

## **AVALIAÇÃO DA SUPERESTRUTURA DO “EDIFÍCIO SEDE DA COMISSÃO NACIONAL ELEITORAL” EM SAURIMO, COM A NORMA BRASILEIRA**

Autores: Nerkys Edairis Paz Reina

Olívio Higino Carlos

Ransel Hernández Pérez

E-mails: [nerkys.2018@gmail.com](mailto:nerkys.2018@gmail.com) e [ranselhp@gmail.com](mailto:ranselhp@gmail.com)

Data de recepção: 15/09/2019

Data de aceitação: 17/10/2019

### **RESUMO**

O trabalho que se apresenta tem como objectivo: avaliar a superestrutura do Edifício Sede da CNE no Município de Saurimo, a partir das normas Brasileiras, tendo em consideração os estados limites. A avaliação foi feita de acordo com o Método dos Estados Limites, que é caracterizado por garantir que as solicitações correspondentes às cargas majoradas sejam menores que as solicitações últimas, sendo estas as solicitações que ocasionariam a ruptura em relação à resistência dos materiais minorada por coeficientes de segurança.

**Palavras-chaves:** Avaliação, betão armado, estados limites, segurança, solicitações

### **ASSESSMENT OF THE SUPERSTRUCTURE OF THE “HEADQUARTERS OF THE NATIONAL ELECTION COMMITTEE” IN SAURIMO WITH THE BRAZILIAN STANDARD**

### **ABSTRACT**

The objective of this work isto evaluate the superstructure of the CNE Head quarters Building in the Municipality of Saurimo, based on Brazilian standards, takingin to account the boundary states. The evaluation was made according to the Limits State Method, which is characterized by ensuring tha tthere quests corresponding to the in creased loads are smaller tan the last requests, these being there quests that would cause ther up ture in relation to teres istance of the materials reduced by safety coefficients.

**Keywords:** Evaluation, reinforced concrete, boundarystates, safety, demands

## Introdução

Uma estrutura ou edificação deve ser concebida de forma a garantir desempenho satisfatório em todas as funções para as quais foi idealizada. Erros de projecto ou execução, bem como uso inadequado, ausência de manutenção ou ainda mudanças na destinação de um edifício podem comprometer a sua competência. No entanto, avaliar se a estrutura cumpre os limites recomendados normativamente, certifica a segurança e qualidade de utilização da edificação.

A segurança que todos os tipos de estruturas devem apresentar envolve dois aspectos principais. O primeiro, e mais importante, é que uma estrutura nunca pode, atingir a ruptura. O segundo aspecto é relativo ao conforto, à tranquilidade das pessoas na utilização da construção. (A NBR 6118: 2014) trata esses dois aspectos da segurança apresentando os “Estados Limites”, que são situações limites que as estruturas não devem ultrapassar. A segurança da estrutura contra o colapso relaciona-se com o chamado “ELU”, e a segurança dos utilizadores na utilização da estrutura relaciona-se com os “ELS”.

No projecto das estruturas de Betão Armado e Protendido, o dimensionamento dos diferentes elementos estruturais é feito no chamado Estado Limite Último (ELU), onde os elementos estruturais são dimensionados como se estivessem prestes a romper, pelo menos teoricamente. No entanto, para evitar que a ruptura ocorra, todas as estruturas são projectadas com uma margem de segurança, isto é, uma folga de resistência relativamente aos carregamentos externos aplicados, de tal forma que, para ocorrer a ruptura a estrutura teria que estar submetida a carregamentos superiores àqueles a que foi projectada.

A margem de segurança no dimensionamento dos elementos estruturais ocorre com a consideração dos chamados “coeficientes de ponderação” ou “coeficientes de segurança”, que farão com que, em serviço, as estruturas trabalhem a uma determinada “distância” da ruína.

Para os coeficientes de segurança são adoptados valores numéricos de tal forma que as acções sejam majoradas, e as resistências dos materiais sejam minoradas. Existem basicamente três coeficientes de segurança, um que majora o valor das acções, e consequentemente os esforços solicitantes, e outros dois que minoram as resistências do betão e do aço.

Um edifício deve ser projectado para suportar cargas verticais e horizontais. As cargas verticais são provenientes dos pesos próprios dos elementos que compõem a edificação, estruturais ou não,

também chamadas de cargas permanentes, e de acções variáveis, como, por exemplo, as produzidas por aglomerados de pessoas, por carregamentos móveis (veículos), e outros. As cargas horizontais podem ser também de natureza permanente, como as produzidas por empuxos de terra, e variáveis, como aquelas provenientes de empuxos de materiais armazenados em depósitos, da acção do vento e outros.

Uma edificação deve ser concebida de forma a garantir desempenho satisfatório em todas as funções para as quais foi idealizada. Erros de projecto ou execução, podem comprometer a sua competência. No entanto, avaliar se a estrutura cumpre os limites recomendados, normativamente, certifica a segurança e qualidade de utilização da edificação.

Segundo (NBR 6118: 2014) uma estrutura em paredes de betão deve ser projectada e construída de modo que:

- Resista a todas as acções que sobre ela produzam efeitos significativos tanto na sua construção quanto durante a sua vida útil;
- Sob as condições ambientais previstas na época de projecto e, quando utilizada conforme preconizado em projecto, conserve a sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil;
- Contemple detalhes construtivos que possibilitem manter a estabilidade durante o tempo necessário à evacuação aquando da ocorrência de acções excepcionais localizadas, como explosões e impactos

Para a avaliação de um projecto de estruturas é importante que haja diretrizes e procedimentos bem definidos, previamente estabelecidos, que sirvam como base para o avaliador.

Segundo (ABECE 2015) Recomendação 002 - Entende-se por Avaliação Técnica do Projecto de Estruturas de Betão, os serviços realizados antes, durante ou após a execução da estrutura, no sentido de garantir que os requisitos de qualidade e conformidade previstos na (ABNT NBR 6118: 2014), secção 5, foram respeitados. É altamente recomendado que a Avaliação Técnica do projecto estrutural seja realizada antes da fase de construção e, de preferência, simultaneamente com a fase de projecto. Já a (ABECE 2015) estabelece que a avaliação técnica pode ocorrer em paralelo com o desenvolvimento do projecto, após a conclusão do projecto, após a conclusão da construção ou após a ocorrência de manifestação patológica.

## Desenvolvimento

O Edifício da CNE Lunda Sul foi construído com o sistema convencional, que é aquele em que as lajes se apóiam em vigas e as vigas sobre pilares (tipo laje – viga-pilar).

A implantação da estrutura foi concebida a partir do projecto arquitectônico de um edifício de escritório, constituído por dois pavimentos (sendo Rés de chão e 1º Andar), composta por pilares, vigas e lajes maciças de betão armado moldado “*in loco*”. A construção possui uma área total construída de 381m<sup>2</sup>, possui altura piso a piso (pé direito) igual a 3,30 m. As paredes por sua vez, possuem espessuras de 0,25 m, sendo compostas por blocos de betão.



*Figura 1 – Edifício Sede da Comissão Provincial Eleitoral de Lunda Sul. Fonte: Elaboração Própria*

A (NBR 6118: 2014) indica cinco tipos de análise estrutural, cabendo ao engenheiro adoptar pelo menos um destes:

Todos esses modelos admitem, para efeito desta secção, que os deslocamentos da estrutura são pequenos.

Análise linear;

Análise linear com redistribuição;

Análise plástica;

Análise não-linear;

Análise através de modelos físicos.

Para se realizar a análise das estruturas em betão armado, geralmente emprega-se a análise linear, pois mesmo sabendo que esse material tem um comportamento não-linear, utiliza-se este artifício a fim de simplificar a análise.

Condições de equilíbrio, de compatibilidade e de ductilidade devem ser necessariamente satisfeitas. Análises não-lineares podem ser adoptadas tanto para verificações de ELU como para verificações de ELS. (Fontes, 2005).

Segundo (Botelho & Marchetti , 2014) “dimensionar uma estrutura de betão armado é determinar a secção de betão (formas) e de aço (armadura), tal que”:

- a estrutura não entra em colapso (ELU);
- seja económica (estado limite do bolso do proprietário);
- suas eventuais fissuras não sejam objectáveis (ELS);
- suas flechas não sejam objectáveis (ELS);
- apresente boa protecção à armadura, impedindo a sua corrosão, que poderia, a longo prazo levar à ruína a peça (recobrimento);
- se a estrutura for deficiente, seja por causa própria, seja por excesso de carga, ela dê sinais visíveis ao utilizador antes de se atingir a sua ruína (condição de aviso);
- seja durável.

O pré-dimensionamento dos elementos estruturais é necessário para que se possa calcular o peso próprio da estrutura, que é a primeira parcela considerada no cálculo das acções.

O conhecimento das dimensões permite determinar os vãos equivalentes e as rigidezes, necessários no cálculo das ligações entre os elementos.

Para realizar a avaliação foi necessário seguir uma metodologia de cálculo que considerasse os diferentes elementos estruturais, seguindo as seguintes considerações.

- Laje:
  - Pré-dimensionamento, Vãos efectivos e Vinculações;
  - Cargas actuantes;

- Momento máximo;
- Dimensionamento da armadura;
- Reacções de apoio;

➤ Viga:

- Pré-dimensionamento;
- Vão efectivo;
- Carregamentos;
- Momentos Flectores de cálculo;
- Dimensionamento da Armadura;
- Estado limite de deformação excessiva.

➤ Pilar:

- Cálculo do Pilar C2;
- Resumo dos esforços;
- Dimensionamento da Armadura Longitudinal.

Depois de aplicados os cálculos necessários, na realização da avaliação de uma estrutura de betão armado, considerando os ELU e ELS, foram obtidos os resultados para cada combinação e elemento estrutural.

Resultados obtidos no cálculo das lajes

Lajes	$l_{ox}$ (m)	$l_{oy}$ (m)	$l^*$ (m)	n	d (m)	$h_{adop}$ (m)	$t_1=t_2$ (m)	$t_1/2=t_2/2$ (m)	0,3.h (m)	$a_1=a_2$ (m)	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$\lambda = l_y/l_x$	Tipo
S1 <sup>1</sup>	2,896	3,57	2,499	2	0,0575	0,10	0,23	0,115	0,03	0,03	2,96	3,63	1,23	BI
S4 <sup>14</sup>	1,585	3,62	1,585	4	0,0331	0,10	0,23	0,115	0,03	0,03	1,65	3,68	2,23	UNI

Tabela 1 - Dimensionamento das Lajes do Pavimento Tipo. Fonte: Elaboração Própria

Segundo a (NBR 6120: 2017), a carga mínima accidental a considerar em edifício de escritório é de 2 kN/m<sup>2</sup> (salas de uso geral e instalações sanitárias).

O carregamento das lajes está demonstrado a seguir:

Lajes	Peso próprio g <sub>pp</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	Contra piso g <sub>cp</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	Rev. inferior g <sub>reb</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	Parede g <sub>par</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	Permanente g (KN/m <sup>2</sup> )	Acidental q (KN/m <sup>2</sup> )
S1 <sup>1</sup>	2,50	0,63	0,53	-	3,66	2
S3	2,50	0,63	0,53	2,17	5,83	2
S4	2,50	0,63	0,53	-	3,66	2
S5	3	0,63	0,53	3,40	7,56	2
S2	3	0,63	0,53	3,15	7,31	2
S6	2,50	0,63	0,53	-	3,66	2
S6	2,50	0,63	0,53	2,33	5,99	2

Tabela 2 - Carregamento nas lajes. Fonte: Elaboração Própria

### Determinação dos momentos de serviço.

Para a determinação dos coeficientes, foram utilizadas tabelas de (Pinheiro, 2007), que listam os coeficientes de acordo com a relação entre vãos e o caso de vinculação adoptado.

Laje	p <sub>serv</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)	M' <sub>x</sub> (KN.m)	M' <sub>y</sub> (KN.m)
S1 <sup>1</sup>	4,46	1,48	1,01	3,48	3,01
S4 <sup>14</sup>	4,46	0,51	-	1,01	-

Tabela 3- momentos de serviço. Fonte: Elaboração Própria

### Determinação dos Momentos para o Estado Limite Último

Laje	p (KN/m <sup>2</sup> )	M <sub>x</sub> (KN.cm)	M <sub>y</sub> (KN.cm)	M' <sub>x</sub> (KN.cm)	M' <sub>y</sub> (KN.cm)
S1 <sup>1</sup>	7,92	2,62	1,79	6,18	5,34
S4 <sup>14</sup>	7,92	0,90	-	1,80	-

Tabela 4 - Momentos para o Estado Limite Último. Fonte: Elaboração Própria

Compatibilização dos momentos flectores negativos e correcção dos positivos

Seguindo com a compatibilização, o novo valor do momento negativo será o maior entre a média dos momentos ou 80% do maior valor.

Laje	Lajes	$\frac{M_1 + M_2}{2}$ (kN.m)	0,8 . M <sub>maior</sub> (kN.m)	M <sub>-x1,d</sub> (kN.m)	M <sub>-y1,d</sub> (kN.m)	M <sub>-x2,d</sub> (kN.m)	M <sub>-y2,d</sub> (kN.m)
S1 <sup>1</sup>	S1 <sup>1</sup> - S1 <sup>2</sup>	6,01	4,49	6,01	4,41	-	-
	S1 <sup>1</sup> - S1 <sup>6</sup>	4,41	4,27				
S4 <sup>14</sup>	S1 <sup>9</sup> - S1 <sup>14</sup>	3,20	3,68	3,68	-	-	-
	S1 <sup>13</sup> - S1 <sup>14</sup>	-	-				
	S1 <sup>14</sup> - S1 <sup>15</sup>	6,05	8,24	-	-	8,24	2,70
	S1 <sup>14</sup> - S1 <sup>20</sup>	1,69	2,70				

Tabela 5 – Compatibilização dos momentos flectores negativos. Fonte: Elaboração Própria

### Cálculo da Armadura, Dimensionamento da armadura positiva e negativa

Laje	Direc - ção	$\emptyset_{\text{máx}}$ (cm)	d (cm)	$M_{\text{xd}}$ (kN.cm)	fcd (kN/cm <sup>2</sup> )	$b_w$ (cm)	x (cm)	$k_x$	f <sub>yd</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
S1 <sup>1</sup>	x	1,25	7,19	271	1,786	100	0,31	0,043	43,48	0,88	1,01
	y		6,56	226			0,29	0,044		0,81	
S4 <sup>14</sup>	x	—	7,19	90	—	—	0,11	0,015	—	0,29	1,05
	y		—	—			—	—		0,90	

Tabela 6 - Dimensionamento da armadura positiva. Fonte: Elaboração Própria

Laje	$\emptyset_{\text{máx}}$ (cm)	d (cm)	$M_d$ (kN.cm)	fcd (kN/cm <sup>2</sup> )	$b_w$ (cm)	x (cm)	$k_x$	f <sub>yd</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	$A_{sx}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
S1 <sup>1</sup> e S1 <sup>2</sup>	1,25	8,10	601	1,786	100	0,63	0,070	43,48	1,76	1,50
S1 <sup>1</sup> e S1 <sup>6</sup>		8,19	441			0,45	0,055		1,27	
S4 <sup>14</sup> e S1 <sup>9</sup>		8,19	368			0,38	0,046		1,05	
S4 <sup>14</sup> e S5 <sup>15</sup>		8,10	824			0,88	0,109		2,45	
S4 <sup>14</sup> e S1 <sup>20</sup>		8,19	270			0,28	0,034		0,77	

Tabela 7- Dimensionamento da armadura negativa. Fonte: Elaboração Própria

### Detalhamento das armaduras negativas e positivas.

A armadura positiva vai ser realizada por meio de armadura corrida, com estas sendo colocadas em todo o vão, onde as barras devem entrar nos apoios com um comprimento de 10.Ø ou 6cm, escolhendo o maior entre estes valores.

Para a armadura negativa é usado o diagrama triangular de momentos deslocados em  $0,25 \cdot l_{\text{máx}}$ , acrescido do comprimento recto de 10.Ø, mais os ganchos, respeitando os recobrimentos.

Laje	Direccão	$A_{s/m}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s/\text{uni}}$ (cm <sup>2</sup> )	n	s (cm)	$S_{\text{máx}}$ (cm)	Q	C (cm)	Detalhamento Final
S1 <sup>1</sup>	x	0,88	0,312	2,82	35,46	20	17	304	170 Ø 6,3 c20 – 304
	y	0,81		2,60	38,46		14	371	140 Ø 6,3 c20 – 371
S4 <sup>14</sup>	x	0,29		0,93	107,53		18	173	180 Ø 6,3 c20 – 173
	y	0,90		2,88	34,72		7	376	70 Ø 6,3 c20 – 376

Tabela 8- Detalhamento das armaduras positivas. Fonte: Elaboração Própria

Detalhamento das armaduras negativas											
Laje	Lajes	$A_{s/m}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s/\text{uni}}$ (cm <sup>2</sup> )	n	s (cm)	$S_{\text{máx}}$ (cm)	Q	$g_e$	$g_d$	c (cm)	Detalhamento Final
S1 <sup>1</sup>	S1 <sup>1</sup> e S1 <sup>2</sup>	1,76	0,312	5,64	17,73	20	14	6	6	170	140 Ø 6,3 c20-170
	S1 <sup>1</sup> e S1 <sup>6</sup>	1,50		4,81	20,79		17	6	6	170	170 Ø 6,3 c20-170
S4 <sup>14</sup>	S4 <sup>14</sup> e S1 <sup>9</sup>	1,50	0,503	4,81	20,79	20	18	6	6	160	180 Ø 6,3 c20 160
	S4 <sup>14</sup> e S5 <sup>15</sup>	2,45		4,87	20,53		22	6	8	179	220 Ø 8,0 c20-179
	S4 <sup>14</sup> e S1 <sup>20</sup>	0,77		2,47	40,49		13	6	6	159	130 Ø 6,3 c20-159

Tabela 9 - Detalhamento das armaduras negativas. Fonte: Elaboração Própria

### Reacções da laje nas vigas

São calculadas as reacções das lajes nas vigas que a contornam, obtendo como resultados:

Laje	p (kN/cm <sup>2</sup> )	q <sub>x</sub>	q <sub>y</sub>	q'x	q'y	P1(kN)	P2 (kN)
S1 <sup>1</sup>	5,66	3,64	3,07	6,30	5,31	60,82	60,89
						Ok	
S4 <sup>14</sup>	5,66	–	–	3,62	2,33	34,37	34,33
						Ok	

Tabela 10- Reação das lajes nas vigas. Fonte: Elaboração Própria

### Pré – dimensionamento da altura da viga

Para o pré-dimensionamento de vigas, sugere-se adoptar alturas da ordem de (Botelho & Marchetti 2014).

- a) Vigas biapoiadas:  $h = l/10$  do vão (chamada regras dos arquitectos);
- b) Vigas contínuas:  $h = l/12$  do vão;
- c) Vigas em balanço:  $h = l/5$  do vão.

### Determinação dos esforços solicitantes - ELU

A partir da definição dos carregamentos é possível efetuar o cálculo das solicitações na viga para estado limite último.

Viga	Apoio pilares C2	M <sub>d</sub> (kN.cm)	f <sub>cd</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	d (cm)	x (cm)	k <sub>x</sub>	f <sub>yd</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	s (cm)	n	d <sub>real</sub> (cm)
2G10	1	2280	1,786	40,88	0,51	0,012	40,88	1,71	10,5	4,62	6
	2	5210			1,02	0,025		2,96			
	3	2290			0,51	0,012		1,29			
	4	33950			7,15	0,17					

Tabela 11– Dimensionamento da Armadura Positiva. Fonte: Elaboração Própria

Viga	Apoio pilares C2	M <sub>d</sub> (kN.cm)	f <sub>cd</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	d (cm)	x (cm)	k <sub>x</sub>	f <sub>yd</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	s (cm)	n	d <sub>real</sub> (cm)
2G10	1	2280	1,786	40,88	0,51	0,012	40,88	1,71	10,5	4,62	6
	2	5210			1,02	0,025		2,96			
	3	2290			0,51	0,012		1,29			
	4	33950			7,15	0,17					

Tabela 12 – Dimensionamento da Armadura negativa. Fonte: Elaboração Própria

### Pré-dimensionamento dos pilares

Dimensionar um pilar “é dada a carga que actua sobre ele, determina a sua secção de betão, a sua armadura longitudinal (vertical), e os seus estribos (armadura transversal)” (Botelho & Marchetti 2014).

A dimensão mínima estipulada é de 19 cm, e em casos especiais, permite e adoptar dimensões de até 12 cm, desde que o esforço solicitante seja majorado por um coeficiente adicional que varia conforme a menor dimensão da secção.

Lance	Pavimento	2G1 (kN)	2G8 (kN)	P. Próprio	Carga Pavimento (kN)	Carga Total
3	Cobertura	-	-	4,84	-	4,84
2	1º Andar	8,87	8,87	7,13	24,87	29,71
1	Rés-do-chão	12,61	20,44	7,13	40,18	69,89

Tabela 13 - Resumo Carregamentos Pilar C2. Fonte: Elaboração Própria

O edifício está localizado na zona urbana, e o pilar tem largura de 20 cm.

### Carregamento vindo das Vigas

Lance	Pavimento	2G3 (kN)	2G7 (kN)	2G12 (kN)	Peso Próprio	Carga do Pavimento	Carga Total
3	Cobertura	-	-	-	3,87	-	3,87
2	1º Andar	15,84	15,84	3,26	5,9	40,84	44,71
1	Rés-do-chão	19,14	19,14	3,26	5,9	47,44	92,15

Tabela 14- Resumo Carregamentos Pilar C1. Fonte: Elaboração Própria

### Dimensionamento da Armadura Longitudinal

Estimativa de  $d'$ :

$$\text{Supondo} \quad \begin{cases} \textcircled{O}_1 = 10 \text{ mm} \\ \textcircled{O}_1 = 5,0 \text{ mm} \end{cases}$$

E sabendo que o recobrimento é de 3,0 cm.

### Detalhe da armadura longitudinal

#### Espaçamento mínimo entre as barras:

$$S \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \textcircled{O}_1 = 10 \text{ mm} \\ 12 \cdot \textcircled{O}_1 = 12 \cdot 1,9 = 23 \end{cases}$$

Como menor dimensão do pilar é de 20 cm e existem apenas duas barras na direcção desta dimensão, o espaçamento mínimo é respeitado com folga.

### Detalhe da armadura transversal

#### Espaçamento dos Estribos:

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \\ 12 \cdot \textcircled{O}_1 = 12 \cdot 1,25 \text{ mm} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

O espaçamento adoptado entre os estribos será de 0,15 m.

### Quantidade de estribos:

$$n = \frac{h_{pav}}{s} + 1 = \frac{330}{15} + 1 = 23 \text{ estribos}$$

### Diâmetro mínimo dos estribos:

$$\varnothing_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\varnothing_1}{4} = \frac{1,25}{4} = 3,13 \text{ mm} \end{cases}$$

Portanto, são utilizados estribos de 5mm a cada 0,15 m

O estudo realizado permitiu provar que as estruturas de betão armado devem ser projectadas de modo que apresentem segurança satisfatória, a qual está condicionada à verificação dos estados limites, que são situações em que a estrutura apresenta desempenho inadequado à finalidade da construção.

A avaliação da segurança em elementos estruturais como laje, viga e pilares da superestrutura, foi realizada mediante a análise linear e não-linear, os estados limite e as normas brasileiras vigentes. Ao avaliar a segurança do edifício da CNE, comprovou-se que os resultados deste estudo são iguais aos dados recolhidos do projecto arquitectónico do edifício da CNE, excepto os resultados das lajes de piso e de cobertura em balanço, por esta considerou-se que as lajes de piso e em balanço estão superdimensionada, sendo comprovado a partir dos métodos de ELU é ELS.

### Referências bibliográficas

- ABNT-NBR 6120: (1980). Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro.
- ABNT-NBR 8681: (2003). Acções e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro.
- ABNT-NBR 6118: (2014). Projecto de Estruturas de Concreto – Procedimento, Rio de Janeiro.
- Botelho, M,H & Marchetti, O (2002). Concreto Armado Eu Te Amo, vol. 1, 8<sup>a</sup> ed. São Paulo.
- Botelho, M,H & Marchetti, O (2014). Concreto Armado Eu Te Amo, vol. 2. São Paulo.
- Fontes F,F (2005). Análise Estrutural de Elementos Lineares. Segundo a NBR 6118/2003.
- Bastos, P, S. (2017). Estruturas de Concreto II – Notas de aula: Pilares de Concreto Armado.
- Henrique, I & Longo. A. (2016). Qualificação do Engenheiro para Avaliar Projectos de Estruturas. Escola Politécnica, UFRJ.
- Pinheiro, L, M (2007). Fundamentos do Concreto e Projecto de Edifícios. São Carlos.
- Projecto Arquitectônico (2014): Edifício Sede da Comissão Provincial Eleitoral de Lunda Sul.
- Recomendação ABECE 002 (2015) - Avaliação Técnica do Projecto de Estruturas de Concreto.

## Sínteses curricular dos autores

**MsC. Nerkys Edairis Paz Reina.** Graduada com a Licenciatura em Educação na Especialidade de Construção. Mestre em Educação e Professora Auxiliar da disciplina Betão Armado e 17 anos de experiência profissional. Professora da Escola Superior Politécnica da Lunda Sul - Angola.

**Estudante. Olivio Higinio Carlos.** Finalista do curso de Engenharia de Construção Civil na Escola Superior Politécnica da Lunda Sul - Angola.

**Eng. Ransel Hernández Pérez.** Graduado em Engenharia Mestre em Educação e Professor Auxiliar da disciplina de Resistência de Materiais e 20 anos de experiência profissional. Professor da Universidade Hermanos Saíz, Pinar del Río, Cuba.