

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

" ESTÁGIO SUPERVISIONADO "

SUPERVISOR : PERILLO RAMOS BORDA

**PROF. MARCOS LOUREIRO MARINHO**  
Coordenador de Estágios - DEC - CCY - PRAI - UFPB

ESTABILIÁRIO: JOSÉ THASSO BULCÃO BORDA

22/10/94



Biblioteca Setorial do CDSA. Setembro de 2021.

Sumé - PB

## APRESENTAÇÃO

O presente relatório, descreve de maneira sucinta os cálculos estruturais, bem como os detalhes de vigas, pilares e fundações feitos no bloco "C" do hotel "COLINA PALACE HOTEL S.A.", localizado à Rua das Baraúnas, lote 007, quadra 10, pertencente ao loteamento "SANTA IZIBO" bairro de Sodocongó.

O estágio foi realizado durante os meses de Março, Abril e Agosto, num total de 240 horas.

1) Considerações preliminares :

Os cálculos estruturais feitos foram para o bloco "C" do hotel " COLINA PALACE HOTEL S.A", o qual conta com 3 pavimentos de dimensões ( 16,0 x 28,0) m<sup>2</sup>, onde foi usado um concreto com  $f_{ck} = 120 \text{ kg/cm}^2$  e aço CA-50B.

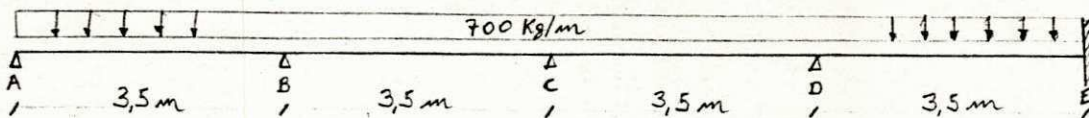
## 2) Desenvolvimento do estágio :

### 2.1) Cálculo estrutural do hotel "COLINA PALACE HOTEL S.A":

#### 2.1.1) Cálculo das vigas e cintas :

O cálculo dos momentos nas vigas do 1º e 2º pavimentos e cintas (pavimento térreo), foram determinados pelo "Método de Cross".

Abaixo citaremos como exemplo do processo de Cross, as vigas  $V_1, V_2, V_3, V_4, V_5$  e  $V_6$  do 2º pavimento :



$$M_{BA} = -\frac{q l^2}{8} = -\frac{700 \times 3,5^2}{8} = -1070 \text{ Kgm}$$

$$M_{BC} = \frac{q l^2}{12} = \frac{700 \times 3,5^2}{12} = 714 \text{ Kgm} = M_{CD} = M_{DE}$$

$$M_{CB} = -\frac{q l^2}{12} = -\frac{700 \times 3,5^2}{12} = -714 \text{ Kgm} = M_{DC} = M_{ED}$$

⇒ cálculo dos coeficientes de distribuição :

$$K_{BA} = \frac{3}{4} \times \frac{J}{l} = \frac{3}{4} \times \frac{10}{3,5} = 2,14 ; K_{BC} = \frac{J}{l} = \frac{10}{3,5} = 2,86$$

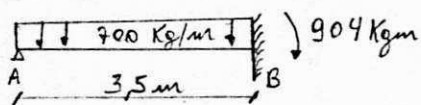
$$d_{BA} = \frac{2,14}{2,14 + 2,86} = 0,43 ; d_{BC} = \frac{2,86}{2,14 + 2,86} = 0,57$$

$$K_{CB} = \frac{J}{l} = \frac{10}{3,5} = 2,86 ; K_{CD} = \frac{J}{l} = \frac{10}{3,5} = 2,86$$

$$d_{CB} = \frac{2,86}{5,72} = 0,50 = d_{CD} = d_{DC} = d_{DE}$$

	B		C		D		E
	0,43	0,57	0,5	0,5	0,5	0,5	
	-1070	714	-714	714	-714	714	-714
	153,08	202,92	101,46				
		-25,36	-50,73	-50,73	-25,36		
	10,90	14,45	7,22	6,34	12,68	12,68	6,34
		-3,39	-6,78	-6,78	-3,39		
	1,46	1,93	0,96	0,84	1,69	1,69	0,84
		-0,45	-0,9	-0,9	-0,45		
	0,19	0,26	0,13	0,11	0,22	0,22	0,11
		-0,06	-0,12	-0,12	-0,06		
	0,02	0,03	0,01	0,01	0,03	0,03	0,01
M. Finais	-904	904	-663	663	-729	729	-721

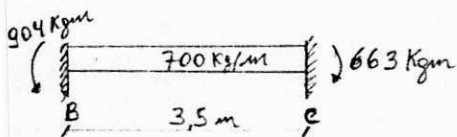
⇒ Para o cálculo das reações de apoio, procedeu-se da seguinte maneira:



$$R_A + R_B^e = 2450 \text{ Kg}$$

$$R_A \times 3,5 + 904 = 700 \times 3,5 \times 1,75 \Rightarrow R_A = 967 \text{ Kg}$$

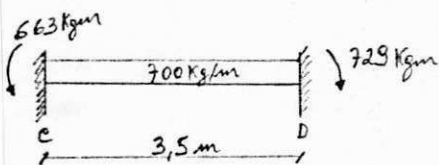
$$R_B^e = 1483 \text{ Kg}$$



$$R_B^d + R_C^e = 2450 \text{ Kg}$$

$$R_B^d \times 3,5 + 663 = 700 \times 3,5 \times 1,75 + 904 \Rightarrow R_B^d = 1294 \text{ Kg}$$

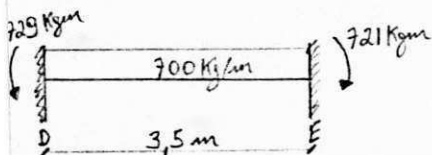
$$R_C^e = 1156 \text{ Kg}$$



$$R_C^d + R_D^e = 2450 \text{ Kg}$$

$$R_C^d \times 3,5 + 729 = 700 \times 3,5 \times 1,75 + 663 \Rightarrow R_C^d = 1206 \text{ Kg}$$

$$R_D^e = 1244 \text{ Kg}$$



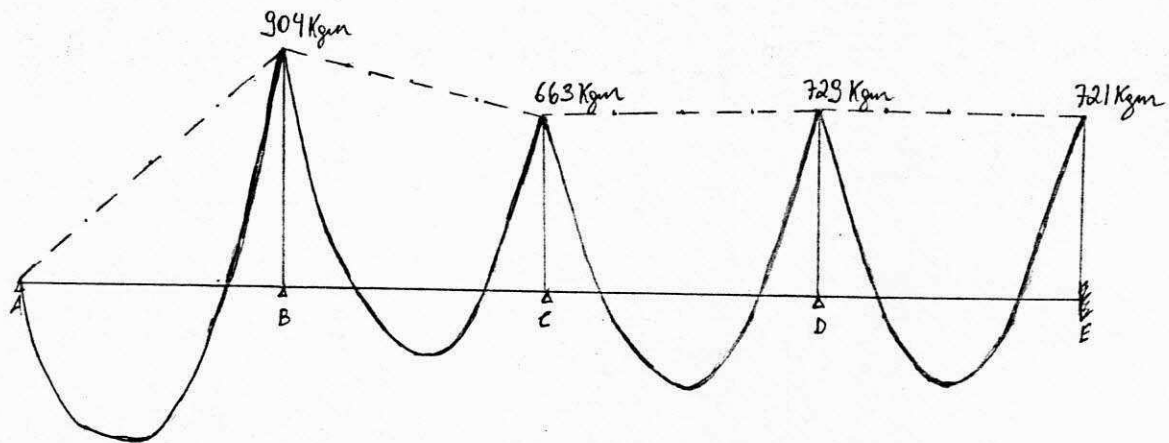
$$R_D^d + R_E^e = 2450 \text{ Kg}$$

$$R_D^d \times 3,5 + 721 = 700 \times 3,5 \times 1,75 + 729 \Rightarrow R_D^d = 1227 \text{ Kg}$$

$$R_E^e = 1223 \text{ Kg}$$



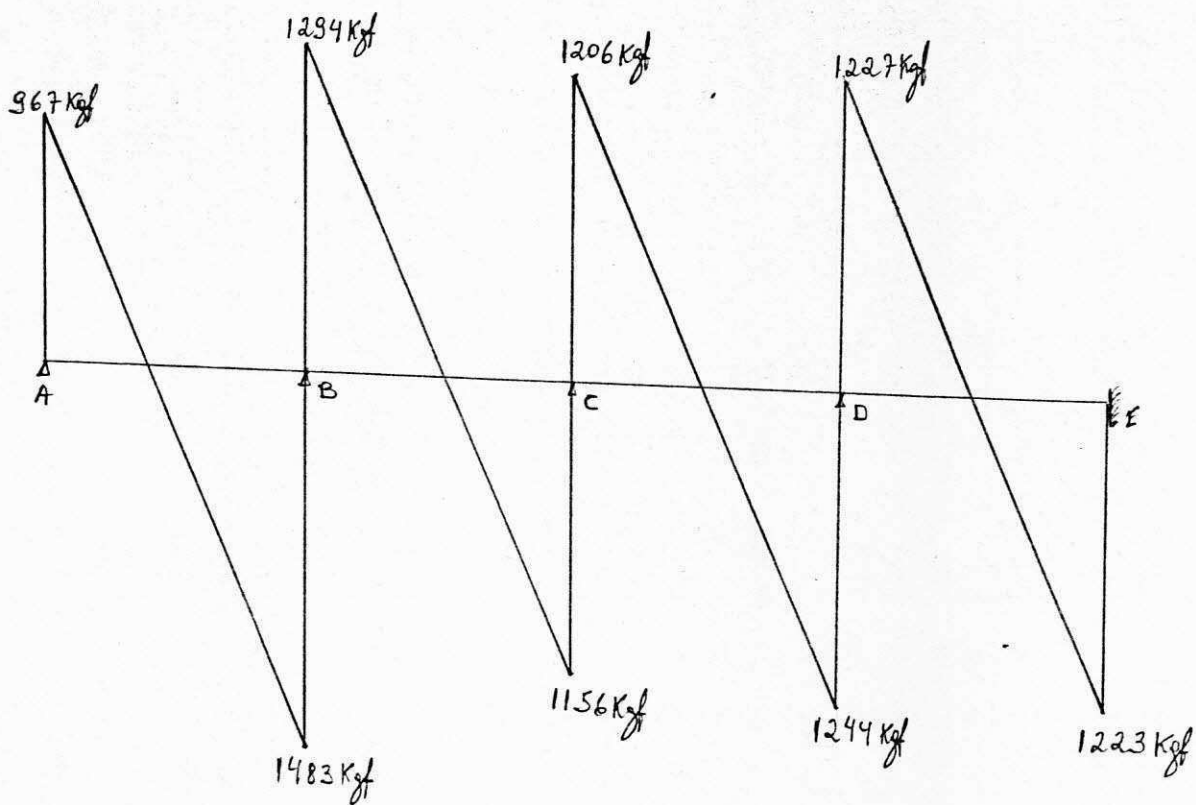
- Diagrama momento fletor:



⇒ Momentos máximos nos Vãos:

$$AB = 620 \text{ Kgm} ; BC = 250 \text{ Kgm} ; CD = 380 \text{ Kgm} ; DE = 340 \text{ Kgm}$$

- Diagrama de reações de apoio:



ESCALAS : HORIZONTAL = 1:100

VERTICAL = 1:300

## 2.1.2) Dimensionamento das Vigas: $(10 \times 40) \text{ cm}^2$

$$\text{Armadura m\u00ednima: } A_m = 0,14\% bh \Rightarrow A_m = \frac{0,14 \times 10 \times 40}{100} = 0,56 \text{ cm}^2$$

\(\Rightarrow\) Os livros usados durante todo o est\u00e1gio, foram os volumes 1 e 2 de "CONCRETO ARMADO (ADERSON MOREIRA DA ROCHA)".

$$A_m = 0,56 \text{ cm}^2 \Rightarrow F_{18} \Rightarrow 2 \phi 5/16''$$

\(\Rightarrow\) Ferragem positiva (entre apoios):

Dimensionaremos primeiramente o v\u00e3o AB que \u00e9 o v\u00e3o que possui maior momento positivo:

$$r = \frac{d}{\sqrt{\frac{Md}{b}}} \Rightarrow r = \frac{37}{\sqrt{\frac{1,4 \times 620}{0,1}}} = 0,397$$

$$d_o = r' \sqrt{\frac{Md}{b}} \Rightarrow d_o = 0,213 \times 93 = 20 \text{ cm} \Rightarrow d_o < d \text{ (pe\u00e7a sub-armada)}$$

$$F_{21} \Rightarrow d = 40,48$$

$$A_s = \frac{Md}{d d} = \frac{1,4 \times 620}{40,48 \times 37} = 0,58 \text{ cm}^2 \Rightarrow F_{18} \Rightarrow 2 \phi 5/16''$$

Obs: Como o dimensionamento acima foi feito para o v\u00e3o de maior momento positivo (V\u00c3O AB), e este momento requer uma ferragem que coincide com a armadura m\u00ednima, logo devemos ter armadura m\u00ednima para todos os demais v\u00e3os.

\(\Rightarrow\) Ferragem negativa (nos apoios):

Dimensionaremos primeiramente o apoio "B", pois possui maior momento negativo ( $M_e = 904 \text{ Kg}\cdot\text{m}$ ):

$$r = \frac{d}{\sqrt{\frac{Md}{b}}} \Rightarrow r = \frac{37}{\sqrt{\frac{1,4 \times 904}{0,1}}} = 0,328$$

$$d_o = r' \sqrt{\frac{Md}{b}} \Rightarrow d_o = 0,213 \times 112,5 = 24 \text{ cm} \Rightarrow d_o < d \text{ (pe\u00e7a sub-armada)}$$

$$F_{21} \Rightarrow d = 40,48$$



$$A_s = \frac{M_d}{d} = \frac{904}{40,48 \times 37} = 0,58 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7_{18} \Rightarrow 2 \phi 5/16''$$

Obs: Como para o apoio "B" (que possui o maior momento negativo) a armadura necessária foi a armadura mínima, deveremos ter também essa mesma ferragem para todos os apoios.

⇒ cisalhamento:

Acharemos uma seção de ferro de cisalhamento para uma carga de 1 tonelada, e a partir desta seção, obteremos a seção de ferro real para a maior reação dos apoios existentes:

$$A_{ce} = \frac{Q_d}{0,87 d f_{yd}} = \frac{1000}{0,87 \times 0,37 \times \frac{5000}{1,15}} = 0,71 \text{ cm}^2$$

⇒ como a maior reação se dá no apoio B, temos:

$$\begin{array}{l} 1000 \text{ — } 0,71 \\ 1484 \text{ — } A'_{ce} \end{array} \Rightarrow A'_{ce} = 1,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7_{17B} \Rightarrow \phi 3/16'' (5,0 \text{ mm}) \text{ c. } 32 \text{ cm}$$

Obs: Por norma não devemos ter espaçamentos para os estribos superiores a metade da altura "d" da viga (18,5 cm), logo adotaremos um espaçamento de 18 cm

$$A'_{ce} = 1,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 3/16'' (5,0 \text{ mm}) \text{ c. } 18 \text{ cm}$$

2.1.3) Cálculo dos Pilares e Fundações:

Tomaremos como exemplo para o cálculo dos pilares e fundações o pilar "PA":

a) Cálculo e dimensionamento do pilar "PA":

$$PA: (20 \times 40) \text{ cm}^2; A_c = 800 \text{ cm}^2; N = 50 \text{ t}$$

$$W = 1 + \frac{6}{h} \Rightarrow W = 1 + \frac{6}{20} \Rightarrow \boxed{W = 1,3}$$

⇒ Cálculo da área de concreto teoricamente necessária:

$$A_{c1} = \frac{W \cdot 1,4N}{0,85 f_{cd} + 0,008 f'_{yd}} = \frac{1,3 \times 70000}{0,85 \times 85,7 + 0,008 \times 3550} = 899 \text{ cm}^2$$

Obs: como a área de concreto teoricamente necessária é superior a área de concreto existente ( $899 > 800$ ), devemos calcular a seção de ferro do pilar pela fórmula:

$$A_s = \frac{W 1,4N - 0,85 A_c f_{cd}}{f'_y d} = \frac{1,3 \times 70000 - 0,85 \times 800 \times 85,7}{3550} = 9,20 \text{ cm}^2$$

$$F_{18} \Rightarrow A_s = 9,20 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \phi \frac{1}{2}''$$

b) cálculo da fundação para o pilar "PA" (sapata):

Sabendo que a resistência do terreno no local é de  $3 \text{ Kgf/cm}^2$ , temos:

$$S = \frac{50000}{3} = 16.666 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} B = 140 \text{ cm} \\ B' = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M = \frac{P}{4} \left( \frac{B}{3} - \frac{b}{2} \right) \Rightarrow M = \frac{50}{4} \left( \frac{1,4}{3} - \frac{0,4}{2} \right) = 3,33 \text{ tm}$$

$$M' = \frac{P}{4} \left( \frac{B'}{3} - \frac{b'}{2} \right) \Rightarrow M' = \frac{50}{4} \left( \frac{1,2}{3} - \frac{0,2}{2} \right) = 3,75 \text{ tm}$$

$$d_{o1} = \alpha \sqrt{\frac{M d}{b}} \Rightarrow d_{o1} = 0,213 \sqrt{\frac{1,4 \times 3300}{0,2}} = 32 \text{ cm}$$

$$d_{o2} = \alpha \sqrt{\frac{M d}{b}} \Rightarrow d_{o2} = 0,213 \sqrt{\frac{1,4 \times 3750}{0,4}} = 24 \text{ cm}$$

⇒ Verificação quanto ao cisalhamento: ( $h = 35 \text{ cm}$ )

$$\bar{\sigma} = \frac{\sqrt{f_{ck}}}{1,4} = \frac{\sqrt{120}}{1,4} = 7,82 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = \frac{1,4 P}{d [2(d+b) + 2(d+b')]} = \frac{1,4 \times 50000}{32 [2(32+40) + 2(32+20)]} = 8,82 \text{ Kg/cm}^2$$

Obs: como a tensão de cisalhamento existente é superior a tensão de cisalhamento admissível ( $8,82 > 7,82$ ), devemos aumentar a altura da sapata de  $35 \text{ cm}$  para  $40 \text{ cm}$ , logo teremos:

$$\bar{\sigma} = \frac{1,4 \times 50000}{37 [2(37+40) + 2(37+20)]} = 7,06 \text{ Kg/cm}^2 < 7,82 \text{ Kg/cm}^2$$

c) Dimensionamento da sapata p/ o pilar "PA":

$$\textcircled{c.1} \quad r = \frac{d}{\sqrt{\frac{Md}{b}}} = \frac{37}{\sqrt{\frac{1,4 \times 3300}{0,2}}} = 0,243$$

$$7_{21} \Rightarrow d = 37,83$$

$$A_s = \frac{Md}{d \cdot d} = \frac{1,4 \times 3300}{37,83 \times 37} = 3,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7_{16} \Rightarrow 11 \phi \frac{1}{4}''$$

⇒ Dividiremos então a seção de ferro de 11  $\phi \frac{1}{4}''$  na direção que possui o comprimento de 140 cm, logo teremos:

$$\frac{140}{11} \approx 13 \text{ cm} \Rightarrow \phi \frac{1}{4}'' \text{ c. } 13 \text{ cm}$$

$$\textcircled{c.2} \quad r' = \frac{d}{\sqrt{\frac{Md}{b}}} = \frac{37}{\sqrt{\frac{1,4 \times 3750}{0,4}}} = 0,323$$

$$7_{21} \Rightarrow d = 40,43$$

$$A'_s = \frac{Md}{d \cdot d} = \frac{1,4 \times 3750}{40,43 \times 37} = 3,50 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7_{16} \Rightarrow 11 \phi \frac{1}{4}''$$

⇒ Temos agora a seção de ferro de 11  $\phi \frac{1}{4}''$  para distribuir na direção que possui um comprimento de 120 cm, temos então:

$$\frac{120}{11} \approx 11 \text{ cm} \Rightarrow \phi \frac{1}{4}'' \text{ c. } 11 \text{ cm}$$