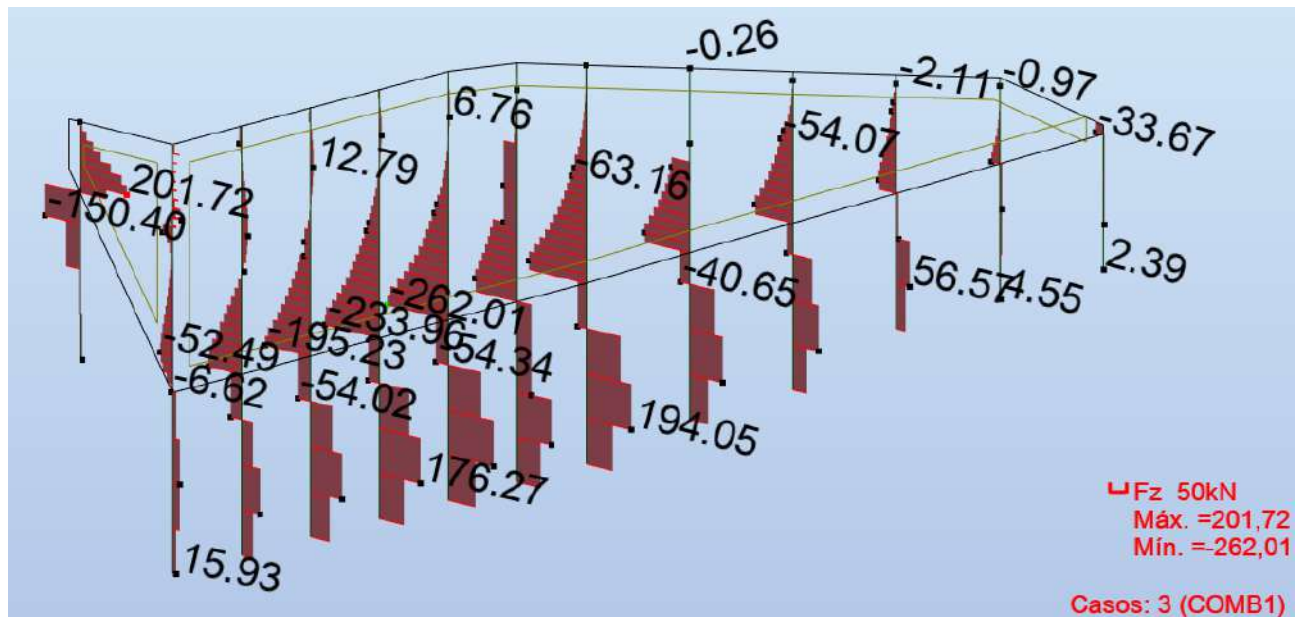
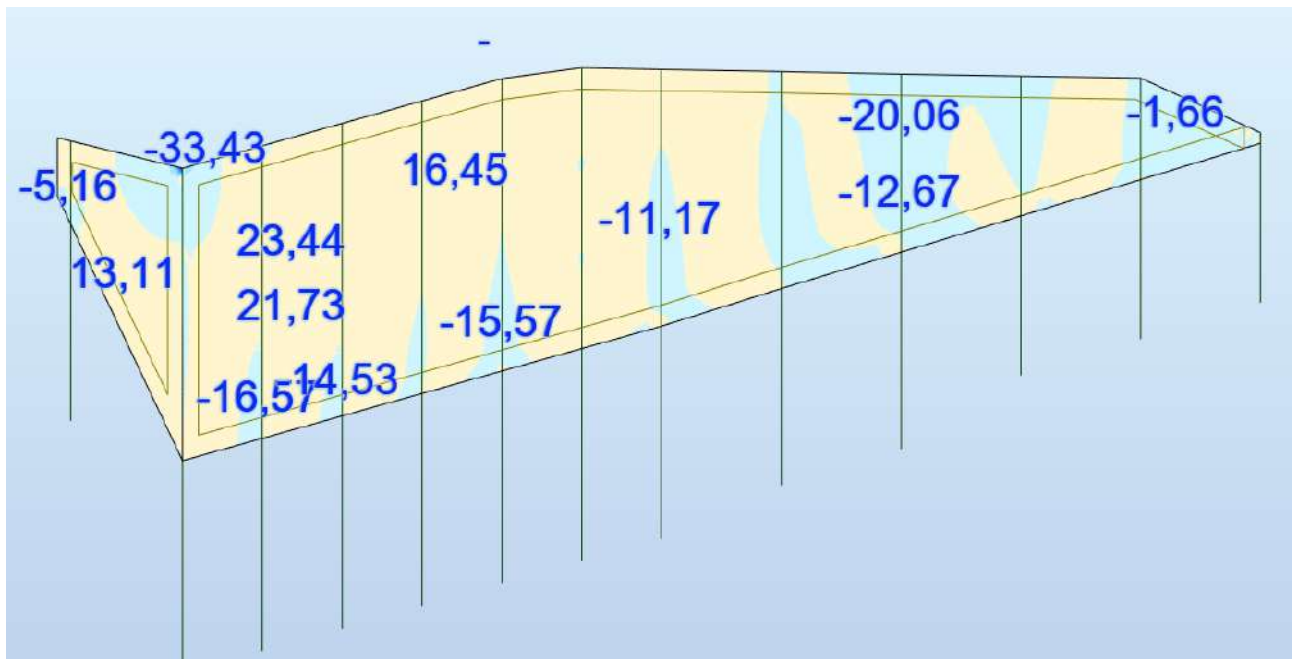


Figura 12 – Cortante nas barras



## 6.2 Mapa de momentos fletores nas paredes:

Figura 13 – Momento  $M_x$  (para armadura horizontal)



Momento mínimo na borda superior = -33,43 kN.m, com redistribuição em faixa de 1,00m temos valor de 23 kN.m

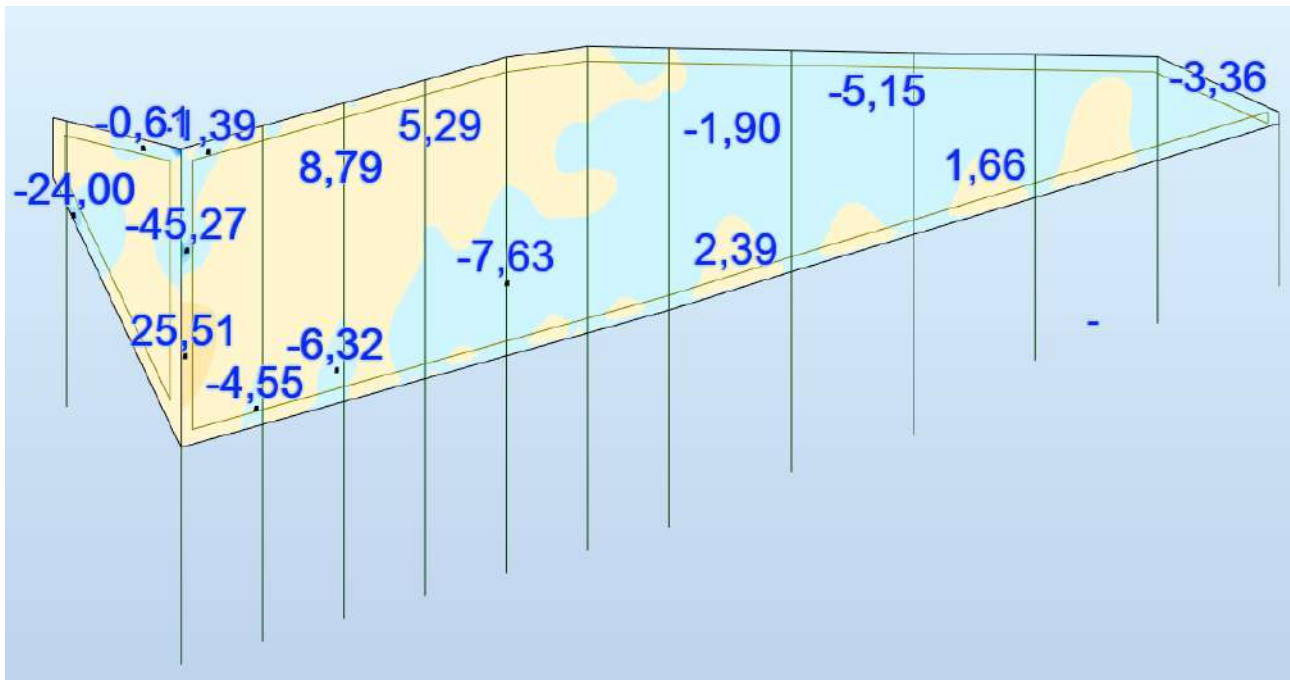




Momento máximo = 23,44 kN.m, com redistribuição em faixa de 1,00m temos valor de 21,40 kN.m

Momento máximo 21,50 kN.m

*Figura 14 – Momento  $M_y$  (para armadura vertical)*



Momento mínimo de -45,27 kN.m, com redistribuição em faixa de 1,00m temos valor de -18 kN.m

Momento máximo de 25,51 kN.m, com redistribuição em faixa de 1,00m temos valor de 12 kN.m

### **6.3 Reações verticais características das estacas:**

Caso 4 COMB2 -  $F_g \times 1,0 + F_q \times 1,0$  (soma de esforços característicos)

**Propriedades: Nó nº 33**

Barras adjacentes 13

Apoio=MOLA ESTACA 70 PONTA, eeefff

Reações: FZ=10,97 [kN]



**Propriedades: Nó n° 35**

Barras adjacentes 1

Apoio=MOLA ESTACA 80 PONTA, eeefff

Reações: FZ=152,45 [kN]

**Propriedades: Nó n° 1**

Barras adjacentes 2

Apoio=MOLA ESTACA 80 PONTA, eeefff

Reações: FZ=150,01 [kN]

**Propriedades: Nó n° 2**

Barras adjacentes 3

Apoio=MOLA ESTACA 80 PONTA, eeefff

Reações: FZ=164,05 [kN]

**Propriedades: Nó n° 27**

Barras adjacentes 7

Apoio=MOLA ESTACA 80 PONTA, eeefff

Reações: FZ=145,59 [kN]

**Propriedades: Nó n° 3**

Barras adjacentes 4

Apoio=MOLA ESTACA 80 PONTA, eeefff

Reações: FZ=138,81 [kN]

**Propriedades: Nó n° 4**

Barras adjacentes 5

Apoio=MOLA ESTACA 80 PONTA, eeefff

Reações: FZ=136,44 [kN]



**Propriedades: Nó n° 5**

Barras adjacentes 6

Apoio=MOLA ESTACA 80 PONTA, eeefff

Reações: FZ=134,83 [kN]

**Propriedades: Nó n° 6**

Barras adjacentes 8

Apoio=MOLA ESTACA 70 PONTA, eeefff

Reações: FZ=90,36 [kN]

**Propriedades: Nó n° 7**

Barras adjacentes 9

Apoio=MOLA ESTACA 70 PONTA, eeefff

Reações: FZ=91,04 [kN]

**Propriedades: Nó n° 8**

Barras adjacentes 10

Apoio=MOLA ESTACA 60 PONTA, eeefff

Reações: FZ=86,35 [kN]

**Propriedades: Nó n° 9**

Barras adjacentes 11

Apoio=MOLA ESTACA 40 PONTA, eeefff

Reações: FZ=5,63 [kN]

**Propriedades: Nó n° 10**

Barras adjacentes 12

Apoio=MOLA ESTACA 40 PONTA, eeefff

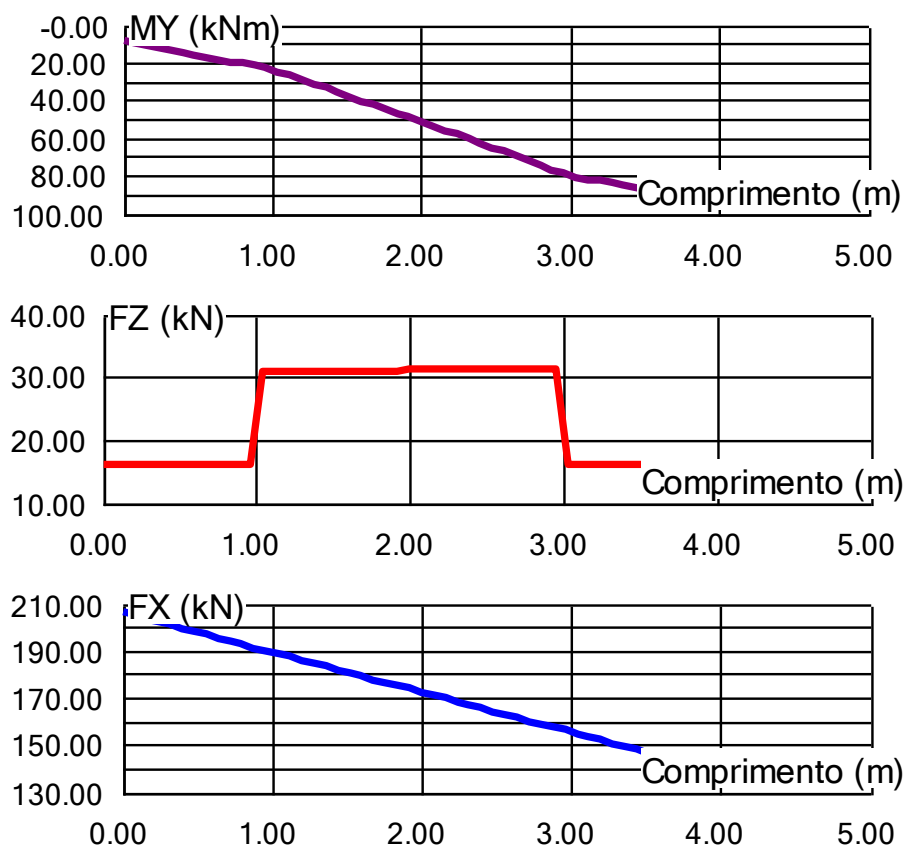


Reações: FZ=6,13 [kN]

#### 6.4 Esforços de cálculo das estacas:

##### Resultados: Barra n° 1

Caso 3 COMB1



Barra n° 1 estaca\_80 Comprimento=4,00 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My
(kN*m)			
MÁX para barra 1	206,21	31,41	94,31
no ponto:	0,0	2,00	4,00
MÍN para barra 1	138,35	15,93	-0,00



no ponto:

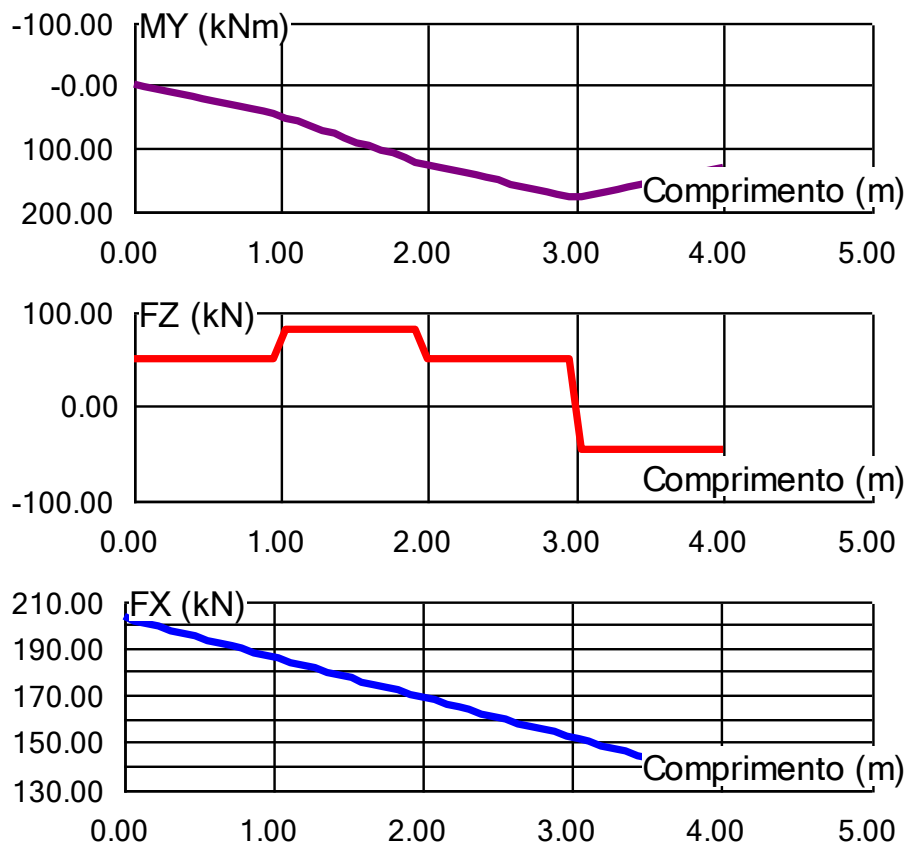
4,00

0,0

0,0

### Resultados: Barra n° 2

Caso 3 COMB1



Barra n° 2 estaca\_80 Comprimento=4,00 (m) Caso 3 COMB1

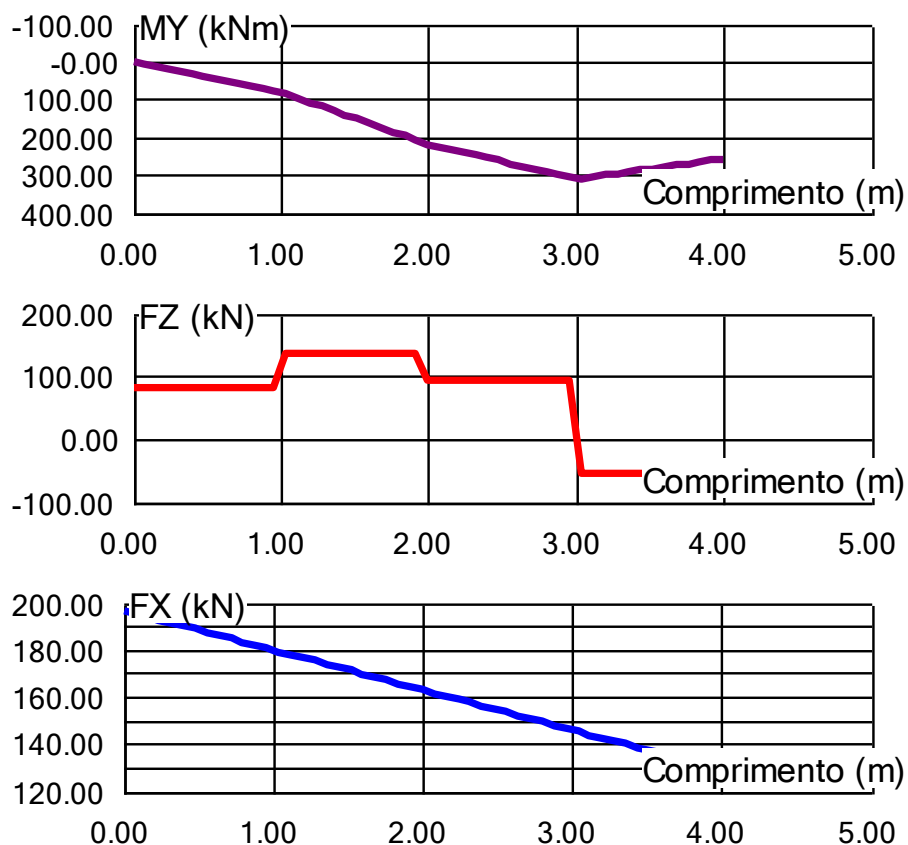
	Fx (kN)	Fz (kN)	My
(kN*m)			
MÁX para barra 2	202,83	79,77	177,09
no ponto:	0,0	1,04	2,96
MÍN para barra 2	134,98	-45,85	-0,00
no ponto:	4,00	3,04	0,0





### Resultados: Barra n° 3

Caso 3 COMB1



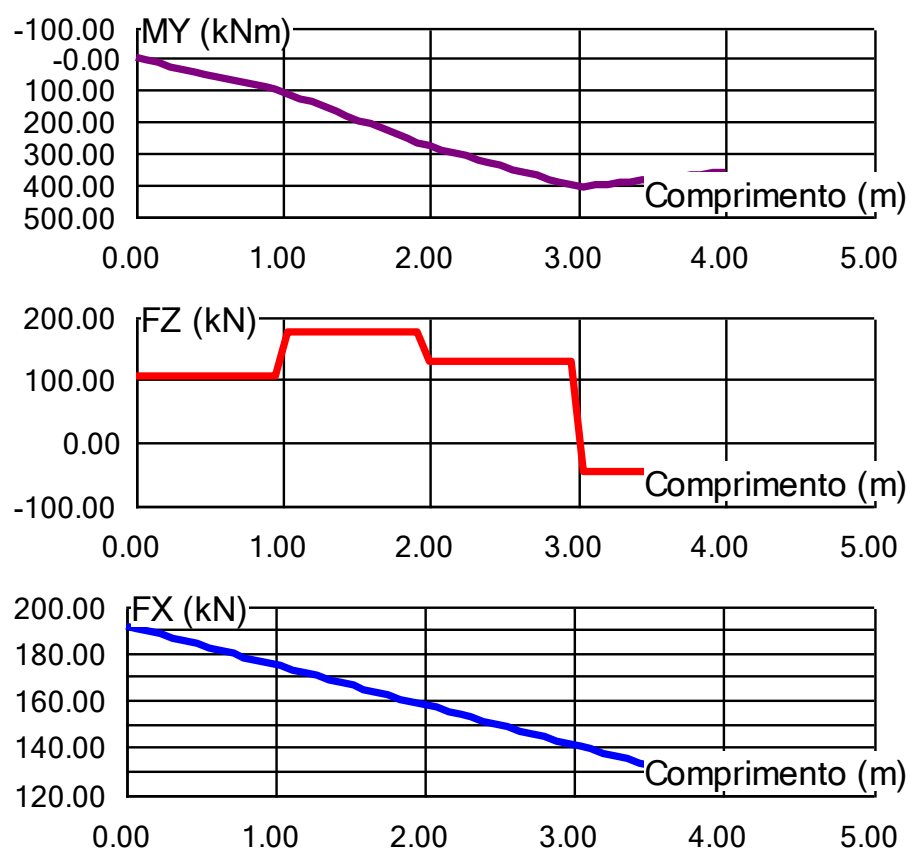
Barra n° 3 estaca\_80 Comprimento=4,00 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My
(kN*m)			
MÁX para barra 3	196,78	135,97	309,29
no ponto:	0,0	1,04	3,04
MÍN para barra 3	128,93	-54,02	0,00
no ponto:	4,00	3,04	0,0



### Resultados: Barra n° 7

Caso 3 COMB1



Barra n° 7 estaca\_80 Comprimento=4,00 (m) Caso 3 COMB1

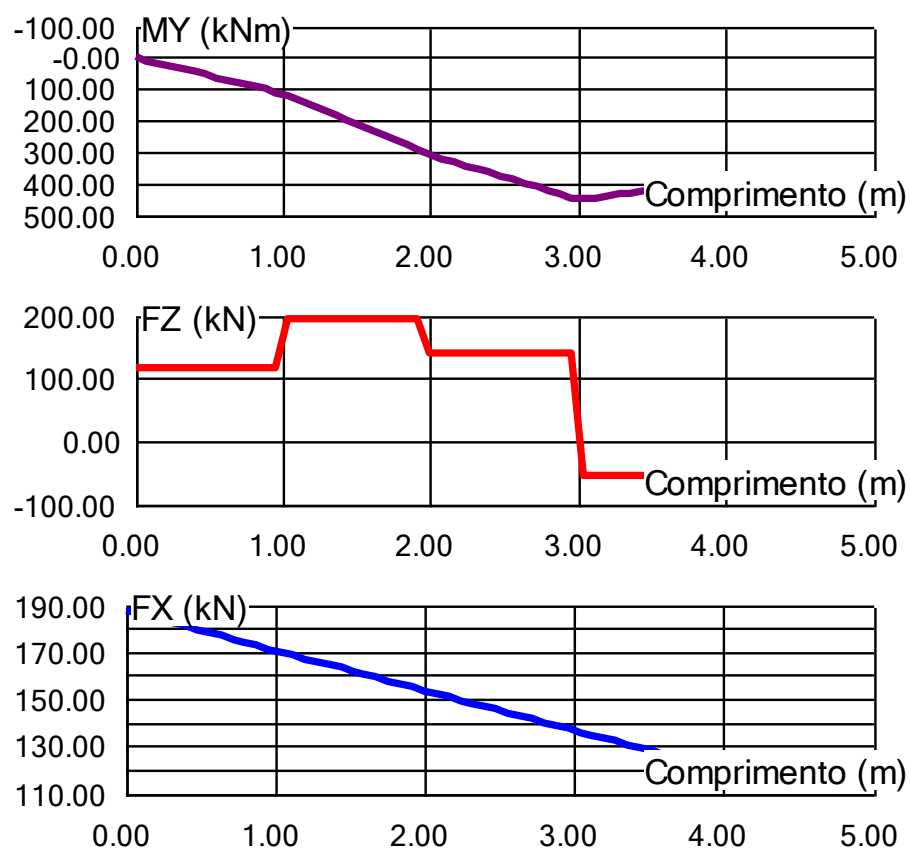
	Fx (kN)	Fz (kN)	My
(kN*m)			
MÁX para barra 7	191,68	176,27	407,67
no ponto:	0,0	1,04	3,04



MÍN para barra 7	123,82	-48,36	-0,00
no ponto:	4,00	3,04	0,0

### Resultados: Barra n° 4

Caso 3 COMB1



Barra n° 4 estaca\_80 Comprimento=4,00 (m) Caso 3 COMB1

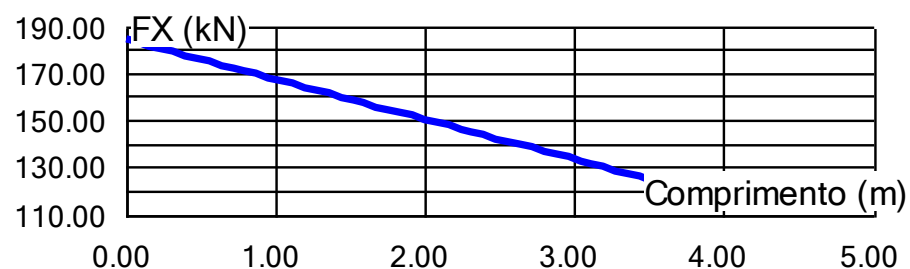
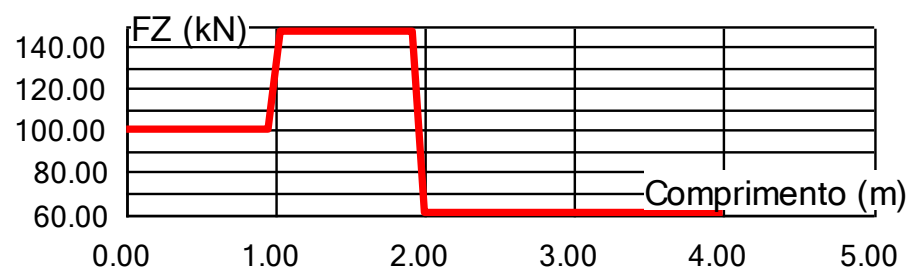
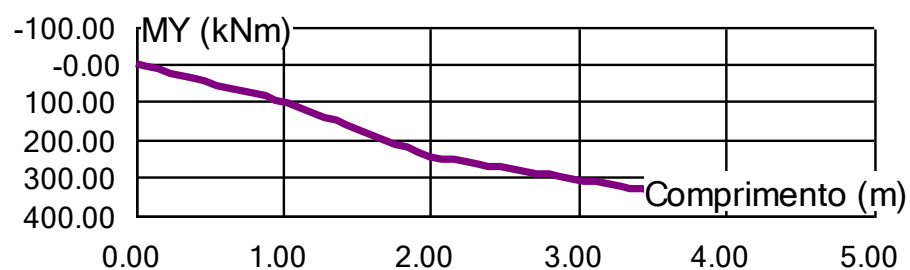
(kN\*m)                      Fx (kN)                      Fz (kN)                      My



MÁX para barra 4	187,48	194,63	449,85
no ponto:	0,0	1,04	3,04
MÍN para barra 4	119,62	-54,34	-0,00
no ponto:	4,00	3,04	0,0

### Resultados: Barra n° 5

#### Caso 3 COMB1



Barra n° 5 estaca\_80 Comprimento=4,00 (m) Caso 3 COMB1

Fx (kN)

Fz (kN)

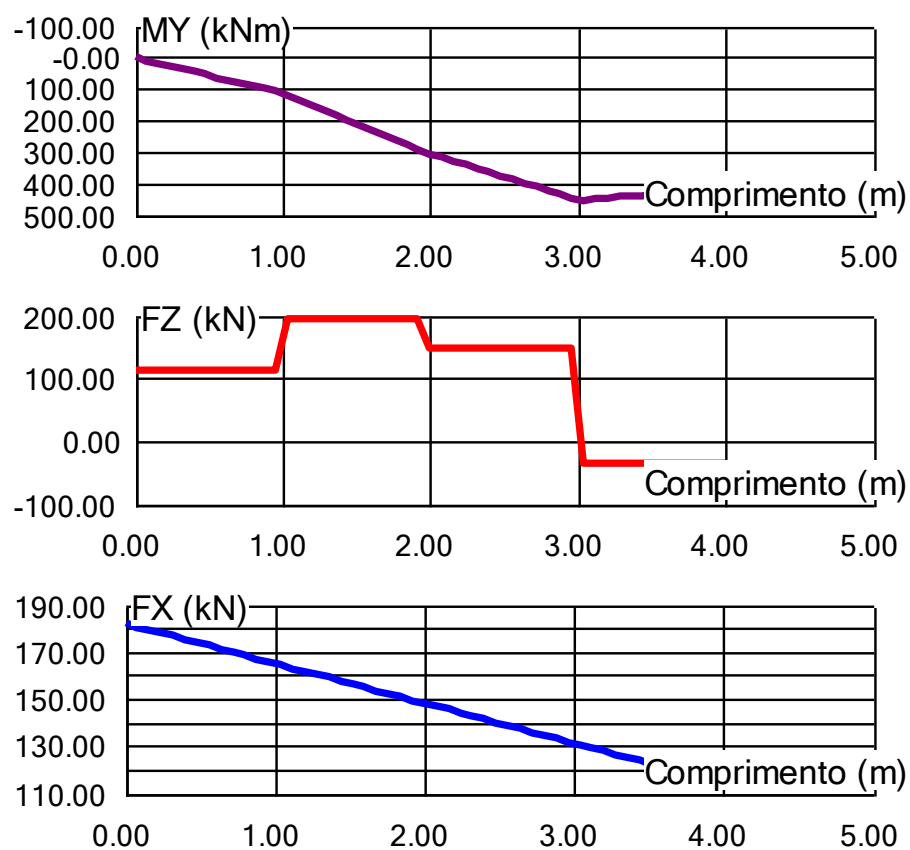
My (kN\*m)



MÁX para barra 5	184,21	147,36	368,40
no ponto:	0,0	1,04	4,00
MÍN para barra 5	116,35	60,54	-0,00
no ponto:	4,00	2,00	0,0

### Resultados: Barra n° 6

Caso 3 COMB1



Barra n° 6 estaca\_80 Comprimento=4,00 (m) Caso 3 COMB1

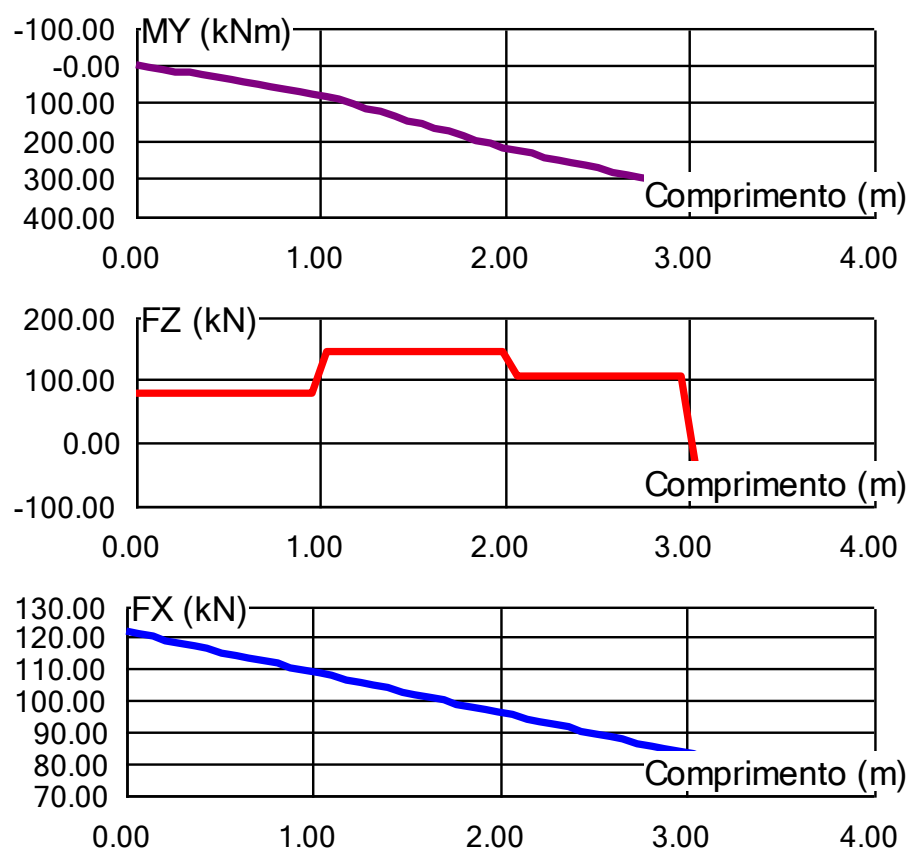




	Fx (kN)	Fz (kN)	My
(kN*m)			
MÁX para barra 6	181,97	194,05	453,65
no ponto:	0,0	1,04	3,04
MÍN para barra 6	114,12	-37,50	0,00
no ponto:	4,00	3,04	0,0

### Resultados: Barra n° 8

Caso 3 COMB1



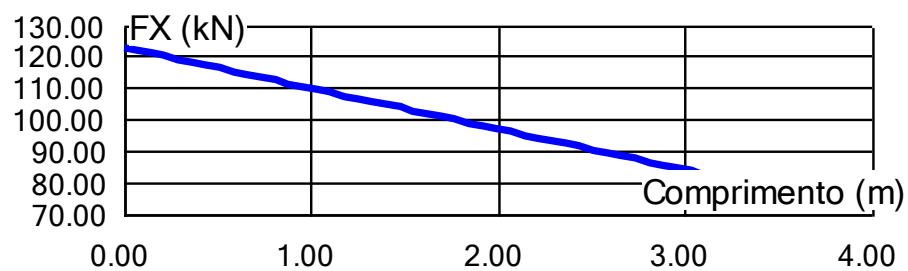
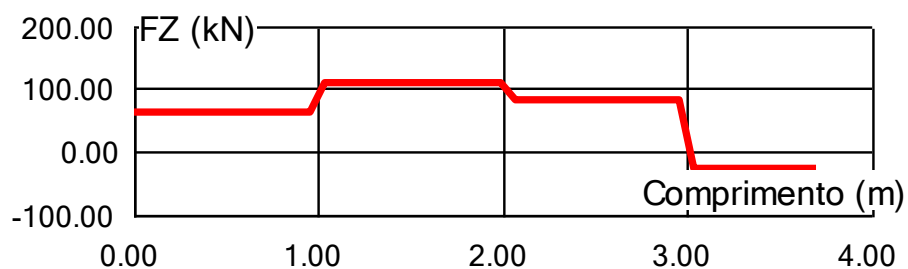
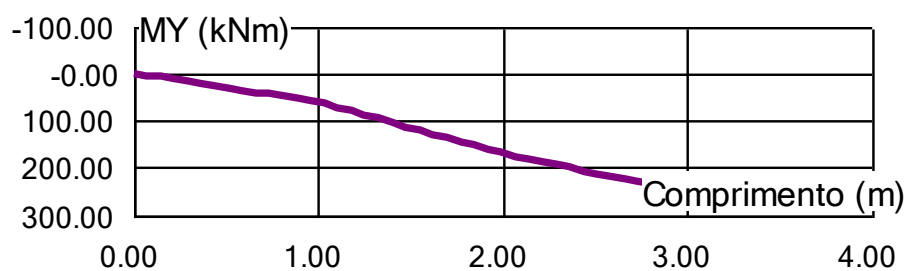
Barra n° 8 estaca 70 Comprimento=3,70 (m) Caso 3 COMB1



	Fx (kN)	Fz (kN)	My
(kN*m)			
MÁX para barra 8	121,89	142,18	325,88
no ponto:	0,0	1,04	3,03
MÍN para barra 8	73,84	-40,65	-0,00
no ponto:	3,70	3,03	0,0

### Resultados: Barra n° 9

Caso 3 COMB1



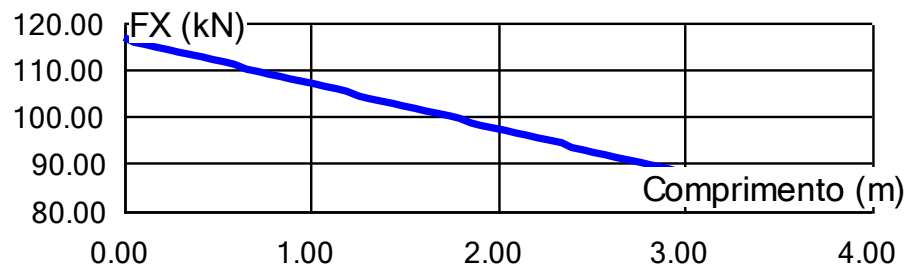
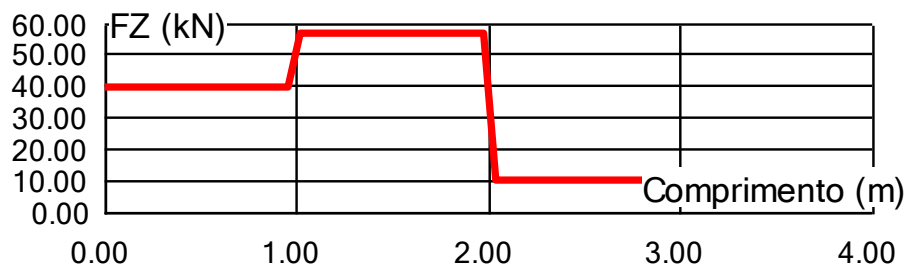
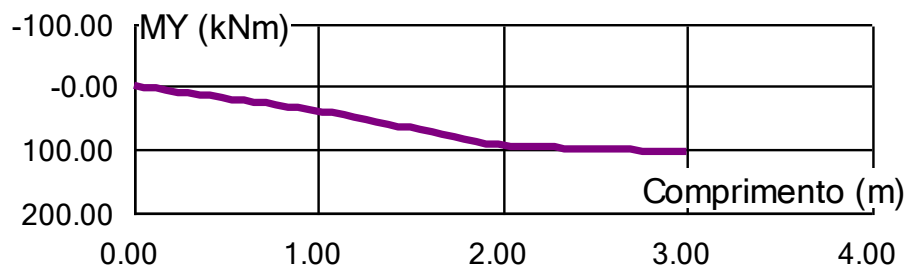


Barra nº 9 estaca 70 Comprimento=3,70 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My
(kN*m)			
MÁX para barra 9	122,76	109,57	251,83
no ponto:	0,0	1,04	3,03
MÍN para barra 9	74,71	-29,09	-0,00
no ponto:	3,70	3,03	0,0

### Resultados: Barra nº 10

Caso 3 COMB1



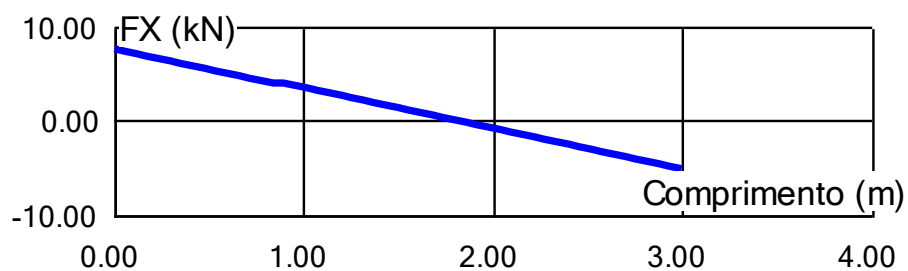
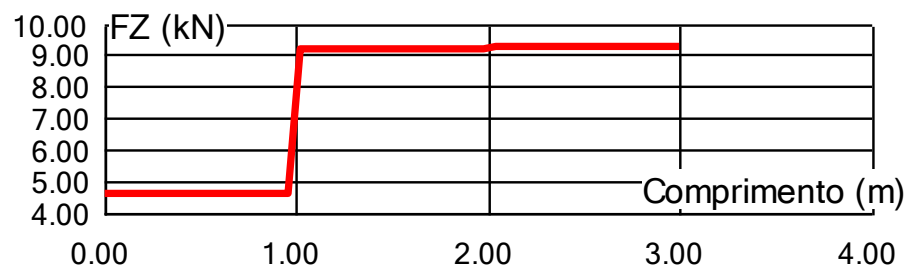
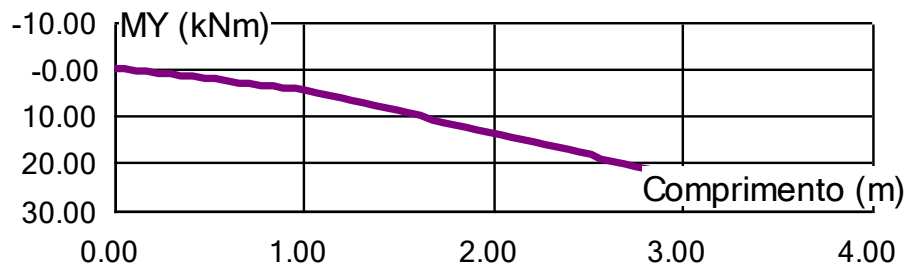


Barra nº 10 estaca 60 Comprimento=3,00 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My
(kN*m)			
MÁX para barra 10	116,40	56,57	105,20
no ponto:	0,0	1,02	3,00
MÍN para barra 10	87,77	9,47	-0,00
no ponto:	3,00	2,04	0,0

### Resultados: Barra nº 11

Caso 3 COMB1

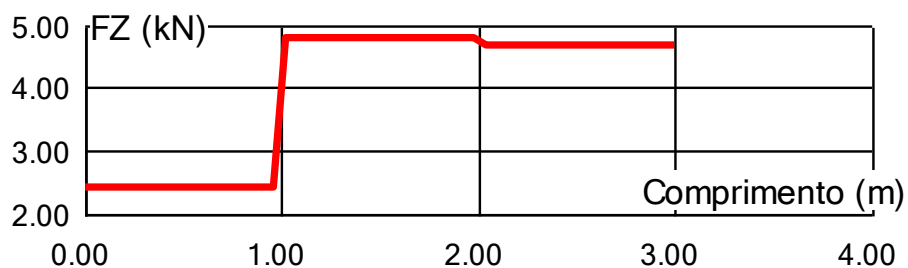
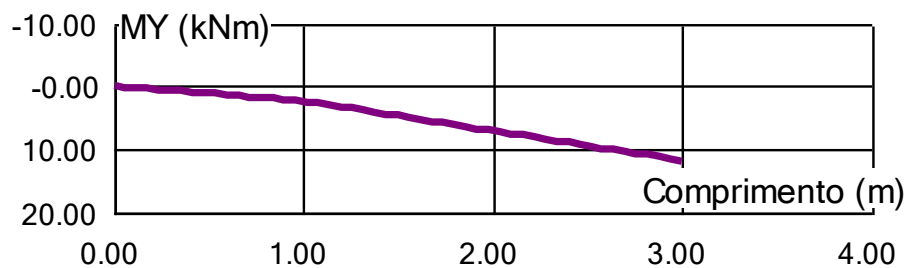


Barra nº 11 estaca 40 Comprimento=3,00 (m) Caso 3 COMB1

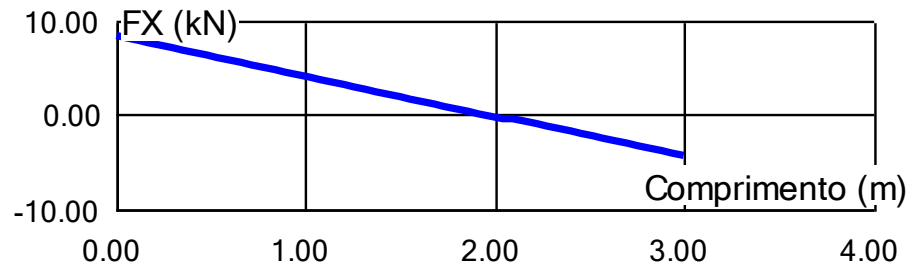
	Fx (kN)	Fz (kN)	My
(kN*m)			
MÁX para barra 11	7,59	9,23	22,97
no ponto:	0,0	2,04	3,00
MÍN para barra 11	-5,14	4,55	-0,00
no ponto:	3,00	0,00	0,0

### Resultados: Barra nº 12

Caso 3 COMB1





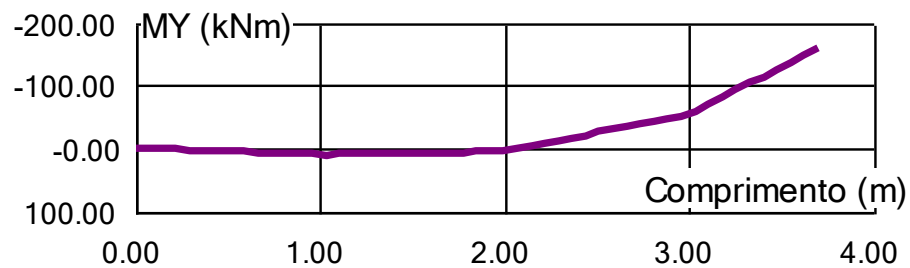


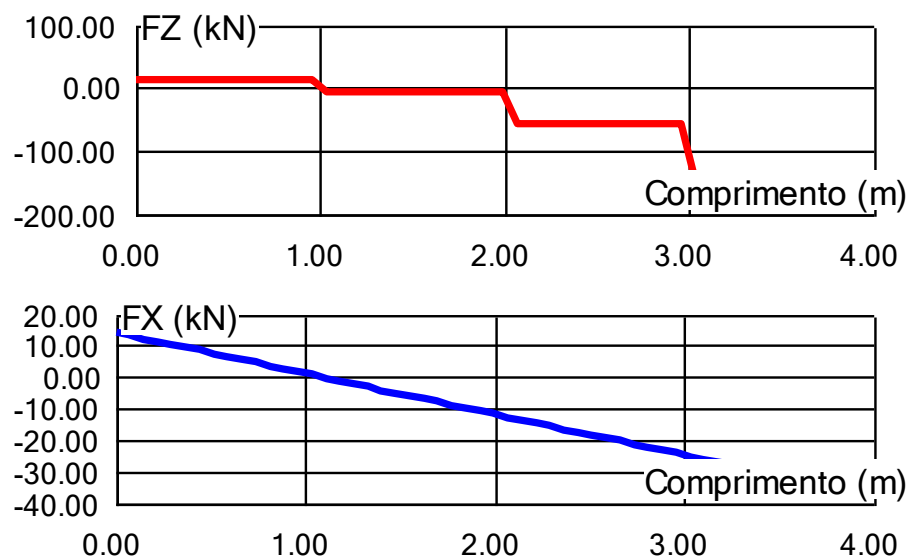
Barra n° 12 estaca 40 Comprimento=3,00 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My
(kN*m)			
MÁX para barra 12	8,26	4,78	11,84
no ponto:	0,0	1,02	3,00
MÍN para barra 12	-4,46	2,39	-0,00
no ponto:	3,00	0,0	0,0

### Resultados: Barra n° 13

Caso 3 COMB1





Barra nº 13 estaca 70 Comprimento=3,70 (m) Caso 3 COMB1

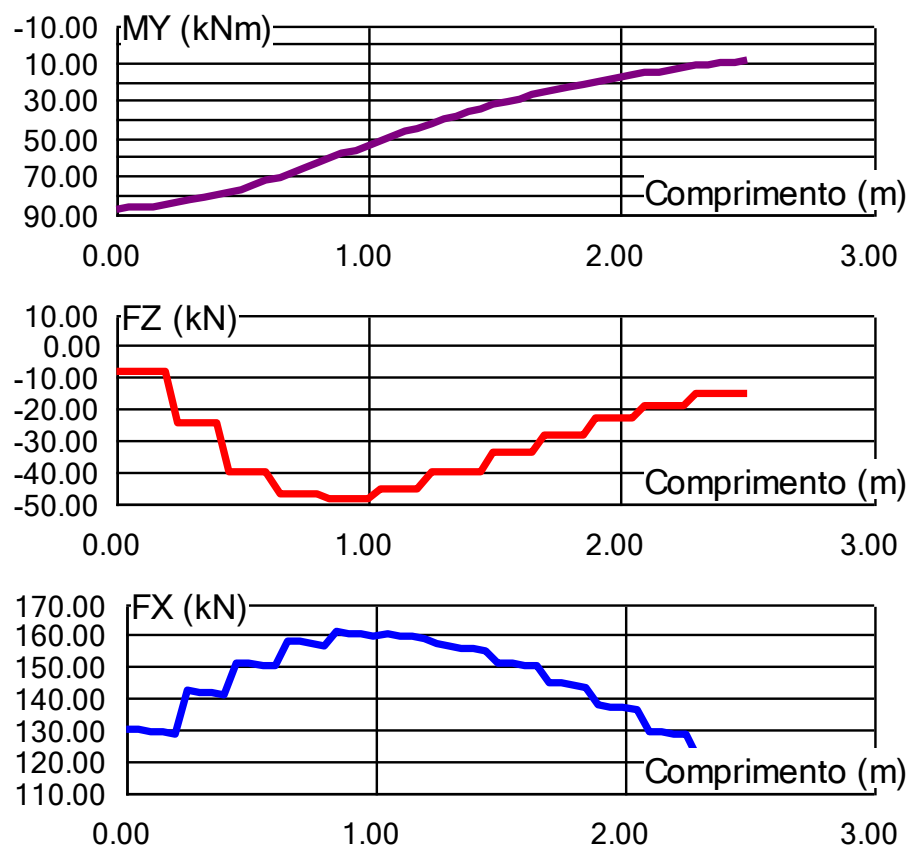
	Fx (kN)	Fz (kN)	My
(kN*m)			
MÁX para barra 13	14,09	10,72	10,53
no ponto:	0,0	0,0	1,04
MÍN para barra 13	-33,97	-150,40	-158,79
no ponto:	3,70	3,03	3,70

## 6.5 Esforços de cálculo dos pilares:

### PILAR P1

**Resultados: Barra nº 14 - trecho inferior**

Caso 3 COMB1

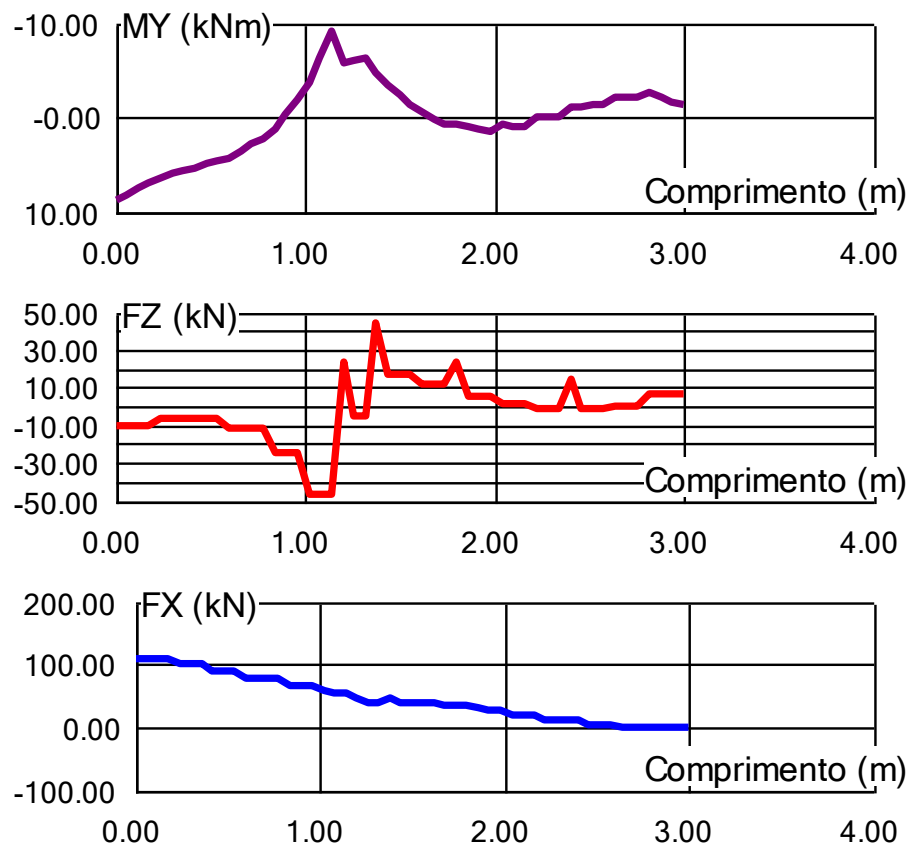


Barra nº 14 P3080 Comprimento=2,50 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 14	160,72	-8,59	87,49
no ponto:	0,85	0,0	0,0
MÍN para barra 14	119,18	-48,47	8,83
no ponto:	2,50	0,85	2,50

**Resultados: Barra nº 27 – trecho superior**

Caso 3 COMB1



Barra nº 27 P3050 Comprimento=3,00 (m) Caso 3 COMB1

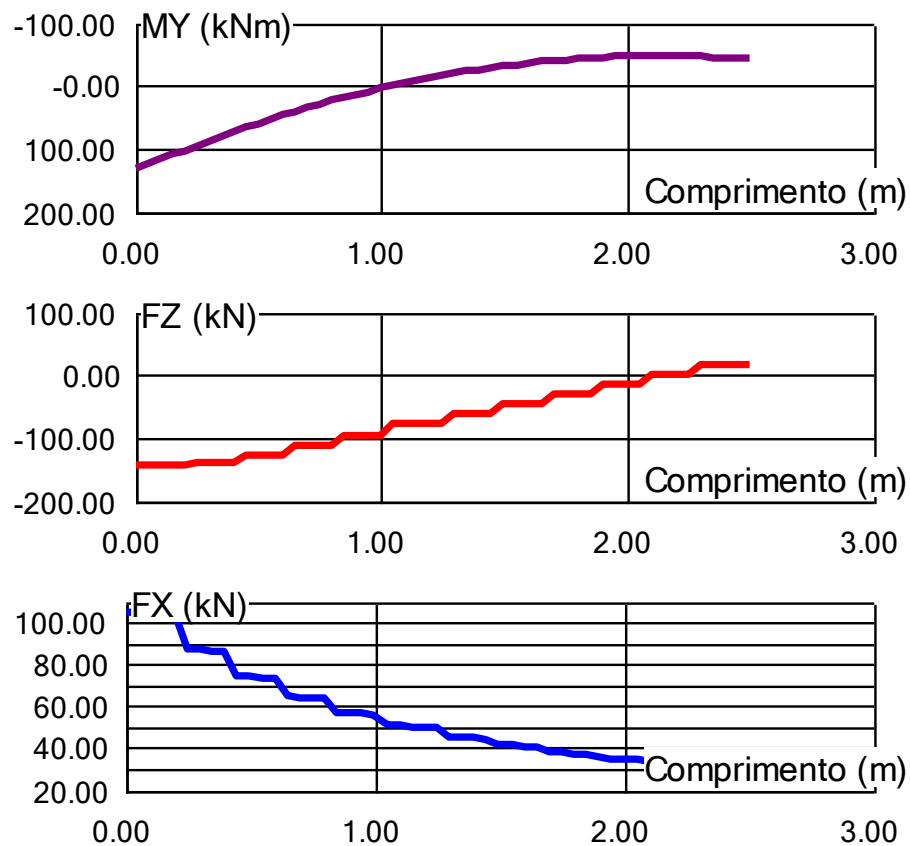
	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 27	109,01	44,18	8,82
no ponto:	0,0	1,38	0,0
MÍN para barra 27	-1,57	-47,03	-9,16
no ponto:	3,00	1,02	1,14

## PILAR P2

**Resultados: Barra nº 15 – trecho inferior**



Caso 3 COMB1



Barra nº 15 P3080 Comprimento=2,50 (m) Caso 3 COMB1

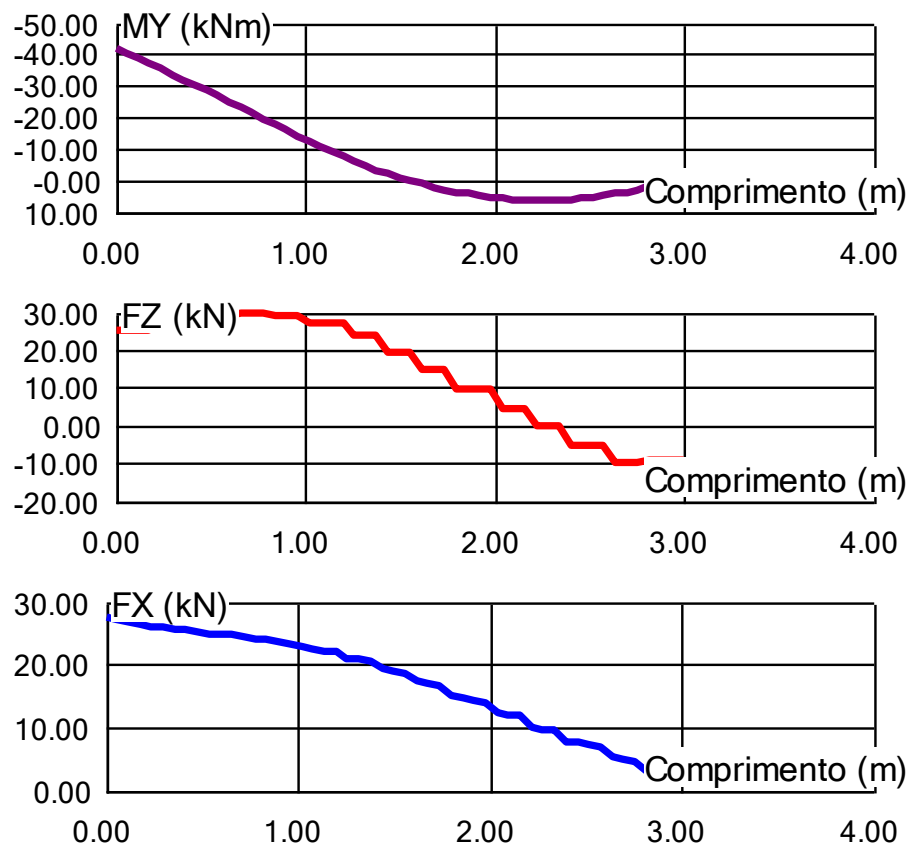
	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 15	105,16	17,16	131,91
no ponto:	0,0	2,30	0,0
MÍN para barra 15	29,37	-145,15	-47,07
no ponto:	2,50	0,0	2,10

**Resultados: Barra nº 28 – trecho superior**





Caso 3 COMB1



Barra nº 28 P3050 Comprimento=3,00 (m) Caso 3 COMB1

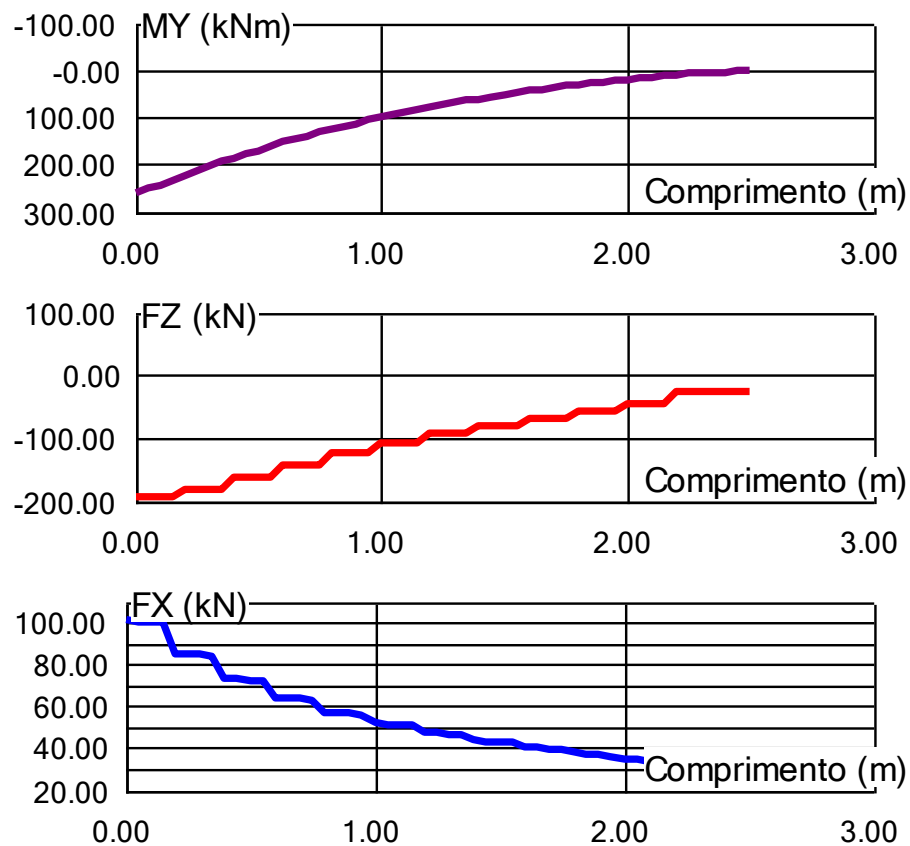
	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 28	27,31	29,70	6,56
no ponto:	0,0	0,66	2,22
MÍN para barra 28	2,07	-10,08	-41,65
no ponto:	3,00	2,64	0,0

**PILAR P3**

**Resultados: Barra nº 16 – trecho inferior**



Caso 3 COMB1

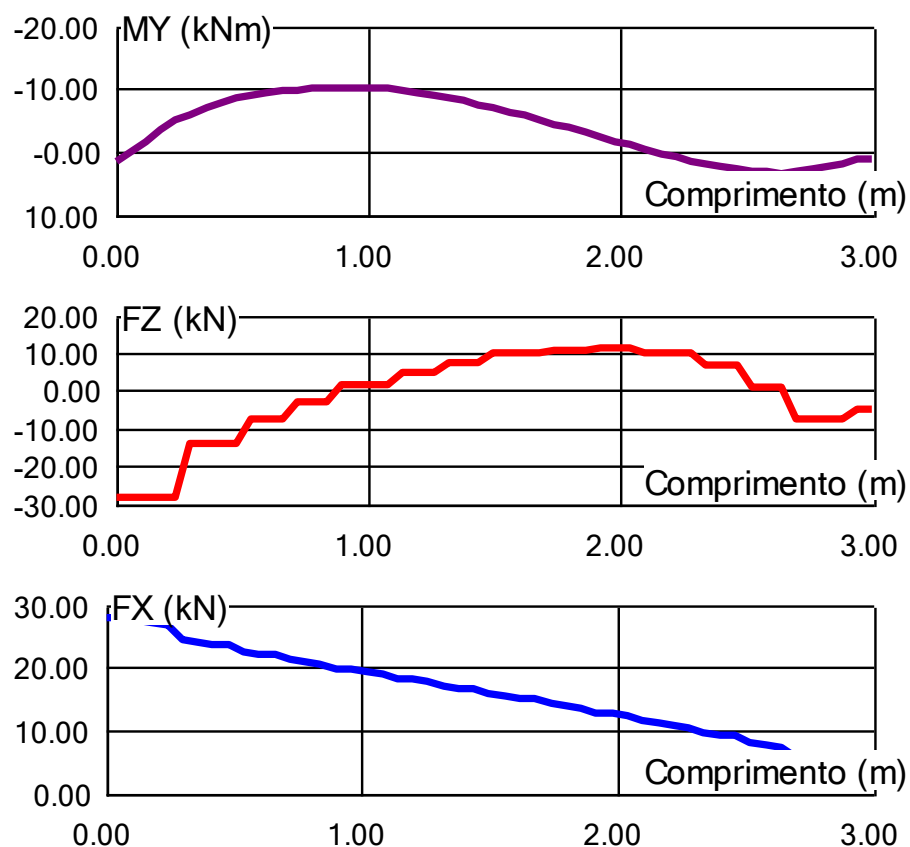


Barra nº 16 P3080 Comprimento=2,50 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 16	100,91	-28,43	262,86
no ponto:	0,0	2,20	0,0
MÍN para barra 16	28,05	-195,29	1,80
no ponto:	2,50	0,0	2,50

**Resultados: Barra nº 29 – trecho superior**

Caso 3 COMB1



Barra nº 29 P3050 Comprimento=3,00 (m) Caso 3 COMB1

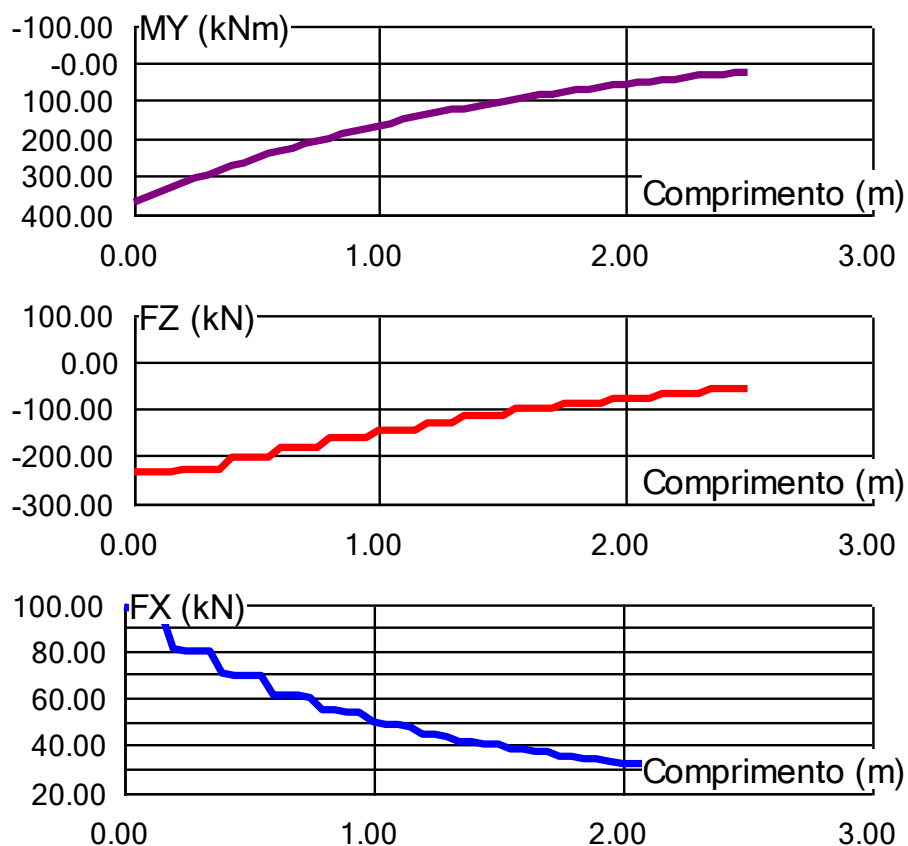
	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 29	28,05	10,96	3,44
no ponto:	0,0	1,92	2,64
MÍN para barra 29	3,03	-28,43	-10,18
no ponto:	3,00	0,0	0,84

**PILAR P4**



**Resultados: Barra n° 17 – trecho inferior**

Caso 3 COMB1

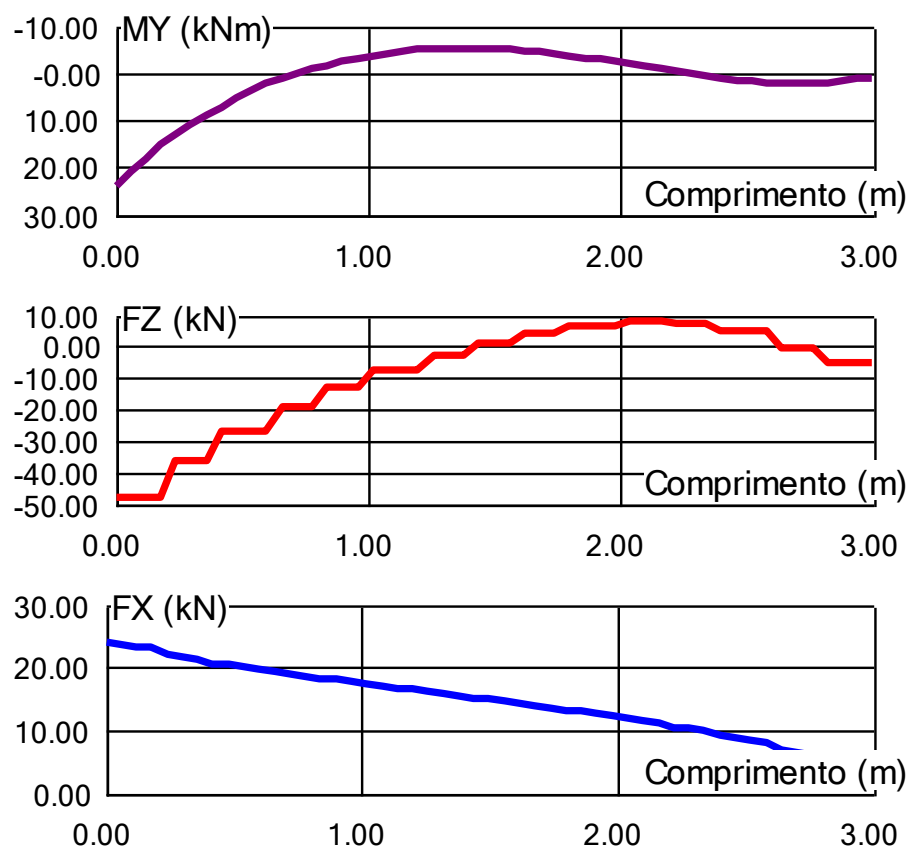


Barra n° 17 P3080 Comprimento=2,50 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 17	98,05	-59,40	367,78
no ponto:	0,0	2,35	0,0
MÍN para barra 17	26,39	-233,61	24,25
no ponto:	2,50	0,0	2,50

**Resultados: Barra n° 30 – trecho superior**

Caso 3 COMB1



Barra nº 30 P3050 Comprimento=3,00 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 30	23,92	7,82	24,04
no ponto:	0,0	2,04	0,0
MÍN para barra 30	3,40	-48,19	-5,22
no ponto:	3,00	0,0	1,38

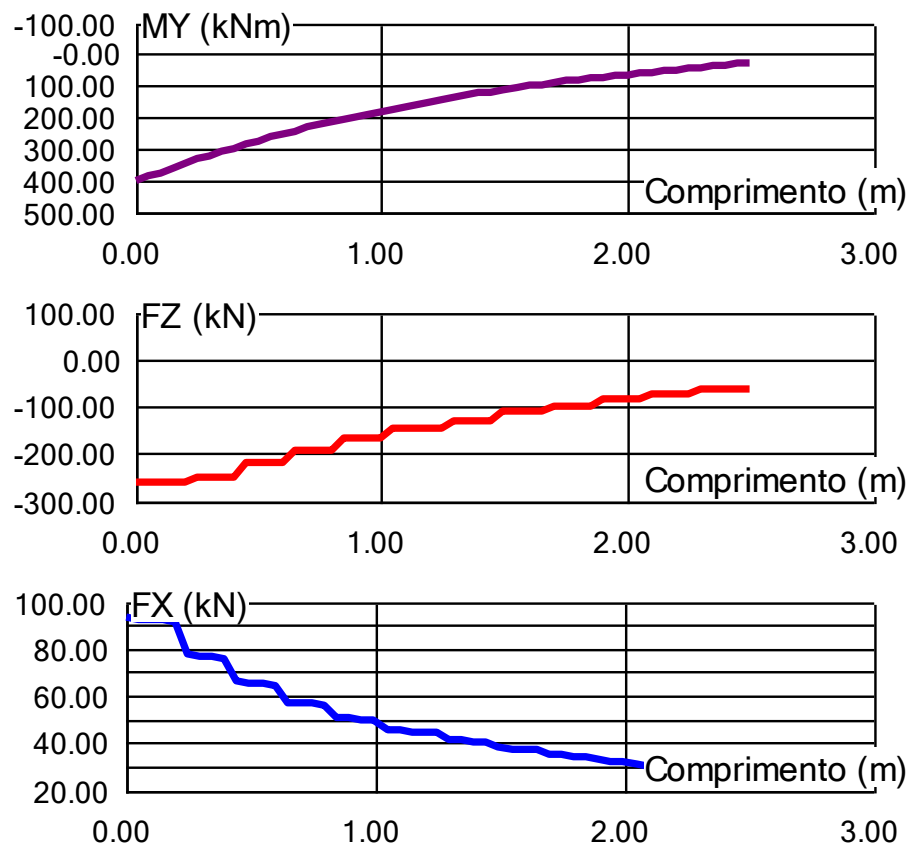
## PILAR P5

**Resultados: Barra nº 18 – trecho inferior**





Caso 3 COMB1

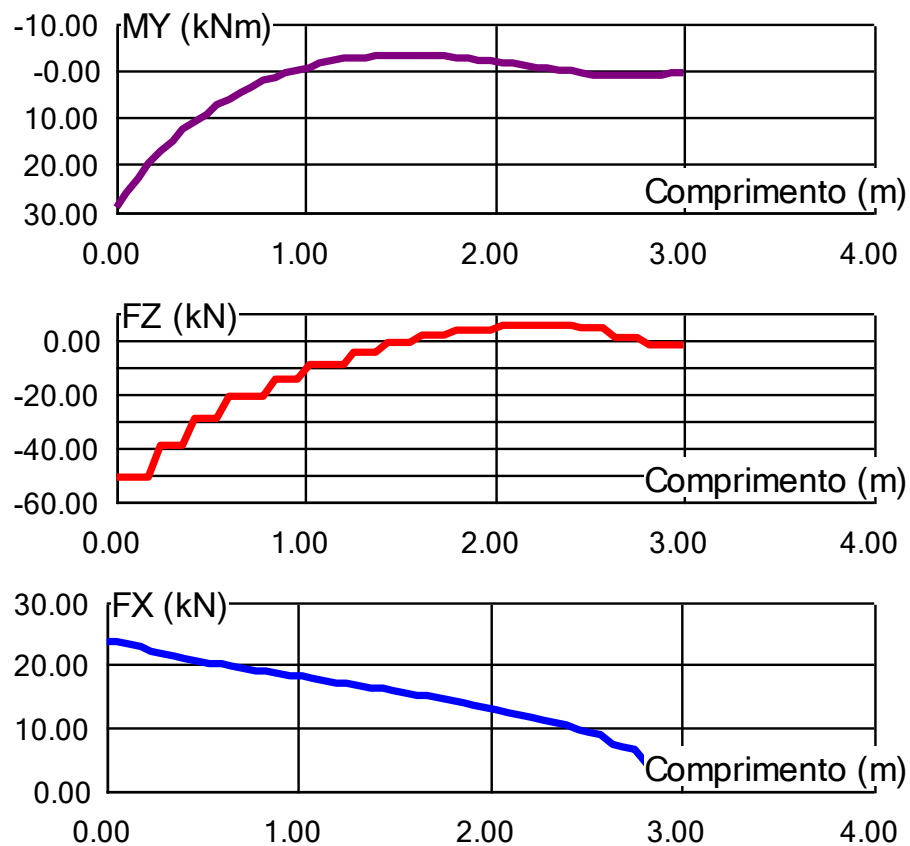


Barra nº 18 P3080 Comprimento=2,50 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 18	93,09	-63,59	402,67
no ponto:	0,0	2,30	0,0
MÍN para barra 18	26,10	-262,09	29,14
no ponto:	2,50	0,0	2,50

**Resultados: Barra nº 31 – trecho superior**

Caso 3 COMB1



Barra nº 31 P3050 Comprimento=3,00 (m) Caso 3 COMB1

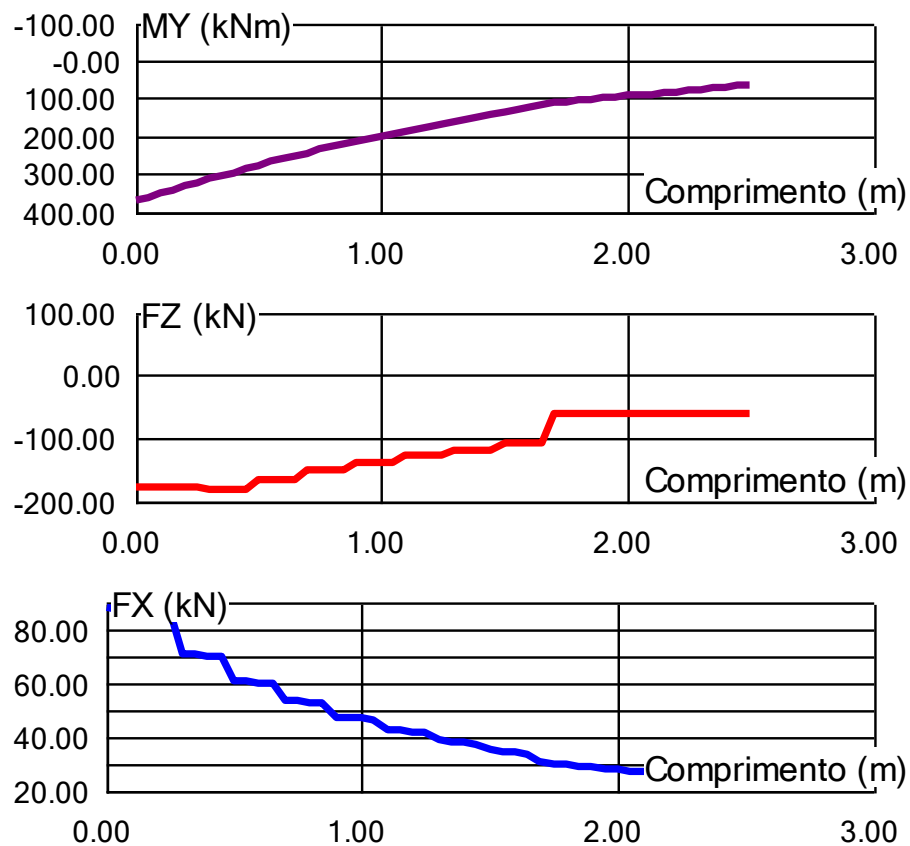
	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 31	23,74	4,95	28,97
no ponto:	0,0	2,22	0,0
MÍN para barra 31	3,18	-51,73	-3,16
no ponto:	3,00	0,0	1,56

## PILAR P6

Resultados: Barra nº 19 – trecho inferior



Caso 3 COMB1



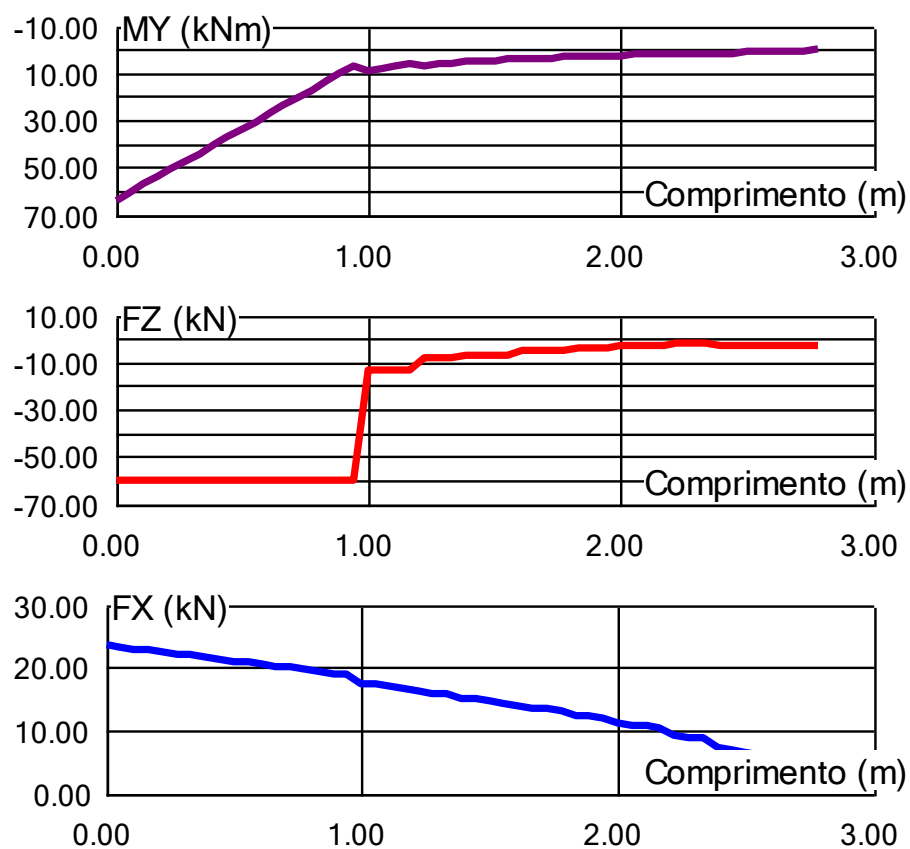
Barra nº 19 P3080 Comprimento=2,50 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 19	87,50	-60,39	370,49
no ponto:	0,0	1,70	0,0
MÍN para barra 19	23,53	-182,62	64,19
no ponto:	2,50	0,30	2,50

**Resultados: Barra nº 32 – trecho superior**



### Caso 3 COMB1



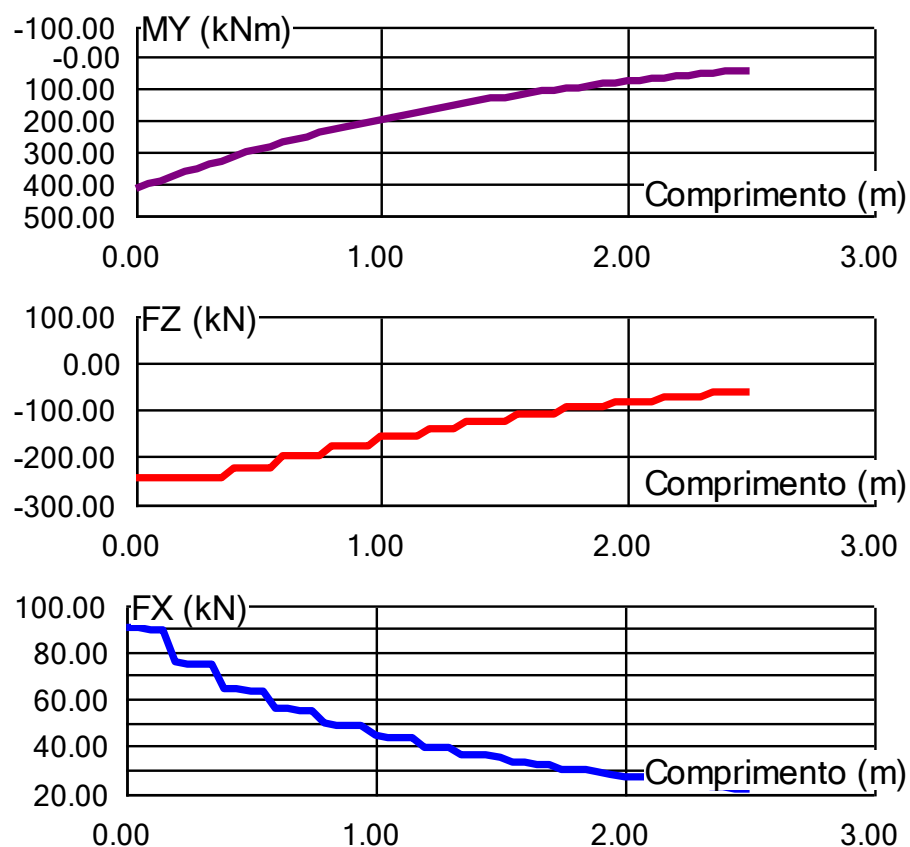
Barra nº 32 P3050 Comprimento=2,78 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 32	23,53	-2,25	64,19
no ponto:	0,0	2,22	0,0
MÍN para barra 32	3,04	-60,39	0,38
no ponto:	2,78	0,0	2,78

### PILAR P7

#### Resultados: Barra nº 20 – trecho inferior

Caso 3 COMB1

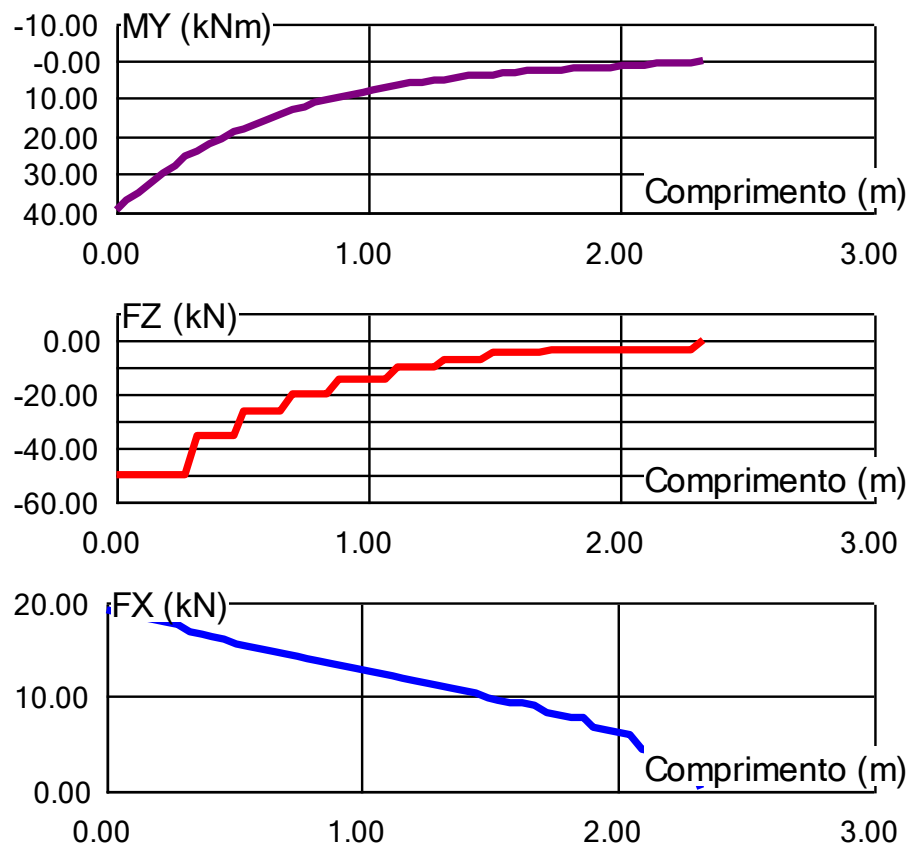


Barra nº 20 P3080 Comprimento=2,50 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 20	90,18	-65,66	417,35
no ponto:	0,0	2,35	0,0
MÍN para barra 20	21,33	-247,28	40,35
no ponto:	2,50	0,20	2,50

**Resultados: Barra nº 33 – trecho superior**

Caso 3 COMB1



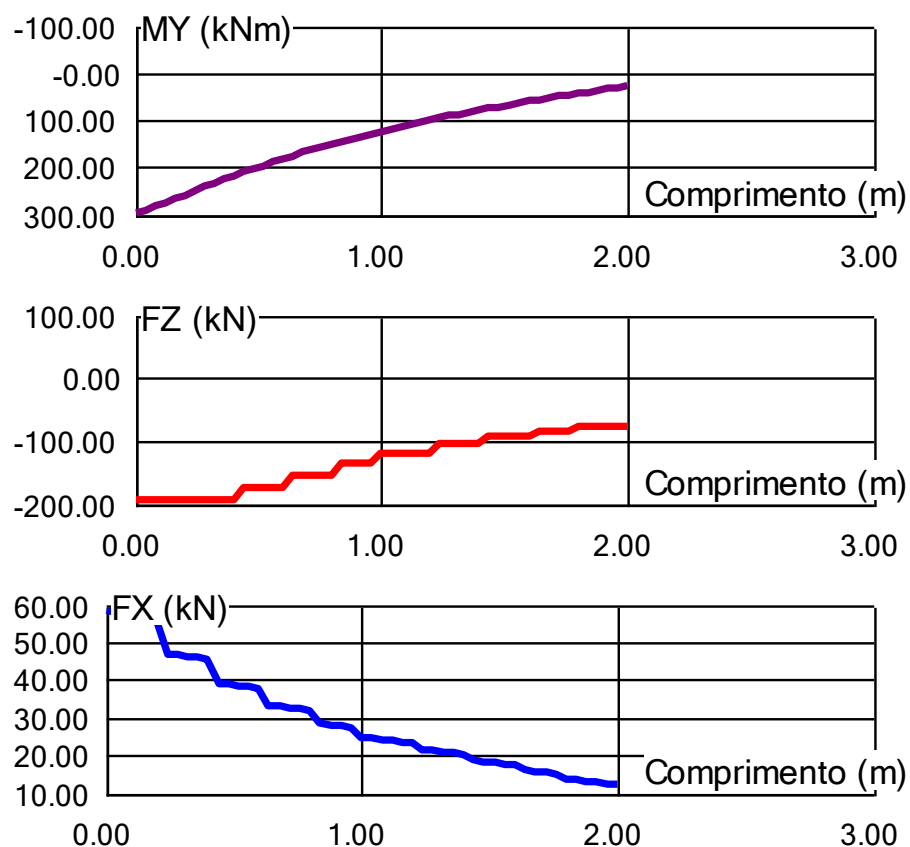
Barra nº 33 P3050 Comprimento=2,33 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 33	19,02	-0,00	39,59
no ponto:	0,0	2,33	0,0
MÍN para barra 33	0,00	-50,62	-0,00
no ponto:	2,33	0,0	2,33

## PILAR P8

**Resultados: Barra nº 21 – trecho inferior**

Caso 3 COMB1

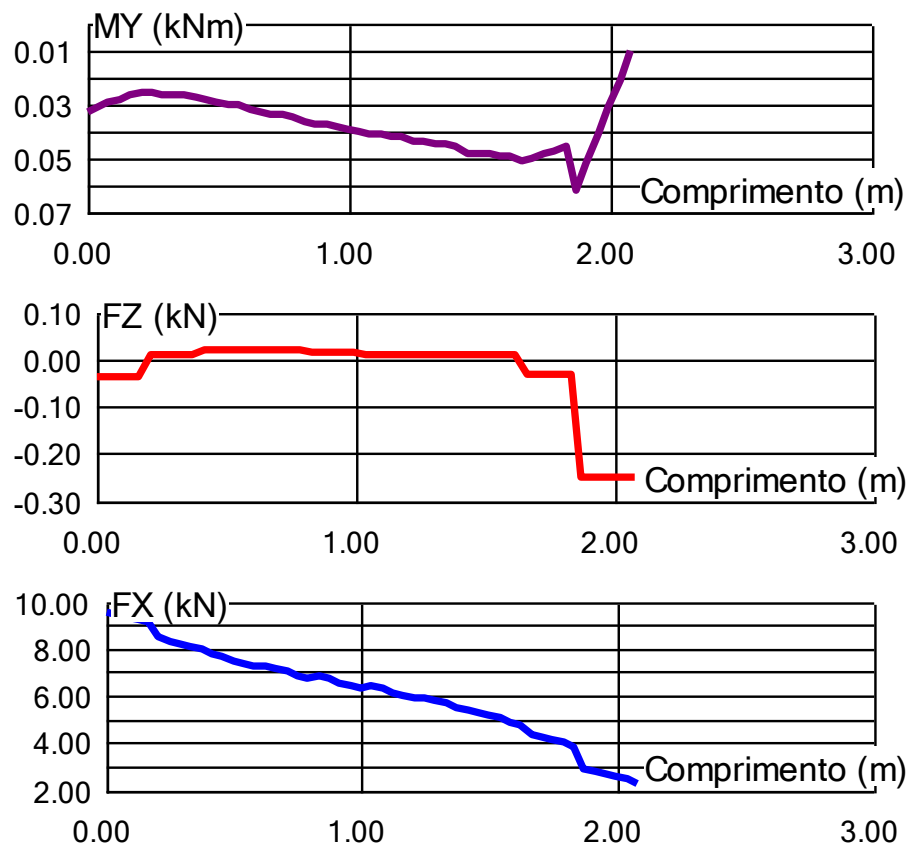


Barra nº 21 P3080 Comprimento=2,00 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 21	58,29	-78,63	297,35
no ponto:	0,0	1,80	0,0
MÍN para barra 21	12,12	-193,92	27,82
no ponto:	2,00	0,24	2,00

**Resultados: Barra nº 34 – trecho superior**

Caso 3 COMB1



Barra nº 34 P3030 Comprimento=2,08 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 34	9,58	0,02	0,06
no ponto:	0,0	0,42	1,87
MÍN para barra 34	2,29	-0,25	0,01
no ponto:	2,08	2,08	2,08

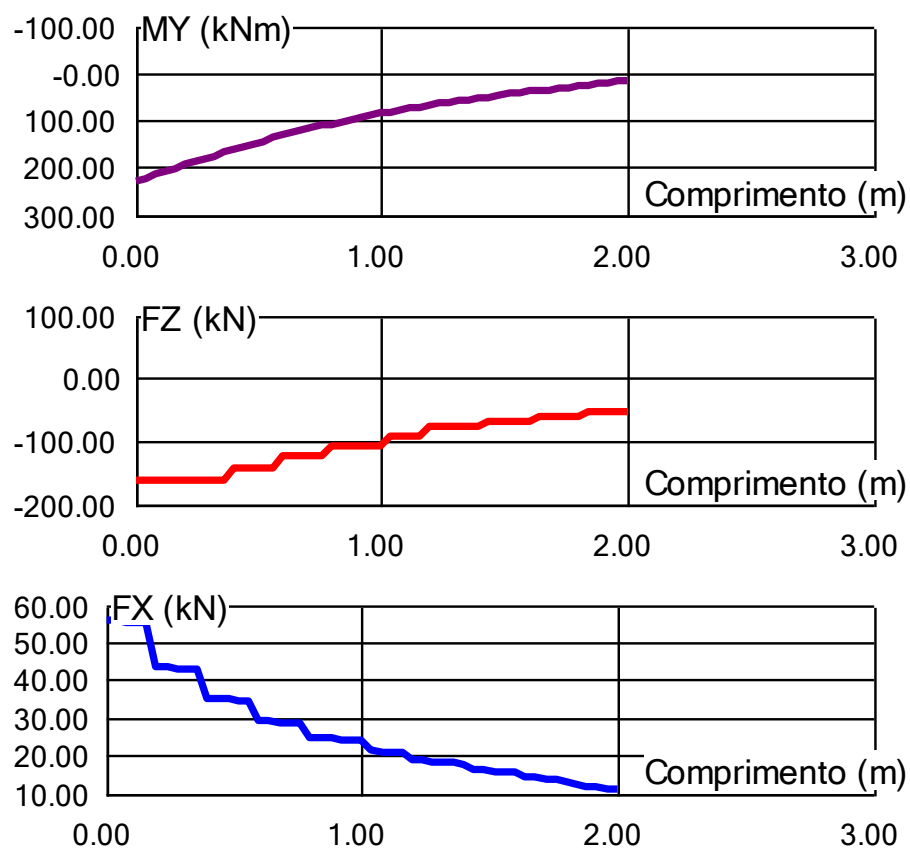
## PILAR P9

**Resultados: Barra nº 22 – trecho inferior**





### Caso 3 COMB1

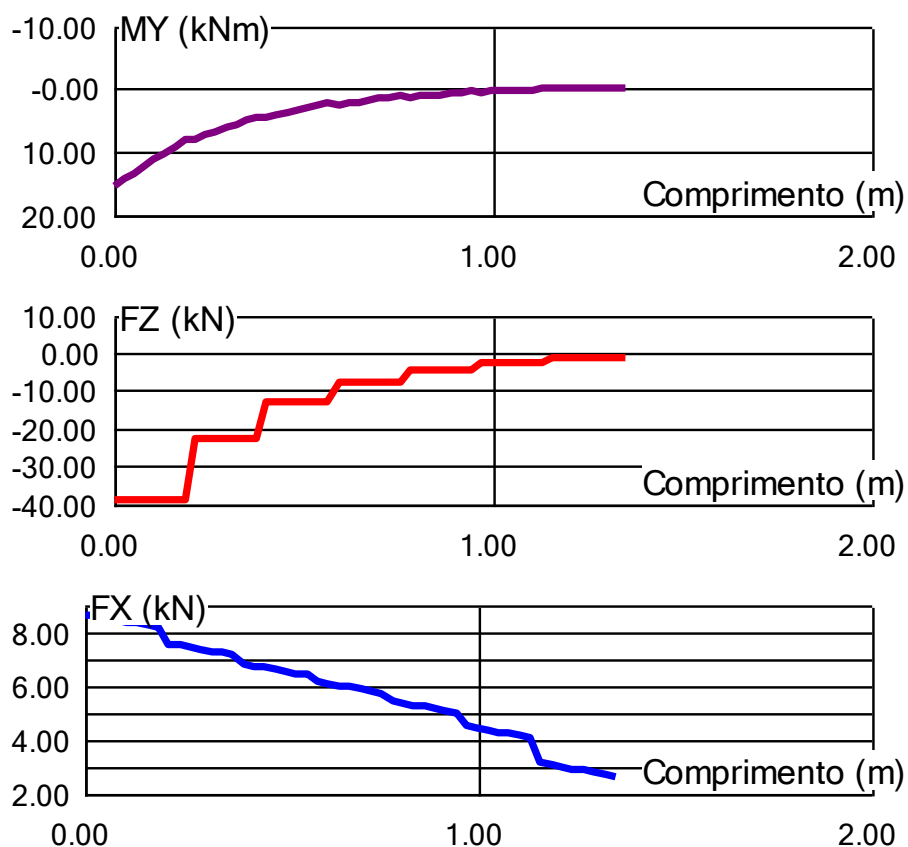


Barra nº 22 P2570 Comprimento=2,00 (m) Caso 3 COMB1

	FX (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 22	55,77	-54,18	229,59
no ponto:	0,0	1,84	0,0
MÍN para barra 22	11,05	-163,52	17,09
no ponto:	2,00	0,20	2,00

**Resultados: Barra nº 35 – trecho superior**

Caso 3 COMB1



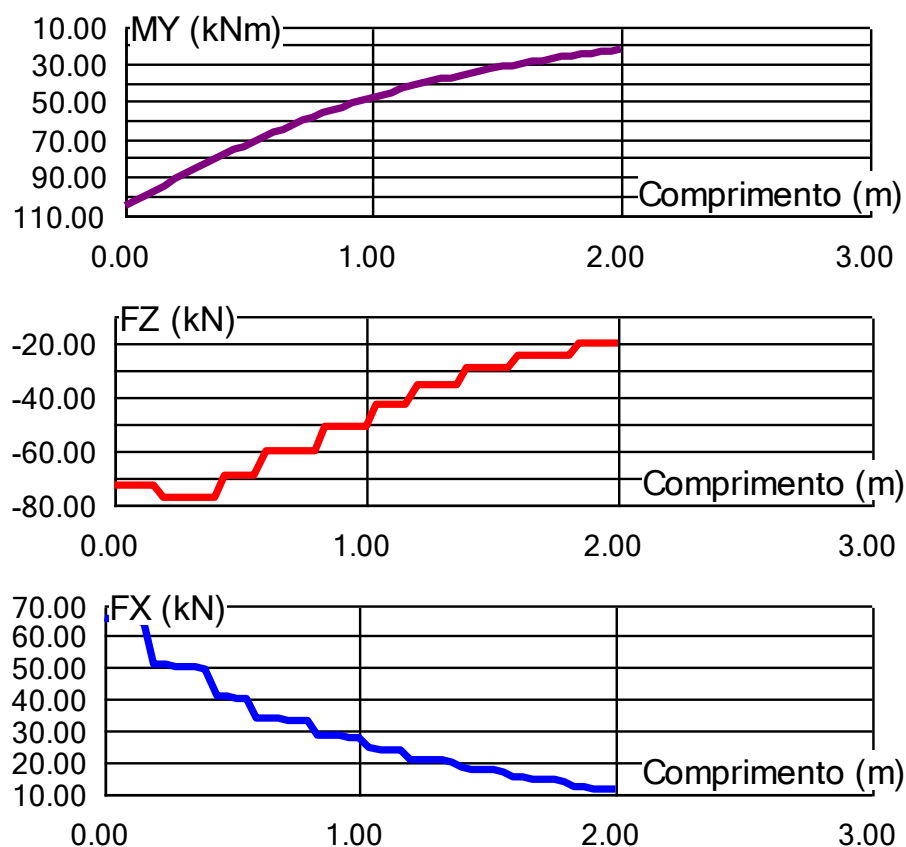
Barra nº 35 P2530 Comprimento=1,35 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 35	8,63	-1,10	15,60
no ponto:	0,0	1,16	0,0
MÍN para barra 35	2,63	-39,31	-0,13
no ponto:	1,35	0,0	1,35

## PILAR P10

**Resultados: Barra nº 23 – trecho inferior**

Caso 3 COMB1



Barra nº 23 P2570 Comprimento=2,00 (m) Caso 3 COMB1

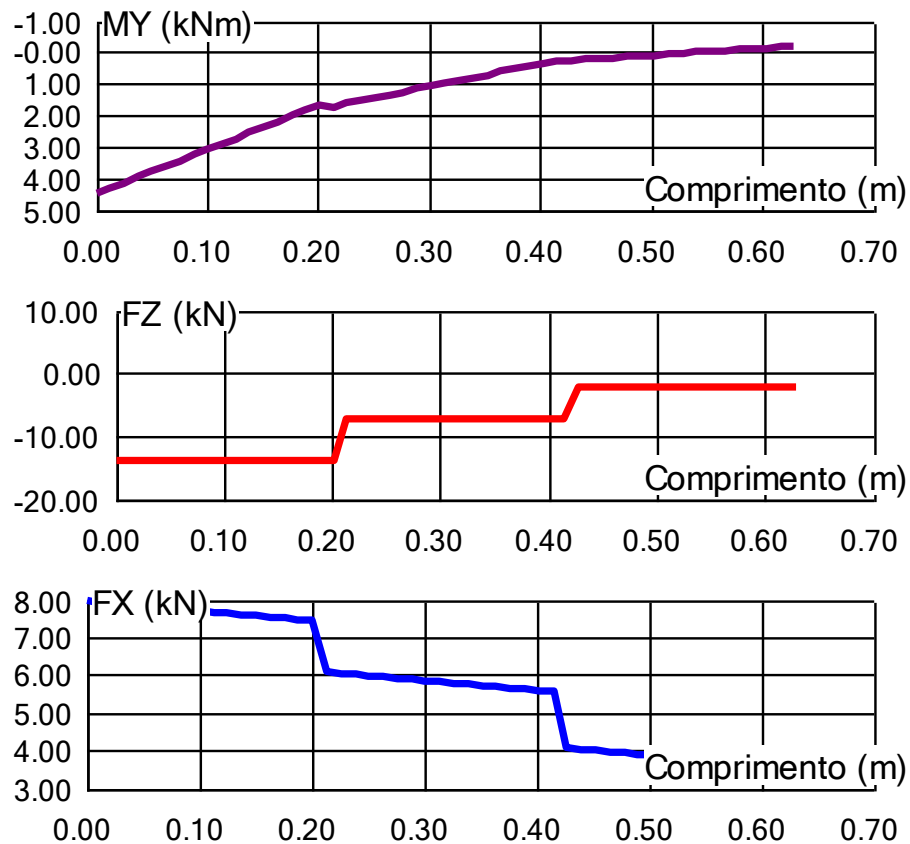
	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 23	65,35	-20,83	103,95
no ponto:	0,0	1,84	0,0
MÍN para barra 23	11,00	-78,01	4,95
no ponto:	2,00	0,20	2,00

**Resultados: Barra nº 36 – trecho superior**

Caso 3 COMB1



Deslocamentos [cm]:



Barra nº 36 P2530 Comprimento=0,63 (m) Caso 3 COMB1

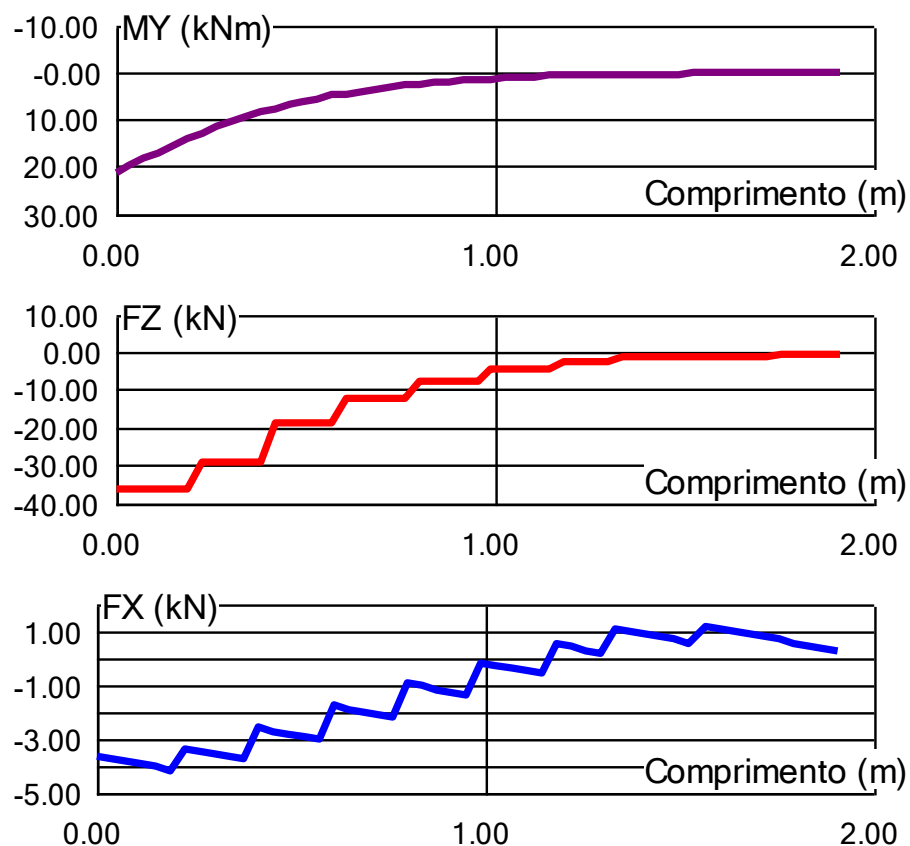
	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 36	7,95	-2,11	4,51
no ponto:	0,0	0,43	0,0
MÍN para barra 36	3,55	-14,06	-0,17
no ponto:	0,63	0,0	0,63

**PILAR P11**



## Resultados: Barra n° 26

Caso 3 COMB1



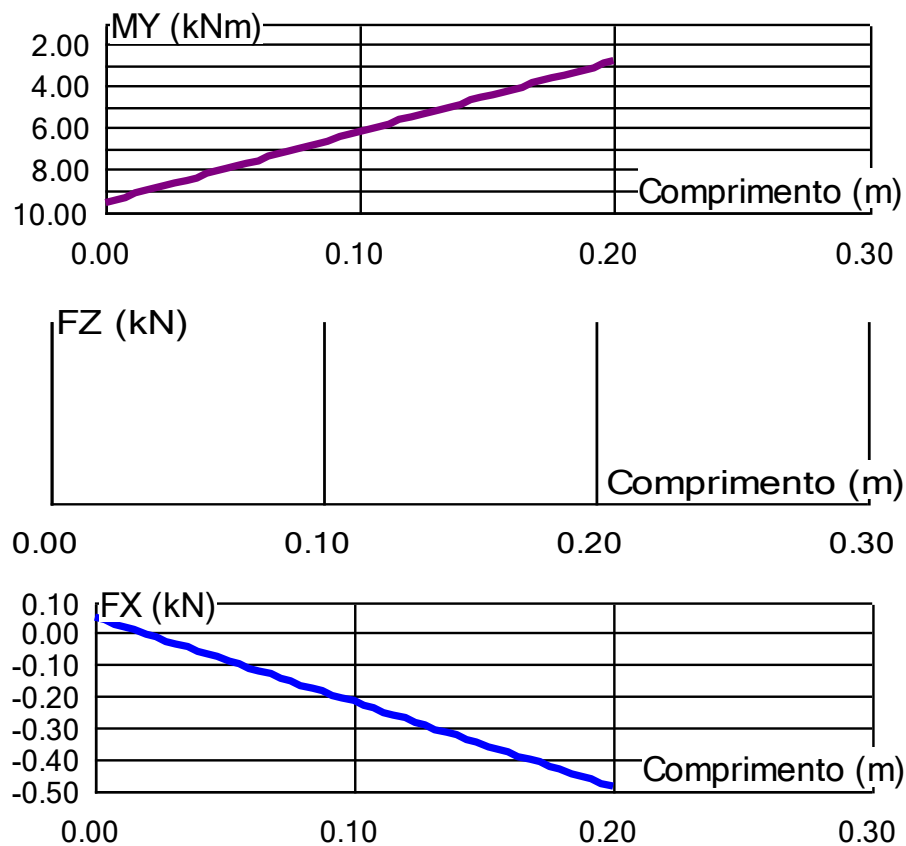
Barra n° 26 P2040 Comprimento=1,91 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 26	1,16	-0,97	21,21
no ponto:	1,57	1,76	0,0
MÍN para barra 26	-4,18	-36,38	0,04
no ponto:	0,19	0,0	1,91

**PILAR P12**



**Resultados: Barra n° 25**



Barra n° 25 P2040 Comprimento=0,20 (m) Caso 3 COMB1

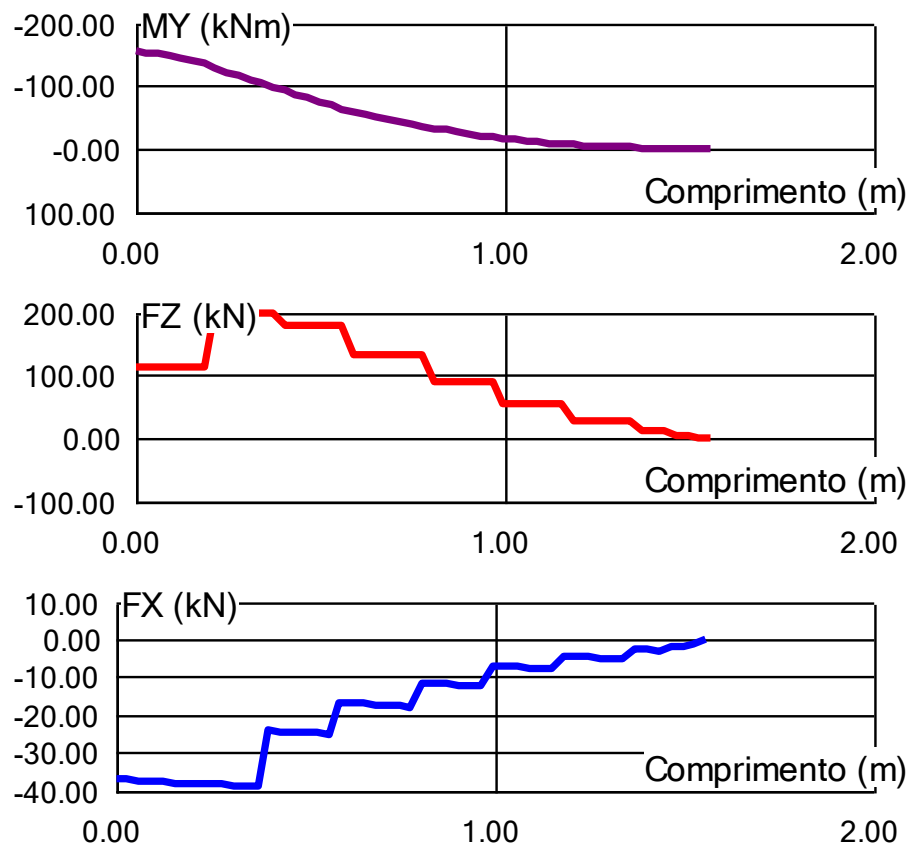
	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 25	0,05	-33,66	9,58
no ponto:	0,0	0,0	0,0
MÍN para barra 25	-0,49	-33,66	2,84
no ponto:	0,20	0,0	0,20

**PILAR P13**

**Resultados: Barra n° 24**



### Caso 3 COMB1



Barra nº 24 P2570 Comprimento=1,56 (m) Caso 3 COMB1

	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
MÁX para barra 24	-0,31	198,30	0,00
no ponto:	1,56	0,22	1,56
MÍN para barra 24	-39,24	-0,12	-156,54
no ponto:	0,37	1,56	0,0

## 6.6 Esforços para muro sobre sapata:

Referente ao arrimo 2 que tem altura de contenção de 0,54m a 1,26m; será dividido em 2 alturas de cálculo, até 1,0m de contenção e de 1,0 a 1,26m de contenção:



**Arrimo até 1,0m de contenção:**

Altura enterrada de 40cm; portanto altura total de 1,40m

Esforços permanentes:

$$E_g = 18/2 \times 1,4^2 \times 0,33 = \mathbf{5,85 \text{ kN/m}}$$

$$M_g = 5,85 \times 1,40 / 3 = \mathbf{2,73 \text{ kN.m/m}}$$

Esforços acidentais:

$$E_q = 3,0 \times 0,33 \times 1,40 = \mathbf{1,39 \text{ kN/m}}$$

$$M_d = 1,39 \times 1,40 / 2 = \mathbf{0,97 \text{ kN.m/m}}$$

Esforços característicos:

$$E_d = 5,85 + 1,39 = \mathbf{7,24 \text{ kN/m}}$$

$$M_d = 2,73 + 0,97 = \mathbf{3,71 \text{ kN.m/m}}$$

Esforços de cálculo:

$$E_d = 1,35 \times 5,85 + 1,50 \times 1,39 = \mathbf{9,98 \text{ kN/m}}$$

$$M_d = 1,35 \times 2,73 + 1,50 \times 0,97 = \mathbf{5,14 \text{ kN.m/m}}$$

**Arrimo até 1,26m de contenção:**

Altura enterrada de 40cm; portanto altura total de 1,66m

Esforços permanentes:

$$E_g = 18/2 \times 1,66^2 \times 0,33 = \mathbf{8,18 \text{ kN/m}}$$

$$M_g = 8,18 \times 1,66 / 3 = \mathbf{4,53 \text{ kN.m/m}}$$

Esforços acidentais:

$$E_q = 3,0 \times 0,33 \times 1,66 = \mathbf{1,64 \text{ kN/m}}$$

$$M_q = 1,64 \times 1,66 / 2 = \mathbf{1,36 \text{ kN.m/m}}$$

Esforços característicos:

$$E_d = 8,18 + 1,64 = \mathbf{9,82 \text{ kN/m}}$$

$$M_d = 4,53 + 1,36 = \mathbf{5,89 \text{ kN.m/m}}$$

Esforços de cálculo:

$$E_d = 1,35 \times 8,18 + 1,50 \times 1,64 = \mathbf{13,50 \text{ kN/m}}$$

$$M_d = 1,35 \times 4,53 + 1,50 \times 1,36 = \mathbf{8,16 \text{ kN.m/m}}$$



## 7 DIMENSIONAMENTO:

### 7.1 Dimensionamento das estacas:

#### 7.1.1 Verificação da reação vertical:

Para calcular o comprimento necessário da estaca para que a ligação estaca solo resista aos esforços máximos previstos será utilizado o método semiempírico e estatístico de Decourt-Quaresma.

#### - Resistência da ponta

$P_p = \alpha \times C \times N \times A_p$ ; sendo:

$P_p$  = resistência de ponta.

$N$  = resistência à penetração obtida através de ensaio SPT; valor médio entre o SPT da ponta, o valor anterior e o posterior.

" $\alpha$ " = coeficiente de ajuste em função do tipo de estaca. (vide Tabela 8)

$A_p$  = Área da ponta da estaca.

Valores de SPTs menores que 3 passam a ser usados como 3 no processo.

Valores de SPTs maiores que 50 passam a ser usados como 50 no processo.

$C$  = resistência unitária de ponta ( $\text{tf} / \text{m}^2$ )

A Tabela mostra os valores de " $C$ "; indicados pelo autor:

TABELA III	
SOLO	$C \text{ (t/m}^2\text{)}$
Argilas	12
Siltos argilosos (alt. de rocha)	20
Siltos arenosos (alt. de rocha)	25
Areias	40

Por interpolação: areia siltosa seria  $C=33$

#### - Resistência lateral (PI)

A resistência lateral, em  $\text{tf/m}^2$  é dada por:

$PI = \beta (NI/3 + 1) \times AI$ ; onde:

N é o valor médio dos SPTs ao longo do fuste; desprezando os SPTs utilizados no cálculo da resistência de ponta.

Valores de SPTs menores que 3 passam a ser usados como 3 no processo.

Valores de SPTs maiores que 50 passam a ser usados como 50 no processo.

“ $\beta$ ” = coeficiente de ajuste em função do tipo da estaca e do tipo do solo

Al = Área lateral da estaca [m]

### **Fórmula geral**

$$P_u = P_p + P_l$$

$$P_u = \alpha \times C \times N \times A_p + \beta (N_l/3 + 1) \times A_l; \text{ sendo:}$$

$P_u$  a carga de ruptura da estaca.

Coeficientes de segurança indicados pelo autor do método

Resistência lateral = 1,3

Resistência de ponta = 4,0

Assim a carga admissível recomendada pelo método é igual a:

$$P_{adm} = P_p/4 + P_l/1,3.$$

Quando a estaca está com a ponta apoiada em rocha ou alteração de rocha, a NBR-6122/22 recomenda a carga admissível adotada para a estaca não poderá ultrapassar o dobro da carga devido à resistência lateral.

Assim sendo a carga admissível de projeto será o menor valor entre a determinada pelo método e a recomendada pela norma NBR6122/2022.

Tabela 8 -Valores de  $\alpha$  e  $\beta$ , em função do tipo da estaca



Estaca	Cravada (estaca padrão)		Escavada (em geral)		Escavada (c/bentonita)		Hélice Continua		Raiz		Injetada (alta pressão)	
Solo	A	$\beta$	$\alpha$	B	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	B	$\alpha$	B
Argilas	1,00*	1,00*	0,85	0,80	0,85	0,90*	0,30*	1,00*	0,85*	1,50*	1,00*	3,00*
Solos**	1,00*	1,00*	0,60	0,65	0,60	0,75*	0,30*	1,00*	0,60*	1,50*	1,00*	3,00*
Areias	1,00*	1,00*	0,50	0,50	0,50	0,60*	0,30*	1,00*	0,50*	1,50*	1,00*	3,00*

\* valores para o qual a correlação inicial foi desenvolvida

\* valores apenas indicativos diante do reduzido número de dados disponíveis

\*\* Solos intermediários

**Tabela** : valores de  $\alpha$  e  $\beta$  (Décourt-Quaresma – estendido)

No caso, para estaca escavada e solos intermediários  $\alpha = 0,6$  e  $\beta = 0,65$ .

### Estacas Ø 80cm:

Carregamento máximo característico para as estacas Ø 80cm acontece junto à barra 3 e tem a carga vertical de 164,05 kN ou 16,41 tf

N						$\alpha f$	$\beta$ pond	C 0	RL	RP	RO	Radm 1	Radm
metro	NSPt	SPT corrigido	NL médio	NP médio	solo 0	adm	adm	(tf/m <sup>2</sup> )	(tf)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf)
1	44	44	44,00	44,00	areia siltosa	0,50	0,65	35,00	25,594	387,04	116,448	39,375	39,37
2	46	46	44,00	46,67	areia siltosa	0,50	0,65	35,00	51,187	410,50	142,000	78,749	78,75
3	50	50	44,00	44,00	areia siltosa	0,50	0,65	35,00	76,781	387,04	155,823	118,124	118,12
4	36	36	45,00	42,33	areia siltosa	0,50	0,65	35,00	104,552	372,38	173,521	160,850	160,85

A reação máxima atingida com o comprimento de 4m da estaca é de 160,8 tf, muito maior que a carga aplicada, portanto, ok!

### Estacas Ø 70cm:

Carregamento máximo característico para as estacas Ø 70cm acontece junto à barra 8 e tem a carga vertical de 90,36 kN ou 9,04 tf

N						$\alpha f$	$\beta$ pond	C 0	RL	RP	RO	Radm 1	Radm
metro	NSPt	SPT corrigido	NL médio	NP médio	solo 0	adm	adm	(tf/m <sup>2</sup> )	(tf)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf)
1	44	44	44,00	44,00	areia siltosa	0,50	0,65	35,00	22,394	296,33	91,309	34,453	34,45
2	46	46	44,00	46,67	areia siltosa	0,50	0,65	35,00	44,789	314,29	113,025	68,906	68,91
3	50	50	44,00	44,00	areia siltosa	0,50	0,65	35,00	67,183	296,33	125,762	103,358	103,36
4	36	36	45,00	42,33	areia siltosa	0,50	0,65	35,00	91,483	285,11	141,648	140,743	140,74

A reação máxima atingida (por interpolação) com o comprimento de 3,7m da estaca é de 129,53 tf, muito maior que a carga aplicada, portanto, ok!

### Estaca Ø 60cm:

Carregamento máximo característico para a estacas Ø 60cm acontece junto à barra 10 e tem a carga vertical de 86,35 kN ou 8,64 tf

						$\alpha f$	$\beta \text{ pond}$	C 0	RL	RP	RO	Radm 1	Radm
N metro	NSPt	SPT corrigido	NL médio	NP médio	solo 0	adm	adm	(tf/m²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf)
1	12	12	12,00	12,00	areia siltosa	0,50	0,65	35,00	6,126	59,38	19,556	9,425	9,42
2	44	44	12,00	34,00	areia siltosa	0,50	0,65	35,00	12,252	168,23	51,483	18,850	18,85
3	46	46	12,00	46,67	areia siltosa	0,50	0,65	35,00	18,378	230,91	71,864	28,274	28,27
4	50	50	28,00	44,00	areia siltosa	0,50	0,65	35,00	50,642	217,71	93,384	77,911	77,91

A reação máxima atingida com o comprimento de 3m da estaca é de 28,27 tf, maior que a carga aplicada, portanto, ok!

### Estacas Ø 40cm:

Carregamento máximo característico para a estacas Ø 40cm acontece junto à barra 12 e tem a carga vertical de 6,13 kN ou 0,61 tf

						$\alpha f$	$\beta \text{ pond}$	C 0	RL	RP	RO	Radm 1	Radm
N metro	NSPt	SPT corrigido	NL médio	NP médio	solo 0	adm	adm	(tf/m²)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf)	(tf)
1	5	5	5,00	5,00	areia siltosa	0,50	0,65	35,00	2,178	11,00	4,424	3,351	3,35
2	12	12	5,00	20,33	areia siltosa	0,50	0,65	35,00	4,356	44,72	14,530	6,702	6,70
3	44	44	5,00	34,00	areia siltosa	0,50	0,65	35,00	6,535	74,77	23,719	10,053	10,05
4	46	46	8,50	46,67	areia siltosa	0,50	0,65	35,00	12,524	102,63	35,291	19,268	19,27

A reação máxima atingida com o comprimento de 3m da estaca é de 10,06 tf, maior que a carga aplicada, portanto, ok!



### 7.1.2 Dimensionamento estrutural:

#### Estaca Ø 80cm:

Maiores esforços encontrados:

barra 6;  $V_d=194,05$  kN,  $F_z = 181,97$  kN e  $M_d = 453,65$  kN.m

TIPO DE FUNDAÇÃO		ESCAVADA	
DIÂMETRO FUSTE		80	cm
fck		25	MPa
γc		3,10	
ESFORÇOS DE CÁLCULO			
Vd. tf	Fz tf	MR tf.m	
19,41	18,20	45,37	
CÁLCULO DO FUSTE		v	0,045
		μ	0,140
CÁLCULO DE FLEXO-COMPRESSÃO			
COEFICIENTE DE RESISTÊNCIA "ω"		0,35	
ARMADURADO ELEMENTO (cm2)		32,62	
BITOLA USADA (mm)		16,00	
QUANTIDADE DE BARRAS		18,00	
ESPAÇAMENTO (cm)		12,22	
CÁLCULO DE CORTANTE			
fctm (MPa)		2,565	
Área de concreto reduzida (m2)		0,44	
Vc (MPa)		153,526	
Verificação Vd < Vc		ok	



**Estaca Ø 70cm:**

Maiores esforços encontrados:

barra 8;  $V_d=142,18$  kN,  $F_z = 121,89$  kN e  $M_d = 325,88$  kN.m

TIPO DE FUNDAÇÃO		ESCAVADA	
DIÂMETRO FUSTE		70	cm
fck		25	MPa
γc		3,10	
ESFORÇOS DE CÁLCULO			
Vd. tf	Fz tf	MR tf.m	
14,22	12,19	32,59	
CÁLCULO DO FUSTE		v	0,039
		μ	0,150
CÁLCULO DE FLEXO-COMPRESSÃO			
COEFICIENTE DE RESISTÊNCIA "ω"		0,37	
ARMADURADO ELEMENTO (cm2)		26,40	
BITOLA USADA (mm)		16,00	
QUANTIDADE DE BARRAS		14,00	
ESPAÇAMENTO (cm)		13,46	
CÁLCULO DE CORTANTE			
fctm (MPa)		2,565	
Área de concreto reduzida (m2)		0,33	
Vc (MPa)		115,315	
Verificação Vd < Vc		ok	



**Estaca Ø 60cm:**

Maiores esforços encontrados:

barra 10; Vd=56,57 kN, Fz = 116,40 kN e Md = 105,20 kN.m

TIPO DE FUNDAÇÃO		ESCAVADA	
DIÂMETRO FUSTE		60	cm
		fck	25 MPa
		γc	3,10
		ESFORÇOS DE CÁLCULO	
		Vd. tf	Fz tf MR tf.m
		5,67	11,64 10,52
CÁLCULO DO FUSTE		v	0,051
		μ	0,077
CÁLCULO DE FLEXO-COMPRESSÃO			
COEFICIENTE DE RESISTÊNCIA "ω"			0,17
ARMADURADO ELEMENTO (cm2)			11,31
BITOLA USADA (mm)			12,50
QUANTIDADE DE BARRAS			10,00
ESPAÇAMENTO (cm)			15,71
CÁLCULO DE CORTANTE			
fctm (MPa)			2,565
Área de concreto reduzida (m2)			0,24
Vc (MPa)			82,563
Verificação Vd < Vc			ok



**Estaca Ø 40cm:**

Maiores esforços encontrados:

barra 10; Vd=9,23 kN, Fz = 7,59 kN e Md = 22,97 kN.m

TIPO DE FUNDAÇÃO		ESCAVADA	
DIÂMETRO FUSTE		40	cm
fck		25	MPa
γc		3,10	
ESFORÇOS DE CÁLCULO			
Vd. tf	Fz tf	MR tf.m	
0,92	0,76	2,30	
CÁLCULO DO FUSTE		v	0,007
		μ	0,057
CÁLCULO DE FLEXO-COMPRESSÃO			
COEFICIENTE DE RESISTÊNCIA "ω"			0,16
ARMADURADO ELEMENTO (cm2)			5,03
BITOLA USADA (mm)			12,50
QUANTIDADE DE BARRAS			6,00
ESPAÇAMENTO (cm)			15,71
CÁLCULO DE CORTANTE			
fctm (MPa)			2,565
Área de concreto reduzida (m2)			0,10
Vc (MPa)			33,434
Verificação Vd < Vc			ok



## 7.2 Dimensionamento dos pilares:

Pelo fato do carregamento vertical ser relativamente baixo, os pilares não serão dimensionados por flexo-compressão, mas por flexão e será considerado como viga em balanço engastado no blocos de fundação.

### Seção de 30x80:

Maior solicitação encontrada na barra 20;  $V_d = 65,66$  kN e  $M_d = 417,35$  kN.m

GEOMETRIA E ESFORÇOS	
bw (cm)	30
h (cm)	80
Concreto - fck (Mpa)	30
$\gamma_c$	1,4
fcd (kN/cm <sup>2</sup> )	2,14
Md (kN.cm)	41735
Vsd (kN)	65,66

CÁLCULO FLEXÃO	
Recobrimento (cm)	3,5
N camadas	2
d' (cm)	71,5
X (cm)	14,53
X/d	0,203
Domínio	2
As (cm <sup>2</sup> )	<b>14,61</b>

CÁLCULO DE CORTANTE	
Vc (kN)	186,39
V <sub>Rd2</sub> (kN.cm)	1092,11
Asw calc (cm <sup>2</sup> )	-
R <sub>cwd</sub> (kN)	92,86
R <sub>swd</sub> (kN)	65,66
V <sub>sd</sub> < V <sub>Rd2</sub>	OK
f <sub>ctm</sub> (MPa)	2,90
$\rho_{sw,min}$	0,0012
Asw,min (cm <sup>2</sup> )	3,48
Asw (cm <sup>2</sup> )	3,48

Armadura longitudinal: 4 Ø 20mm + 2 Ø 12,5mm na face tracionada; As efet = 15,03 cm<sup>2</sup>

Estribos: Ø 6.3 c/15; Asw efet = 4,16 cm<sup>2</sup>/m

### Seção de 30x50:

Maior solicitação encontrada na barra 32;  $V_d = 2,25$  kN e  $M_d = 64,19$  kN.m

GEOMETRIA E ESFORÇOS	
bw (cm)	30
h (cm)	50
Concreto - fck (Mpa)	30
$\gamma_c$	1,4
fcd (kN/cm <sup>2</sup> )	2,14
Md (kN.cm)	6419
Vsd (kN)	2,25

CÁLCULO FLEXÃO	
Recobrimento (cm)	3,5
N camadas	1
d' (cm)	44,5
X (cm)	3,40
X/d	0,076
Domínio	2
As (cm <sup>2</sup> )	<b>3,42</b>

CÁLCULO DE CORTANTE	
Vc (kN)	116,00
V <sub>Rd2</sub> (kN.cm)	679,71
Asw calc (cm <sup>2</sup> )	-
R <sub>cwd</sub> (kN)	3,18
R <sub>swd</sub> (kN)	2,25
V <sub>sd</sub> < V <sub>Rd2</sub>	OK
f <sub>ctm</sub> (MPa)	2,90
$\rho_{sw,min}$	0,0012
Asw,min (cm <sup>2</sup> )	3,48
Asw (cm <sup>2</sup> )	3,48

Armadura longitudinal: 4 Ø 12,5mm na face tracionada; As efet = 4,92 cm<sup>2</sup>

Estribos: Ø 6.3 c/15; Asw efet = 4,16 cm<sup>2</sup>/m

### Seção de 25x70:

Maior solicitação encontrada na barra 22;  $V_d = 54,18$  kN e  $M_d = 229,59$  kN.m

GEOMETRIA E ESFORÇOS	
bw (cm)	25
h (cm)	70
Concreto - fck (Mpa)	30
$\gamma_c$	1,4
fcd (kN/cm <sup>2</sup> )	2,14
Md (kN.cm)	22959
Vsd (kN)	54,18

CÁLCULO FLEXÃO	
Recobrimento (cm)	3,5
N camadas	1
d' (cm)	64,5
X (cm)	10,45
X/d	0,162
Domínio	2
As (cm <sup>2</sup> )	<b>8,75</b>

CÁLCULO DE CORTANTE	
Vc (kN)	140,12
V <sub>Rd2</sub> (kN.cm)	820,99
Asw calc (cm <sup>2</sup> )	-
R <sub>cwd</sub> (kN)	76,62
R <sub>swd</sub> (kN)	54,18
V <sub>sd</sub> < V <sub>Rd2</sub>	OK
f <sub>ctm</sub> (MPa)	2,90
$\rho_{sw,min}$	0,0012
Asw,min (cm <sup>2</sup> )	2,90
Asw (cm <sup>2</sup> )	2,90

Armadura longitudinal: 3 Ø 20mm na face tracionada; As efet = 9,42 cm<sup>2</sup>

Estribos: Ø 6.3 c/15; Asw efet = 4,16 cm<sup>2</sup>/m

### Seção de 25x30:

Maior solicitação encontrada na barra 35;  $V_d = 1,10$  kN e  $M_d = 15,60$  kN.m

GEOMETRIA E ESFORÇOS	
bw (cm)	25
h (cm)	30
Concreto - fck (Mpa)	30
$\gamma_c$	1,4
fcd (kN/cm <sup>2</sup> )	2,14
Md (kN.cm)	1560
Vsd (kN)	1,10

CÁLCULO FLEXÃO	
Recobrimento (cm)	3,5
N camadas	1
d' (cm)	24,5
X (cm)	1,80
X/d	0,074
Domínio	2
As (cm <sup>2</sup> )	<b>1,51</b>

CÁLCULO DE CORTANTE	
Vc (kN)	53,22
V <sub>Rd2</sub> (kN.cm)	311,85
Asw calc (cm <sup>2</sup> )	-
R <sub>cwd</sub> (kN)	1,56
R <sub>swd</sub> (kN)	1,10
V <sub>sd</sub> < V <sub>Rd2</sub>	OK
f <sub>ctm</sub> (MPa)	2,90
$\rho_{sw,min}$	0,0012
Asw,min (cm <sup>2</sup> )	2,90
Asw (cm <sup>2</sup> )	2,90

Armadura longitudinal: 2 Ø 12,5mm na face tracionada; As efet = 2,46 cm<sup>2</sup>

Estribos: Ø 6.3 c/17; Asw efet = 3,65 cm<sup>2</sup>/m



### Seção de 20x40:

Maior solicitação encontrada na barra 26;  $V_d = 0,97 \text{ kN}$  e  $M_d = 21,21 \text{ kN.m}$

GEOMETRIA E ESFORÇOS	
bw (cm)	20
h (cm)	40
Concreto - fck (Mpa)	30
$\gamma_c$	1,4
fcd (kN/cm <sup>2</sup> )	2,14
Md (kN.cm)	2121
Vsd (kN)	0,97

CÁLCULO FLEXÃO	
Recobrimento (cm)	3,5
N camadas	1
d' (cm)	34,5
X (cm)	2,16
X/d	0,063
Domínio	2
As (cm <sup>2</sup> )	<b>1,45</b>

CÁLCULO DE CORTANTE	
Vc (kN)	59,96
V <sub>Rd2</sub> (kN.cm)	351,31
Asw calc (cm <sup>2</sup> )	-
R <sub>cwd</sub> (kN)	1,37
R <sub>swd</sub> (kN)	0,97
V <sub>sd</sub> < V <sub>Rd2</sub>	OK
fctm (MPa)	2,90
$\rho_{sw,min}$	0,0012
Asw,min (cm <sup>2</sup> )	2,32
Asw (cm <sup>2</sup> )	2,32

Armadura longitudinal: 2 Ø 12,5mm na face tracionada; As efet = 2,46 cm<sup>2</sup>

Estribos: Ø 6.3 c/17; Asw efet = 3,65 cm<sup>2</sup>/m

### 7.3 Dimensionamento das paredes:

Espessura das paredes de 18cm, recobrimento de 3,5cm, d' = 14cm

Momento para armadura horizontal:

Externa: M<sub>máx</sub> = 21,40 kN.m;

Interna: M<sub>mín</sub> – 23,00 kN.m

Momento para armadura vertical:

Externa: M<sub>máx</sub> = 12,00 kN.m;

Interna: M<sub>mín</sub> = 22,00 kN.m



**Armadura horizontal interna (face solo):**

GEOMETRIA E ESFORÇOS	
bw (cm)	100
h (cm)	18
Concreto - fck (Mpa)	30
$\gamma_c$	1,4
fcd (kN/cm <sup>2</sup> )	2,14
Md (kN.cm)	2300

CÁLCULO FLEXÃO	
Recobrimento (cm)	3,5
d' (cm)	14,0
X (cm)	1,17
X/d	0,083
Domínio	2
As (cm <sup>2</sup> )	<b>3,91</b>

Adotado Ø 10 c/20; As efet = 3,93 cm<sup>2</sup>/m

Foi acrescentado reforço de 2 Ø 12,5mm na borda inferior e 1 Ø 12,5mm na borda superior

**Armadura horizontal externa (lado escavado):**

Valor de d' reduzido para ancoragem na face interna da barra longitudinal do pilar

GEOMETRIA E ESFORÇOS	
bw (cm)	100
h (cm)	18
Concreto - fck (Mpa)	30
$\gamma_c$	1,4
fcd (kN/cm <sup>2</sup> )	2,14
Md (kN.cm)	2140

CÁLCULO FLEXÃO	
Recobrimento (cm)	5,0
d' (cm)	12,5
X (cm)	1,22
X/d	0,098
Domínio	2
As (cm <sup>2</sup> )	<b>4,10</b>

Adotado Ø 10 c/20; As efet = 3,93 cm<sup>2</sup>/m; dentro do limite de 5%

Foi acrescentado reforço de 2 Ø 12,5mm na borda inferior e 1 Ø 12,5mm na borda superior

**Armadura vertical interna (face solo):**

GEOMETRIA E ESFORÇOS	
bw (cm)	100
h (cm)	18
Concreto - fck (Mpa)	30
$\gamma_c$	1,4
fcd (kN/cm <sup>2</sup> )	2,14
Md (kN.cm)	1800

CÁLCULO FLEXÃO	
Recobrimento (cm)	3,5
d' (cm)	14,0
X (cm)	0,91
X/d	0,065
Domínio	2
As (cm <sup>2</sup> )	<b>3,03</b>

Adotado Ø 8 c/15; As efet = 3,35 cm<sup>2</sup>/m



### Armadura vertical externa (lado escavado):

Valor de  $d'$  reduzido para ancoragem da barra horizontal na face interna da barra longitudinal do pilar

GEOMETRIA E ESFORÇOS		CÁLCULO FLEXÃO	
bw (cm)	100	Recobrimento (cm)	5,0
h (cm)	18	d' (cm)	12,5
Concreto - fck (Mpa)	30	X (cm)	0,67
$\gamma_c$	1,4	X/d	0,054
fcd (kN/cm <sup>2</sup> )	2,14	Domínio	2
Md (kN.cm)	1200	As (cm <sup>2</sup> )	<b>2,26</b>

Adotado  $\emptyset 8$  c/20; As efet = 2,51 cm<sup>2</sup>/m

## 7.4 Dimensionamento do arrimo sobre sapata:

### 7.4.1 Arrimo com altura até 1,00m:

#### Verificação de estabilidade e escorregamento:

Largura sapata	1,00	m			F atrito	0,89	tf/m	
Hk	0,72	tf/m			Emp. Passivo	0,64	tf/m	
Mk	0,37	tf.m/m			H resist.	<b>1,53</b>	tf/m	
					F. S. H.	2,12	>1,5	OK
					F. S. M.	3,84	>1,5	OK
PEÇA	PESO	BRAÇO	MOMENTO RESISTENTE					
	tf	m	tf.m		X	0,44	m	
ARRIMO	0,95	0,44	0,42		Exc	0,06	m	
SOLO	1,17	0,74	0,87		Tensão borda ext.	3,30	tf/m <sup>2</sup>	< 3,27 tf/m <sup>2</sup>
SOLO BORDA	0,12	0,15	0,02		Tensão borda int.	1,50	tf/m <sup>2</sup>	ACEITÁVEL
ACIDENTAL	0,16	0,74	0,12					
SOMA	<b>2,40</b>	SOMA	<b>1,42</b>					

#### Verificação da armadura:

GEOMETRIA E ESFORÇOS		CÁLCULO FLEXÃO		CÁLCULO DE CORTANTE	
bw (cm)	100	Recobrimento (cm)	3,5	Vc (kN)	99,93
h (cm)	17	N camadas	1	V <sub>Rd2</sub> (kN.cm)	585,51
Concreto - fck (Mpa)	30	d' (cm)	11,5	Asw calc (cm <sup>2</sup> )	-
$\gamma_c$	1,4	X (cm)	0,31	R <sub>cwd</sub> (kN)	14,11
fcd (kN/cm <sup>2</sup> )	2,14	X/d	0,027	R <sub>swd</sub> (kN)	9,98
Md (kN.cm)	514	Domínio	2	V <sub>sd</sub> < V <sub>Rd2</sub>	OK
V <sub>sd</sub> (kN)	9,98	As (cm <sup>2</sup> )	<b>2,55</b>		

Adotado  $\varnothing 8$  c/17;  $A_s \text{ efet} = 2,94 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura longitudinal =  $0,50 \times 0,17 \times 0,15 \times 100 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ ; adotado  $\varnothing 6,3$  c/20;  $A_s \text{ efet} = 1,56 \text{ cm}^2/\text{m}$

#### 7.4.1 Arrimo com altura de 1,00m até 1,26m:

##### Verificação de estabilidade e escorregamento:

Largura sapata	1,20	m		F atrito	1,28	tf/m	
Hk	0,98	tf/m		Emp. Passivo	0,64	tf/m	
Mk	0,59	tf.m/m		H resist.	<b>1,92</b>	tf/m	
				F. S. H.	1,96	>1,5	OK
				F. S. M.	4,40	>1,5	OK
PEÇA	PESO	BRAÇO	MOMENTO RESISTENTE				
	tf	m	tf.m				
ARRIMO	1,15	0,48	0,55	X	0,58	m	
SOLO	1,96	0,94	1,84	Exc	0,02	m	
SOLO BORDA	0,12	0,15	0,02	Tensão borda ext.	2,66	tf/m <sup>2</sup>	< 3,27 tf/m
ACIDENTAL	0,22	0,84	0,18	Tensão borda int.	2,13	tf/m <sup>2</sup>	OK
SOMA	<b>3,45</b>	SOMA	<b>2,60</b>				

##### Verificação da armadura:

GEOMETRIA E ESFORÇOS	
bw (cm)	100
h (cm)	17
Concreto - fck (Mpa)	30
$\gamma_c$	1,4
fcd (kN/cm <sup>2</sup> )	2,14
Md (kN.cm)	1350
Vsd (kN)	8,16

CÁLCULO FLEXÃO	
Recobrimento (cm)	3,5
N camadas	1
d' (cm)	11,5
X (cm)	0,83
X/d	0,072
Domínio	2
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	<b>2,78</b>

CÁLCULO DE CORTANTE	
Vc (kN)	99,93
V <sub>Rd2</sub> (kN.cm)	585,51
$A_{sw \text{ calc}}$ (cm <sup>2</sup> )	-
R <sub>cwd</sub> (kN)	11,54
R <sub>swd</sub> (kN)	8,16
V <sub>sd</sub> < V <sub>Rd2</sub>	OK

Adotado  $\varnothing 8$  c/17;  $A_s \text{ efet} = 2,94 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura longitudinal =  $0,50 \times 0,17 \times 0,15 \times 100 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ ; adotado  $\varnothing 6,3$  c/20;  $A_s \text{ efet} = 1,56 \text{ cm}^2/\text{m}$

## 8 BIBLIOGRAFIA

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2023) – NBR 6118:2023 – Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2019) – NBR 6122:2019 – Projeto e execução de fundações – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1998) – NBR 6123:1998 – Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2021) – NBR 7187:2021 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2013) – NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985) – NBR 7189:1985 – Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1996) – NBR 7480:1996 – Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2020) – NBR 7482:2020 – Fios de aço para concreto protendido – Especificação. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2020) – NBR 7483:2020 – Cordoalhas de aço para concreto protendido – Requisitos. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003) – NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008) – NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas em edifícios. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2017) – NBR 9062:2017 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2004) – NBR 14931:2004 – Execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT.
- BELL, B. J. (1985) – Fundações em concreto armado. Rio de Janeiro, Guanabara Dois.
- BOWLES, J. E. (1977) – Foundation Analysis and Design. New York, International Student Edition.
- CARDOSO JÚNIOR, S. D. (2014) – Sistema computacional para análise não linear de pilares de concreto armado. São Paulo, PECE/USP. (Monografia).
- EL DEBS, M. K. (2017) – Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. São Paulo, Oficina do Texto. 2ª edição
- FUSCO, P. B. (1981) – Estruturas de concreto – Solicitações normais. Rio de Janeiro, Guanabara Dois.

- FUSCO, P. B. (1995) – Técnica de armar as estruturas de concreto. São Paulo, Pini.
- LEONHARDT, F. (1979) – Construções de concreto. Rio de Janeiro, Interciência. Vols. 1 a 6.
- GODOY, N. S.; TEIXEIRA, A. T. (1996). Análise, projeto e execução de fundações rasas. Ed. Pini, São Paulo.
- LIMA, N.A; ALMEIDA, S.M.F. (2013) – Vantagens das lajes de continuidade nas pontes pré-moldadas. Juiz de Fora, Templo.
- MASON, J. (1976) – Concreto armado e protendido: princípios e aplicações. Rio de Janeiro, LTC.
- MORAES, M. C. (1976) – Estruturas de fundações. São Paulo, McGraw-Hill.
- MONTOYA, P. J.; MESSEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M. (1976) – Hormigón armado. Barcelona, Gustavo Gili. Vols. I e II
- O' CONNOR, C. (1975) – Pontes – Superestruturas. São Paulo, EDUSP/LTC. Vols. 1 e 2.
- PFEIL, W. (1978) – Concreto armado. Rio de Janeiro, LTC.
- PFEIL, W. (1990) – Pontes em concreto armado. Rio de Janeiro, LTC. Vols. 1 e 2.
- REGO, F. P.; MELO, X.; CAMPOS, J. P. B.; CARDOSO JUNIOR, S. D. - Verificação de aparelhos de apoio elastoméricos: Norma BS EN1337-3 – São Paulo, s.e, s.d.
- RÜSH, H. (1981) – Concreto armado e protendido. Rio de Janeiro, Campus.
- SANTOS, L. M. (1981) – Cálculo de concreto armado. São Paulo, LMS. Vols. 1 e 2.
- SAE INFORMÁTICA (2022) – Manual do programa Strap for Windows. Versão 2022. São Paulo, SAE (versão eletrônica).
- SOUZA, J. C. A. O.; ANTUNES, H. M. C. C. (1994) – Cargas móveis em estruturas lineares. São Carlos, EESC/USP. Pub. 004/94
- SAN MARTIN, F. J. (1981) – Cálculo de tabuleiro de pontes. São Paulo, Livraria Ciência e Tecnologia Editora.
- SÜSSEKIND, J. C. (1987) – Curso de concreto. Rio de Janeiro, Globo. Vols. I e II.
- TQS INFORMÁTICA LTDA. (2022) – Manual dos sistemas CAD/TQS para Windows. Versão 22. São Paulo, TQS (versão eletrônica).

São José do Rio Preto – SP, Outubro de 2024.

Zacarin Engenharia de Fundações S/S  
Eng. Pedro D. Zacarin  
CREA 0600811727