

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS MG  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**JOÃO PAULO DA SILVA GAMA**

**REABILITAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO: análise  
estrutural e dimensionamento do reforço de uma edificação residencial**

**Varginha-MG  
2018**

**JOÃO PAULO DA SILVA GAMA**

**REABILITAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito para obtenção de grau de bacharel em Engenharia Civil.

**Varginha-MG  
2018**

**JOÃO PAULO DA SILVA GAMA**

**REABILITAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário de Sul de Minas como pré-requisito para obtenção de grau de bacharel pela Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em 03 de dezembro de 2018.

---

Professor: M. Sc. Antonio de Faria

---

Professor: M. Sc. Elker Lucas Garroni

---

Professor: Max Filipe

OBS.:

Dedico este trabalho primeiramente ao Senhor meu Deus, por permitir que eu estivesse aqui, escrevendo esta dedicatória. Dedico também a meus pais, Maria José Silva e João Antônio Gama, pelo apoio incondicional, e por me tornarem um cidadão de bem e batalhador, por meio de uma educação formada por atitudes e não somente por palavras.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente ao Senhor meu Deus, por me permitir o dom da vida, por nunca me abandonar ou desistir de mim, e por me levantar nos momentos mais difíceis, me mostrando a sua constante presença e conforto.

Minha eterna gratidão ao meu pais, Maria José Silva e João Antônio Gama, pelo constate apoio, por fazerem do meu sonho, o sonho deles, deixando por muitos momentos as suas próprias vidas de lado, para prevalecer a minha, fato que me motiva a cada dia, a conseguir algo melhor não somente para mim, mas para quem fez e faz tanto por mim.

Agradeço à minha noiva Aline Incerti, pela prontidão, compreensão e pelo ombro amigo nos dias difíceis.

Agradeço à minha família, em especial a meus irmãos Paulo Henrique e Bruno, pelo apoio e incentivo, a todos os meus amigos, pela força e cooperação.

Meus sinceros agradecimentos a todos os professores do Centro Universitário do Sul de Minas, pelo empenho e determinação, por me tornarem melhor a cada dia, e a todos que de alguma forma contribuíram ou contribuem para minha formação profissional.

Todo progresso acontece longe da zona de conforto. (Michael John Bobak).

## RESUMO

Estruturas de concreto apresentam alta resistência mecânica e excelente aplicabilidade na construção civil; porém ao contrário do que seu aspecto transparece, não são perenes ou eternas. Diversos fatores podem deteriorar este tipo de estrutura, tornando-a vulnerável e suscetível a riscos e possíveis falhas; além do mais, outros aspectos como a mudança de utilização por exemplo, podem tornar necessário o estudo, conhecimento e aplicação de técnicas voltadas à reabilitação ou reforço estrutural, visando a devolução, manutenção ou alteração dos parâmetros de resistência das estruturas. Ao longo do trabalho, por meio de uma revisão bibliográfica, estudou-se os possíveis fatores responsáveis pela deterioração das estruturas; os métodos e técnicas de avaliação, abordando as técnicas de avaliação por meio de ensaios destrutíveis e não destrutíveis, além de apresentar as técnicas e as principais características dos materiais utilizados nos processos de reabilitação, destacando as principais etapas dos processos. Abordou-se também os principais métodos utilizados para o reforço deste tipo de estrutura, apontando as vantagens e desvantagens de cada um, caracterizando e descrevendo os mais utilizados, enfatizando o reforço por meio de perfis metálicos, chapas de aço coladas, encamisamento de seções e reforço por meio de polímeros reforçados com fibras.

O estudo de caso, propôs a adequação e transformação de uma edificação térrea, em uma edificação de 2 pavimentos. Por meio das análises e verificações realizadas, constatou-se que 3 elementos estruturais existentes (lajes), não permitiriam o processo de ampliação somente com as suas características iniciais, tornando necessário o reforço estrutural dos mesmos. Com base nos estudos realizados, optou-se por realizar o reforço por meio do encamisamento ou aumento da seção transversal dos elementos, o reforço foi dimensionado e considerando a nova geometria e característica da seção, todas as verificações foram cumpridas. Além do mais, devido à ausência de elementos estruturais essenciais, para possibilitar o projeto de ampliação, constatou-se a necessidade de outro tipo de reforço estrutural: o reforço por meio da introdução de novos elementos estruturais. Optou-se pelo reforço com elementos de concreto armado, o trabalho apresentou o dimensionamento completo destes elementos, desde o lançamento e verificações normativas até o detalhamento. Por fim, realizou-se o quantitativo de materiais estruturais necessários à execução do projeto de ampliação.

**Palavras-chave:** Reabilitação, Reforço, Estruturas, Concreto.

## ABSTRACT

*Concrete structures have high mechanical strength and excellent applicability in civil construction; but contrary to what their appearance appears, they are not perennial or eternal. Several factors can deteriorate this type of structure, making it vulnerable and susceptible to risks and possible failures; in addition, other aspects such as change of use for example, may make necessary the study, knowledge and application of techniques aimed at rehabilitation or structural reinforcement, aiming at the return, maintenance or alteration of the resistance parameters of the structures. Throughout the work, through a bibliographical review, the possible factors responsible for the deterioration of the structures were studied; methods and techniques of evaluation, addressing the evaluation techniques through destructible and non-destructible tests, as well as presenting the techniques and main characteristics of the materials used in the rehabilitation processes, highlighting the main stages of the processes. The main methods used to reinforce this type of structure were also discussed, pointing out the advantages and disadvantages of each one, characterizing and describing the most used, emphasizing the reinforcement by means of metallic profiles, glued steel sheets, section cladding and reinforcement by means of fiber reinforced polymers.*

*The case study proposed the adaptation and transformation of a single-storey building in a 2-storey building. By means of the analyzes and verifications carried out, it was verified that 3 existing structural elements (slabs), would not allow the process of expansion only with its initial characteristics, making necessary the structural reinforcement of the same ones. Based on the studies carried out, the reinforcement was chosen by means of the casing or increase of the cross section of the elements, the reinforcement was dimensioned and considering the new geometry and characteristic of the section, all the checks were accomplished. Moreover, due to the lack of essential structural elements, the need for another type of structural reinforcement was reinforced by the introduction of new structural elements to enable the expansion project. The reinforcement was reinforced with elements of reinforced concrete, the work presented the complete dimensioning of these elements, from the launching and normative verifications until the detailing. Finally, the quantitative of the structural materials necessary for the execution of the expansion project was carried out.*

**Keywords:** *Rehabilitation, Reinforcement, Structures, Concrete.*

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>21</b>
<b>2 JUSTIFICATIVA .....</b>	<b>21</b>
<b>3 OBJETIVOS .....</b>	<b>21</b>
<b>3.1 Objetivo geral.....</b>	<b>21</b>
<b>3.2 Objetivos específicos.....</b>	<b>22</b>
<b>4 ESTRUTURAS DE CONCRETO.....</b>	<b>23</b>
<b>4.1 Estruturas de concreto armado.....</b>	<b>23</b>
<b>4.2 Estruturas de concreto protendido .....</b>	<b>23</b>
<b>5 ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO .....</b>	<b>24</b>
<b>5.1 Ensaios não destrutíveis (END) .....</b>	<b>24</b>
5.1.1 Ultrassonografia .....	25
5.1.2 Radar.....	25
5.1.3 Avaliação da dureza superficial do concreto (ensaio esclerométrico) .....	25
<b>5.2 Ensaios destrutivos (ED) .....</b>	<b>26</b>
5.2.1 Ensaio de tração.....	26
5.2.2 Ensaio de compressão.....	27
5.2.3 Ensaio de torção.....	27
5.2.4 Ensaio de cisalhamento .....	28
5.2.5 Ensaio de flexão.....	28
<b>6 DETERIORAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO .....</b>	<b>28</b>
<b>6.1 Deterioração por patologias.....</b>	<b>29</b>
<b>6.2 Patologias – Fatores de deterioração .....</b>	<b>32</b>
6.2.1 Ciclos de gelo .....	32
6.2.2 Tensões térmicas.....	32
6.2.3 Deterioração por retração e fluência.....	33
6.2.4 Desgaste por abrasão, erosão e cavitação .....	34

6.2.5 Deterioração química.....	34
6.2.6 Deterioração biológica.....	37
6.2.7 Deterioração eletroquímica.....	37
<b>7 RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO .....</b>	<b>38</b>
<b>7.1 Enquadramento .....</b>	<b>38</b>
<b>7.2 Recuperação - Reparos .....</b>	<b>38</b>
<b>7.3 Recuperação – Propriedades dos materiais .....</b>	<b>39</b>
<b>7.4 Recuperação - Etapas.....</b>	<b>40</b>
7.4.1 Identificação e delimitação de retirada da área a ser reparada .....	40
7.4.2 Corte e apicoamento .....	40
7.4.3 Limpeza da superfície e remoção de resíduos .....	42
7.4.4 Tratamento anticorrosivo das armaduras.....	44
7.4.5 Reparos - Materiais de recomposição.....	45
<b>8 REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO .....</b>	<b>48</b>
<b>8.1 Enquadramento .....</b>	<b>48</b>
<b>8.2 Dificuldades.....</b>	<b>49</b>
<b>8.3 Avaliação da situação .....</b>	<b>50</b>
<b>8.4 Tipos de intervenção.....</b>	<b>50</b>
<b>8.5 Métodos e técnicas .....</b>	<b>51</b>
8.5.1 Reforço por encamisamento de seções .....	51
8.5.2 Reforço com perfis metálicos .....	55
8.5.3 Reforço com chapas de aço coladas .....	55
8.5.4 Reforço com fibras .....	57
<b>8.6 Fissuras e trincas .....</b>	<b>60</b>
8.6.1 Fissuras e trincas – Métodos e técnicas .....	62
<b>9 REFORÇO ESTRUTURAL – PROJETO DE REFORMA E AMPLIAÇÃO RESIDENCIAL .....</b>	<b>66</b>

<b>10 ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>66</b>
<b>11 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS EXISTENTES.....</b>	<b>69</b>
<b>11.1 Extração de testemunhos da estrutura .....</b>	<b>69</b>
11.1.1 Equipamento de extração.....	69
<b>11.2 Amostragem .....</b>	<b>70</b>
11.2.1 Dimensão dos testemunhos .....	71
11.2.2 Integridade dos testemunhos .....	72
11.2.3 Corte dos testemunhos.....	72
11.2.4 Montagem de testemunhos em casos em que h/d é menor que 1 .....	73
<b>11.3 Determinação da resistência à compressão .....</b>	<b>75</b>
<b>12 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS LAJES EXISTENTES..</b>	<b>77</b>
<b>12.1 Caracterização das lajes existentes .....</b>	<b>77</b>
<b>12.2 Determinação do peso próprio da estrutura .....</b>	<b>80</b>
<b>12.3 Determinação do esforço máximo admissível .....</b>	<b>81</b>
<b>13 Verificação do ELU e ELS da estrutura.....</b>	<b>85</b>
<b>13.1 Verificação do ELU da estrutura – Considerando a utilização atual.....</b>	<b>85</b>
<b>13.2 Verificação do ELS da estrutura – Considerando a utilização atual .....</b>	<b>87</b>
<b>13.3 Verificação do ELU da estrutura – Considerando a utilização após a ampliação ...</b>	<b>95</b>
<b>13.4 Verificação do ELS da estrutura – Considerando a utilização após a ampliação....</b>	<b>95</b>
<b>13.5 Análise das verificações.....</b>	<b>97</b>
<b>14 REFORÇO ESTRUTURAL.....</b>	<b>97</b>
<b>14.1 Escolha do tipo de reforço .....</b>	<b>97</b>
<b>14.2 Caracterização das lajes após o reforço estrutural .....</b>	<b>97</b>
14.2.1 Determinação do novo peso próprio da estrutura.....	98
14.2.2 Determinação do máximo esforço admissível.....	98
<b>14.3 Verificação do ELU da estrutura .....</b>	<b>99</b>

<b>14.4 Verificação do ELS da estrutura.....</b>	<b>100</b>
<b>14.5 Análise .....</b>	<b>103</b>
<b>15 PROJETO DE AMPLIAÇÃO.....</b>	<b>104</b>
<b>15.1 Disciplina – Arquitetônico .....</b>	<b>104</b>
<b>15.2 Disciplina – Estrutural .....</b>	<b>110</b>
<b>16 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL .....</b>	<b>114</b>
<b>16.1 Dimensionamento da escada.....</b>	<b>114</b>
16.1.1 Vão principal 1 .....	115
16.1.2 Vão principal 2 .....	118
<b>16.2 Dimensionamento das lajes.....</b>	<b>120</b>
16.2.1 Característica das lajes.....	120
16.2.2 1º pavimento (nível 300) .....	121
16.2.3 Pavimento forro (nível 600) .....	125
16.2.4 Reservatório (nível 750) .....	129
16.2.5 Dimensionamento da laje maciça (marquise) pavimento forro.....	131
<b>16.3 Dimensionamento das vigas.....</b>	<b>133</b>
16.3.1 Pavimento térreo.....	133
16.3.2 1º pavimento .....	141
16.3.3 Pavimento forro .....	145
16.3.4 Reservatório.....	148
<b>16.4 Dimensionamento dos pilares .....</b>	<b>150</b>
16.4.1 Determinação da força normal e momentos fletores.....	150
16.4.2 Determinação do coeficiente adicional ( $\gamma_n$ ).....	151
16.4.3 Determinação do comprimento de flambagem ( $l_e$ ) .....	151
16.4.4 Determinação da esbeltez .....	152
16.4.5 Imperfeições globais.....	152
16.4.6 Determinação do momento acidental, momento mínimo e $M_{1dA}$ .....	153

16.4.7 Determinação do $\lambda_1$ .....	154
16.4.8 Determinação do $M_{d,tot}$ .....	154
16.4.9 Dimensionamento por meio de ábacos .....	154
<b>16.5 Dimensionamento da fundação (direta) .....</b>	<b>157</b>
16.5.1 Investigação geotécnica .....	157
16.5.2 Dimensionamento .....	160
<b>17 QUANTITATIVO DE MATERIAL ESTRUTURAL .....</b>	<b>169</b>
<b>17.1 Fundação .....</b>	<b>169</b>
<b>17.2 Pavimento térreo.....</b>	<b>169</b>
<b>17.3 1° pavimento.....</b>	<b>170</b>
<b>17.4 Pavimento forro .....</b>	<b>170</b>
<b>17.5 Pavimento reservatório .....</b>	<b>171</b>
<b>18 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>171</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>172</b>
<b>APÊNDICE 1 – Esquema estático pórtico 1 .....</b>	<b>175</b>
<b>APÊNDICE 2 – Esquema estático pórtico 2 .....</b>	<b>176</b>
<b>APÊNDICE 3 – Esquema estático pórtico 3 .....</b>	<b>177</b>
<b>APÊNDICE 4 – Esquema estático pórtico 4 .....</b>	<b>178</b>
<b>APÊNDICE 5 – Esquema estático pórtico 5 .....</b>	<b>179</b>
<b>APÊNDICE 6 – Esquema estático pórtico 6 .....</b>	<b>180</b>
<b>APÊNDICE 7 – Esquema estático pórtico 7 .....</b>	<b>181</b>
<b>APÊNDICE 8 – Esquema estático pórtico 8 .....</b>	<b>182</b>
<b>APÊNDICE 9 – Esquema estático pórticos 9 e 10.....</b>	<b>183</b>
<b>APÊNDICE 10 – Esquema estático pórtico 11 .....</b>	<b>184</b>
<b>APÊNDICE 11 – Esquema estático pórtico 12 .....</b>	<b>185</b>
<b>APÊNDICE 12 – Esquema estático pórtico 13 .....</b>	<b>186</b>
<b>APÊNDICE 13 – Esquema estático pórtico 14 .....</b>	<b>187</b>

<b>APÊNDICE 14 – Dimensionamento pilar P2.....</b>	<b>188</b>
<b>APÊNDICE 15 – Dimensionamento pilar P3.....</b>	<b>189</b>
<b>APÊNDICE 16 – Dimensionamento pilar P4.....</b>	<b>190</b>
<b>APÊNDICE 17 – Dimensionamento pilar P5.....</b>	<b>191</b>
<b>APÊNDICE 18 – Dimensionamento pilar P6.....</b>	<b>192</b>
<b>APÊNDICE 19 – Dimensionamento pilar P7.....</b>	<b>193</b>
<b>APÊNDICE 20 – Dimensionamento pilar P8.....</b>	<b>194</b>
<b>APÊNDICE 21 – Dimensionamento pilar P9.....</b>	<b>195</b>
<b>APÊNDICE 22 – Dimensionamento pilar P10.....</b>	<b>196</b>
<b>APÊNDICE 23 – Dimensionamento pilar P11.....</b>	<b>197</b>
<b>APÊNDICE 24 – Dimensionamento pilar P12.....</b>	<b>198</b>
<b>APÊNDICE 25 – Dimensionamento pilar P13.....</b>	<b>199</b>
<b>APÊNDICE 26 – Dimensionamento pilar P14.....</b>	<b>200</b>
<b>APÊNDICE 27 – Dimensionamento pilar P15.....</b>	<b>201</b>
<b>APÊNDICE 28 – Dimensionamento pilar P16.....</b>	<b>202</b>
<b>APÊNDICE 29 – Armação das lajes .....</b>	<b>203</b>
<b>APÊNDICE 30 – Detalhamento vigas baldrame .....</b>	<b>206</b>
<b>APÊNDICE 31 – Detalhamento vigas 1º pavimento .....</b>	<b>208</b>
<b>APÊNDICE 32 – Detalhamento vigas forro e reservatório .....</b>	<b>211</b>
<b>APÊNDICE 33 – Detalhamento dos pilares .....</b>	<b>214</b>
<b>APÊNDICE 34 – Detalhamento da fundação .....</b>	<b>217</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama de tensão x deformação (tração) .....	27
Figura 2 - Diagrama tensão x deformação (compressão) .....	27
Figura 3 - Propriedades avaliativas ensaio de torção .....	28
Figura 4 - Incidências e origens de manifestações patológicas .....	30
Figura 5 - Falha de concretagem .....	31
Figura 6 - Pilar em desaprumo. ....	31
Figura 7 – Delimitação de área adequada.....	40
Figura 8 – Delimitação de área inadequada.....	40
Figura 9 - Apicoamento mecanizado.....	41
Figura 10 – Apicoamento manual .....	41
Figura 11 – Corte do concreto .....	42
Figura 12 - Proteção das armaduras .....	44
Figura 13 - Reparo com concreto convencional.....	45
Figura 14 - Projeção de concreto.....	46
Figura 15 - Aplicação de graute .....	46
Figura 16 – Reforço por encamisamento de seção em pilares .....	52
Figura 17 - Escoramento da estrutura para reforço .....	53
Figura 18 - Preparação da superfície a ser reforçado .....	53
Figura 19 - Armadura adicional.....	54
Figura 20 - Concretagem de pilar reforçado.....	54
Figura 21 - Cura do concreto por meio de aspersão de água.....	54
Figura 22 - Reforço com perfis metálicos .....	55
Figura 23 – Reforço por meio de chapas coladas.....	57
Figura 24 - Reforço de vigas por chapas coladas (flexão) .....	57
Figura 25 - Reforço de vigas por chapas coladas (cisalhamento) .....	57
Figura 26- reforço de vigas à compressão e cisalhamento FRP (laminados).....	59
Figura 27 - Aplicação de FRP's .....	60
Figura 28 – Processo de injeção de fissuras .....	63
Figura 29 - Selagem de fendas com abertura entre 10 e 30 mm .....	64
Figura 30 - Selagem de fissura .....	65
Figura 31 - Grampeamento de fissuras.....	65
Figura 32 - Edificação .....	67

Figura 33 – Edificação.....	67
Figura 34 - Perfuratriz .....	70
Figura 35 - Retirada dos testemunhos .....	71
Figura 36 - Testemunho.....	71
Figura 37 - Corte dos testemunhos .....	73
Figura 38 - Esquema de montagem nº1 de corpos de prova (dimensões em milímetros).....	73
Figura 39 - Esquema de montagem nº2 de corpos de prova (dimensões em milímetros).....	74
Figura 40 - Montagem do testemunho.....	74
Figura 41 - Carga.....	75
Figura 42 - Forma 1º pavimento projeto de ampliação, nível 300, escala 1:75 (cotas em metros).....	78
Figura 43 - Elemento de enchimento (cotas em centímetros) .....	79
Figura 44 - Trilho (cotas em centímetros) .....	79
Figura 45 - Seção transversal real (cotas em centímetros) .....	79
Figura 46 - Seção transversal adotada (cotas em centímetros).....	80
Figura 47 - Forças atuantes.....	83
Figura 48 - Limites estado limite último .....	84
Figura 49 - Seção T (cotas em centímetros) .....	89
Figura 50 - Seção atual das lajes (cotas em centímetros).....	98
Figura 51 - Seção transversal após o reforço (cotas em centímetros) .....	98
Figura 52 - Seção T (sem escala) .....	101
Figura 53 - Layout existente - nível 0, escala 1:75 (cotas em metros).....	104
Figura 54 - Ampliação pavimento térreo, nível 0, escala 1:75 (cotas em metros) .....	105
Figura 55 - Projeção da edificação existente, nível 0, escala 1:75 (cotas em metros) .....	106
Figura 56 - Projeto de ampliação do 1º pavimento, nível 300, escala 1:75 (cotas em metros) .....	107
Figura 57 - Projeto de ampliação - Reservatório, nível 750, escala 1:75 (cotas em metros) .	108
Figura 58 - Perspectiva 3D (sem escala) .....	109
Figura 59 - Planta de forma pavimento térreo, nível 0, escala 1:75 (cotas em metros) .....	110
Figura 60 - Planta de forma 1º pavimento, nível 300, escala 1:75 (cotas em metros).....	111
Figura 61 - Planta de forma do forro, nível 600, escala 1:75 (cotas em metros).....	112
Figura 62 - Planta de forma do reservatório, nível 750, escala 1:50 (cotas em metros) .....	113
Figura 63 - Estrutural 3D.....	113
Figura 64 - Layout da escada (sem escala).....	114

Figura 65 - Vãos da escada (sem escala).....	115
Figura 66 - Esquema estático vão principal 1, sem escala (cotas em metros).....	117
Figura 67 - Diagrama de momento fletor vão principal 1, sem escala (kN.m/m).....	117
Figura 68 - Esquema estático vão principal 2, sem escala (cotas em metros).....	119
Figura 69 - Diagrama de momento fletor vão principal 2 (kN.m/m) .....	119
Figura 70 - Seção T (cotas em centímetros).....	121
Figura 71 - Especificações técnicas treliça.....	123
Figura 72 - Comprimento armadura de borda .....	124
Figura 73 - Laje maciça pavimento forro .....	131
Figura 74 - Diagrama de momento fletor viga VB1 (kN.m).....	136
Figura 75 - Diagrama de esforço cortante viga VB1 (kN) .....	138
Figura 76 - Deslocamento viga VB1 .....	140
Figura 77 - Esforços em torno do eixo y dos pilares 1 e 2 (kN.m).....	151
Figura 78 - Comprimento de flambagem ( $l_e$ ).....	152
Figura 79 - Desaprumo vertical .....	153
Figura 80 - Dimensionamento por meio de ábacos .....	156
Figura 81 - Numeração dos trechos dos pilares.....	156
Figura 82 - Equipamento utilizado para extração das amostras .....	158
Figura 83 - Furo a 2 metros de profundidade .....	159
Figura 84 - Amostras do solo .....	159
Figura 85 - Sapata isolada, dimensões em planta.....	161
Figura 86 - Dimensões da sapata.....	163
Figura 87 - Seções para o cálculo das armaduras longitudinais de flexão .....	164
Figura 88 -Tensões direção x.....	165

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Limite de fissuração em função da classe de agressividade ambiental .....	61
Tabela 2 - Valores de K1 .....	76
Tabela 3 - Valores de k2.....	76
Tabela 4 - Combinações últimas .....	86
Tabela 5 - Verificação do ELU - Considerando a utilização atual.....	87
Tabela 6 - Combinações de serviço .....	88
Tabela 7 - Coeficientes de ponderação das ações variáveis .....	88
Tabela 8 - Inércia média .....	93
Tabela 9 - Limite dos deslocamentos .....	94
Tabela 10 - Verificação da flecha.....	95
Tabela 11 - Verificação do ELU - Considerando a utilização após a ampliação .....	95
Tabela 12 - Inércia média após a ampliação.....	96
Tabela 13 - Flecha após a ampliação .....	97
Tabela 14 - Verificação do ELU.....	100
Tabela 15 - Inércia média .....	102
Tabela 16 - Verificação da flecha.....	103
Tabela 17 - Momento solicitante de cálculo lajes 1º pavimento.....	122
Tabela 18 - Área de aço lajes 1º pavimento .....	122
Tabela 19 - Armadura das lajes 1º pavimento.....	123
Tabela 20 - Inércia lajes do 1º pavimento .....	123
Tabela 21 - Deslocamentos lajes 1º pavimento.....	124
Tabela 22 - Armadura de borda lajes 1º pavimento .....	124
Tabela 23 - Armadura de continuidade lajes 1º pavimento .....	125
Tabela 24 - Armadura de distribuição lajes 1º pavimento .....	125
Tabela 25 - Momento solicitante de cálculo lajes do pavimento forro .....	126
Tabela 26 - Área de aço lajes pavimento forro.....	126
Tabela 27 - Armadura das lajes pavimento forro .....	126
Tabela 28 - Inércia lajes do pavimento forro.....	127
Tabela 29 - Deslocamento lajes do pavimento forro .....	127
Tabela 30 - Armadura de borda lajes forro.....	128
Tabela 31 - Armadura de continuidade lajes forro .....	128
Tabela 32 - Armadura de distribuição lajes forro.....	129

Tabela 33 - Momento solicitante de cálculo reservatório.....	130
Tabela 34 - Área de aço lajes pavimento reservatório.....	130
Tabela 35 - Armadura da laje do reservatório .....	130
Tabela 36 - Inércia da laje do reservatório .....	130
Tabela 37 - Deslocamento da laje do reservatório .....	130
Tabela 38 - Armadura de borda laje reservatório .....	131
Tabela 39 - Armadura de distribuição laje reservatório .....	131
Tabela 40 - Carregamento laje maciça pavimento forro .....	132
Tabela 41 - Coeficiente $\gamma_n$ para majoração do esforço solicitante de cálculo de lajes em balanço.....	132
Tabela 42 - Armadura positiva laje maciça .....	133
Tabela 43 - Armadura negativa laje maciça .....	133
Tabela 44 - Peso próprio e peso de alvenaria vigas térreo .....	135
Tabela 45 - Armadura vigas pavimento térreo .....	137
Tabela 46 - Armadura transversal térreo .....	139
Tabela 47 - Deslocamentos vigas pavimento térreo.....	141
Tabela 48 - Ação das lajes sobre as vigas 1º pavimento.....	142
Tabela 49 - Peso próprio e peso de alvenaria vigas 1º pavimento .....	142
Tabela 50 - Armadura longitudinal vigas 1º pavimento (continua).....	143
Tabela 51 - Armadura transversal vigas 1º pavimento .....	144
Tabela 52 - Deslocamentos vigas 1º pavimento.....	145
Tabela 53 - Ação das lajes sobre as vigas do pavimento forro.....	145
Tabela 54 - Peso próprio e peso de alvenaria vigas forro.....	146
Tabela 55 - Armadura longitudinal vigas forro (continua).....	146
Tabela 56 - Armadura transversal vigas forro .....	147
Tabela 57 - Deslocamentos vigas forro .....	148
Tabela 58 - Ação da laje nas vigas pavimento reservatório .....	148
Tabela 59 - Peso próprio e peso de alvenaria vigas reservatório .....	149
Tabela 60 - Armadura longitudinal vigas reservatório.....	149
Tabela 61 - Armadura transversal vigas reservatório .....	149
Tabela 62 - Deslocamentos vigas reservatório .....	150
Tabela 63 – Coeficiente $\gamma_n$ .....	151
Tabela 64 - Dimensionamento do pilar P1 .....	157
Tabela 65 - Pressões básicas.....	160

Tabela 66 - Tabela de ancoragem em função do diâmetro.....	163
Tabela 67 - Dimensionamento das sapatas (continua) .....	167
Tabela 68 - Quantitativo de material estrutural fundação .....	169
Tabela 69 - Quantitativo de material estrutural pavimento térreo.....	169
Tabela 70 - Quantitativo de material estrutural 1° pavimento .....	170
Tabela 71 - Quantitativo de material estrutural pavimento forro .....	170
Tabela 72 - Quantitativo de material estrutural pavimento reservatório.....	171

## **1 INTRODUÇÃO**

Estruturas de concreto não são perenes, e existem duas grandes vertentes relacionadas à sua deterioração, a primeira diz respeito à deterioração natural das estruturas pelo processo natural de envelhecimento, por outro lado, há uma segunda vertente quanto à sua deterioração, a deterioração prematura. Esta segunda, diz respeito à deterioração precoce, relacionada a erros de projeto, má execução e falta de manutenção, tais fatores levam a estrutura a atingir um tempo de vida útil menor em relação ao que foi projetada.

Uma vez deteriorada, seja por meio de processo natural ou prematuro, a estrutura necessita de intervenção, logo, se faz necessário a aplicação de métodos e matérias destinados à sua reabilitação, possibilitando a devolução das características iniciais de projeto ou aumento de sua capacidade de resistência, promovendo a segurança prevista à estrutura. Além do mais, a mudança nos hábitos e costumes da população, a procura por espaços cada vez mais “aproveitados” e utilizados, podem exigir que estruturas projetadas para determinado fim, sejam repensadas e preparadas para receber novas sobrecargas e diferentes utilizações, exigindo técnicas e métodos para garantia de sua perfeita funcionalidade e segurança.

## **2 JUSTIFICATIVA**

A deterioração de estruturas de concreto é inevitável, seja por processo natural de envelhecimento da estrutura, falta de manutenção ou ainda por acidentes e contratempos. Conhecendo-se os riscos e possíveis danos causados por estruturas deterioradas, faz-se necessário o estudo, conhecimento e aplicação de métodos e técnicas para a atenuação e/ou exclusão de riscos e possíveis problemas. Além do mais, as mudanças dos costumes e hábitos da população tornam por vezes necessária a adequação das estruturas à sua utilização, exigindo dos profissionais da construção civil o conhecimento e aplicação de métodos e técnicas de reforço para conformação destas estruturas.

## **3 OBJETIVOS**

### **3.1 Objetivo geral**

Apresentar por meio de uma revisão bibliográfica, as principais técnicas de avaliação de estruturas de concreto, demonstrar as causas e processos de deterioração, descrever os

métodos, técnicas e materiais utilizados para o reforço estrutural e reabilitação deste tipo de estrutura e possibilitar a adequação e transformação da edificação térrea proposta no estudo de caso em uma edificação de 2 pavimentos, realizando as verificações necessárias, e o dimensionamento dos reforços estruturais necessários.

### **3.2 Objetivos específicos**

- Apresentar os principais métodos de avaliação de estruturas de concreto: avaliação por meio de ensaios destrutivos e não destrutivos.
- Descrever as causas e características dos principais tipos de degradação: degradação natural, física, química, eletromagnética e biológica.
- Analisar os principais métodos, técnicas e materiais relacionados ao reforço de estruturas de concreto.
- Descrever os processos e etapas da reabilitação de estruturas de concreto, além de apresentar os materiais utilizados em cada técnica e suas características.
- Realizar a verificação dos elementos estruturais da edificação proposta no estudo de caso.
- Verificar a necessidade de reforço dos elementos estruturais existentes e se necessário, dimensionar o reforço.
- Verificar a necessidade de outros tipos de reforços estruturais e se necessário, dimensioná-los.

## **4 ESTRUTURAS DE CONCRETO**

O concreto é um material composto a partir da mistura de cimento, agregados miúdos, agregados graúdos e água, dosados com base em referências e conceitos, eventualmente acrescentados de aditivos que transformam ou modificam suas características. O cimento que é o principal composto do concreto, por sua vez, é formado a partir da mistura do *clínquer*, gesso e adições.

Desde os primórdios o homem sempre necessitou de local para habitar e se proteger, e desde então se empenha em desenvolver sistemas, métodos e materiais que o proporcione segurança e proteção. O primeiro conceito de concreto surgiu no império romano 300 anos antes de Cristo. Alguns séculos depois, o império romano foi marcado por uma grande evolução construtiva, o fato que exemplifica o domínio construtivo romano é a construção do *Pantheon*, datada entre 118 e 128 depois de Cristo.

### **4.1 Estruturas de concreto armado**

Segundo Oliveira (2016), a primeira associação da pedra ao ferro apareceu em 1770, na construção da igreja de Santa Genoveva na França. Surgiu então os primeiros conceitos de esforços de tração e compressão, o que daria origem no futuro ao concreto armado.

Na década de 1850, Joseph Louis Lambot realizou combinações experimentais de cimento aliado ao ferro, para diversos historiadores Lambot é considerado o pai do concreto armado. Um pouco mais tarde, em 1875 Joseph Monier executou a primeira ponte de concreto armado do mundo, na França. Monier executou diversos experimentos com concreto aliado ao ferro e patenteou o método de construção de vigas de concreto armado.

Desde então, o concreto armado começou a ser aperfeiçoado e utilizado em diversas construções. No Brasil, a era de ouro da engenharia civil ocorreu na década de 1970, período de intenso desenvolvimento econômico. Milhares de obras residenciais além de obras de grande porte como hidrelétricas, pontes e usinas nucleares foram executadas.

### **4.2 Estruturas de concreto protendido**

A ABNT NBR 6118 (2014) define elementos de concreto protendido “aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão, com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os

deslocamentos da estrutura.” Portanto, protensão consiste na aplicação de um estado prévio de tensões em alguma estrutura. Podemos citar o exemplo de uma pessoa que carrega livros dispostos horizontalmente, para que os livros não caiam e possam ser suportados, é necessário a aplicação de uma força horizontal de compressão, de forma com que o esforço supere o peso próprio dos livros, possibilitando o transporte.

A aplicação da força normal em um elemento estrutural tem a intensão de criar tensões no sentido contrário às tensões que possam ser aplicadas na peça e que tendem a desestabilizá-la ou prejudicar sua utilização.

O primeiro conceito de protensão surgiu em 1889, por P. H. Jackson. No final do século XIX várias formas de protensão falharam devido ao processo de retração e fluência do concreto, até então desconhecidos. A partir de então vários estudiosos como Morsch, Koenem e K. Wettstein se dedicaram ao tema, porém o primeiro ensaio consistente sobre concreto protendido foi apresentado em 1928 pelo francês Eugene Freyssinet. Através do estudo da retração e fluência do concreto, Freyssinet constatou que somente era possível garantir um efeito duradouro de protensão por meio de elevadas tensões no aço, o francês foi uma das figuras de mais destaques no tema e patenteou diversos métodos construtivos, tipos de aço e equipamentos.

## **5 ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO**

A degradação das estruturas é inevitável, seja por meio de envelhecimento natural ou por meio de outros fatores, portanto, visando a confiabilidade, funcionalidade e segurança das estruturas, é necessário dispor de técnicas, métodos de análise e avaliação das mesmas, assegurando seu bom desempenho e durabilidade.

### **5.1 Ensaio não destrutivos (END)**

As propriedades mais utilizadas para avaliação da qualidade das estruturas de concreto são: resistência a tração e resistência a compressão. A utilização de métodos não destrutivos viabiliza a inspeção da estrutura de forma econômica e eficaz, devido ao seu processo predominantemente não invasivo, são importantes ferramentas de controle de qualidade de estruturas, sendo amplamente utilizados na construção civil.

A resistência da estrutura está diretamente ligada à densidade do material, neste sentido, é possível realizar ensaios por meio de ultrassonografias, radares e esclerometria para estimar de diferentes formas a resistência da estrutura. Estes tipos de métodos são muito

atraentes devido a preservação da estrutura, analisando a estrutura sem a retirada de amostras dos materiais, evitando assim, danos e a necessidade de reparos que por muitas vezes são caros e difíceis.

### 5.1.1 Ultrassonografia

Também conhecido por ensaio de VPU (velocidade de propagação de pulso ultrassônico), este ensaio consiste na projeção de uma onda de som em um material, realizando a medição de velocidade de propagação da mesma. A velocidade da propagação da onda depende das características do material, porosidade, presença de vazios ou de água, sistemas de poros dentre outros fatores.

Através deste método é possível avaliar a compacidade da estrutura, que por sua vez pode ser correlacionada com as mudanças de propriedades dos materiais. De acordo com a ASTM E 114-95 este método pode ser utilizado para percepção de defeitos, determinação de espessuras e caracterização dos materiais constituintes.

Presença de vazios causam o retardo na velocidade das ondas devido à sua baixa velocidade no ar, portanto, a interpretação deste método é baseada no tempo de propagação dos pulsos ultra-sônicos que por sua vez podem ser correlacionados com a densidade do material.

### 5.1.2 Radar

Esta técnica é eficiente para determinação de descontinuidades em lajes. Consegue identificar a real profundidade dos vazios existentes no concreto, ocasionados geralmente pelo lançamento e adensamento do material. Grande parte da aplicação do radar na engenharia civil visa a determinação geométrica do trecho sob análise.

Existem pesquisas e experimentos afim de relacionar os resultados obtidos por meio de radares com certas condições inerentes ao concreto, visando utilizar a técnica para prever e estimar riscos de patologias.

### 5.1.3 Avaliação da dureza superficial do concreto (ensaio esclerométrico)

De acordo com a ABNT NBR 7584/2012, o ensaio esclerométrico é “... um método não destrutivo que mede a dureza superficial do concreto fornecendo elementos para a avaliação da qualidade do concreto endurecido.”

É um dos métodos mais antigos de END, é baseado no princípio de reflexão, avaliando o grau de recuo de uma massa projetada através de uma mola padrão contra a superfície do concreto e o tomando como base de indicativo de resistência da camada de concreto superficial analisada. Este processo pode sofrer interferências devido a sua pontualidade e baixa energia, a presença de um grande agregado logo abaixo do ponto de análise por exemplo, pode ocasionar em variações de resultados. É um ensaio classificado em ensaio de dureza e considera a análise de que o rebote de uma massa elástica varia de acordo com a rigidez da superfície a qual foi projetada e impactada, relacionando a energia absorvida pelo concreto como parâmetro de resistência. As propriedades do concreto podem ser determinadas tanto por meio de correlações entre a esclerometria e as propriedades do concreto tanto por meio da análise de tabelas e curvas cedidas pelo fabricante do aparelho.

## **5.2 Ensaio destrutivo (ED)**

São ensaios que provocam algum tipo de sinal na estrutura em estudo. Os ensaios destrutivos mais comuns são:

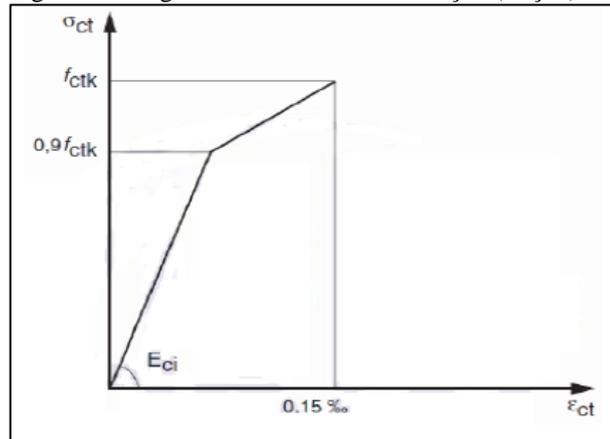
### **5.2.1 Ensaio de tração**

Este ensaio possibilita a observação comportamental do concreto, apontando seus limites de deformação e ruptura. Por meio do diagrama tensão x deformação analisa-se as deformações em relação às forças aplicadas.

Por meio de um ensaio de tração é possível analisar diversas propriedades avaliativas dentre elas:

- a) limite elástico: tensão na qual o material deixa de se comportar de forma elástica;
- b) limite de proporcionalidade: tensões aplicadas diretamente proporcionais às deformações;
- c) deformação elástica: deformação não permanente, material retorna à forma original após o descarregamento;
- d) deformação plástica: deformação permanente, após o descarregamento a estrutura não retorna à sua forma original;
- e) estrição: redução da área da seção transversal onde está localizada a ruptura. Quanto mais dúctil o material, maior será a estrição;
- f) alongamento: aumento do comprimento com diminuição da área da seção transversal.

Figura 1 - Diagrama de tensão x deformação (tração)



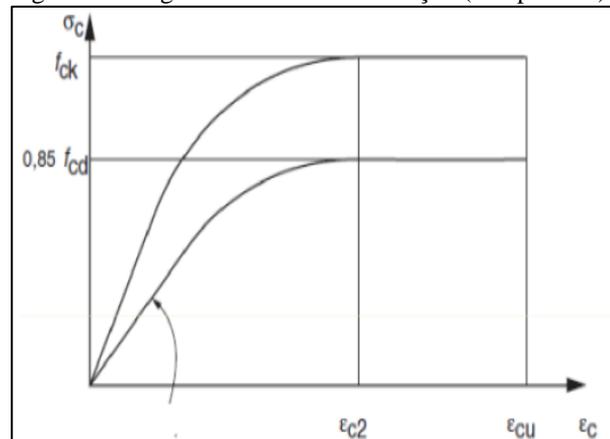
Fonte: ABNT NBR 6118, (2014).

### 5.2.2 Ensaio de compressão

Consiste em distribuir uniformemente uma força axial em uma seção transversal, este tipo de ensaio é regido pela NBR ABNT 5739:1994.

São realizados por meio do mesmo sistema de verificação de resistências à tração, adaptando as placas lisas, móveis

Figura 2 - Diagrama tensão x deformação (compressão)



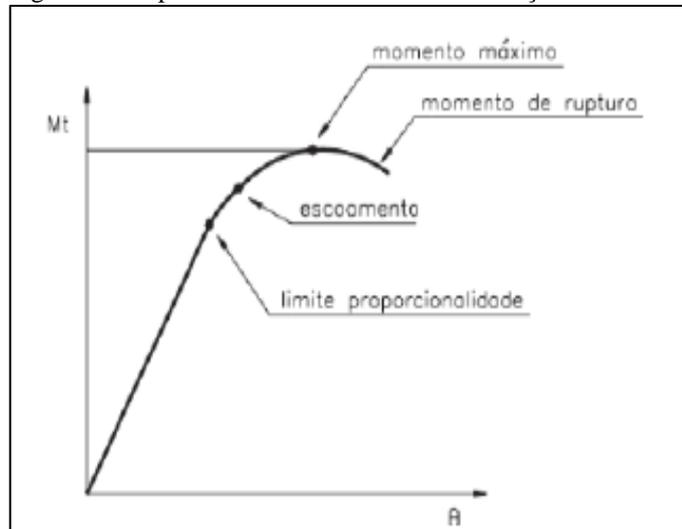
Fonte: ABNT NBR 6118, (2014).

### 5.2.3 Ensaio de torção

São ensaios cuja aplicação dos esforços se dão no sentido transversal ou longitudinal, no sentido de rotação.

Elabora-se um gráfico através do momento torsor e do ângulo de torção, gráfico no qual permite verificar as propriedades do corpo de prova, analisando-se os momentos máximos e de ruptura, assim como o limite de proporcionalidade e o escoamento do material.

Figura 3 - Propriedades avaliativas ensaio de torção



Fonte: Serviço Nacional de Aprendizagem Industria, (2010).

#### 5.2.4 Ensaio de cisalhamento

Este ensaio consiste na aplicação de uma força na direção perpendicular ao eixo longitudinal do elemento, tal força cortante aplicada no plano da seção transversal ocasiona no cisalhamento do elemento.

#### 5.2.5 Ensaio de flexão

Parte do princípio de dobramento de um corpo de prova de geometria variada, podendo ser circular na forma maciça ou vazada, em geometria retangular ou quadrada. Os corpos de prova são assentados em dois apoios afastados e por meio de um cutelo aplica-se um esforço perpendicularmente ao seu eixo. As deformações ocorridas nos corpos de provas são verificadas por meio de extensômetros colocados no centro do elemento.

## 6 DETERIORAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

A deterioração do concreto pode ocorrer por meio de fatores externos ou internos e afetam diretamente a condição da estrutura e a capacidade de suporte a carga ou esforços. Nem sempre os sinais são visíveis, quando visíveis, apresentam destacamento, fissuração ou

desagregação do substrato podendo ser de natureza física, química, biológica ou eletromagnética.

### **6.1 Deterioração por patologias**

Segundo SOUZA E RIPPER (2008), entende-se por patologias do concreto, a ciência que verifica as causas, manifestações, mecanismos de ocorrência e consequências dos erros nas construções civis.

Para que se consiga assegurar a vida útil e desempenho satisfatório das estruturas de concreto, são necessários diversos cuidados envolvendo a execução e manutenção destas estruturas. Grande parte das patologias ocorrem devido a falhas de execução e pela falta de manutenção ou controle de qualidade, levando a estrutura a apresentar riscos de segurança ou durabilidade. As patologias são falhas que podem ocorrer desde a concepção do projeto até a sua utilização. Na etapa de concepção, busca-se a garantia de plena satisfação do cliente, facilidade de execução e de possibilidade de manutenção, a etapa de execução deve garantir a exata reprodução do projeto, já na etapa de utilização, pretende-se garantir a satisfação dos usuários além da possibilidade de extensão da vida útil da obra, garantindo assim a segurança e qualidade do empreendimento.

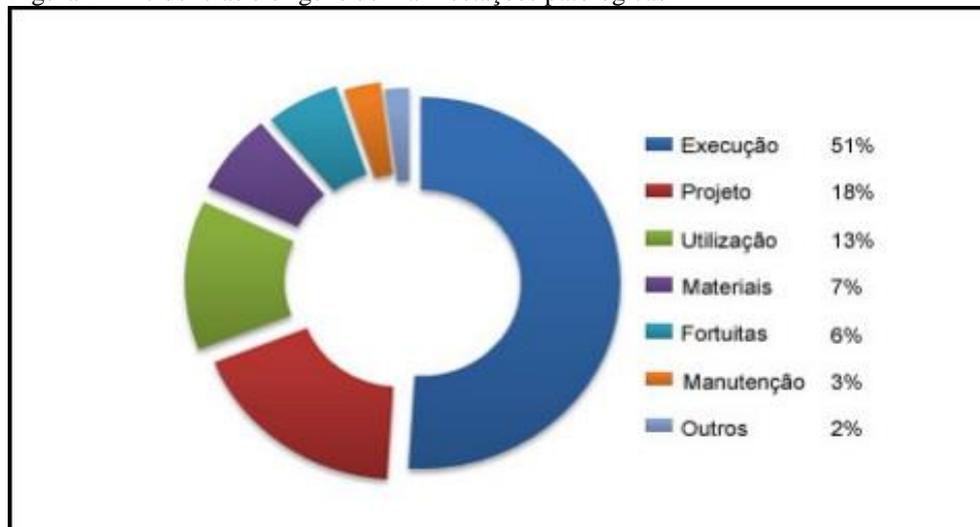
Uma fiscalização insatisfatória relacionada à baixa capacitação dos profissionais envolvidos pode resultar em graves erros em diversas etapas da obra, desde a implantação, formas, escoramentos, posicionamento de armaduras e concretagem.

[...] a ocorrência de problemas patológicos cuja origem está na etapa de execução é devida, basicamente, ao processo de produção que é prejudicado por refletir de imediato os problemas socioeconômicos, que provocam baixa qualidade técnica dos trabalhadores menos qualificados, como os serventes e os meios-oficiais, e mesmo do pessoal com alguma qualificação profissional (BOTELHO 1996, p.43).

É importante ressaltar que grande parte dos componentes e materiais tem sua forma e qualidade normatizada, no entanto, o sistema de controle destes materiais normalmente é falho, a fiscalização e aceitação dos materiais nem sempre é aplicada, apresentando má organização e fragilidade da indústria da construção. As patologias apresentadas por uma estrutura que favoreça o aparecimento dessas manifestações são de responsabilidade do projetista, por outro lado, as falhas construtivas e inconformidade do projeto são de responsabilidade do construtor. Ressaltando que a estrutura precisa de cuidados e manutenção durante o período de utilização e vida útil, ficando assim o usuário, responsável pela durabilidade dessa estrutura.

Segundo PIANCASTELLI (2014), as principais causas de patologias de estruturas são causadas na fase de execução, seguidas por falhas de projetos e problemas de utilização.

Figura 4 - Incidências e origens de manifestações patológicas



Fonte: PIANCASTELLI, (2014).

De acordo com SOUZA e RIPPER (1998), as patologias podem ser divididas em três grandes grupos:

- a) fase de projeto: os custos e dificuldades técnicas para solucionar problemas patológicos resultantes de uma falha de projeto, estão diretamente ligados à rapidez com que essa falha for descoberta. As principais causas de falhas que correm nestas etapas estão relacionadas a estudos preliminares deficientes e anteprojetos equivocados, resultando em um processo de encarecimento do processo construtivo e transtornos referentes à utilização da obra. Os problemas relacionados a falhas na realização de projetos são: projetos inadequados (deficiência no cálculo da estrutura, equívoco na avaliação da resistência do solo, má definição do modelo analítico), especificações inadequadas de materiais, detalhamento insuficiente ou errado, falta de compatibilidade entre os projetos, dentre outros;
- b) fase de construção: as falhas nesta etapa podem ocorrer de diversas formas, condições de trabalho inadequadas, inexistência de controle de qualidade, mão-de-obra desqualificada, irresponsabilidade técnica, má qualidade dos materiais, etc. “Quando se trata de obras habitacionais, alguns erros são grosseiros e facilmente perceptíveis” (SOUZA E RIPPER, 1998), dentre os mais comuns estão: falta de prumo, desnivelamento de pisos, caimento inadequado de pisos com uso frequente de água, assentamento excessivamente espesso de

revestimento cerâmicos, falta de esquadro e alinhamento de partes estruturais e alvenarias, falhas de concretagem (brocas), dentre outros;

Figura 5 - Falha de concretagem



Fonte: DOS SANTOS, (2014)

Figura 6 - Pilar em desaprumo.



Fonte: DOS SANTOS, (2014).

c) fase de manutenção: o bom desempenho de uma estrutura depende de muitos fatores, dentre eles a observação e garantia de que a estrutura será utilizada para o devido fim a que foi projetada. É necessário atenção e vigilância aos carregamentos a ela sujeitada e à presença de possíveis elementos agressivos que possam prejudicar o desempenho ou danificar a estrutura. Um bom planejamento de manutenção periódica pode evitar patologias sérias que na pior das hipóteses podem levar à ruína da estrutura. Muitas das vezes os problemas patológicos por

manutenção incorreta ou falta de manutenção têm origem no desconhecimento técnico, incompetência ou problemas econômicos.

## **6.2 Patologias – Fatores de deterioração**

A deterioração do concreto ocorre pela combinação de diversos fatores internos e externos, os processos causadores da deterioração podem ser agrupados de acordo com a sua natureza em físicos, químicos, biológicos e eletromagnéticos. Se dão por meio de complexos processos determinados pelas propriedades físico-químicas do concreto e da forma como está exposto ao meio externo; afeta diretamente a capacidade de o material desempenhar as suas funções. Desagregação, destacamento, e fissuração são os principais sintomas da deterioração.

### **6.2.1 Ciclos de gelo**

São mais relevantes em países cujo clima é caracterizado por baixas temperaturas durante o inverno, portanto não são comuns no Brasil. Basicamente, consiste no congelamento da estrutura. O congelamento pode ocorrer antes ou após o processo de endurecimento do concreto. Se ocorrer antes do endurecimento, suspenderá o processo de hidratação do concreto, que será retomado após o descongelamento, sem afetar significativamente sua resistência. Se ocorrer após o congelamento do concreto, porém antes do atingimento da resistência final, a expansão da água devido ao congelamento trará perdas significativas de resistência. O processo de congelamento faz com que a água retida nos poros capilares congele e se expanda, ao descongelar, observa-se um crescimento expansivo dos poros, aumentando a sucessão de ciclos, resultando na pressão de dilatação que provoca fissuração no concreto atenuando sua deterioração (FERREIRA, 2000).

### **6.2.2 Tensões térmicas**

Este tipo de degradação ocorre devido à expansão e contração do concreto, se as contrações e expansões geradas pela variação da temperatura forem restringidas e maiores que a resistência do concreto, ocasionarão no fissuramento do mesmo. Em estruturas de grande porte, como barragens e pontes, pode ocorrer devido aos efeitos do gradiente térmico que pode causar tensões de tração devido ao calor de hidratação do cimento.

Grandes variações de temperatura podem provocar o destacamento do concreto, a temperatura da superfície responde mais rapidamente do que o interior da estrutura causando a degradação.

### 6.2.3 Deterioração por retração e fluência

As condições naturais de secagem do concreto e a aplicação de carregamentos constantes podem causar variações volumétricas e estão ligadas diretamente à remoção de água da pasta de cimento.

A umidade ambiental abaixo do nível de saturação contribui para a retração, enquanto a aplicação de um carregamento por um longo tempo implica em uma deformação chamada fluência.

A retração pode ocorrer no concreto em seu estado plástico ou endurecido e sua principal causa é a perda de água da pasta de cimento. A retração plástica ocorre devido à perda de água do concreto não endurecido, a exposição das superfícies às intempéries como altas temperaturas, baixa umidade relativa do ar e ventos, são contribuintes. Este fenômeno é diretamente proporcional à quantidade de cimento utilizado na pasta, por sua vez, a relação a/c e as proporções de finos no concreto podem gerar o fenômeno da exsudação, se a evaporação da água for mais acelerada que a exsudação, podem ocorrer fissuras por retração plástica. (HASPARYK, 2005). As fissurações no concreto endurecido são resumidas em retração autógena e retração por secagem existindo ainda a retração por carbonatação e retração por origem térmica.

A retração autógena é caracterizada pela redução macroscópica dos materiais cimentícios após o início da pega devido à remoção da água pela hidratação do cimento ainda não combinado, este tipo de retração não resulta em mudança de volume.

A retração por secagem, é caracterizada pela diminuição do volume da peça devido à remoção da água da pasta endurecida de cimento, quando ocorre a secagem pelo contato com o ar. É um fenômeno natural e ocorre como resultante da hidratação dos compostos anidros do cimento.

A retração por carbonatação é causada pela reação do CO<sub>2</sub> com os produtos hidratados, que neutralizam a natureza cristalina da pasta e causam sua retração.

A retração por origem térmica é ocasionada pelo calor gerado durante a hidratação do cimento, que causam tensões que tracionam o concreto na fase de resfriamento, ocorrem

principalmente em estruturas massivas, onde o resfriamento à temperatura pode direcionar à fissuração.

O concreto sob a aplicação de carga pode sujeitar-se à três tipos de deformação: elásticas, plásticas e viscosa, assim como a combinação delas. A deformação plástica, é reversível e pode ser totalmente recuperada quando ocorrer o alívio da estrutura. A deformação lenta, ou por fluência, é uma deformação parcialmente reversível, já a deformação viscosa não é recuperável.

A fluência lenta pode ocorrer sob compressão, tração ou cisalhamento, e é ocasionada devido à aplicação de carregamento contínuo. Existem dois tipos de fluência: fluência básica e fluência por secagem, quando ocorre interação de umidade com o ambiente externo. A umidade relativa do meio envolvente é um dos fatores externos mais relevantes neste processo; quanto menor a umidade, maior a fluência.

#### 6.2.4 Desgaste por abrasão, erosão e cavitação

O desgaste ocasionado pelo escorregamento, enrolamento, fricção constante ou esfregamento é denominado abrasão. Particularmente importante na análise e estudo do comportamento de pavimentos rodoviários, pontes e pisos industriais (BAUER, 2002). É influenciado pela dureza e resistência superficial do concreto, fatores como a utilização de agregados graúdos mais resistentes e aumento da resistência à compressão, podem contribuir para o aumento da resistência à abrasão.

O estudo da erosão é necessário às estruturas sujeitas a solicitação pelo escoamento das águas, sendo importante distinguir o desgaste provocado pelo carregamento de partículas finas pela água dos estragos causados pela cavitação. Erosão diz respeito ao desgaste ocasionado pela passagem abrasiva dos fluidos contendo partículas suspensas, já cavitação, refere-se à degradação do concreto ocasionada pela explosão de bolhas de vapor de água ocasionadas pela mudança brusca no sentido de escoamento (ANDRADE, 1992).

#### 6.2.5 Deterioração química

A degradação química normalmente é causada pelas chuvas ácidas nos grandes centros urbanos e nas áreas industriais, o sistema poroso do concreto é destruído pelos ácidos produzindo uma transformação completa na pasta de cimento, tais ações causam a perda de massa e redução da seção do concreto. A velocidade de degradação varia de acordo com a

incidência dos ácidos na estrutura. As substâncias agressivas podem adentrar aos poros do concreto de três formas: difusão, pressão hidrostática e por forças capilares, podem ainda ocorrer por uma combinação de forças influenciadas por temperaturas, correntes elétricas, etc (FERREIRA, 2010). Demonstram-se através de efeitos físicos nocivos, dentre eles aumento da porosidade, diminuição da resistência, destacamento e fissuração. A seguir destaca-se alguns tipos de degradação de ordem química.

a) ataque de sulfatos: podem ter origem dos próprios materiais que compõem o concreto, ou pelo contato do concreto com águas ou solos ricos com este agente. Os sulfatos contêm ação expansiva, fato que pode gerar tensões capazes de fissurar o concreto, podem estar na água de amassamento, nos agregados ou no próprio cimento. Em áreas de operação de minas e indústrias químicas é comum a presença de sulfatos solúveis, principalmente os de sódio, magnésio e cálcio. Cálcio e sódio são mais comuns, sulfatos de magnésio são mais raros, porém, mais destrutivos. Todas estas substâncias são potencialmente danosas ao concreto, reagindo principalmente com o hidróxido de cálcio  $\text{Ca(OH)}_2$  e o aluminato tri-cálcico C3A, originando a etringita e o gesso, tal formação se expande e exerce pressão desintegrando a pasta de cimento. É possível aumentar a resistência do concreto a essas substâncias através da redução do fator a/c, introduzindo proporções adequadas de sílica, ou utilizando cimento resistente à sulfatos (EMMONS, 1993);

b) reação álcali-agregado: de acordo com a ABNT NBR 6118/2014, reação álcali-agregado “é a expansão por ação das reações entre os álcalis do concreto e agregados reativos.” Este fenômeno pode gerar severas fissuras nas estruturas. Os causadores desta reação não são perfeitamente entendidos. Entende-se que determinados agregados, reagem com o sódio, hidróxido de cálcio e potássio do cimento, gerando um gel ao redor dos agregados reativos, gel que exposto à umidade expande-se, dando origem a tensões internas que por sua vez podem gerar fissuras. Ainda de acordo com a ABNT NBR 6118/2014, o projetista deve identificar o elemento estrutural e a sua situação quanto à presença de água, assim como deve prever e recomendar medidas preventivas;

c) ataque de água pura: as contaminações por cloretos, sulfatos e bicarbonatos de cálcio e magnésio contidas nas águas subterrâneas, normalmente denominadas de água dura, geralmente não atacam os constituintes da pasta de cimento, a água proveniente da condensação de vapor ou neblina, assim como a água da chuva, podem apresentar certa quantidade de íon de cálcio,

que em contato com a pasta de cimento tendem a hidrolisar ou dissolver os produtos que apresentam cálcio. Devido a suas características de solubilidade em água, o hidróxido de cálcio é mais sensível a eletrólise, causando a lixiviação, ocasionando perda de resistência, além do mais, o produto da lixiviação interage com o CO<sub>2</sub> resultando em crostas brancas de carbonado de cálcio, indesejáveis no aspecto estético;

d) ataque por ácidos: degradação devido ao ataque de CO<sub>2</sub>, SO<sub>2</sub> e outros gases presentes na atmosfera. Tais elementos atacam a pasta de cimento endurecido, dissolvendo e removendo parte da pasta. O ataque ocorre em valores de pH próximos de 6,5. Há também o ataque por águas contendo CO<sub>2</sub> livre em terrenos pantanosos, com pH em torno de 4,4 e pelas águas puras com pouco CO<sub>2</sub>. A estrutura é mais resistente a esse tipo de ataque quando está seca antes de ser exposta, a película de carbonato de cálcio formada pela ação do CO<sub>2</sub> sobre cal, protege os poros aumentando a permeabilidade da camada superficial. Estruturas de concreto sujeitas a esse tipo de ataque devem receber proteção por meio de pinturas de borracha, resinas epóxicas e outras barreiras;

e) ataque por água do mar: os componentes de sulfatos contidos na água do mar, afetam diretamente o concreto, a cristalização dos sais nos poros do concreto pode aumentar a pressão nos locais de evaporação e causar degradação, o ataque só ocorre quando há penetração dos sais nos poros, portanto a impermeabilização é de extrema importância nesses casos;

f) carbonatação: segundo a ABNT NBR 6118/2014 carbonatação diz respeito à “despassivação por carbonatação, ou seja, por ação do gás carbônico da atmosfera sobre o aço da armadura.” Por ser um material poroso, o CO<sub>2</sub> penetra pelos poros do concreto, atacando todos os produtos da hidratação do cimento. A carbonatação ocorre da superfície do concreto para o seu interior e a intensidade da corrosão é influenciada diretamente pela espessura do revestimento da armadura. A velocidade do processo depende de variáveis como umidade relativa, tempo, relação a/c, tipo de cimento, permeabilidade do concreto e cura. A carbonatação máxima ocorre a uma umidade relativa de 60%, reduzindo a 20% desse valor em ambientes secos ou saturados. Aumentando-se a relação a/c, a profundidade de carbonatação e permeabilidade também aumentam em consequência da difusão do CO<sub>2</sub> no concreto, a cura tem grande influência neste processo, deficiência de cura pode resultar em fissuras facilitando a entrada de CO<sub>2</sub>. Afim de atenuar esse processo, utilizam-se barreiras espessas de reboco, revestimentos com pedras ou cerâmicos, além de pintura evitando a entrada do CO<sub>2</sub>. O

cobrimento das armaduras e o controle da fissuração atenuam os efeitos deste fenômeno, sendo recomendado um concreto de baixa porosidade (ABNT NBR 6118/2014);

g) cloretos: a ação dos íons de cloreto são umas das principais causadoras de corrosão em armaduras de concreto. Os íons podem chegar de diversas maneiras ao concreto, desde a água de amassamentos e agregados até o uso de aceleradores de pega que contenham  $\text{CaCl}_2$ . A penetração dos cloretos se dá, basicamente pelos mesmos parâmetros para penetração de  $\text{CO}_2$ , o tipo de cimento influencia na concentração de cloros, cimentos com teores mais baixos de C3 possuem desempenho inferior aos cimentos com altos teores de C3A. Relação a/c, cura e adensamento influenciam diretamente a qualidade do concreto, sendo aqueles com mais fissuras, menos resiste a essa ação.

#### 6.2.6 Deterioração biológica

É denominada biodeterioração as mudanças indesejáveis nas propriedades do material devido à ação de microrganismos. As características de rugosidade, umidade, e composição química, aliadas às condições ambientais, tais como luminosidade umidade e temperatura, podem ocasionar a biodeterioração. Os principais microrganismos envolvidos neste fenômeno são bactérias, fungos, líquens, protozoários e algas. A deterioração promovida por esses elementos está relacionada ao seu crescimento, reprodução, fixação e seu processo metabólico. A biodeterioração promove o envelhecimento da estrutura comprometendo a sua integridade e vida útil.

#### 6.2.7 Deterioração eletroquímica

Na natureza, os metais encontram-se normalmente formando compostos como óxidos e sulfetos, com outros elementos. É preciso extrair o metal através de um processo de redução para usá-los de forma elementar, o que implica em aplicar uma certa quantidade de energia. O processo inverso pelo qual o material volta ao seu estado natural é acompanhado de uma redução de energia, ou seja, tem lugar através de uma redução espontânea. Tal processo incita a uma oxidação, conhecida por corrosão, e transfigura a lenta destruição do metal. Em meio aquoso a corrosão é denominada corrosão metálica e é um fenômeno eletroquímico, ou seja, supõe-se que há uma reação de oxidação e uma de redução, e a circulação de íons através do eletrólito. Logo, acima da superfície do metal são criadas duas zonas, atuando como ânodo

aquela que se produz a oxidação do metal, cedendo elétrons, que migram pelo metal rumo a outro lugar, onde reagem a fim de produzir uma diminuição de alguma substância existente no eletrólito. A corrosão eletroquímica de armaduras pode ocorrer devido à não uniformidade do aço, através da heterogeneidade do meio físico e químico, além do contato com metais com menor potencial eletroquímico.

## **7 RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO**

Identificando as causas das patologias em uma estrutura é possível determinar se é necessário submetê-la ao processo de recuperação, reforço ou ambos os processos. Se a melhor e mais adequada opção for a recuperação da estrutura, alguns aspectos devem ser considerados.

### **7.1 Enquadramento**

Basicamente, a recuperação de uma estrutura de concreto tem por finalidade a devolução das características originais do elemento, possibilitando que o mesmo possa recuperar ou manter sua função estrutural quanto às solicitações para qual foi projetado. Consiste na remoção das oxidações existentes e recomposição do substrato afetado, evitando assim a penetração de agentes agressivos e umidade nas armaduras.

Estes tipos de soluções são utilizados quando é possível recuperar o elemento estrutural sem a necessidade de aumento de sua resistência de projeto inicial, não havendo necessidade de aumento de resistência através da introdução de materiais e elementos extras, sendo necessário apenas a recuperação dos elementos base para o bom e adequado funcionamento estrutural.

### **7.2 Recuperação - Reparos**

Os reparos em estruturas de concreto podem ser classificados em superficiais, semi profundos ou profundos. Na literatura encontra-se pequenas variações quanto à classificação dos reparos em estruturas de concreto, de acordo com SOUZA e RIPPER (1998), os reparos superficiais limitam-se a até dois centímetros da face da estrutura, os reparos semi profundos a cinco centímetros da face da estrutura, e a partir desse valor são classificados como profundos. Já Marcelli (2007) classifica como reparo superficial os que compreendem um valor de até dois centímetros e meio de profundidade.

### 7.3 Recuperação – Propriedades dos materiais

A escolha dos materiais a serem utilizados em intervenções é um processo extremamente complexo e envolve o conhecimento e entendimento da ação necessária, domínio e ciência das características dos materiais, premissa de sua aplicação, metodologia de aplicação, dentre outros (FARIA, 2014).

Uma das etapas mais importantes no processo de reparo é a escolha e definição do material utilizado, é necessário conhecimento e estudo do comportamento do material junto ao substrato, sendo desejável que quando solicitado o mesmo se comporte da mesma maneira que o substrato, evitando fissuração, trincas e destacamento do material.

Espera-se que o material utilizado na recuperação da estrutura apresente perfeita aderência ao substrato, evitando a delaminação e o destacamento, devendo-se evitar materiais com elevada retração e módulos de elasticidades muito irregulares ao da estrutura.

Quanto à aplicação de cargas, materiais com baixa deformação lenta são menos suscetíveis a falhas quando comparados a materiais com alta deformação lenta, deve-se evitar a retração por secagem do material atenuando assim sua perda de capacidade resistente.

É importante analisar as propriedades de materiais de reparo sujeito a variações de temperatura, evitando que sejam utilizados materiais com coeficientes de expansão muito distintas. Baixas temperaturas podem causar “encolhimento” do material de reparo, ocasionado a retração e fissuração do substrato; enquanto elevadas temperaturas podem causar a retração do material de reparo resultando na compressão do substrato.

Estruturas expostas à umidade e intempéries devem ser reparadas com materiais que possuam baixa permeabilidade, evitando com que a água presente na atmosfera infiltre através das fissuras e corra suas armaduras, o mesmo princípio deve ser seguido para estruturas expostas ao contato químico.

Elementos expostos a movimentações de líquidos tentem a sofrer erosão dos substratos, pode-se reduzir este risco utilizando-se materiais com elevada densidade, compressão e tensão. Estruturas cuja utilização compreendam frenagem de veículos, aceleração e desaceleração podem sofrer danos consideráveis, neste tipo de caso não é aconselhável a utilização de materiais com baixa densidade ou baixa resistência à compressão.

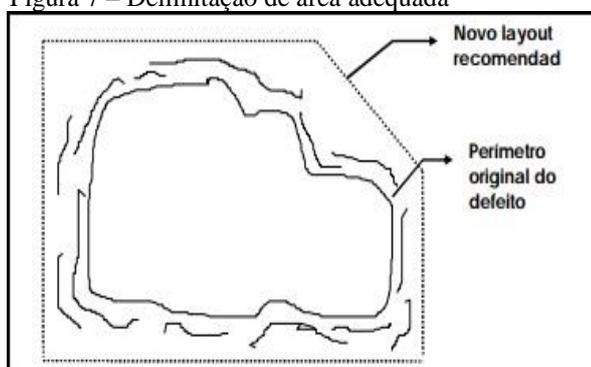
Quanto ao processo executivo, existem características importantes, que podem fazer a diferença na qualidade final do reparo. Espera-se que os materiais apresentem rápido ganho de resistência e elevado abatimento, além disto prefere-se materiais com agregados pequenos e arredondados que apresentem boa coesão interna.

## 7.4 Recuperação - Etapas

### 7.4.1 Identificação e delimitação de retirada da área a ser reparada

É necessário identificar a área a ser reparada, para isso é realizada a marcação da área por meio de uma marcação geometricamente simples privilegiando a execução e favorecendo a forma de acabamento do reparo conforme Figura 7, deve ser evitado marcações complexas e assimétricas conforme Figura 8.

Figura 7 – Delimitação de área adequada



Fonte: JUNIOR, (2008).

Figura 8 – Delimitação de área inadequada



Fonte: Adaptado de FARIA, (2014).

### 7.4.2 Corte e apicoamento

Apicoamento diz respeito ao processo de remoção superficial da camada de substrato deteriorada a ser preenchida com material de reparo, segundo SOUZA e RIPPER (1998) a camada retirada neste processo não ultrapassa 10mm. Pode ser realizada por meio de processo mecânico através de marteletes pneumáticos, ou por meio de processo manual com o auxílio de ponteiros, talhadeiras e marretas. O determinante para a escolha do método é a proporção e

tamanho da área de reparo, processos mecânicos tem um rendimento maior, portanto são indicados para reparação de área extensas e com muitos reparos, enquanto o processo manual é mais trabalhoso e demorado, ficando limitado a pequenos reparos.

Figura 9 - Apicoamento mecanizado



Fonte: BOSH, (2018).

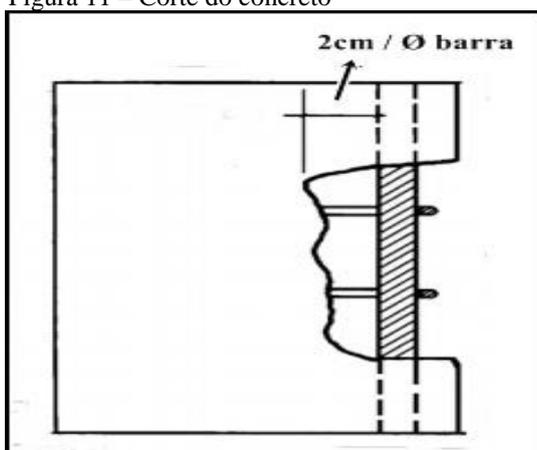
Figura 10 – Apicoamento manual



Fonte: PINI, (2018).

Quando a camada deteriorada do substrato ultrapassa 10mm é utilizado o processo de corte do concreto, este processo é realizado por meio de marteletes e martelos demolidores. O substrato deve ser removido até uma profundidade de 2cm ou um diâmetro da barra, além da disposição da armadura garantindo que toda armadura contida na área de reparação seja envolvida pelo material de reparo. De acordo com ANDRADE e PERDRIX (1992), se houver a remoção somente da camada externa do concreto, mantendo a camada de “concreto velho” na estrutura recobrando as armaduras, após a aplicação do material de reparo, a estrutura fica suscetível a um processo de corrosão eletroquímica por diferença de material.

Figura 11 – Corte do concreto



Fonte: Adaptado de SOUZA e RIPPER, (1998)

Dependendo da dimensão do reparo e do corte na estrutura, pode haver a necessidade de escoramento ou macaqueamento da mesma ou das estruturas dependentes ou colaborantes, evitando danos e garantindo a segurança e integridade do sistema como um todo.

#### 7.4.3 Limpeza da superfície e remoção de resíduos

Há diversas técnicas para limpeza das superfícies a serem reparadas, deve-se definir por meio da análise e estudo de cada tipo de estrutura qual a opção mais adequada. Soluções de limpeza por meio de ácidos devem ser utilizadas com cautela devido ao risco que podem oferecer às armaduras da estrutura, soluções alcalinas ou por meio de jato de areia, ar comprimido ou água são menos agressivas, portanto mais comumente utilizadas. A seguir são listadas algumas formas de limpeza de estruturas de concreto.

a) utilização de soluções ácidas: limpezas por meio de soluções ácidas devem ser utilizadas com precaução, principalmente em estruturas com cobrimento de armadura reduzido ou em reparos próximos a juntas de dilatação, evitando assim que a solução se infiltre e entre em contato com as armaduras sem que ela possa ser retirada ou removida por completo, nestes tipos de casos pode-se optar por soluções alcalinas que serão descritas a seguir. Normalmente neste tipo de limpeza é utilizado o ácido muriático (ácido clorídrico comercial), diluído a uma proporção de 1:6, é eficiente para remoção de tintas, graxas, ferrugem e carbonatos, é utilizado também quando se pretende por algum motivo tornar a superfície do concreto áspera. Antes da aplicação, satura-se a superfície de reparo para evitar que o concreto sadio seja atingido pela solução, posteriormente aplica-se a solução por meio de aspersão ou por meio de uma brocha

até que a solução encerre o processo de descontaminação da estrutura. Finalizada esta etapa a solução deve ser removida por completo da estrutura por meio de aplicação de solução neutralizadora seguida de jato d'água. Existem outros tipos de ácidos que podem ser utilizados neste tipo de processo como o ácido fosfórico e glicólico, ambas não possuem a mesma eficiência do ácido muriático, mas podem satisfazer bem as necessidades em alguns casos;

b) utilização de soluções alcalinas: este processo é similar ao processo de limpeza por soluções ácidas, porém necessita de cuidados diferentes. Se o agregado utilizado na estrutura for reativo, o contato entre a solução e ele pode gerar uma reação denominada álcalis-agregado que se caracteriza pela expansão reativa devido à formação de sólidos em meio confinado. Esta reação é causada pela interação entre a sílica reativa contida em alguns tipos de agregado e os íons álcalis quando presentes em porcentagens superiores a 0,6% no cimento, estes íons são liberados durante o processo de hidratação do cimento e também podem ocorrer pela penetração de cloretos contendo essas características no concreto;

c) utilização de jatos d'água e areia: esta técnica remove o substrato deteriorado por meio de jatos de alta pressão de água e areia, podendo ser aplicados um de cada vez ou em conjunto. Quando utilizado jato de areia, é necessário atenção ao diâmetro do agregado utilizado em relação ao diâmetro da mangueira, visando a integridade da mesma e evitando seu entupimento. Normalmente utiliza-se o jato de areia afim de remover o substrato deteriorado e posteriormente o jato d'água afim de remover substratos ainda presentes na estrutura e juntamente realizar sua lavagem. Segundo SOUZA e RIPPER (1998), em algumas ocasiões este método pode substituir o método de apicoamento, removendo camadas superficiais de substrato deteriorado, ainda que seja possível a sua utilização para este fim, tal aplicação não é tão eficiente e produtiva devendo cada caso ser estudado e definido a melhor alternativa.

Quando há substâncias impregnadas na estrutura como gorduras ou graxas pode-se aplicar o jato d'água com removedores ou soluções específicas, para isto é necessário um estudo dos resíduos contidos no agregado e a identificação da melhor alternativa e substancia, devendo ser observado e identificado os riscos da sua aplicação quanto à corrosão da armadura e demais componentes.

d) utilização de jatos de vapor: utilizada quando a área a ser limpa é muito extensa. É caracterizada por movimentos sucessivos verticais e horizontais, segue o mesmo pressuposto do método de jateamento d'água e areia, deve ser acrescentado de removedores

biodegradáveis quando aplicado em estruturas com presença de substâncias e resíduos de difícil remoção. Este processo é parecido com os processos descritos anteriormente, diferenciando-se pela presença de uma caldeira para produção do vapor e pela mangueira revestida de amianto para evitar queimaduras ao operador;

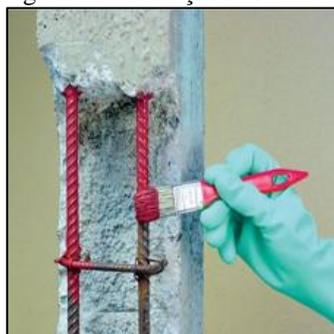
e) utilização de jato de ar comprimido: São utilizados quando os jatos d'água ou areia não são suficientes. Tem a finalidade de remover partículas contidas em cavidades, devendo o sopro ser exercido sempre do interior para o exterior; é utilizado também para secagem de superfícies tratadas ou de fissuras injetadas; podem ainda serem utilizados por meio de aspiração, para a limpeza de superfícies com poros muito profundos. Deve-se ter cuidado com a manutenção dos equipamentos utilizados, filtros de ar danificados podem causar refluxo do óleo, contaminando de forma indesejada a estrutura;

f) escovação manual: é realizada por meio de escovas de cerdas de aço, é o processo de limpeza mais simples e menos complexo, pode ser realizado com ou sem o auxílio de lixas de ferro ou d'água. Normalmente este processo é utilizado em pequenas áreas e também para remoção da corrosão em barras, aumentando a sua aderência. Finalizado o processo de escovação aplica-se jato de ar comprimido para remover todas partículas removidas durante o processo.

#### 7.4.4 Tratamento anticorrosivo das armaduras

São responsáveis pela proteção da armadura da estrutura, protegendo e evitando o processo de corrosão da mesma. São realizados por meio de produtos do tipo primer, ou por meio da incorporação de aditivos às argamassas, concretos ou grautes. São mais utilizados de forma preventiva, aplicados durante o processo de concretagem.

Figura 12 - Proteção das armaduras

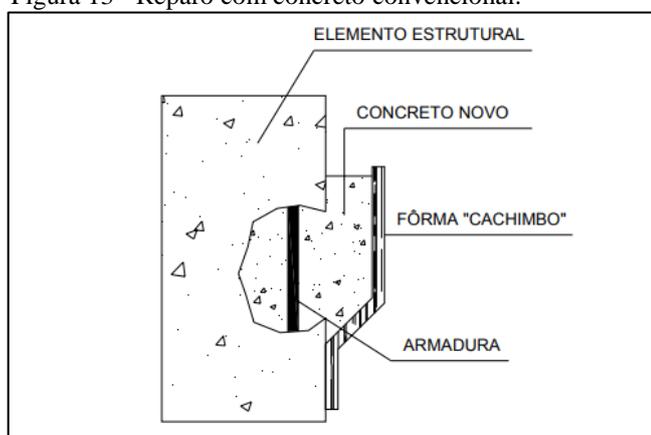


Fonte: FARIA, (2014).

#### 7.4.5 Reparos - Materiais de recomposição

a) concreto moldado: geralmente utilizado em reparos profundos, podem ter suas características alteradas para atender a diversas solicitações, dentre elas impermeabilidade, resistência, retração, resistência química, dentre outras. Geralmente os reparos com concreto moldados são aplicados por meio de formas de madeira o tipo cachimbo (Figura 13), este tipo de forma faz com que parte da concretagem fique protuberante, devendo posteriormente ser regularizado junto à superfície da estrutura.

Figura 13 - Reparo com concreto convencional.



Fonte: DA SILVA, (2006).

Quando empregado este tipo de material, o mesmo deve ter características mais fluidas, sem alterar o percentual água/cimento, tornando necessário o uso de aditivos plastificantes, geralmente também são utilizados aditivos para controle da retração do concreto. Deve-se adotar medidas para a correta cura do concreto convencional aplicado em reparos, mantendo a superfície reparada úmida durante 7 dias.

b) concreto projetado: material utilizado em reparos de média profundidade a profunda, é comumente utilizado em obras de minas, muros de contenção, túneis, etc. Algumas das vantagens da aplicação deste material é a boa aderência, causada pela energia de impacto do concreto; maior compactidade e impermeabilidade além de não necessitar de formas nas aplicações verticais ou sobre cabeças. O sistema define-se por meio de um processo contínuo de projeção de argamassa ou concreto sob pressão, o concreto é retirado do equipamento de mistura através de um mangote e conduzido até um bico projetor no qual é lançado com grande energia cinética sobre a superfície. Dispensa o uso de vibradores, uma vez que o próprio

impacto gerado pelo processo promove sua compactação. Existem dois métodos de utilização do concreto projetado:

- por via úmida, onde os agregados, cimento, água e aditivos são misturados na câmara própria, lançando esta mistura através do bico projetor. A principal vantagem deste método é a possibilidade de precisão da quantidade de água na mistura, garantindo a adequada hidratação do cimento, resultando em resistências finais mais precisas. Este processo gera menores perdas e gera menor quantidade de pó durante a aplicação;
- por via seca, onde primeiramente o cimento e agregados são misturados a seco, neste processo, por meio de uma entrada no bico projetor é acrescido água, cuja quantidade é controlada pelo operador. A principal desvantagem deste método é a grande variabilidade da mistura por conta do controle da quantidade de água pelo operador, resultando em misturas menos precisas e não uniformes.

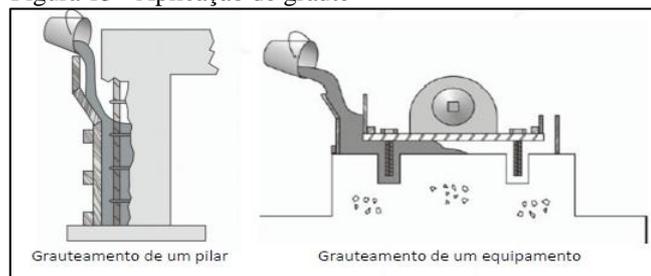
Figura 14 - Projeção de concreto



Fonte: UNINCON, (2014).

c) graute: utilizado em reparos com necessidade de liberação rápida, o graute tem a característica de ganho rápido de resistência, possibilitando a retirada das formas 24 horas após a concretagem. Dentre as características do graute pode-se citar uniformidade, compacidade, boa fluidez, baixa retração e bom adensamento. É utilizado em muitas aplicações como chumbamento de equipamentos, ancoragem de tirantes e reparos médios ou profundos.

Figura 15 - Aplicação de graute



Fonte: FARIA, (2018).

d) reparo com argamassas: de acordo com SOUZA e RIPPER (1998), o reparo com argamassas é recomendado tanto para pequenas áreas a serem reparadas quanto para grandes áreas, no entanto estas áreas não devem atingir grandes profundidades, restringindo-se a profundidades menores do que 5 centímetros. Devem ser utilizadas apenas como material de recomposição do recobrimento, ou seja, o interior da estrutura não deve estar deteriorado. Normalmente, este material de reparo é utilizado para sanar falhas de concretagem, regularização de lajes, regularização de quinas danificadas, etc.

- Argamassa de cimento e areia: normalmente são utilizadas para preencher reparos de profundidade superior a 2,5 cm. Pode ser industrializada ou fabricadas na própria obra. São argamassas a base de cimento *Portland* podendo ou não haver adição cimentos aluminosos, são dosadas de acordo com a característica exigida, tornando possível argamassas resistentes à fissuração, resistente ao impacto, cargas cíclicas, flexão ou tração. Devem ser aplicadas em faixas de 1 metro de largura não ultrapassando camadas de 1 cm por vez, antes da aplicação da segunda camada, é necessário que a camada anterior tenha atingido a resistência necessária para recebê-la.

- Argamassa seca: segundo SOUZA e RIPPER (1998), este tipo de argamassa é utilizada para reparação de cavidades profundas (maiores que 25cm), exceto em casos de difícil adensamento da argamassa ou em cavidades que atravessam o elemento estrutural. Este tipo de argamassa possui a quantidade de água necessária para que, quando pressionada manualmente não apresente nenhum brilho ou sinal de umidade, o que significaria o excesso de água na argamassa. Antes da aplicação da argamassa é necessário garantir um ponto de aderência entre a mesma e a estrutura, pode-se aplicar adesivo epóxi, de poliéster ou adesivo acrílico com pasta de cimento. A compactação é realizada por meio de soquete de madeira, evitando o uso de soquetes metálicos que alisam a superfície, prejudicando a aderência da próxima camada de argamassa, o processo é realizado em camadas de no máximo 1 cm, realizado a cada duas camadas o encunhamento de brita, promovendo a compactação através do soquete até que a mesma penetre totalmente na argamassa, após o processo é feito o acabamento por meio de uma desempenadeira, promovendo a cura em seguida.

BEZERRA (1998) afirma que o traço deste tipo de argamassa pode ser o mesmo traço do concreto original, ressaltando que a brita deve ser encunhada conforme citado anteriormente na argamassa. Para evitar a fissuração por retração pode ser utilizado aditivos expansivos promovendo a cura por 5 dias.

- Argamassas poliméricas: a maioria das argamassas poliméricas utilizadas tem origem industrial. Recebem aditivos para atender a diversas solicitações, são adicionadas principalmente de adesivo acrílico por sua característica de utilização em ambientes externos, podem receber também polímeros PVA, estes por sua vez são menos utilizados pois são restritos em ambientes externos.

Este tipo de argamassa é conhecida pela sua tixotropia, mesmo aplicada em faces inferiores de lajes ou em pilares não escorrem. Segundo BEZERRA (1998), as adições de resinas poliméricas proporcionam a manutenção da plasticidade do material, mesmo com o teor de umidade reduzido, aumenta a aderência ao concreto endurecido e reduz a permeabilidade. Ainda de acordo com BEZZERA (1998), o tipo de argamassa varia de acordo com a espessura do reparo, variando de 0,5 a 2,5 cm e 2,5 a 5,0 cm, cuja responsabilidade e definição são de responsabilidade do engenheiro.

- Argamassas epoxídicas: de acordo com JOHNSON (1973), as argamassas epoxídicas não são as soluções mais econômicas, porém em caso de necessidade de utilização da estrutura em pouco tempo após o reparo, deve-se utilizar este tipo de argamassa, que tem como aglomerante a resina epóxi e possuem característica de endurecimento e ganho de resistência superiores às demais argamassas, portanto, são utilizadas quando há a necessidade de liberação da estrutura logo após o reparo, estas argamassas possuem elevada resistência química e mecânica, são utilizadas também em estruturas expostas a agentes agressivos e em vertedouros.

Podem ser do tipo epoxídica propriamente dita, convencional ou seca, argamassas epoxídicas são compostas de três componentes e são utilizadas em pequenas superfícies, por conta do seu rápido processo de cura. O processo de aplicação resume-se basicamente em duas etapas, aplicando-se uma pintura do endurecedor e da mistura e em seguida aplica-se a argamassa, fazendo pressão na argamassa para garantir a aderência ao concreto.

Argamassas convencionais com adição de adesivo epóxi, podem ser aplicadas em superfícies grandes, utilizando a resina sobre a superfície base, devendo estar fluida no momento da aplicação.

Argamassas secas possuem aplicação semelhante a argamassa farofa, e possui traço variando em 1:2,5 ou 1:3 com adição de adesivo epóxi.

## **8 REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO**

### **8.1 Enquadramento**

O objetivo da intervenção em uma estrutura de concreto existente com a função de adaptar, melhorar ou corrigir o seu funcionamento ou comportamento, normalmente está associado a quatro situações:

- a) alteração das ações atuantes:
  - aumento da sobrecarga de utilização da estrutura devido a uma nova utilização;
  - conformação e adequação do nível de segurança a novas regulamentações.
  
- b) mudança ou alteração da geometria da estrutura ou modificação do sistema estrutural:
  - necessidade de mudança ou eliminação de elementos estruturais.
  
- c) correção de anomalias referentes a deficiências de projeto, execução ou utilização:
  - danos ocasionados por alguma utilização não prevista da estrutura;
  - comportamento em serviço não previsto (fissuração excessiva, vibração, deformação);
  - deficiência na capacidade resistente para ações previstas.
  
- d) aumento do nível de segurança da estrutura:
  - adequação e melhora comportamental para ações sísmicas de obras antigas.

## **8.2 Dificuldades**

APPLETON e COSTA (2012), listam as principais dificuldades encontradas para o reforço de estruturas de concreto, dentre elas pode-se citar:

- informação, execução e exploração das obras frequentemente inexistente ou de difícil acesso;
- excetuando-se alguns tipos de reforço, observa-se ausência de regulamentações referentes ao reforço de estruturas;

- ausência de manuais e documentação de apoio que relacione e integre a execução e o projeto de reforços em suas diversas vertentes: dimensionamento, métodos de intervenção, execução e controle de qualidade;
- dificuldades de avaliação estrutural das obras a reforçar;
- dificilmente um caso equipara-se a outro, todos possuem suas particularidades, raramente se encontra na literatura situações semelhantes, dificultando o processo.

### **8.3 Avaliação da situação**

De acordo com SOUZA e RIPPER (1998), a avaliação da situação de estruturas propensas ao recebimento de reforços divide-se em:

- a) inspeção: registro, verificação e análise das anomalias apresentadas pela estrutura. Nesta etapa verifica-se a qualidade do concreto, erros e defeito de execução, fendilhamento, deformações e deteriorações;
- b) avaliação estrutural: verificação do comportamento da estrutura em determinada situação. Verifica-se erros de concepção e execução assim como deficiências de utilização, verificação dos tipos de apoio, danos estruturais, corrosão das armaduras, dentre outras;
- c) diagnóstico: verificação das causas, parecer sobre as anomalias e suas consequências, apresentação de relatórios técnicos apontando as consequências das anomalias sobre a estrutura, assim como as características da mesma, como propriedades mecânicas do concreto e do aço, resposta estática e dinâmica da estrutura, avaliação dos níveis de deterioração.
- d) definição: apresentação dos objetivos a serem atingidos com a intervenção na estrutura, apontamento do tipo de intervenção mais adequado e o plano de ataque.

### **8.4 Tipos de intervenção**

Basicamente existem três tipos de intervenção em estruturas passíveis de reforço estrutural:

- a) reforço de elementos existentes: reforço dos elementos estruturais por métodos de aumento de seção, reforço por meio de chapas de aço ou por meio de fibras;
- b) limitação de uso: limitação de utilização da estrutura, restrição ao recebimento de devidas cargas ou utilizações;
- c) substituição e/ou introdução de novos elementos: introdução de novos elementos de concreto armado ou metálicos, devendo estes serem dimensionados de acordo com a sua norma técnica específica.

## 8.5 Métodos e técnicas

O reforço estrutural tem a função de devolver ou reestabelecer as condições e capacidade da estrutura de suportar os esforços que lhe são transmitidos.

Existem diversos fatores que podem tornar necessário o reforço de uma estrutura, dentre eles, pode-se citar:

- correção de patologias e falhas ocasionadas na fase de projeto ou execução;
- mudança de utilização da estrutura, aumento da capacidade portante original, ocasionada por deterioração ou acidentes;
- mudança de utilização de espaços ou motivo de concepção arquitetônica, pode-se citar o corte ou deslocamento de uma viga.

### 8.5.1 Reforço por encamisamento de seções

Tratada por alguns autores como técnica de modificação da seção transversal da estrutura, basicamente este tipo de reforço é constituído pelo recobrimento ou envolvimento de concreto armado na estrutura já deteriorada.

Segundo TAKEUTI (1999), a estrutura a ser reforçada pode ser envolvida completamente ou parcialmente.

O concreto adicionado à estrutura pode ser convencional ou projetado; quando projetado, deve-se utilizar guias para diminuir as perdas, se o concreto utilizado for convencional, a concretagem deve ser realizada por partes, de preferência a cada metro (SOUZA e RIPPER, 1998)

Figura 16 – Reforço por encamisamento de seção em pilares



Fonte: TAKEUTI, (1999)

De acordo com SOUZA e RIPPER (1998), dentre os campos de aplicação deste tipo de reforço pode-se citar:

- necessidade de elevado aumento de rigidez e resistência;
- reforço visando o aumento de resistência em áreas comprimidas;
- necessidade de garantia e segurança contra ação térmica referente ao fogo;
- reforço de vigas, pilares e lajes para qualquer esforço, especialmente os devidos a ações sísmicas.

APPLETON e COSTA (2012), classificam os principais aspectos desta solução em:

- grande interferência na utilização da estrutura;
- aumento das dimensões da seção, impactando no aspecto arquitetônico da estrutura;
- necessidade de preparação da superfície e cuidado ao concreto existente;
- eficiência em relação a outros métodos no requisito de proteção das armaduras ao fogo e à corrosão.

O processo de reforço por meio do encamisamento pode ser definido em 5 etapas:

- a) escoramento: consiste em controlar as deformações da seção e os deslocamentos, evitando danos e o colapso durante a reparação;

Figura 17 - Escoramento da estrutura para reforço



Fonte: FABRIMETAL, (2015).

- b) preparação da superfície: garante a perfeita ligação entre o material inicial e o material de reforço, além de remover o concreto e substrato deteriorado. Nesta etapa torna-se a superfície rugosa por meio de martelos de agulha e jatos d'água ou areia realizando posteriormente a limpeza da superfície por meio de jatos de alta pressão;

Figura 18 - Preparação da superfície a ser reforçado



Fonte: TECHNIQUES, (2017).

- c) colocação das armaduras adicionais: nesta etapa realiza-se a reposição em casos de armaduras deterioradas ou reforço por meio de armaduras adicionais;

Figura 19 - Armadura adicional.



Fonte: TECHNIQUES, (2017).

d) concretagem: pode ser realizado com argamassas ou concretos, aplicados por meio de projeção ou de forma convencional;

Figura 20 - Concretagem de pilar reforçado.



Fonte: FORTI, (2000).

e) cura: nesta etapa é realizado o controle térmico devido à hidratação do material de reposição.

Figura 21 - Cura do concreto por meio de aspersão de água



Fonte: IBDA, (2017).

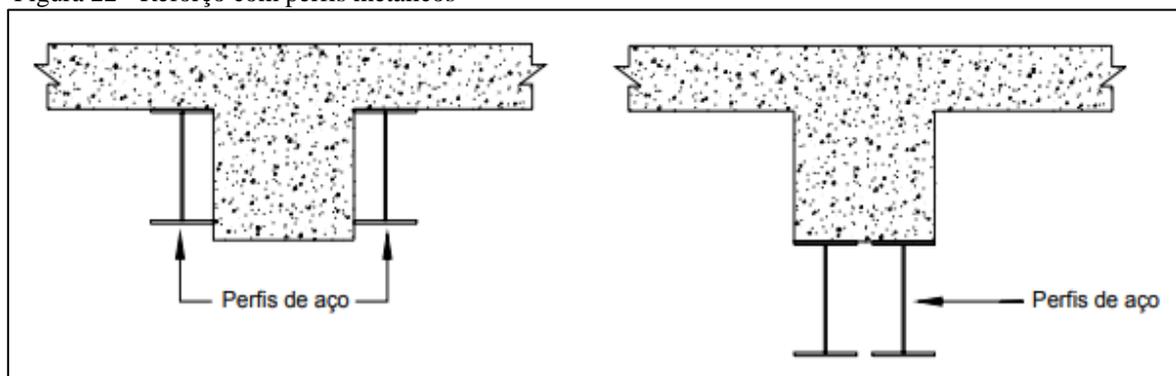
### 8.5.2 Reforço com perfis metálicos

Este tipo de técnica é comumente utilizada em reforços de estruturas de concreto, caracteriza-se normalmente pela sua utilização em situações emergenciais, devido à rapidez e facilidade de execução. São executadas mediante chumbamento com buchas expansivas e o preenchimento do espaço entre o perfil e o concreto é vedado por meio de resinas ou argamassas.

É importante ressaltar que em caso de estruturas deterioradas, com fissuração ou qualquer característica do tipo, deve ser realizada a recuperação e reparação da mesma antes da aplicação do método de reforço.

Apresenta diversas vantagens, dentre elas pode-se citar a facilidade de execução e diminuição de resíduos como os entulhos gerados por demolições. Os perfis podem ser dispostos juntamente com as vigas ou sob as vigas

Figura 22 - Reforço com perfis metálicos



Fonte: CAMPOS, (2006).

É uma técnica direta seu dimensionamento é verificado e amparado pela ABNT NBR 8800/2008 e deve ser levado em consideração proteções contra o fogo e a corrosão.

### 8.5.3 Reforço com chapas de aço coladas

Este método cria uma espécie de “armadura secundária” na estrutura reforçada, é uma solução de baixo custo e de pequena interferência arquitetônica, uma vez que o reforço promove pequenas alterações na seção do elemento.

As chapas podem ser fixadas na parte superior ou inferior de lajes ou ao lado de vigas e podem promover o aumento da resistência da estrutura ao cisalhamento ou flexão. Pode ser

necessário o uso de enrijecedores ao longo da peça com a finalidade de minimização das distorções ocasionadas durante o processo de execução.

O reforço por chapas metálicas é viabilizado quando:

- há necessidade de armaduras;
- o concreto é de boa qualidade;
- o reforço é moderado;
- reforço em vigas ao momento fletor e esforço transversal;
- é inconveniente o aumento da seção;
- reforço em lajes ao momento fletor.

Este tipo de reforço é mais adequado para ações monolíticas e não se aplica em reforços à compressão (gera uma tendência de curvatura nas chapas), é pouco eficaz à ação monolítica. De acordo com APPLETON e COSTA (2012), as principais características da solução são:

- execução rápida e baixa interferência na utilização da peça;
- mau comportamento ao fogo, fadiga e à fluência;
- requer elevado controle de qualidade, empresas e pessoal técnico especializado;
- aço trabalhando a tensões baixas, evitando deformações excessivas;
- colagem realizada por meio de espatulamento ou aplicação de resina epóxi;
- chapas protegidas contra a ação do fogo;

Ainda de acordo com APPLETON e COSTA (2012), o processo de execução do reforço por meio de chapas coladas pode ser descrito nas seguintes etapas:

- a) escoramento: visa o controle das deformações e deslocamentos além de evitar o colapso durante o processo de execução;
- b) preparação da superfície: tem a finalidade de garantir a correta e adequada ligação entre o concreto e as chapas, durante esta etapa torna-se a superfície da peça rugosa seja por meio de aplicação de jatos de areia ou d'água e martelos de agulha;

- c) colocação das chapas: furação do concreto e colocação dos conectores;
- d) colagem das chapas: aplicação e injeção de resinas e selagem.

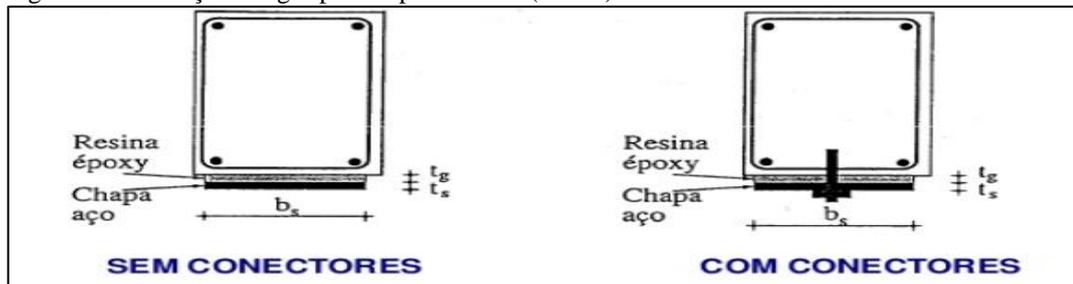
Figura 23 – Reforço por meio de chapas coladas



Fonte: APPLETON e COSTA, (2012).

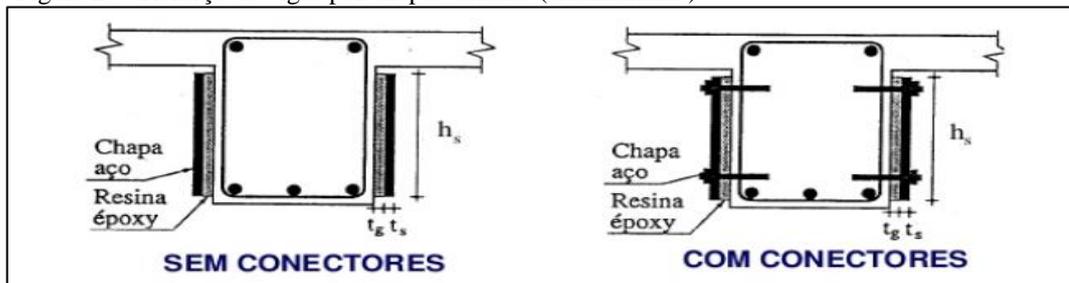
Estruturas de concreto podem receber o reforço aos esforços de flexão ou cisalhamento por meio da colagem de chapas metálicas com ou sem conectores conforme as Figuras 24 e 25.

Figura 24 - Reforço de vigas por chapas coladas (flexão)



Fonte: APPLETON e COSTA, (2012).

Figura 25 - Reforço de vigas por chapas coladas (cisalhamento)



Fonte: APPLETON e COSTA, (2012)

#### 8.5.4 Reforço com fibras

O reforço através de fibras poliméricas (PRF), ou internacionalmente FRP “*Fiber Reinforced Polymer*” é bastante empregado devido à elevada resistência à tração e seu baixo peso específico, além do mais, possuem alta resistência à corrosão e à fadiga.

As principais fibras utilizadas neste método são a de carbono, vidro e aramida. O desempenho do reforço varia de acordo com a fibra utilizada, uma vez que cada uma tem as suas particularidades de parâmetros em resistência e módulo de elasticidade.

A utilização dos compósitos já era bastante utilizada no setor aeroespacial, automobilístico e na indústria naval, sempre com grande sucesso; fato que promoveu a ideia de utilização deste tipo de material na construção civil. No entanto, a introdução das FRP’s na construção civil foi realizada de forma lenta devido aos escassos conhecimentos técnicos de utilização, ausência de normas e custos elevados (SOUZA e RIPPER, 1998).

Um fator diferencial e importante da utilização deste tipo de material é a sua característica de “dimensão ilimitada”, tornando desnecessário a utilização de emendas, levando vantagem por exemplo sobre o uso de chapas coladas; comparado a outros métodos, a utilização de FRP’s ainda é um método de elevado custo, no entanto, levando em consideração o custo *versus* vida útil, o fator de durabilidade pode tornar este tipo de material competitivo.

De acordo com MACHADO (2002), é viável o reforço com fibras quando:

- o aspecto estético precisa ser levado em consideração;
- o concreto da estrutura é de boa ou média qualidade;
- não é possível, ou é inconveniente o aumento das seções;
- quando há deficiência de armaduras;
- o reforço é moderado;
- momentos fletores em lajes;
- ações monolíticas em lajes e vigas;
- não se utiliza para reforço à compressão, exceto em casos de confinamento de concreto;
- não é muito eficaz para reforço a ações sísmicas no que tange ao aumento da ductilidade.

Ainda de acordo com MACHADO (2002), os principais aspectos deste tipo de reforço são:

- rapidez e facilidade de execução;
- colagem realizada com resina epóxi aplicada com espátula ou rolo;

- necessita de empresas e pessoal técnico especializado;
- reforço realizado através de mantas e/ou laminados;
- excelente resistência à tração (superior à do aço), ausência de corrosão;
- necessita de um alto controle de qualidade;
- apresenta problemas relacionados à fluência para cargas permanentes, comportamento ruim em situações de fadiga e fogo;
- baixa interferência na utilização da estrutura.

Figura 26- reforço de vigas à compressão e cisalhamento FRP (laminados)



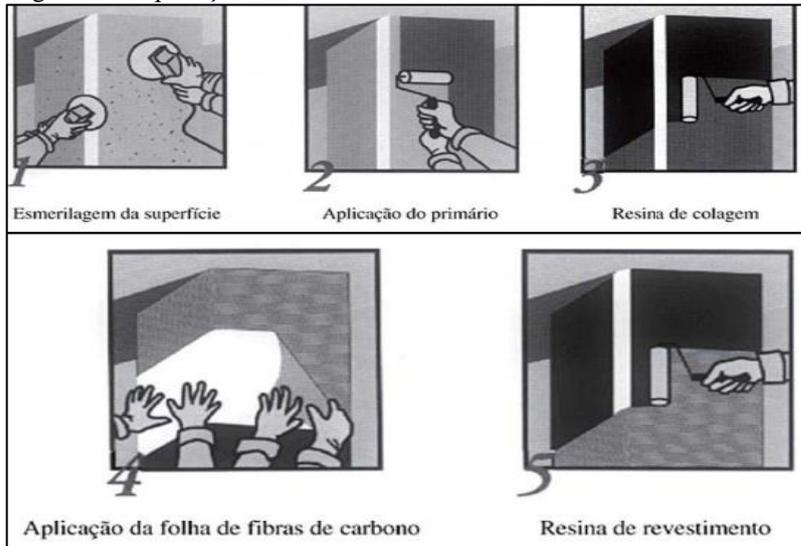
Fonte: APPLETON e COSTA, (2012).

O desempenho deste tipo de reforço está diretamente ligado à qualidade de aplicação do produto na superfície.

De acordo com SOUZA e RIPPER (1998), o processo de aplicação deste tipo de reforço pode ser dividido duas etapas:

- a) preparação da superfície: realizada através de escovões de aço ou esmerilhagem. Tem a finalidade de remover partículas e sujeiras, além de remover uma fina camada do substrato da estrutura, possibilitando o melhor adensamento do produto;
- b) aplicação do produto: primeiramente aplica-se um primer, que tem a função de melhorar as características da superfície e garantir a perfeita adesão das fibras, em segundo, aguardando um intervalo de sessenta minutos, são aplicados a resina de colagem e a fibra. Se for necessário a aplicação de mais de uma camada, esta pode ser aplicada imediatamente após a primeira, no entanto é possível esperar para a aplicação de outras camadas em até uma semana, ressaltando que deve-se aplicar uma nova camada de resina fresca sobre a endurecida.

Figura 27 - Aplicação de FRP's



Fonte: SOUZA e RIPPER, (1998).

De acordo com BEBER (2003), a técnica que mais se assemelha à aplicação das FRP's é a das chapas coladas. O reforço por meio de FRP's é uma técnica promissora, que possui inúmeras vantagens e benefícios.

## 8.6 Fissuras e trincas

Segundo a ABNT NBR 6118/2014, “a fissuração em elementos estruturais de concreto é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto à tração...”

O principal objetivo do tratamento das fissuras é impedir o transporte e passagem de líquidos e gases nocivos para dentro da estrutura, evitando a contaminação do concreto e da armadura, devolvendo o aspecto estético e reestabelecendo a sensação de segurança da estrutura.

A ABNT NBR 6118/2014 impõe limites máximos para fissuração visando a proteção das armaduras e a durabilidade da estrutura, tais limites podem ser observados na Tabela 1.

Tabela 1 – Limite de fissuração em função da classe de agressividade ambiental

<b>Tipo de concreto estrutural</b>	<b>Classe de agressividade (CAA) e tipo de proteção</b>	<b>Exigências relativas à fissuração</b>	<b>Combinação de ações em serviço a utilizar</b>
<b>Concreto simples</b>	CAAI a CAIV	Não há	-
<b>Concreto armado</b>	CAAI	ELS-W $W_k \leq 0,4 \text{ mm}$	Combinação frequente
	CAAI A CAIII	ELS-W $W_k \leq 0,3 \text{ mm}$	
	CAIV	ELS-W $W_k \leq 0,2 \text{ mm}$	
<b>Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)</b>	Pré tração com CAAI ou Pós tração com CAA I e II	ELS-W $W_k \leq 0,2 \text{ mm}$	Combinação frequente
<b>Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)</b>	Pré tração com CAII ou Pós tração com CAA II e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D*	Combinação quase permanente
<b>Concreto protendido nível 3 (protensão completa)</b>	Pré tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D*	Combinação frequente

Fonte: ABNT NBR 6118, (2014).

Antes de iniciar o processo de reparação de uma fissura, é necessário observar se a mesma se encontra ativa ou não. Este fator é de extrema importância pois em casos de fissuras ativas, há variação de sua espessura devido à movimentação, devendo nestes casos ser aplicado materiais elásticos para sua vedação, materiais não resistentes, permitindo a movimentação e preservação do concreto quanto à degradação.

Por outro lado, em caso de fissuras passivas (fissuras estáveis e sem movimentação), é indicado uso de materiais resistentes e rígidos.

Além de diferenciação quanto ao estado (passivo e ativo), as fissuras diferenciam-se de acordo com o momento em que foram causadas, dependendo da sua formação, se foram causadas durante o estado plástico do concreto, ou quando o concreto já se encontrava endurecido; fatores climáticos como umidade, vento e temperatura, normalmente causam fissuração durante o estado plástico e podem ocorrer por diversos tipos de retração:

a) fissuração por má execução: são causadas por deficiências ou descuidos durante o processo de execução, normalmente são ocasionadas pela movimentação de formas mal projetadas ou movimentação inadequadas das armaduras durante o processo de concretagem,

são muito comuns pelo deslizamento do concreto em rampas de escadas com grandes inclinações;

b) fissuração por retração térmica: é causada pelo gradiente térmico entre a superfície e o interior da massa, ocorre quando o núcleo ainda está quente e dilatado e as camadas exteriores esfriam, de acordo com CÁNOVAS (1988), “... esse tipo de fissura geralmente se dá quando a diferença entre a temperatura ambiente e a temperatura do núcleo é superior a 20°...”;

c) fissuração por retração hidráulica: ocorre devido à deficiência na cura do concreto, por excesso de água de amassamento, proteção térmica ineficiente ou excesso de calor de hidratação;

d) fissuração por secagem rápida: normalmente ocorrem em estruturas esbeltas, são ocasionadas devido à secagem brusca superficial, ocorrida geralmente nas primeiras horas da colocação da obra, antes do enrijecimento do concreto.

A fissuração com concreto já enrijecido ocorre devido a deficiência de projetos, utilização incorreta da estrutura, exposição a cargas não previstas em previstas em projeto, exposição da estrutura a agentes agressivos e pelo próprio envelhecimento da estrutura.

## 8.6.1 Fissuras e trincas – Métodos e técnicas

### 8.6.1.1 Técnica de injeção de fissuras

Utiliza-se esta técnica tanto para reestabelecimento do monolitismo da estrutura tanto para garantir o perfeito enchimento dos espaços formados entre as bordas de uma fenda, é utilizada em fendas ativas ou em fendas passivas; deve-se atentar à escolha correta dos materiais e recorrer a um bom profissional para garantir o sucesso desta técnica, a escolha da bomba de injeção é realizada de acordo com a profundidade da fissura, correlacionando a pressão da bomba com este fator.

Para preenchimento de fissuras inativas, normalmente usa-se resinas epoxídicas, suas características de baixa viscosidade, boa capacidade aderente, bom comportamento na presença de agentes agressivos, rápido endurecimento e ausência de contração, fazem com que este tipo

de argamassa atenda com excelência este tipo de reparo. O processo de injeção de fissuras pode ser dividido em etapas, segundo SOUZA e RIPPER (1998), estas etapas são:

- a) abertura de furos ao longo do desenvolvimento da fissura, furos não muito profundos (30mm) e da ordem de 10mm de diâmetro, o espaçamento deve variar entre 50mm e 300mm, o espaçamento deve respeitar o limite máximo de 1,5 vezes a profundidade da fissura;
- b) limpeza da fenda ou do conjunto de fissuras com ar comprimido por meio da aplicação de jatos, em seguida realiza-se o processo de aspiração para remoção de eventuais partículas, devido ao processo de furação, pode haver partículas soltas decorrentes do processo (não somente as originais da estrutura), tais partículas são removidas nos processos descritos (jato de ar comprimido e aspiração);
- c) fixação de tubos de diâmetro 1 vez menor que a furação para aplicação do produto, esta fixação é realizada através do próprio adesivo que posteriormente é utilizado para selagem do intervalo da fissura;
- d) realização da selagem por meio de cola epoxídica bi componente, aplicada com espátula ou colher de pedreiro. Aplica-se mais cola ao redor dos tubos plásticos para garantir sua fixação;
- e) a eficácia da selagem dependerá do correto funcionamento do sistema, para isso, o mesmo deve ser testado antes do procedimento por meio da aplicação de ar comprimido verificando a intercomunicação dos furos, se houver obstrução de um ou mais furos, demonstra que deve-se reduzir o espaçamento entre eles;
- f) realização do processo de injeção, começando sempre dos pontos situados em cotas mais baixas.

Figura 28 – Processo de injeção de fissuras



Fonte: MAIA, (2014).

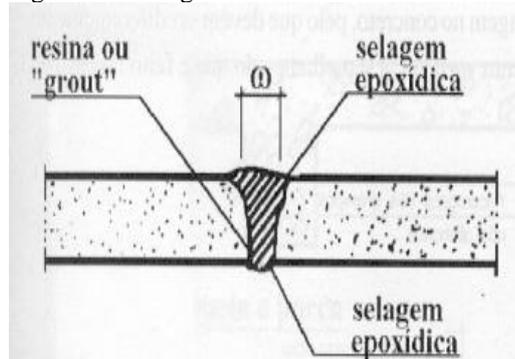
### 8.6.1.2 Técnica de selagem de fissuras

Este método é utilizado em fissuras ativas, utiliza-se materiais resistentes e flexíveis para que o mesmo possa se adaptar às deformações geradas pela movimentação.

Fissuras com abertura de até 10 mm seguem o mesmo processo descrito no item 8.6.1. De acordo com THOMAZ (1989), fissuras com abertura entre 10 mm e 30 mm são reparadas de acordo com o processo descrito a seguir:

- abre-se uma região em formato de “V”, com largura de 30 mm e profundidade de 10 mm;
- limpa-se toda a fenda aberta para remoção das partículas indesejadas;
- aplica-se graute, sempre na mesma direção na cavidade aberta, selando as bordas com produtos à base de epóxi.

Figura 29 - Selagem de fendas com abertura entre 10 e 30 mm

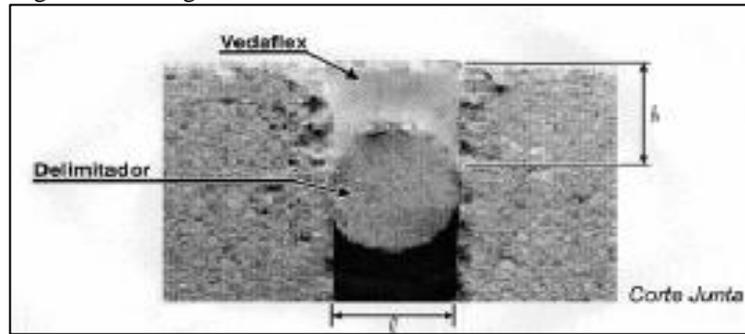


Fonte: SOUZA e RIPPER, (1998).

Trata-se fissuras com aberturas maiores que 30 mm como se fossem juntas de dilatação, seguindo os seguintes procedimentos:

- segue-se os passos 1 e 2 do item 8.6.1.1;
- insere-se um material inerte na abertura, normalmente é utilizado cordão em poliestireno extrudado ou mangueira plástica, este elemento funciona como delimitador para a quantidade de selante a ser aplicada e também impede que o mastique possa aderir ao fundo da fissura, fato que prejudicaria a durabilidade e o seu próprio trabalho.

Figura 30 - Selagem de fissura



Fonte: VEDACIT, (2006).

Em caso de fissuras excessivamente grandes, pode-se optar pelo uso de juntas neoprene, reforçando devidamente as bordas da fenda antes de sua colocação, reforçar as bordas é essencial para garantir o sucesso do reparo, visto que nessa região tem-se um déficit de resistência ocasionado pela energia desprendida na abertura da fenda.

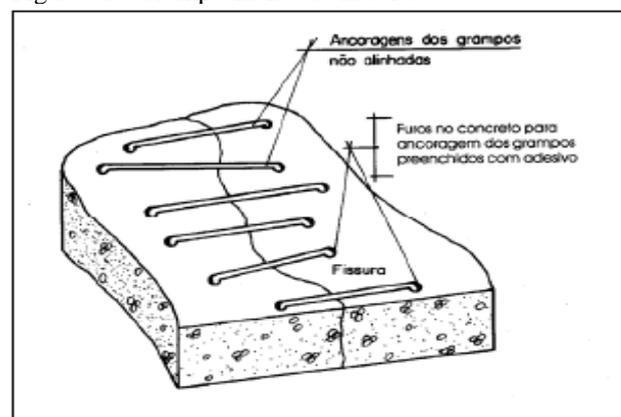
#### 8.6.1.3 Técnica de grampeamento de fissuras (costura)

Tratamento utilizado como armadura adicional, é utilizado para resistir aos esforços extras de tração, causadores de fissuração.

É um método de discutível aplicação, segundo SOUZA e RIPPER, o local do grampeamento tem sua rigidez no local aumentada, se o esforço gerador da fissuração persistir, uma nova fissuração ocorrerá na região adjacente, para evitar tal fato, o grampeamento deve evitar esforços em linha, ou seja, devem ser colocados com inclinações diferentes (Figura 31).

É necessário descarregar a estrutura antes do início do processo de grampeamento, os furos devem ser dispostos previamente e preenchidos com adesivo apropriado.

Figura 31 - Grampeamento de fissuras



Fonte: SOUZA e RIPPER, (1998).

## **9 REFORÇO ESTRUTURAL – PROJETO DE REFORMA E AMPLIAÇÃO RESIDENCIAL**

Variações econômicas e culturais podem originar necessidade de maiores espaços em centros urbanos, que por sua vez, podem levar a alterações nas construções civis. Para possibilitar a ampliação de uma edificação, muitos fatores devem ser levados em consideração. A ampliação de resistência das cargas seja por deficiências ou necessidade de adequação ou aumento de espaço, contribui com a necessidade de reforçar os elementos importantes que formam tais estruturas (Custer, Pereira e Amaral, 2015).

Uma estrutura quando projetada, deve apresentar desempenho satisfatório durante sua vida útil, atendendo as condições para qual foi projetada. Estruturas que por algum motivo precisem sofrer alterações de utilização ou redistribuição de espaços e que foram projetadas por um profissional da área, possuem um determinante a favor, podendo-se analisar os projetos e verificar a melhor opção para adequação da estrutura. Por outro lado, fator pertinente na construção civil são as “autoconstruções”; estão presentes em 85% das obras particulares realizadas no país. A ausência de profissionalismo e falta de dados ou projetos torna o âmbito da reforma ou ampliação mais complexo, exigindo maiores esforços dos profissionais envolvidos à fim da determinação das resistências e capacidades da estrutura.

## **10 ESTUDO DE CASO**

Conforme citado em tópicos anteriores, estruturas projetadas para determinado fim podem ser repensadas e reestruturadas a fim de receber novas sobrecargas ou utilizações. A possibilidade de adequação de uma edificação localizada na cidade de Três Pontas-MG possibilitou o estudo de caso para a continuação deste trabalho. A edificação em questão, foi construída no ano de 2005 sem o acompanhamento de um engenheiro civil e foi inicialmente executada a fim de ser utilizada como uma edificação térrea. Deseja-se ampliar a edificação, executando um segundo pavimento. Para isto, se faz necessária a análise e verificação dos elementos estruturais existentes e, se necessário, conforme descrito no item 8.4 deste trabalho aplicar os métodos de reforço que se enquadrarem na situação. Analisando o fato da edificação ter sido executada sem o acompanhamento de um responsável técnico, e com base em informações das pessoas envolvidas na execução, assim como a observação das Figuras 32 e 33, é possível afirmar a necessidade de aplicação do reforço descrito no item “c” da seção 8.4

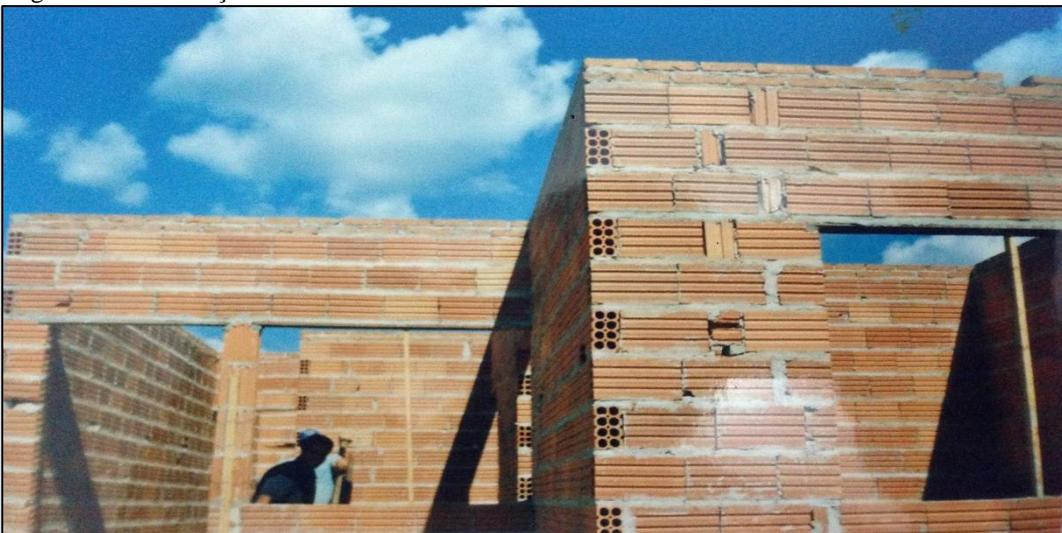
deste trabalho (dimensionamento e introdução de novos elementos estruturais) e possivelmente a aplicação do item “a” da seção referida (reforço dos elementos estruturais existentes).

Figura 32 - Edificação



Fonte: O autor.

Figura 33 – Edificação



Fonte: O autor.

Com base em informações cedidas pelos proprietários e profissionais envolvidos na execução da edificação, foi possível levantar dados preliminares, descritos a seguir:

a) características da edificação: a edificação atual possui 52 m<sup>2</sup> construídos, distribuídos em 2 quartos, sala, cozinha e banheiro e está locada em um lote de 300 m<sup>2</sup> (12x25). Conforme será citado em tópicos a seguir, a proposta de ampliação prevê a redistribuição dos cômodos do pavimento térreo, atribuindo a área social da edificação a este pavimento. A ampliação prevê

ainda a construção de um pavimento destinado a receber a área íntima da residência, contanto com 3 quartos, sendo uma suíte, além de 2 varandas. A área total de ampliação será de 80 m<sup>2</sup>, que somados aos 52 m<sup>2</sup> iniciais resultam no total de 132 m<sup>2</sup> de edificação.

b) fundação: de acordo com dados levantados pelos profissionais responsáveis pela construção, foram escavadas valas de 30x40 cm, preenchidas com matacão que posteriormente receberam um alicerce construído com canaletas de concreto 19x29x39cm, preenchidas com concreto executado na própria obra e 02 barras de vergalhão 3/8”.

c) alvenaria: edificação foi construída com tijolos cerâmicos furados de dimensão 09x19x29cm.

d) vigas e pilares: a edificação não possui vigas e pilares.

e) lajes: de acordo com as informações levantadas, a laje foi construída com a finalidade de receber uma sobrecarga de forro. Foi construída sobre uma cinta de amarração construída por meio de canaletas de concreto de dimensão 09x19x39cm. A laje é do tipo trilho e possui altura total de 12 cm. Foi construída por meio de vigotas pré-moldadas. As vigotas possuem 13 cm de largura e armadura de 2 Ø 6.0mm (inferior) e 1 Ø 6.0mm (superior). O material inerte utilizado foi do tipo cerâmico de 7cm de altura por 20cm de largura.

O estudo da edificação será descrito nos tópicos a seguir.

## 11 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS EXISTENTES

### 11.1 Extração de testemunhos da estrutura

A extração dos testemunhos foi baseada na ABNT NBR 7680: 2015. De acordo com a norma citada, os resultados obtidos pelos processos descritos a seguir podem ser utilizados:

- a) para aceitação definitiva do concreto, em casos de não conformidade da resistência à compressão do concreto com os critérios da ABNT NBR 12655;
- b) para avaliação da segurança estrutural de obras em andamento, nos casos de não conformidade da resistência à compressão do concreto com os critérios da ABNT NBR 12655;
- c) para verificação da segurança estrutural em obras existentes, tendo em vista a execução de obras de *retrofit*, reforma, mudança de uso, incêndio, acidentes, colapsos parciais e outras situações em que a resistência à compressão do concreto deva ser conhecida. (ABNT NBR7680: 2015).

Ainda de acordo com a NBR 7680 (2015), a extração de testemunhos de estruturas depende da aprovação prévia de um engenheiro responsável. Nos casos que envolvam mais de um interveniente, a extração deve ser planejada em comum acordo entre os envolvidos (responsável pelo projeto estrutural, execução da obra e quando oportuno, pela empresa de concretagem).

#### 11.1.1 Equipamento de extração

A ABNT NBR 7680: 2015 prescreve que o equipamento utilizado pra realizar a extração de testemunhos deve permitir a retirada de amostras homogêneas e íntegras. Para retirada dos testemunhos cilíndricos, deve ser utilizado um conjunto de extratora munida de cálice e coroa diamantada, ou material abrasivo equivalente, que permita o corte dos testemunhos com as dimensões estabelecidas sem que haja danos excessivos na estrutura.

Para retirada dos testemunhos foi utilizado uma perfuratriz com as características citadas acima, conforme pode-se observar pela Figura 34.

Figura 34 - Perfuratriz



Fonte: O autor.

## 11.2 Amostragem

De acordo com a seção 4.2.2 da ABNT NBR 7680 (2015), o local de extração de testemunhos deve ser determinado por consenso entre o projetista estrutural, o construtor e o tecnologista do concreto, com o intuito de reduzir os riscos de extração em locais inadequados. A extração deve obedecer:

- a) os testemunhos devem ser retirados à distância maior ou equivalente ao seu diâmetro com relação às bordas do elemento estrutural ou juntas de concretagem;
- b) as distâncias mínimas entre as extremidades das perfurações não devem ser inferiores a um diâmetro do testemunho;
- c) não devem ser cortadas armaduras. Para evitar tal situação, devem ser usados detectores de metais (pacômetro), procedimento equivalente ou prospecção por retirada do cobrimento.

Figura 35 - Retirada dos testemunhos



Fonte: O autor.

Figura 36 - Testemunho



Fonte: O autor.

### 11.2.1 Dimensão dos testemunhos

O diâmetro de um testemunho cilíndrico deve ser pelo menos três vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo contido no concreto, e preferencialmente maior ou igual a 100 mm. Em elementos com armaduras concentradas cuja disposição das armaduras inviabilize a retirada de amostras maiores ou iguais a 100 mm, admite-se retiradas de testemunhos com diâmetro igual a 75 mm. A altura da amostra deve obedecer à condição:

$$1 \leq \frac{h}{d} \leq 2$$

Onde

$h$  é a altura do testemunho

$d$  é o diâmetro do testemunho

Podem ser utilizados testemunhos de diâmetros inferiores a 75 mm e superiores a 50 mm desde que acordado entre as partes envolvidas. Nestes casos a ABNT NBR 7860: 2015 estabelece uma retirada maior de número de testemunhos.

Para a extração dos testemunhos referentes a este trabalho, foi estabelecido o diâmetro de 100 mm.

#### 11.2.2 Integridade dos testemunhos

As amostras devem ser íntegras, sem apresentação de fissuras ou materiais diferentes do concreto, como madeiras e outros corpos estranhos. Testemunhos que contenham tal anormalidade devem ser descartados. Testemunhos que contenham barras na direção ortogonal de diâmetro de até 10 mm podem ser aceitos, deve-se excluir amostras que contenham barras cruzadas na mesma seção, dentro do terço médio da altura do testemunho. Para certificar que não há nenhum corpo estranho nos testemunhos, pode-se realizar ensaios não destrutivos como o de ultrassonografia, além da observação visual cuidadosa após a ruptura. Amostras que apresentem heterogeneidade do concreto devem ser descartadas.

#### 11.2.3 Corte dos testemunhos

Antes da realização dos ensaios os testemunhos devem ser cortados com auxílio de serra diamantada (Figura 37) visando corrigir a relação altura/diâmetro, retirar materiais estranhos e obter paralelismo entre os topos e sua ortogonalidade.

Figura 37 - Corte dos testemunhos



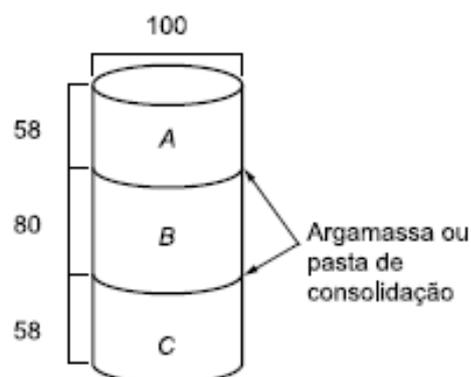
Fonte: O autor.

#### 11.2.4 Montagem de testemunhos em casos em que $h/d$ é menor que 1

Como já foi ressaltado anteriormente, os testemunhos a serem ensaiados não devem apresentar razão de esbeltez  $h/d$  inferior a um ou superior a dois. No entanto, a ABNT NBR 7860: 2015 estabelece critérios para a determinação da resistência do concreto de estruturas que não possibilitam a retirada de amostras com altura maior que o diâmetro da amostra. De acordo com a NBR referida, o uso de cilindros montados somente deve ser aceito em casos de comprovada impossibilidade de retirada de testemunhos dentro das normatizações. De acordo com os diâmetros dos testemunhos utilizados para elaboração deste trabalho, os testemunhos podem ser montados de duas maneiras (Figuras 38 e 39).

##### a) Montagem nº1

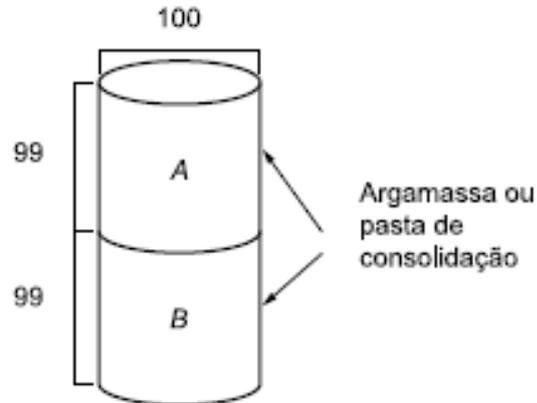
Figura 38 - Esquema de montagem nº1 de corpos de prova (dimensões em milímetros)



Fonte: ABNT NBR 7860, (2015).

## b) Montagem n°2

Figura 39 - Esquema de montagem n°2 de corpos de prova (dimensões em milímetros)

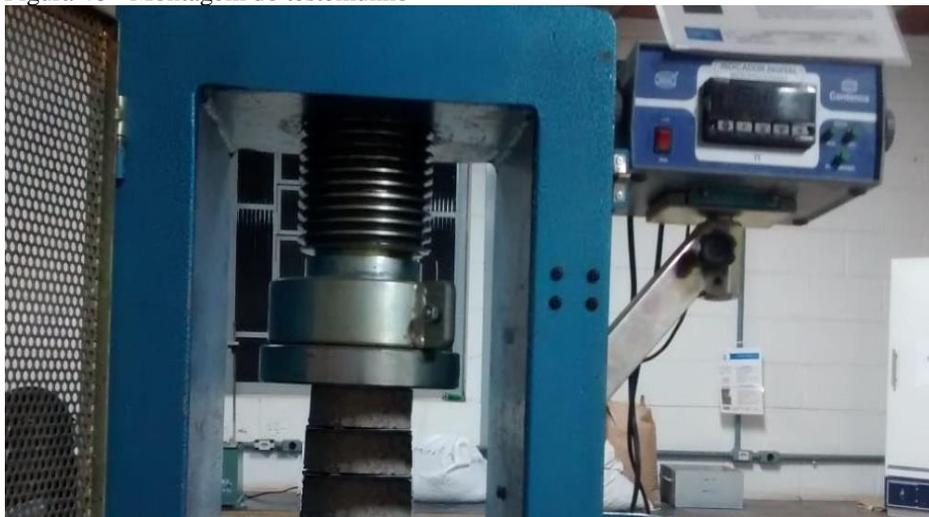


Fonte: ABNT NBR 7860, (2015).

As montagens exibidas nas Figuras 38 e 39, são indicações da ABNT NBR 7860:2015, no entanto para o caso descrito neste trabalho, não foi possível executar conforme as indicações, porém seguiu-se o pressuposto do ANEXO B da referida norma que estabelece que podem ser realizadas outras montagens desde que a relação entre a altura do testemunho e o seu diâmetro seja de  $1,5 \leq h/d \leq 2$ .

Para montagem do elemento, foram utilizados 3 testemunhos de 50 mm de altura, totalizando 150 mm de amostra total, resultando em uma relação  $h/d$  de 1,5.

Figura 40 - Montagem do testemunho



Fonte: O autor.

### 11.3 Determinação da resistência à compressão

Conforme pode-se observar pela Figura 41, o testemunho resistiu a uma força de 13,89 tf.

Figura 41 - Carga



Fonte: O autor.

Logo:

$$f_{ck, inicial} = \frac{F}{A}$$

Onde

$f_{ck}$  inicial é a resistência à compressão inicial.

$F$  é a força de compressão resistida.

$A$  é a área do testemunho.

$$f_{ck, inicial} = \frac{13,89}{0,007853} = 1.768,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 17,69 \text{ MPa}$$

De acordo com a ABNT NBR 7860:2015, devem ser aplicados coeficiente de correção das interferências causadas por interferências dos processos construtivos, e da extração do testemunho.

a)  $k_1$  – relação h/d: quando h/d = 2 não se verifica, o resultado da resistência deve ser corrigido de acordo com a Tabela 2 exibida a seguir:

Tabela 2 - Valores de  $K_1$ 

h/d	2,00	1,88	1,75	1,63	1,50	1,42	1,33	1,25	1,21	1,18	1,14	1,11	1,07	1,04	1,00
$k_1$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14

Fonte: ABNT NBR 7860, (2015).

b)  $k_2$  – Efeito do bronqueamento em função do diâmetro do testemunho: deve ser considerado em todos os casos e depende do diâmetro do testemunho. Emprega-se  $k_2$  de acordo com a Tabela 3.

Tabela 3 - Valores de  $k_2$ 

Diâmetro do testemunho (dt) mm	$\leq 25$	50 <sup>a</sup>	75	100	$\geq 150$
$k_2$	Não permitido	0,12	0,09	0,06	0,04

<sup>a</sup> Neste caso, o número de testemunhos deve ser o dobro daquele estabelecido na Tabela 1

Fonte: ABNT NBR 7860, (2015).

c)  $k_3$  – Direção de extração: os corpos de prova devem ser ensaiados sempre que possível no sentido de lançamento do concreto. Para extrações realizados no sentido ortogonal ao lançamento (comum em pilares),  $k_3 = 0,05$ . Para extrações realizadas no mesmo sentido (comum em lajes),  $k_3 = 0$ .

d)  $k_4$  – Efeito da umidade: Corpos de prova ensaiados saturados  $k_4 = 0$ , no caso de testemunhos ensaiados secos ao ar  $k_4 = 0,04$ .

O resultado final da resistência do concreto se dá pela expressão a seguir:

$$f_{ck} = [1 + (k_1 + k_2 + k_3 + k_4)] \cdot f_{ck, inicial}$$

Logo:

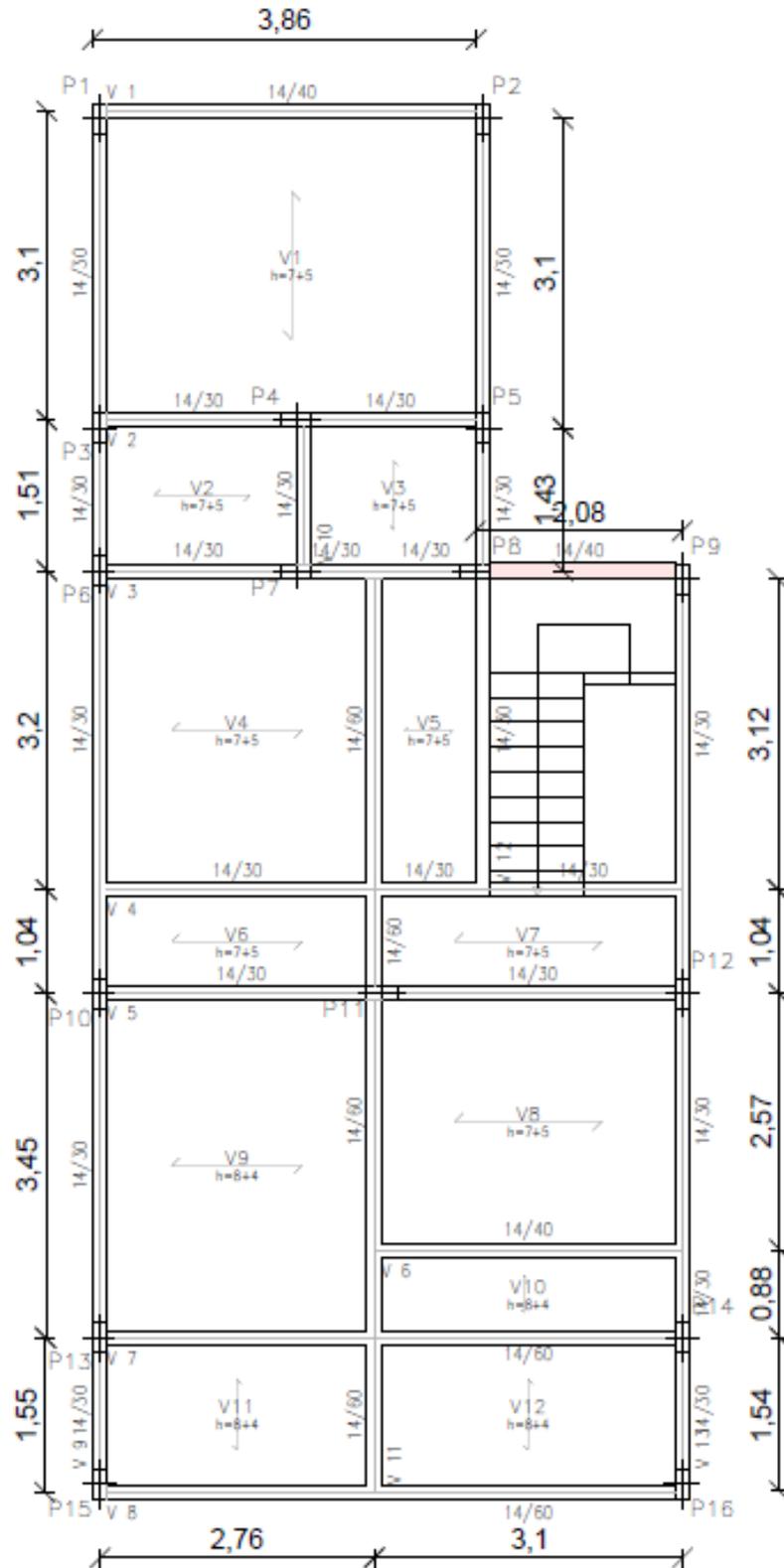
$$f_{ck} = [1 + (0,04 + 0,06 + 0 + 0,04)] \cdot 17,69 = 20,16 \text{ MPa}$$

## **12 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS LAJES EXISTENTES**

### **12.1 Caracterização das lajes existentes**

A planta de forma do forro da edificação existente (nível 300), será adaptada para dar lugar à planta de forma do piso do 1º pavimento (nível 300). Em função da necessidade, alguns vãos das lajes existentes serão alterados, portanto, para o cálculo da resistência das lajes será levado em consideração estas alterações, logo, é necessário analisar a planta de forma do 1º pavimento do projeto de ampliação. Esta planta será analisada mais detalhadamente em tópicos a seguir, para este tópico servirá somente de base para determinação dos vãos das lajes.

Figura 42 - Forma 1º pavimento projeto de ampliação, nível 300, escala 1:75 (cotas em metros)

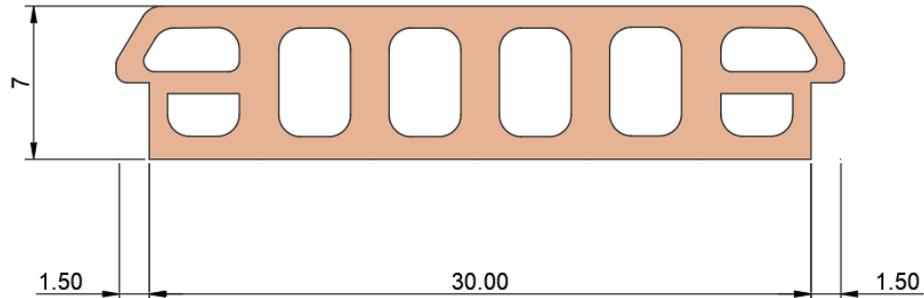


Fonte: O autor.

As lajes existentes são as lajes 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 8. As lajes a serem acrescentadas no 1º pavimento são as lajes 9, 10, 11 e 12.

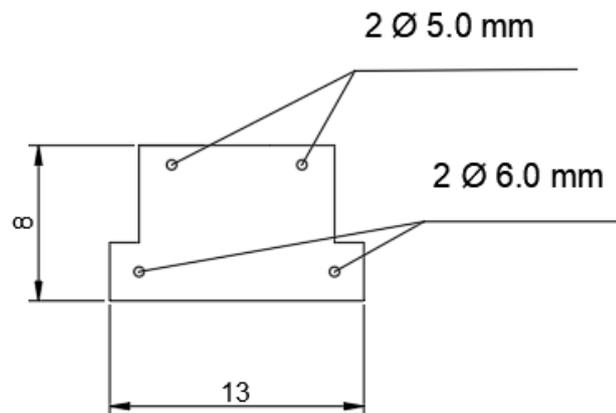
As lajes nervuradas existentes são do tipo trilho, cujo detalhes podem ser observadas nas Figuras 43 e 44. As tabelas cerâmicas possuem comprimento de 20 centímetros.

Figura 43 - Elemento de enchimento (cotas em centímetros)



Fonte: O autor.

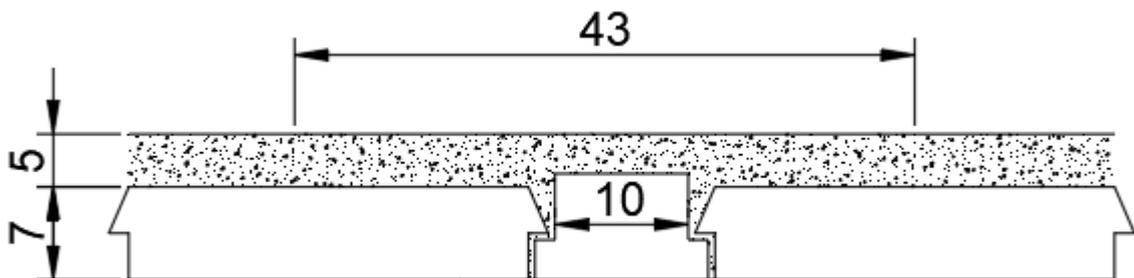
Figura 44 - Trilho (cotas em centímetros)



Fonte: O autor.

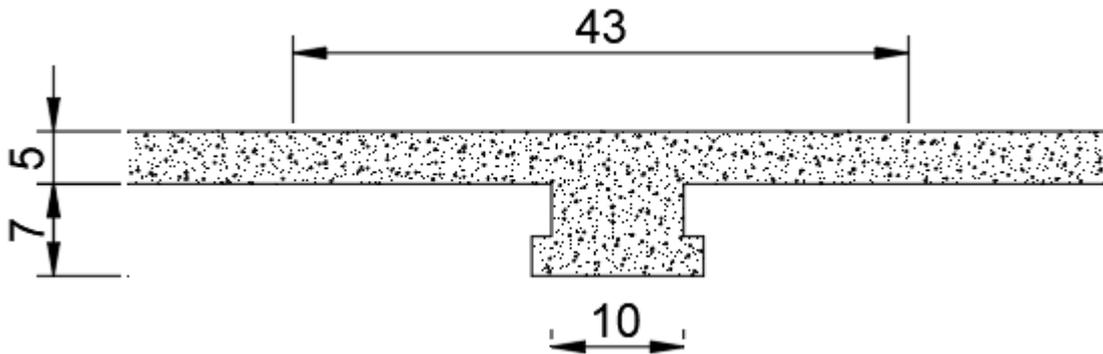
As lajes possuem seção real de acordo com a Figura 45, no entanto, para efeito de cálculo será considerada a seção demonstrada na Figura 46.

Figura 45 - Seção transversal real (cotas em centímetros)



Fonte: O autor.

Figura 46 - Seção transversal adotada (cotas em centímetros)



Fonte: O autor.

## 12.2 Determinação do peso próprio da estrutura

a) Características do bloco de enchimento

- Volume do bloco:

O volume do bloco é determinado por meio da equação:

$$V = A \cdot \text{Comp}$$

Onde:

$A$  é a seção transversal do bloco

$\text{Comp}$  é o comprimento do bloco

$$V = \left( 0,30 \cdot 0,07 + \left( \frac{(0,07 - 0,03) \cdot 0,015}{2} \right) \times 2 \right) \cdot 0,20 = 0,00432 \text{ m}^3$$

- Peso específico do bloco:

O peso específico do bloco é determinado por:

$$\gamma_{\text{bloco}} = \frac{M \cdot g}{V}$$

Onde:

$M$  é a massa do bloco

$V$  é o volume do bloco

$g$  é a aceleração da gravidade

$$\gamma_{\text{bloco}} = \frac{2,3 \cdot 9,81}{0,00432} = 5,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

- Área do bloco:

$$a_b = \left( 0,30 \cdot 0,07 + \frac{(0,07 - 0,03) \cdot 0,015}{2} \right) = 0,0216 \text{ m}^2$$

- b) Seção de concreto

Subtraindo-se a área do bloco da área total colaborante da nervura, obtém-se a área de concreto.

$$A_c = ((0,13 + 0,30) \cdot 0,12) - 0,0216 = 0,03 \text{ m}^2$$

- c) Peso próprio da laje:

O peso próprio da laje é obtido por meio da seguinte equação:

$$g_1 = \frac{a_b \cdot l \cdot \gamma_b + a_c \cdot l \cdot \gamma_{\text{conc}}}{a_t \cdot l}$$

Onde:

$a_b$  é a área do bloco

$a_c$  é a área de concreto

$l$  é o comprimento do bloco

$\gamma_b$  é o peso específico do bloco

$\gamma_{\text{conc}}$  é o peso específico do concreto

$a_t$  é a área da seção transversal colaborante

$$g_1 = \frac{0,0216 \cdot 0,20 \cdot 5,22 + 0,03 \cdot 0,20 \cdot 25}{(0,3 + 0,13) \cdot 0,20} = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### 12.3 Determinação do esforço máximo admissível

a) Determinação da linha neutra:

Forças atuantes na seção transversal, admitida como retangular, admitindo tensão igual a  $f_{yd}$  na armadura tracionada, pode-se terminar a força no aço por meio da equação:

$$F_s = A_s \cdot f_{yd}$$

Onde:

$F_s$  é a força no aço

$A_s$  é a área de aço efetiva

$f_{yd}$  é a tensão de cálculo no aço

$$F_s = (2 \cdot 0,28) \cdot \frac{60}{1,15} = 29,22 \text{ kN}$$

Força no concreto comprimido:

$$F_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot bf$$

Onde:

$F_c$  é a força no concreto

$f_{cd}$  é a tensão de cálculo no concreto

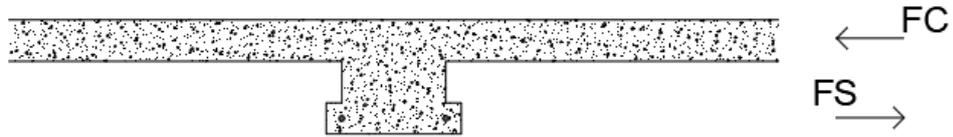
$x$  é a posição da linha neutra

$bf$  é a largura colaborante da nervura

$$F_c = 0,85 \cdot \frac{2}{1,4} \cdot 0,8 \cdot x \cdot 43 = 41,77 \cdot x \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \cdot \text{cm}$$

Força na armadura tracionada deve ser igual à força no concreto comprimido:

Figura 47 - Forças atuantes



Fonte: O autor.

$$F_s = F_c$$

$$29,22 = 41,77 \cdot x \rightarrow x = 0,69 \text{ cm}$$

Como  $x$  (0,69 cm) <  $h_f$  (5 cm) a linha neutra encontra-se na mesa.

b) Determinação da altura útil:

$$d = h - d'$$

Onde:

$h$  é a altura da seção

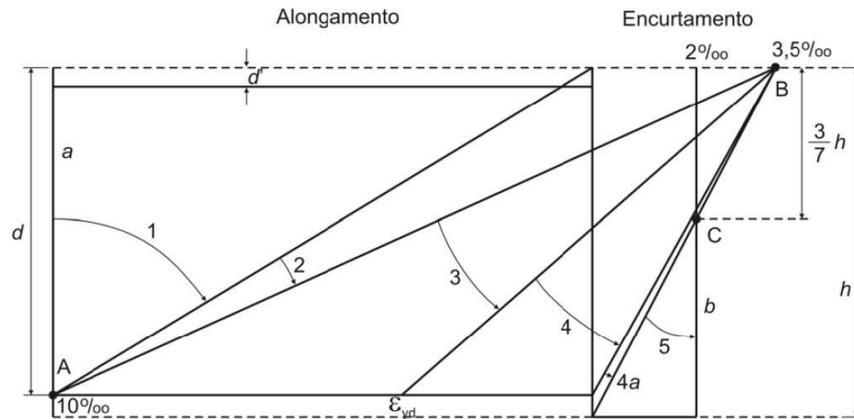
$d'$  é a altura da base da seção ao centro da armadura

$$d = 12 - (2,5 + 0,5 \cdot 0,6) = 9,2 \text{ cm}$$

c) Verificação do domínio

Verificação do domínio em que a seção está trabalhando para determinação da tensão na armadura. Conforme gráfico de domínios estado limite último.

Figura 48 - Limites estado limite último



Fonte: ABNT NBR 6118, (2014).

Posição  $x_{23}$  (limite entre os domínios 2 e 3) da linha neutra:

$$x_{23} = 0,259 \cdot d = 0,259 \cdot 9,2 = 2,38 \text{ cm}$$

Como  $x = 0,69 \text{ cm}$  é menor que  $x_{23} = 2,38 \text{ cm}$ , a peça trabalha no domínio 2, cuja deformação específica da armadura longitudinal no estado limite último é de 10,0%, com aço atingindo sua capacidade máxima, ou seja, tensão  $f_s = f_{yd} = f_{yk}/1,15$ .

d) Determinação do máximo momento resistente

$$M_d = F_d \cdot z$$

Onde:

$F_s$  é a força no aço

$z$  é o braço de alavanca ( $z = d - 0,4 \cdot x$ )

$$M_d = 29,22 \cdot (0,092 - 0,4 \cdot 0,0069) = 2,61 \text{ kN.m}$$

$$M_{k,adm} = \frac{M_d}{1,4} = \frac{2,61}{1,4} = 1,86 \text{ kN.m}$$

## 13 Verificação do ELU e ELS da estrutura

### 13.1 Verificação do ELU da estrutura – Considerando a utilização atual

Análise da resistência considerando a laje com a utilização atual (forro), adotando sobrecarga  $q$ : 0,5 kN/m<sup>2</sup> e revestimento  $g_2$ : 0,7 kN/m<sup>2</sup> (telhado de telha cerâmica).

De acordo com a NBR 6118:2014, a segurança das estruturas de concreto, deve ser verificada em relação aos seguintes estados-limites últimos:

- Estado-limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
  - Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, em parte ou como um todo, consequente das ações tangenciais ou normais;
  - Estado-limite último de esgotamento da capacidade da estrutura, levando em consideração os efeitos de segunda ordem;
  - Estado-limite último de colapso progressivo;
  - Estado-limite último de esgotamento da capacidade considerando exposição ao fogo;
  - Estado-limite último de esgotamento da capacidade considerando ações sísmicas;
- a) Determinação da força solicitante de cálculo: de acordo com a NBR 6118:2014, as forças atuantes na estrutura podem ser combinadas, de acordo com a probabilidade de atuação simultânea na estrutura. Para a verificação do estado-limite último utiliza-se a combinação última, descrita pela Tabela 4.

Tabela 4 - Combinações últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado <sup>a</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k\max}$ e $P_{k\min}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} \cdot G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} \cdot G_{nk} + \gamma_q \cdot Q_{nk} - \gamma_{qs} \cdot Q_{smin}$ . Onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} \cdot Q_{jk}$
Especiais ou de construção <sup>b</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q \cdot (F_{qk} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} \cdot F_{eqk}$	
Excepcionais <sup>b</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$	

Fonte: O autor.

Logo:

$$F_d = (2,0 + 0,7 + 0,5) \cdot 1,4 = 4,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_d = 4,48 \cdot 0,43 = 1,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{nervura}$$

$$F_k = \frac{1,92}{1,4} = 1,37 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{nervura}$$

Para determinação do estado-limite último, o momento atuante nas nervuras foi definido:

$$M_{k,at} = \frac{F_k \cdot l^2}{8}$$

Onde:

$F_k$  é a força característica atuante

$l$  é o vão da laje

Tabela 5 - Verificação do ELU - Considerando a utilização atual

Laje	$l$ (m)	$F_k$ (kN/m/nervura)	$M_{k,at}$ (kN.m)	$M_{k,adm}$ (kN.m)	Sit.
1	3,10	1,37	1,65	1,86	ok
2	2,06	1,37	0,72	1,86	ok
3	1,43	1,37	0,35	1,86	ok
4	2,76	1,37	1,33	1,86	ok
5	1,08	1,37	0,20	1,86	ok
6	2,76	1,37	1,33	1,86	ok
7	3,10	1,37	1,63	1,86	ok
8	3,10	1,37	1,63	1,86	ok

Fonte: O autor.

### 13.2 Verificação do ELS da estrutura – Considerando a utilização atual

De acordo com a NBR 6118:2014, estado-limite de serviço “...são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados ...”

Divide-se basicamente em quatro grupos:

- Aceitabilidade sensorial: limite de vibrações indesejáveis ou efeito visual desconfortável.
  - Efeitos específicos: deslocamentos que possam vir a impedir a adequada utilização da construção.
  - Efeitos em elementos estruturais: deslocamentos estruturais que possam ocasionar incorreto funcionamento dos elementos, que mesmo não fazendo parte da estrutura estão ligados a ela.
  - Efeitos em elementos estruturais: deslocamentos que possam afetar o comportamento do elemento estrutural, ocasionando afastamentos em relação à hipótese inicial de cálculo.
- a) Determinação da força solicitante de cálculo: de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a combinação utilizada para verificação do estado-limite de serviço quanto aos deslocamentos máximos da estrutura é a combinação permanente, descrita pela Tabela 6.

Tabela 6 - Combinações de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_2 F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor característico $F_{q1k}$ e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$ .	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$

Fonte: O autor.

Os coeficientes de ponderação das ações para verificação do ELS, descritos na Tabela 6, são verificados de acordo com a Tabela 7.

Tabela 7 - Coeficientes de ponderação das ações variáveis

Ações		$\gamma_{f2}$		
		$\Psi_0$	$\Psi_1^a$	$\Psi_2$
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>b</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas <sup>c</sup>	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

Fonte: ABNT NBR 6118, (2014).

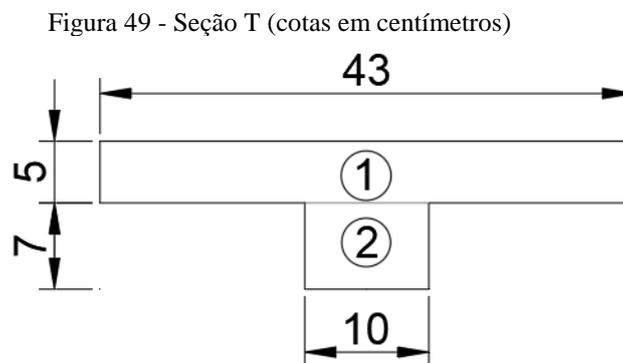
Logo, a força solicitante de cálculo para verificação do ELS pode ser descrita:

$$F_{sk} = (2 + 0.7) + (0,3 \cdot 0,5) = 2,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{sk} = 2,85 \cdot 0,43 = 1,23 \frac{\text{kN}}{\text{m}}/\text{nervura}$$

b) Determinação da inércia no estádio I

A seção foi dividida para a análise conforme demonstra a Figura 49.



Fonte: O autor

- Cálculo do momento de inércia sem considerar a armadura

O cálculo da inércia se dá pela seguinte equação:

$$I_x = \Sigma(I_{x0} + (y_{cg} - y)^2 \cdot A)$$

Onde:

$I_{x0}$  é a inércia do elemento no eixo x

$y_{cg}$  é a coordenada (no eixo y) do centro de gravidade do elemento em relação a uma referência

y é a coordenada (no eixo y) do centro de gravidade do conjunto em relação à mesma referência

A é a área do elemento

$$I_x = (285,83 + (3,5 - 8,03)^2 \cdot 70) + (447,92 + (9,5 - 8,03)^2 \cdot 215) = 2.634,81 \text{ cm}^4$$

- Momento de inércia considerando a armadura

$$I_1 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(y - \frac{h}{2}\right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot (d - y)^2$$

Onde:

$y$  é a distância entre o centro de gravidade e a borda comprimida

$\alpha_e$  é a relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto

$d$  é a altura útil da seção

$$I_1 = \frac{33 \cdot 5^3}{12} + \frac{10 \cdot 12^3}{12} \cdot 33 \cdot 5 \cdot \left(4,06 - \frac{5}{2}\right)^2 + 10 \cdot 12 \cdot \left(4,06 - \frac{12}{2}\right)^2 + (9,87 - 1) \cdot 0,57 \cdot (9,2 - 4,06)^2 = 2768,08 \text{ cm}^4$$

c) Determinação da inércia no estágio II

Aumentando-se o esforço atuante na seção, as tensões de tração, na maior parte dos casos abaixo da linha neutra, atingem valores superiores ao da capacidade de resistência do concreto à tração, conduzindo ao estágio II (estado de fissuração), que admite que:

- Esforços de tração são suportados apenas pela armadura localizada abaixo da linha neutra.
- Há uma relação linear entre deformação específica e tensão para todos os pontos da seção transversal (CARVALHO, 2014).

Uma seção-limite do estágio II, considera que todo o concreto fissurado será desprezado, compreende o estágio em que um momento maior que o momento de fissuração atua na seção até a situação de escoamento da armadura ou plastificação do concreto comprimido.

Para o cálculo da inércia no estágio II é necessário conhecer a localização  $x_2$  da linha neutra. De acordo com Ghali e Favre (1986), em casos de vigas de seção T sem armadura comprimida, a posição  $x_2$  pode ser obtida através da equação:

$$x_2 = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1}$$

Onde:

$$a_1 = \frac{b_f}{2}$$

$$a_2 = [h_f \cdot (b_f - b_w)] + \alpha_e \cdot A_s$$

$$a_3 = -d \cdot \alpha_e \cdot A_s - \frac{h_f^2}{2} \cdot (b_f - b_w)$$

Logo:

$$a_1 = \frac{43}{2} = 21,5 \text{ cm}$$

$$a_2 = [5 \cdot (43 - 10)] + 9,87 \cdot 0,58 = 170,7 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = -9,2 \cdot 9,87 \cdot 0,56 - \frac{5^2}{2} \cdot (43 - 10) = -463,35$$

$$x_2 = \frac{-170,7 \pm \sqrt{170,7^2 - 4 \cdot 21,5 \cdot -463,35}}{2 \cdot 21,5} = 2,13 \text{ cm}$$

Com base nos resultados obtidos é possível determinar a inércia da seção no estágio II.

$$I_{xII} = \frac{b_f \cdot x_2^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (x_2 - d)^2$$

$$I_{xII} = \frac{43 \cdot 2,13^3}{3} + 9,87 \cdot 0,56 \cdot (2,13 - 9,2)^2 = 414,78 \text{ cm}^4$$

d) Determinação da inércia média ( $I_m$ )

Para determinação da inércia média (necessária para o cálculo dos deslocamentos) é necessário calcular o momento de fissuração do elemento estrutural.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_c}{y_t}$$

Onde:

$\alpha$  vale 1,2 para seções T ou duplo T e 1,5 para seções retangulares

$f_{ctm}$  é a resistência média à tração do concreto expressa por:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto

$y_t$  é a distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada

Logo:

$$M_r = \frac{1,2 \cdot 0,221 \cdot 2634,81}{8,03} = 87,01 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 0,87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para determinação da inércia média, utiliza-se a equação abaixo:

$$I_m = \left( \frac{M_r}{M_{at}} \right)^n \cdot I_I + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_{at}} \right)^n \right] \cdot I_{II}$$

Onde:

$I_I$  é o momento de inércia da seção bruta

$I_{II}$  é o momento de inércia da peça no estágio II

$M_r$  é o momento de fissuração do concreto

$M_{at}$  é momento atuante na seção mais solicitada

$n$  é um índice de valor igual a 4, para situações de análise feita em apenas uma seção da peça, ou valor igual a 3, para casos de análise da peça ao longo de todo o seu comprimento.

Com base na equação descrita acima, a Tabela 8 apresenta a inércia média para cada laje analisada.

Tabela 8 - Inércia média

Laje	l (m)	M <sub>k,at</sub> (kN.m)	M <sub>r</sub> (kN.m)	I <sub>I</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>II</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>m</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>m</sub> / I <sub>I</sub>
1	3,10	1,48	0,87	2768,08	414,78	895,20	0,32
2	2,06	0,65	0,87	2768,08	414,78	2768,08	1,00
3	1,43	0,31	0,87	2768,08	414,78	2768,08	1,00
4	2,76	1,17	0,87	2768,08	414,78	1379,35	0,50
5	1,08	0,18	0,87	2768,08	414,78	2768,08	1,00
6	2,76	1,17	0,87	2768,08	414,78	1379,35	0,50
7	3,10	1,48	0,87	2768,08	414,78	895,20	0,32
8	3,10	1,48	0,87	2768,08	414,78	895,20	0,32

Fonte: O autor.

e) Determinação da flecha (a)

Com base nos resultados obtidos e aplicando a fórmula para estimativa de flechas, foi possível determinar os deslocamentos das lajes.

$$a_{t=0} = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E_c \cdot I_m}$$

Onde:

$p$  é o carregamento por metro

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto

$I_m$  é a inércia média

$l$  é o vão da laje

De acordo com a NBR 6118:2014, a flecha diferida no tempo decorrentes de cargas de longa duração em decorrência da fluência, pode ser verificada de maneira aproximada por um fator expresso por:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \varepsilon}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

Onde:

$$\rho' = \frac{As'}{b \cdot d}$$

$As'$  é a área de armadura de compressão do trecho considerado

$\varepsilon$  é o coeficiente função do tempo, sendo:

$$\Delta \varepsilon = \varepsilon(t) - \varepsilon(t_0)$$

Onde:

Para  $t \leq 70$  meses:

$$\varepsilon(t) = 0,68 \cdot 0,996^t \cdot t^{0,32}$$

Para  $t \geq 70$  meses  $\varepsilon(t) = 2$ .

$t$  é o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida

$t_0$  é a idade em meses, reativa à data de aplicação de aplicação da carga de longa duração.

O valor da flecha total no tempo infinito será:

$$a_{t=\infty} = a_{t=0} \cdot (1 + \alpha_f)$$

A ABNT NBR 6118:2014, estabelece os limites dos deslocamentos em estruturas de concreto (Tabela 9).

Tabela 9 - Limite dos deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	1/250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	1/350

Fonte: O autor.

Para o cálculo da deformação das lajes, considerou-se a retirada do escoramento com 14 dias e aplicação da sobrecarga de utilização com 90 dias.

A Tabela 10 apresenta os deslocamentos das lajes.

Tabela 10 - Verificação da flecha

Laje	Comb.	$a_{lim}$ (cm)	$a_{t=0}$ (cm)	$a_{t=\infty}$ (cm)	Verificação
1	CQP	1,24	0,50	1,20	ok
2	CQP	0,82	0,05	0,13	ok
3	CQP	0,57	0,01	0,03	ok
4	CQP	1,10	0,21	0,49	ok
5	CQP	0,43	0,00	0,01	ok
6	CQP	1,10	0,21	0,49	ok
7	CQP	1,24	0,50	1,20	ok
8	CQP	1,24	0,50	1,20	ok

Fonte: O autor.

### 13.3 Verificação do ELU da estrutura – Considerando a utilização após a ampliação

Análise da segurança considerando a utilização após a ampliação (piso residencial), considerando sobrecarga  $q = 1,50 \text{ kN/m}^2$  (sobrecarga residencial) e  $g2 = 0,70 \text{ kN/m}^2$  (revestimento cerâmico).

Tabela 11 - Verificação do ELU - Considerando a utilização após a ampliação

Laje	$l$ (m)	$g1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$g2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$M_{adm}$ (kN.m)	$M_{at}$ (kN.m)	Sit.
1	3,10	2,00	0,70	1,50	4,20	1,86	2,17	não passa
2	2,06	2,00	0,70	1,50	4,20	1,86	0,95	ok
3	1,43	2,00	0,70	1,50	4,20	1,86	0,46	ok
4	2,76	2,00	0,70	1,50	4,20	1,86	1,71	ok
5	1,08	2,00	0,70	1,50	4,20	1,86	0,26	ok
6	2,76	2,00	0,70	1,50	4,20	1,86	1,71	ok
7	3,10	2,00	0,70	1,50	4,20	1,86	2,17	não passa
8	3,10	2,00	0,70	1,50	4,20	1,86	2,17	não passa

Fonte: O autor.

### 13.4 Verificação do ELS da estrutura – Considerando a utilização após a ampliação

- a) Determinação do esforço nas nervuras

Conforme descrito na seção 13.2 deste trabalho, verifica-se o esforço atuante nas nervuras:

$$F_{sk} = 2 + 0,70 + 0,3 \cdot 1,5 = 3,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

b) Determinação da inércia média ( $I_m$ )

Conforme descrito na seção 13.2 deste trabalho, verifica-se a inércia média:

$$I_m = \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n\right] \cdot I_{II}$$

A Tabela 12 apresenta a inércia média para cada laje.

Tabela 12 - Inércia média após a ampliação

Laje	l (m)	$M_{at}$ (kN.m)	$M_r$ (kN.m)	$I_I$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{II}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_m$ (cm <sup>4</sup> )	$I_m / I_I$
1	3,10	1,62	0,87	2768,08	414,78	778,14	0,30
2	2,06	0,72	0,87	2768,08	414,78	2768,08	1,00
3	1,43	0,35	0,87	2768,08	414,78	2768,08	1,00
4	2,76	1,29	0,87	2768,08	414,78	1144,32	0,41
5	1,08	0,20	0,87	2768,08	414,78	2768,08	1,00
6	2,76	1,29	0,87	2768,08	414,78	1144,32	0,41
7	3,10	1,62	0,87	2768,08	414,78	778,14	0,30
8	3,10	1,62	0,87	2768,08	414,78	778,14	0,30

Fonte: O autor.

c) Determinação da flecha

Conforme descrito na seção 13.2 deste trabalho, verifica-se a flecha.

$$a = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E_c \cdot I_m}$$

A tabela 13 apresenta os deslocamentos das lajes.

Tabela 13 - Flecha após a ampliação

Laje	Comb.	$a_{lim}$ (cm)	$a_{t=0}$ (cm)	$a_{t=\infty}$ (cm)	Verificação
1	CQP	1,24	0,60	1,40	não passa
2	CQP	0,82	0,06	0,14	ok
3	CQP	0,57	0,01	0,03	ok
4	CQP	1,10	0,25	0,58	ok
5	CQP	0,43	0,00	0,01	ok
6	CQP	1,10	0,25	0,58	ok
7	CQP	1,24	0,60	1,40	não passa
8	CQP	1,24	0,60	1,40	não passa

Fonte: O autor.

### 13.5 Análise das verificações

Com base nas verificações realizadas nas lajes da edificação, foi possível determinar que as lajes atendem a todas as verificações quanto à utilização atual (forro). No entanto, quanto à mudança de utilização (pavimento residencial), as lajes 1, 7 e 8 não são verificadas, deixando de atender ao estado-limite último e ao estado-limite de serviço. Estas lajes necessitarão de passar por processo de reforço estrutural, afim de possibilitar a ampliação da residência, atendendo aos parâmetros normativos necessários.

## 14 REFORÇO ESTRUTURAL

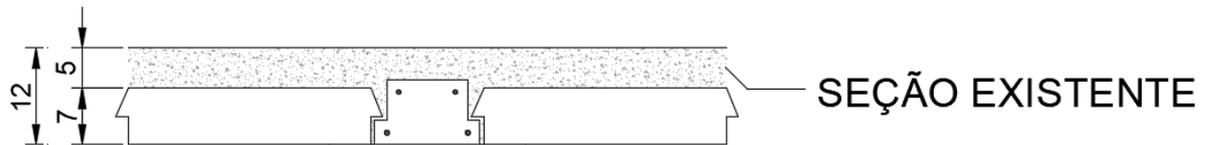
### 14.1 Escolha do tipo de reforço

Conforme apresentado em tópicos anteriores, existem diversos métodos que podem ser aplicados para o reforço de estruturas de concreto armado. Para o reforço das lajes em questão, seria possível utilizar o reforço por meio de FRP's, chapas de aço coladas; seria possível ainda a diminuição do vão das lajes por meio da inserção de elementos em concreto armado ou perfis metálicos. No entanto, optou-se por utilizar o método de reforço por meio do aumento de seção do elemento estrutural, pela facilidade de execução e por se tratar de um método que não necessita de mão de obra especializada.

### 14.2 Caracterização das lajes após o reforço estrutural

As lajes a serem reforçadas (1, 7 e 8), possuem seção transversal conforme demonstra a Figura 50.

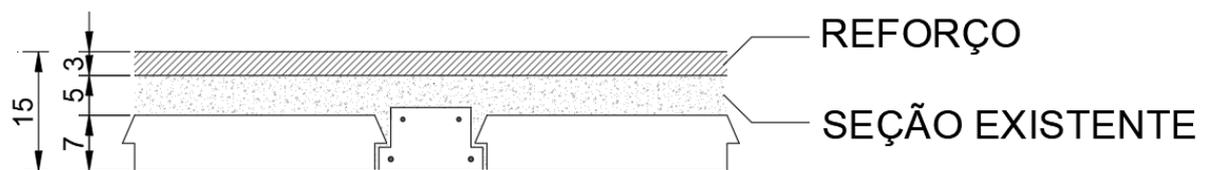
Figura 50 - Seção atual das lajes (cotas em centímetros)



Fonte: O autor.

Propõe-se o aumento da seção de capeamento, modificando a seção atual de 5 cm, para 8 cm, modificando as lajes de H12 para H15, conforme apresenta a Figura 51.

Figura 51 - Seção transversal após o reforço (cotas em centímetros)



Fonte: O autor.

#### 14.2.1 Determinação do novo peso próprio da estrutura

Conforme a seção 12.2 deste trabalho, verifica-se o peso próprio da estrutura.

$$g_1 = \frac{0,0216 \cdot 0,20 \cdot 5,22 + 0,0429 \cdot 0,20 \cdot 25}{(0,3 + 0,13) \cdot 0,20} = 2,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### 14.2.2 Determinação do máximo esforço admissível

Os itens apresentados a seguir, seguem o mesmo pressuposto da seção 13.3 deste trabalho, portanto a descrição das equações e processos utilizados nos cálculos podem ser consultados na seção referida.

a) Determinação da nova altura útil:

$$d = 15 - (2,5 + 0,5 \cdot 0,6) = 12,2 \text{ cm}$$

## b) Verificação do domínio

Verificação do domínio em que a seção está trabalhando para determinação da tensão na armadura.

Posição  $x_{23}$  (limite entre os domínios 2 e 3) da linha neutra:

$$x_{23} = 0,259 \cdot d = 0,259 \cdot 12,2 = 3,15 \text{ cm}$$

Como  $x = 0,69 \text{ cm}$  é menor que  $x_{23} = 3,15 \text{ cm}$ , a peça trabalha no domínio 2, cuja deformação específica da armadura longitudinal no estado limite último é de 10,0%, com aço atingindo sua capacidade máxima, ou seja, tensão  $f_s = f_{yd} = f_{yk}/1,15$ .

## c) Determinação do máximo momento resistente

$$M_d = 29,22 \cdot (0,122 - 0,4 \cdot 0,0069) = 3,48 \text{ kN.m}$$

$$M_{k,adm} = \frac{M_d}{1,4} = \frac{3,48}{1,4} = 2,50 \text{ kN.m}$$

**14.3 Verificação do ELU da estrutura**

As verificações realizadas a seguir, seguem os princípios da seção 13.1, as definições das fórmulas utilizadas podem ser verificadas na seção referida.

## a) Determinação da força solicitante de cálculo

$$F_d = (2,75 + 0,7 + 1,5) \cdot 1,4 = 6,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_d = 6,93 \cdot 0,43 = 2,97 \frac{\text{kN}}{\text{m}}/\text{nervura}$$

$$F_k = \frac{2,97}{1,4} = 2,12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}/\text{nervura}$$

Para determinação do estado-limite último, o momento atuante nas nervuras foi definido:

$$M_{k,at} = \frac{F_k \cdot l^2}{8}$$

A Tabela 14 apresenta a verificação do ELU das lajes reforçadas.

Tabela 14 - Verificação do ELU

Laje	l (m)	F <sub>k</sub> (kN/m/nervura)	M <sub>k,at</sub> (kN.m)	M <sub>k,adm</sub> (kN.m)	A <sub>s,nec</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s,ef</sub> (cm <sup>2</sup> )	Sit.
1	3,10	2,12	2,55	2,50	0,58	0,57	ok
7	3,10	2,12	2,55	2,50	0,58	0,57	ok
8	3,10	2,12	2,55	2,50	0,58	0,57	ok

Fonte: O autor.

#### 14.4 Verificação do ELS da estrutura

As verificações descritas a seguir, seguem os pressupostos da seção 13.2, portanto, a definição das equações utilizadas neste tópico, podem ser verificadas na seção referida.

- a) Determinação da força solicitante de cálculo para verificação do ELS:

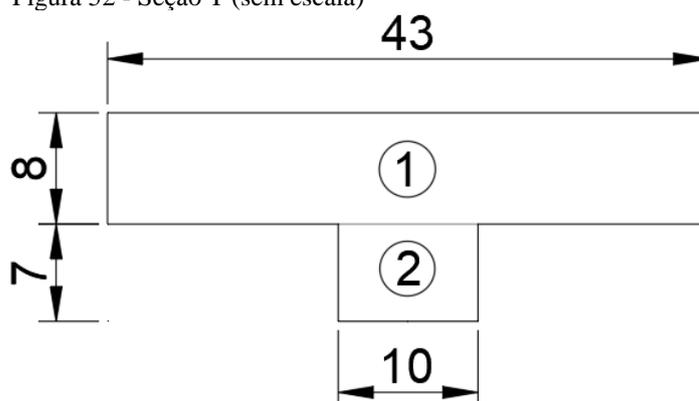
$$F_{sk} = (2,75 + 0,7) + (0,3 \cdot 1,5) = 3,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{sk} = 3,9 \cdot 0,43 = 1,67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}/\text{nervura}$$

- b) Determinação da inércia no estádio I

A seção foi dividida para a análise conforme demonstra a Figura 52.

Figura 52 - Seção T (sem escala)



Fonte: O autor

- Inércia no estágio I sem considerar a armadura

O cálculo da inércia se dá pela seguinte equação:

$$I_x = \Sigma(I_{x0} + (y_{cg} - y)^2 \cdot A)$$

$$I_x = (285,83 + (3,5 - 9,73)^2 \cdot 70) + (1834,67 + (11 - 9,73)^2 \cdot 344) = 5.392,24 \text{ cm}^4$$

- Inércia no estágio I considerando a armadura

$$I_I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(y - \frac{h}{2}\right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot (d - y)^2$$

$$I_I = 5632,12 \text{ cm}^4$$

- c) Determinação da inércia no estágio II

$$a_1 = \frac{43}{2} = 21,5 \text{ cm}$$

$$a_2 = [8 \cdot (43 - 10)] + 9,87 \cdot 0,57 = 269,62 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = -12 \cdot 9,87 \cdot 0,57 - \frac{8^2}{2} \cdot (43 - 10) = -1.124,63$$

$$x_2 = \frac{-269,62 \pm \sqrt{269,62^2 - 4 \cdot 21,5 \cdot -1124,63}}{2 \cdot 21,5} = 3,30 \text{ cm}$$

Com base nos resultados obtidos é possível determinar a inércia da seção no estágio II.

$$I_{xII} = \frac{b_f \cdot x_2^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (x_2 - d)^2$$

$$I_{xII} = \frac{43 \cdot 3,30^3}{3} + 9,87 \cdot 0,57 \cdot (3,30 - 12,2)^2 = 960,72 \text{ cm}^4$$

d) Determinação da inércia média ( $I_m$ )

Para determinação da inércia média (necessária para o cálculo dos deslocamentos) é necessário calcular o momento de fissuração do elemento estrutural.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_c}{y_t}$$

$$M_r = \frac{1,2 \cdot 0,221 \cdot 5392,24}{9,73} = 146,97 \text{ Kn. cm} = 1,47 \text{ kN. m}$$

Para determinação da inércia média, utiliza-se a equação abaixo:

$$I_m = \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n\right] \cdot I_{II}$$

A Tabela 15 apresenta a inércia média das lajes em análise.

Tabela 15 - Inércia média

Laje	l (m)	$M_{at}$ (kN.m)	$M_r$ (kN.m)	$I_I$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{II}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_m$ (cm <sup>4</sup> )	$I_m / I_I$
1	3,10	2,55	1,47	5632,12	960,72	1855,63	0,33
7	3,10	2,55	1,47	5632,12	960,72	1855,63	0,33
8	3,10	2,55	1,47	5632,12	960,72	1855,63	0,33

Fonte: O autor.

## e) Determinação da flecha

Com base nos resultados obtidos e aplicando as fórmulas para estimativa das flechas, foi possível determinar os deslocamentos das lajes.

$$a_{t=0} = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E_c \cdot I_m}$$

$$\alpha_f = \frac{\Delta \varepsilon}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

$$\rho' = \frac{As'}{b \cdot d}$$

$$\Delta \varepsilon = \varepsilon(t) - \varepsilon(t_0)$$

Para  $t \geq 70$  meses:  $t = 2$  ou para  $t \leq 70$  meses:

$$\varepsilon(t) = 0,68 \cdot 0,996^t \cdot t^{0,32}$$

$$a_{t=\infty} = a_{t=0} \cdot (1 + \alpha_f)$$

A Tabela 16 apresenta os deslocamentos das lajes reforçadas.

Tabela 16 - Verificação da flecha

Laje	Comb.	a <sub>lim</sub> (cm)	a <sub>t=0</sub> (cm)	a <sub>t=∞</sub> (cm)	Verificação
1	CQP	1,24	0,22	0,51	ok
7	CQP	1,24	0,22	0,51	ok
8	CQP	1,24	0,22	0,51	ok

Fonte: O autor.

## 14.5 Análise

Com base nas verificações apresentadas, é possível concluir que as lajes reforçadas atendem às verificações de ELU e ELS, portanto, é possível executar o projeto de ampliação da edificação.

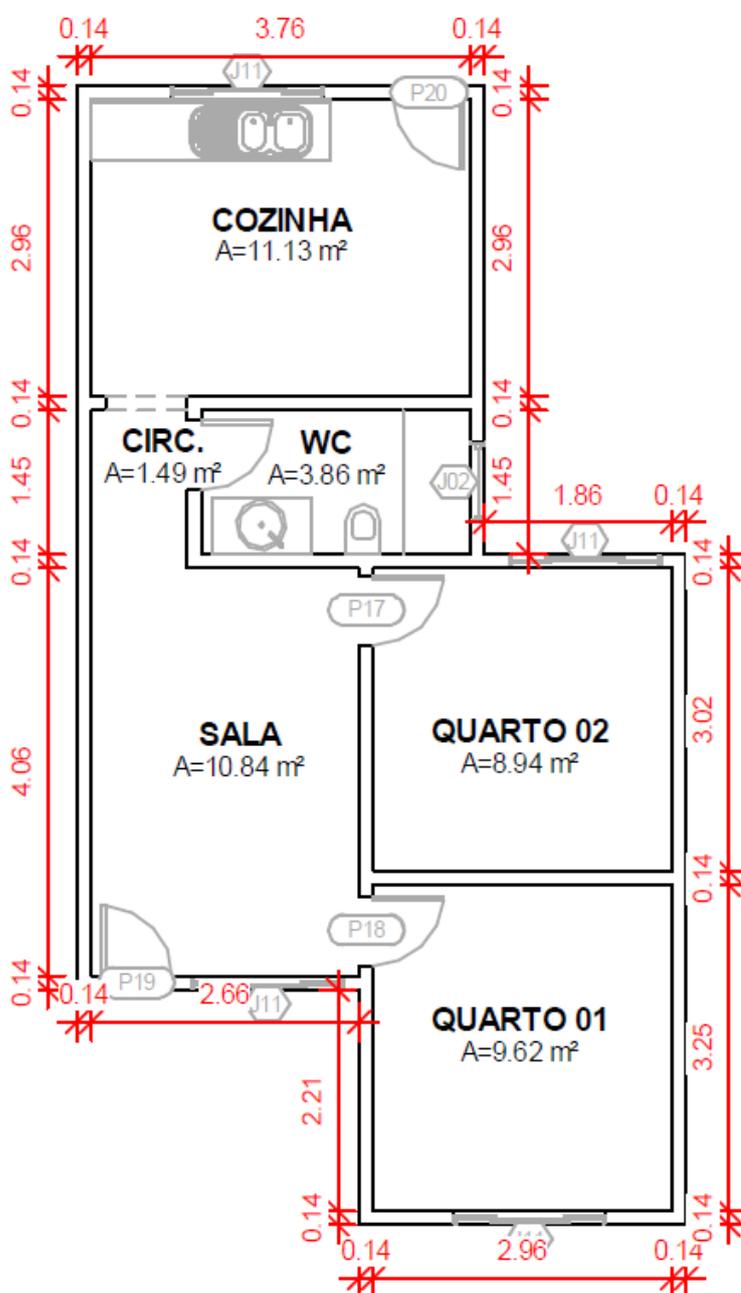
## 15 PROJETO DE AMPLIAÇÃO

### 15.1 Disciplina – Arquitetônico

a) Edificação existente (nível 0)

O layout existente pode ser observado pela Figura 53.

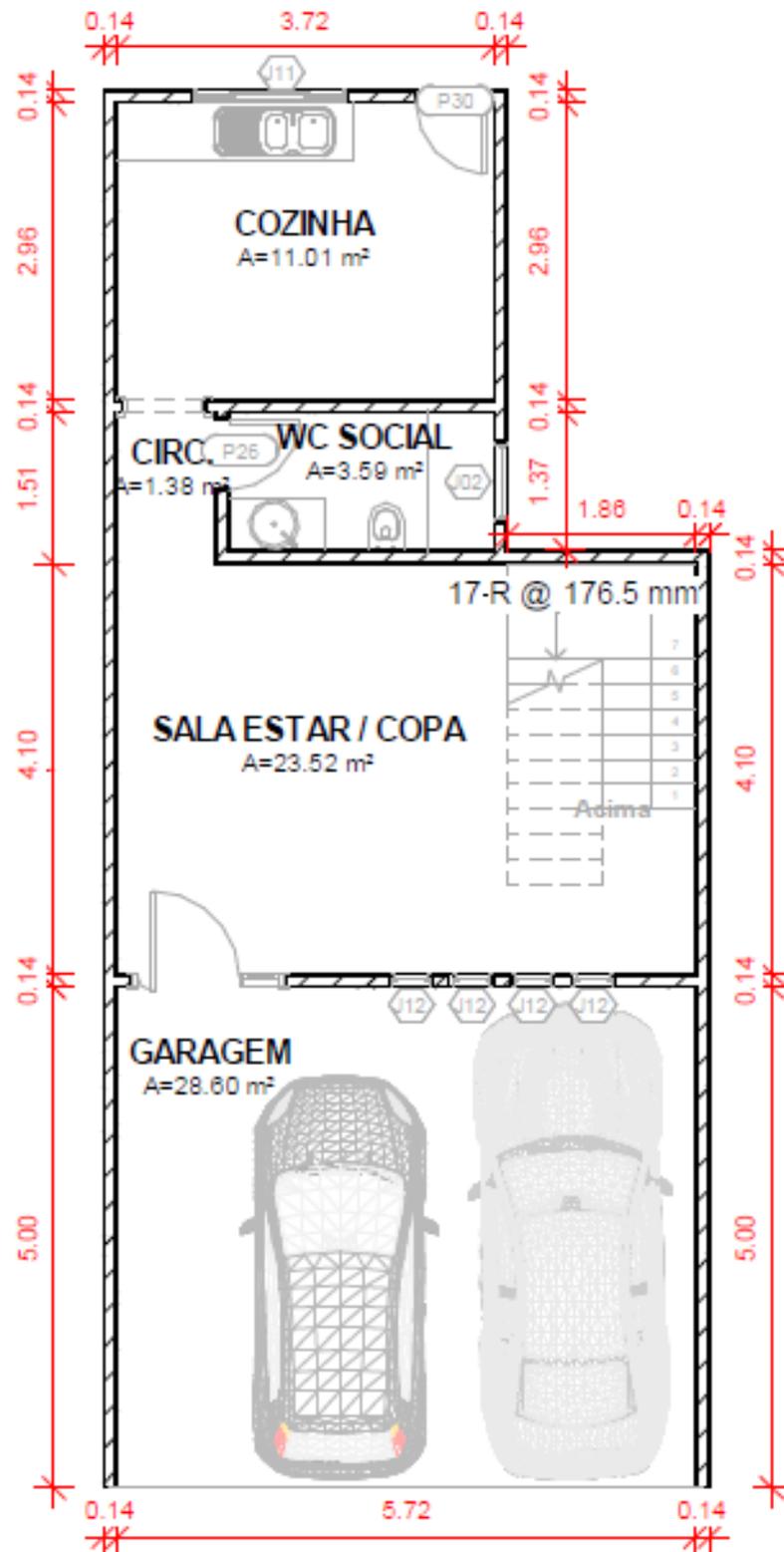
Figura 53 - Layout existente - nível 0, escala 1:75 (cotas em metros)



Fonte: O autor.

## b) Projeto de ampliação – Térreo (nível 0)

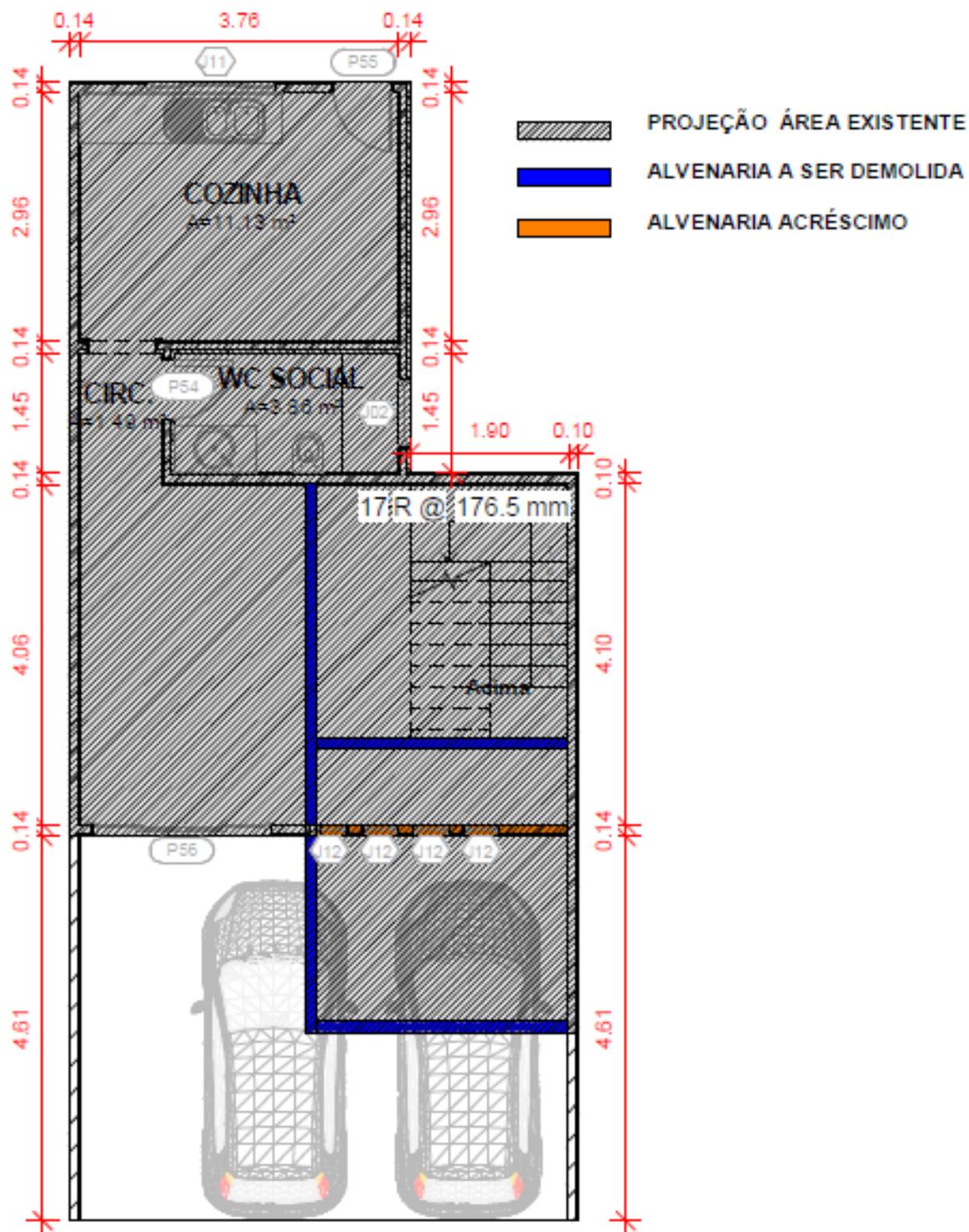
Figura 54 - Ampliação pavimento térreo, nível 0, escala 1:75 (cotas em metros)



Fonte: O autor.

A projeção do projeto de ampliação do pavimento térreo (nível 0) sobre a edificação existente é exibida pela Figura 55.

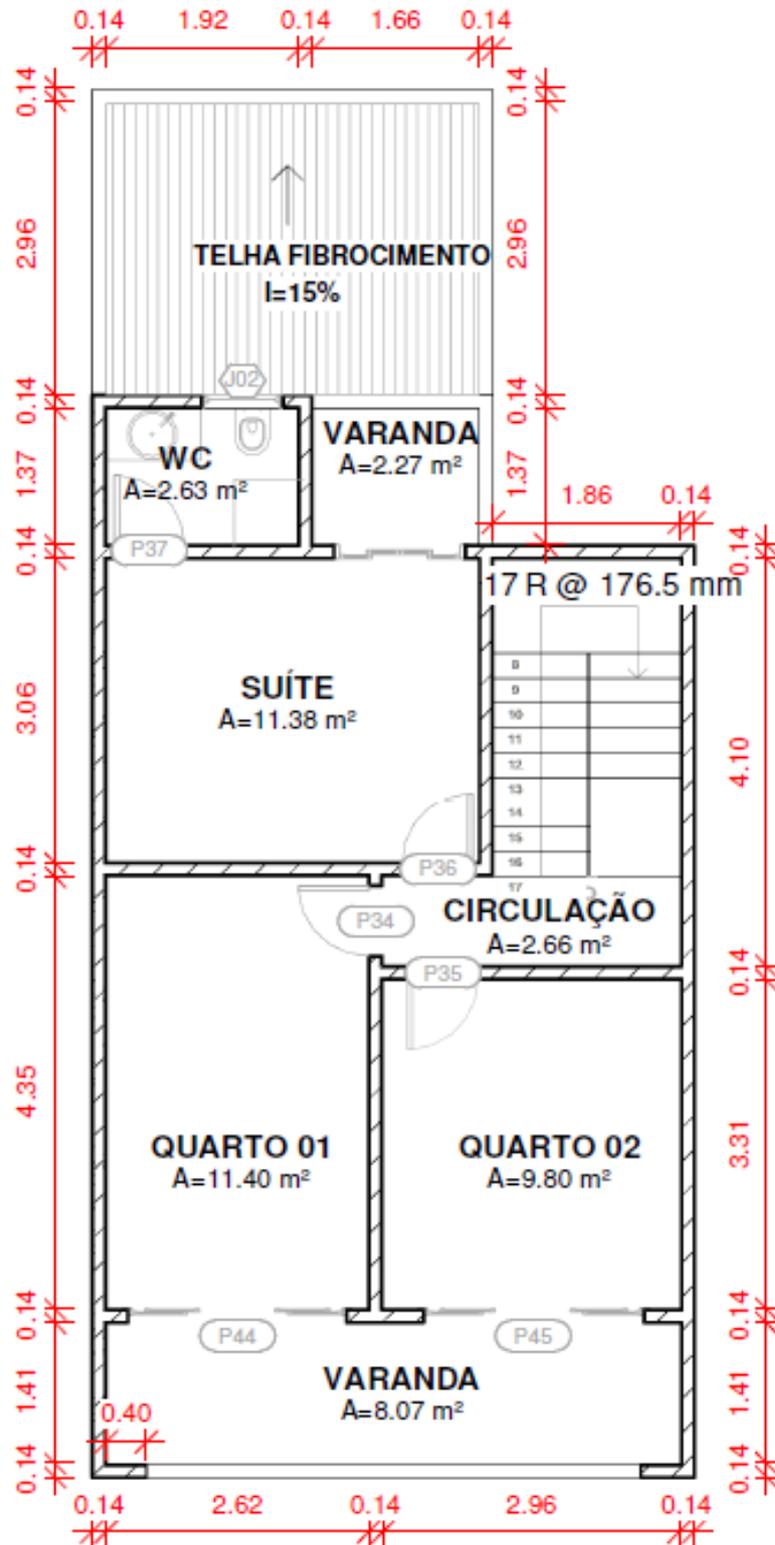
Figura 55 - Projeção da edificação existente, nível 0, escala 1:75 (cotas em metros)



Fonte: O autor.

## c) Projeto de ampliação do 1º pavimento (nível 300)

Figura 56 - Projeto de ampliação do 1º pavimento, nível 300, escala 1:75 (cotas em metros)

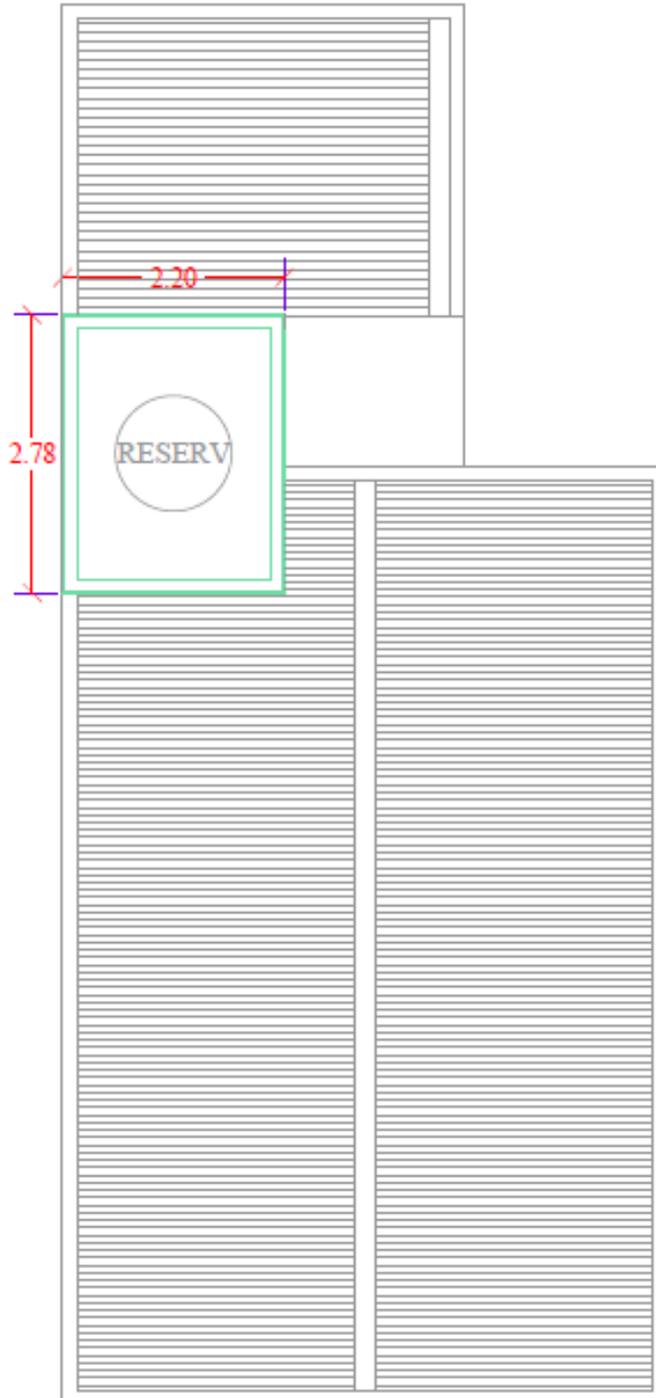


Fonte: O autor.

## d) Reservatório

O reservatório é exibido pela Figura 57.

Figura 57 - Projeto de ampliação - Reservatório, nível 750, escala 1:75 (cotas em metros)



Fonte: O autor.

e) A Figura 58 exibe a perspectiva 3D da edificação.

Figura 58 - Perspectiva 3D (sem escala)

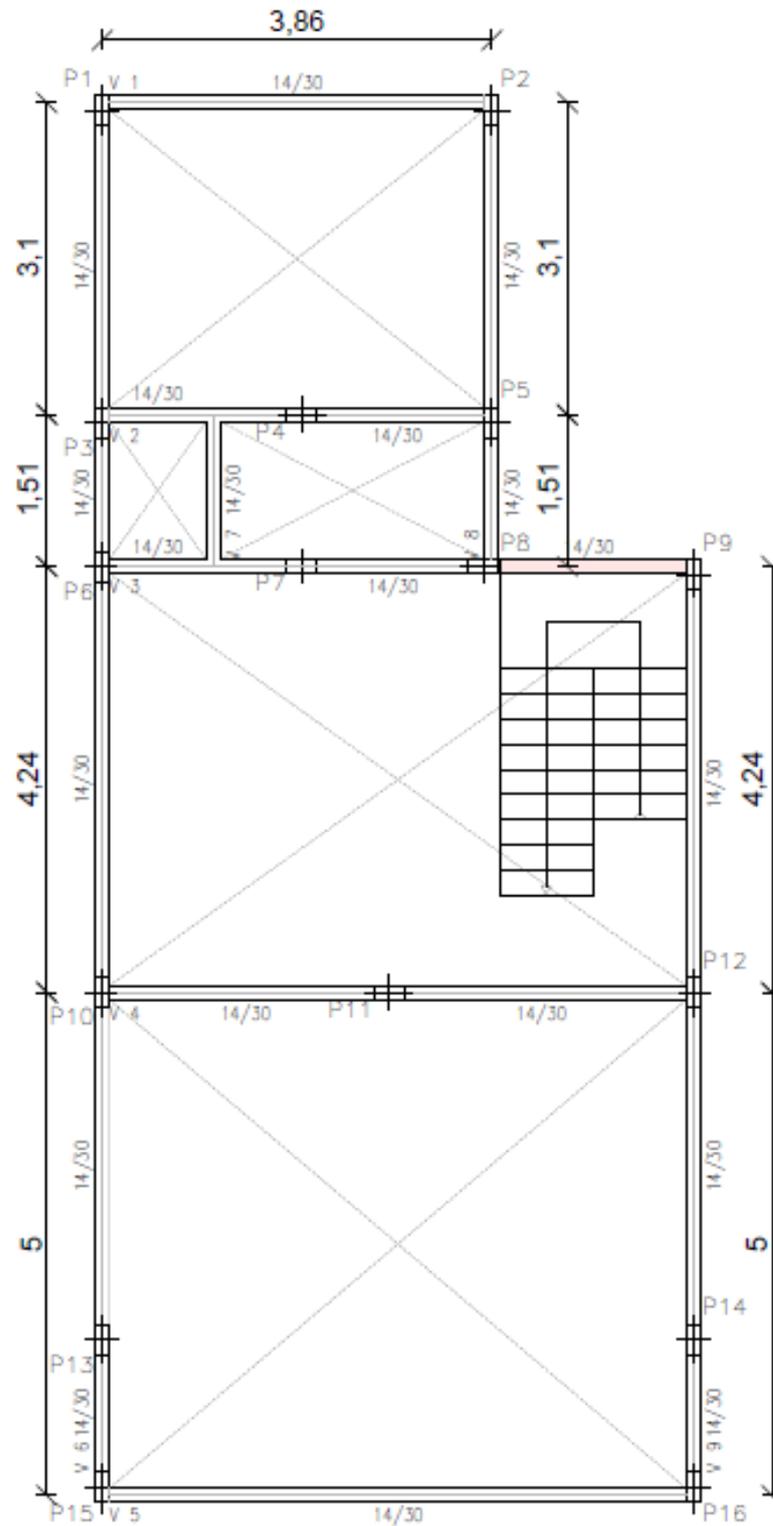


Fonte: O autor.

## 15.2 Disciplina – Estrutural

- a) A Figura 59 apresenta a planta de forma do pavimento térreo (nível 0).

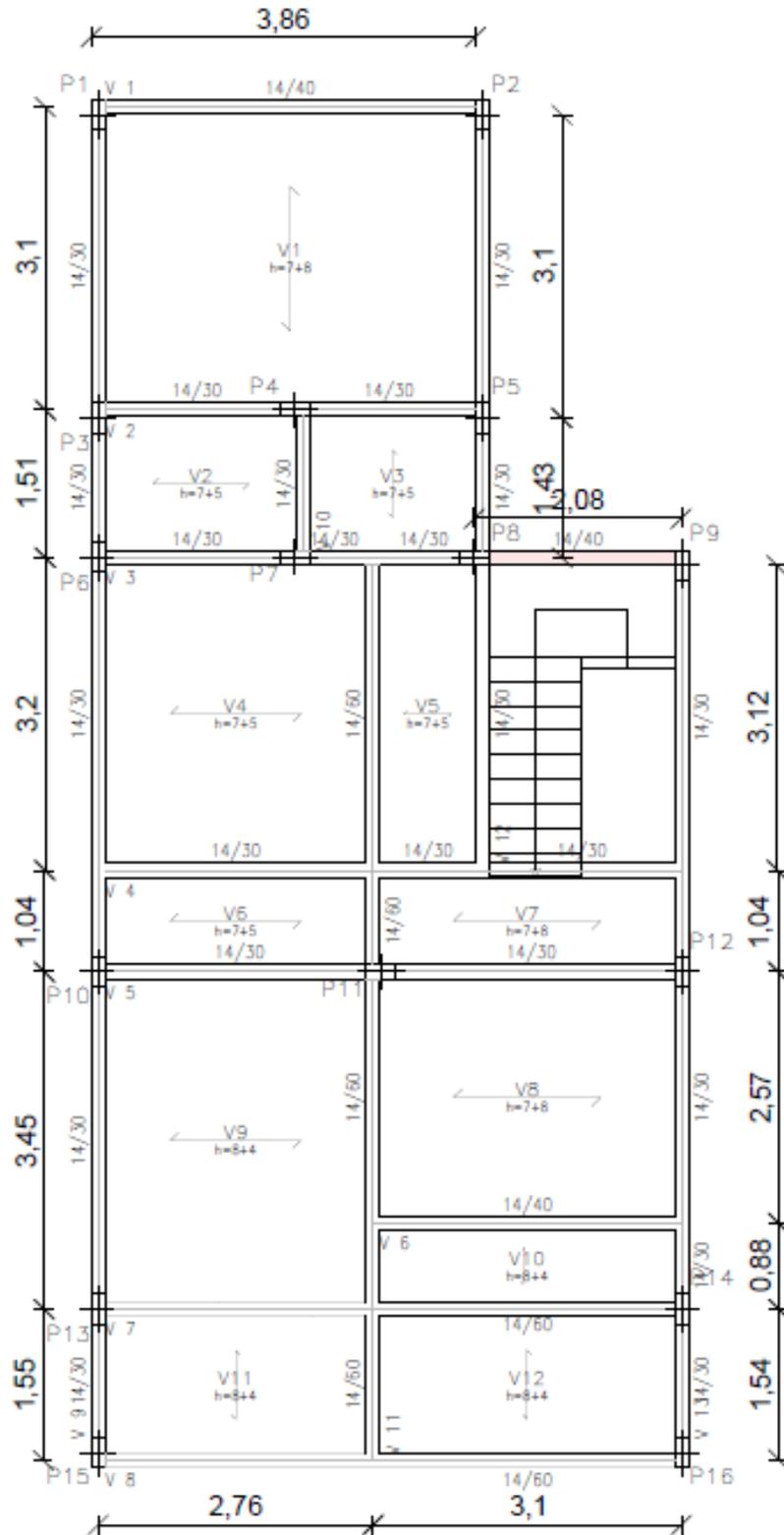
Figura 59 - Planta de forma pavimento térreo, nível 0, escala 1:75 (cotas em metros)



Fonte: O autor.

b) A Figura 60 apresenta a planta de forma do 1º pavimento (nível 300).

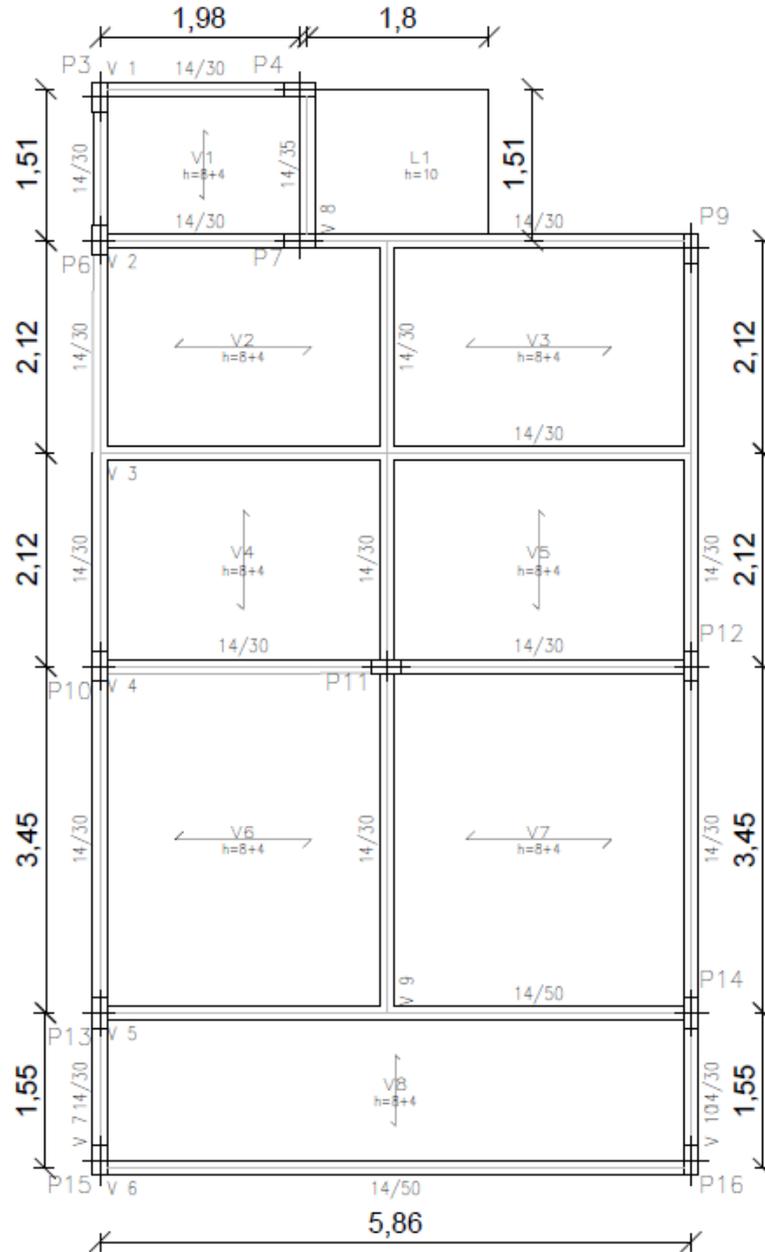
Figura 60 - Planta de forma 1º pavimento, nível 300, escala 1:75 (cotas em metros)



Fonte: O autor.

- c) A Figura 61 demonstra a planta de forma do forro, nível 600.

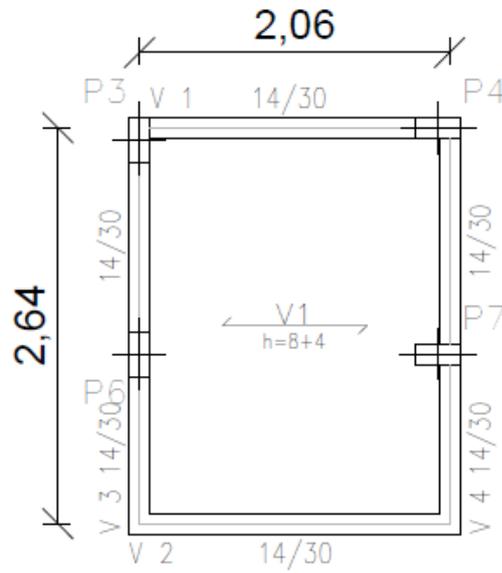
Figura 61 - Planta de forma do forro, nível 600, escala 1:75 (cotas em metros)



Fonte: O autor.

- d) A Figura 62 apresenta a planta de forma do reservatório, nível 750.

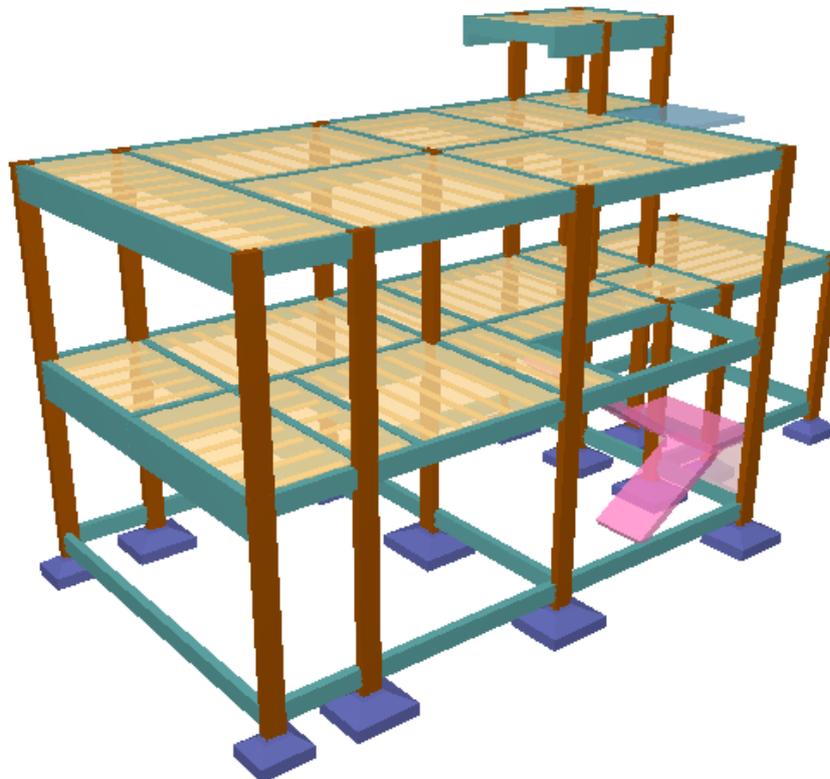
Figura 62 - Planta de forma do reservatório, nível 750, escala 1:50 (cotas em metros)



Fonte: O autor

- e) A Figura 63 apresenta o projeto estrutural em 3D.

Figura 63 - Estrutural 3D



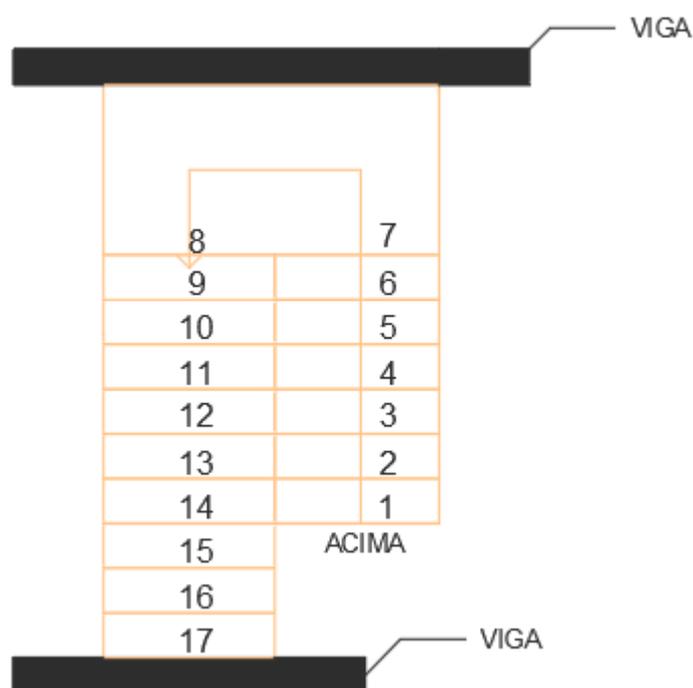
Fonte: O autor.

## 16 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

### 16.1 Dimensionamento da escada

#### a) Layout e características da escada

Figura 64 - Layout da escada (sem escala)



Fonte: O autor.

A escada possui degraus com altura de 17,65 cm e largura de 25 centímetros, para efeito de cálculo, será considerado acabamento em granito ( $\gamma = 28,0 \text{ kN/m}^3$ ), camada de regularização do piso e espelho de 2,0 cm de argamassa de cimento e areia ( $\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3$ ), será considerado ainda o revestimento inferior da laje de 1 cm, com argamassa de cal, cimento e areia ( $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$ )

#### b) Inclinação da escada

$$\text{tg}\alpha = \frac{\text{altura degrau}}{\text{largura degrau}} = \frac{17,65}{25} = 0,71 \rightarrow \alpha = 35,37^\circ$$

#### c) Vãos da escada e espessura

- Vão principal 1

$$l = \left( \frac{14}{2} + 95 + (6 \cdot 25) + \frac{14}{2} \right) = 259 \text{ cm}$$

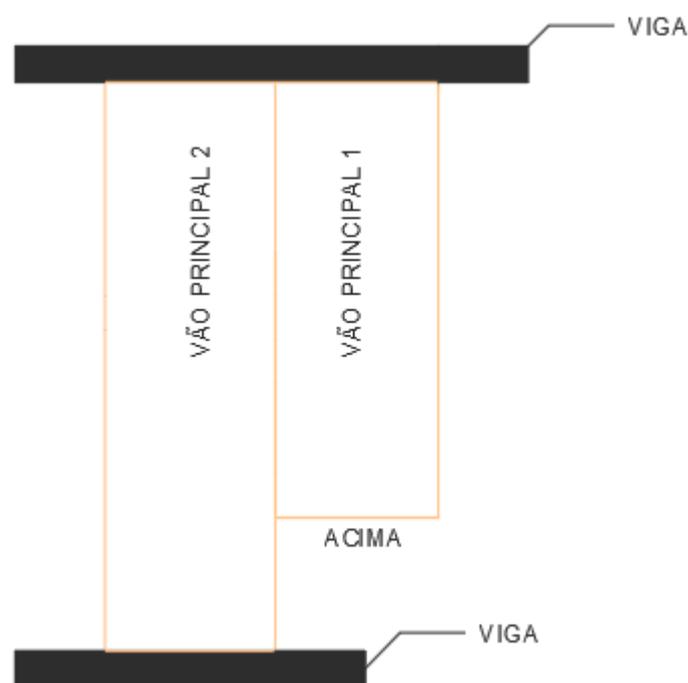
- Vão principal 2

$$l = \left( \frac{14}{2} + 95 + (9 \cdot 25) + \frac{14}{2} \right) = 334 \text{ cm}$$

Será adotado 12 cm de espessura como padrão da escada

A Figura 65 apresenta a disposição dos vãos para o dimensionamento.

Figura 65 - Vãos da escada (sem escala)



Fonte: O autor.

### 16.1.1 Vão principal 1

- a) Cargas atuantes no lance

- Peso próprio

$$g1_{\text{lance}} = \left( \frac{h}{\cos\alpha} + \frac{h_{\text{esp}}}{2} \right) \cdot \gamma_{\text{conc}} = \left( \frac{0,12}{\cos 35,37^\circ} + \frac{0,1765}{2} \right) \cdot 25 = 5,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g2_{\text{lance}} = \frac{(0,02 \cdot 0,25 + 0,02 \cdot 0,1765) \cdot 21 + (0,02 \cdot 25 + 0,02 \cdot 0,1765) \cdot 28}{0,25} + \frac{0,01 \cdot 19}{\cos 35,37^\circ}$$

$$= 1,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Sobrecarga: 2,5 kN/m<sup>2</sup> (ABNT NBR 6120).
- Carregamento total no lance

$$p_{\text{lance}} = 5,88 + 1,90 + 2,50 = 10,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- b) Cargas atuantes no patamar
- c) Peso próprio

$$g1_{\text{patamar}} = h_{\text{pat}} \cdot \gamma_{\text{conc}} = 0,12 \cdot 25 = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- d) Revestimento

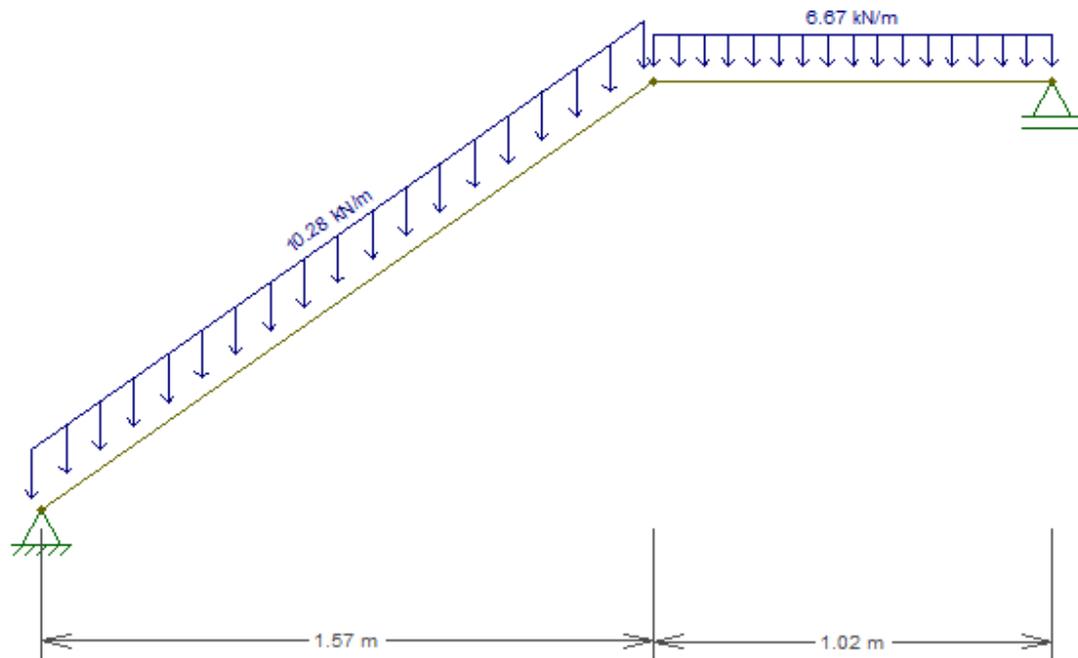
$$g2_{\text{patamar}} = 0,02 \cdot 21 + 0,02 \cdot 28 + 0,01 \cdot 19 = 1,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- e) Sobrecarga: 2,5 kN/m<sup>2</sup> (ABNT NBR 6120)
- f) Carregamento total no patamar

$$p_{\text{patamar}} = 3 + 1,17 + 2,5 = 6,67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- g) Esquema estático

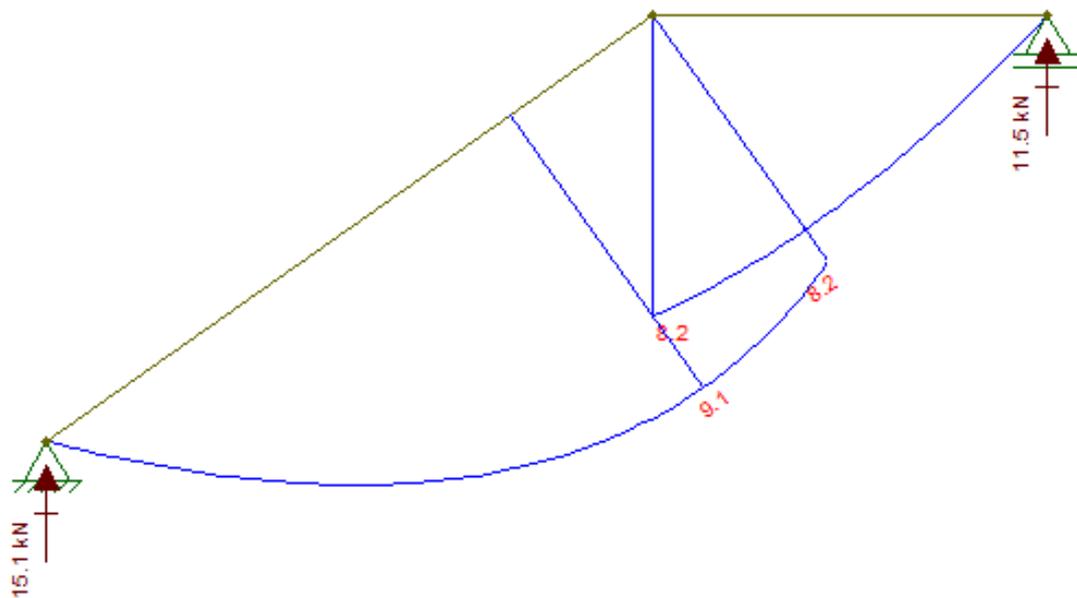
Figura 66 - Esquema estático vão principal 1, sem escala (cotas em metros)



Fonte: O autor.

#### h) Diagrama de momento fletor

Figura 67 - Diagrama de momento fletor vão principal 1, sem escala (kN.m/m)



Fonte: O autor.

i) Cálculo da armadura

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 910}{100 \cdot 8,5^2 \cdot \frac{3,5}{1,4}} = 0,071 \rightarrow k_x = 0,1076 \rightarrow k_z = 0,9570$$

j) Área de aço

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 910}{0,9570 \cdot 8,5 \cdot \frac{50}{1,15}} = 3,60 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

k) Espaçamento das barras

$$s = \frac{A_{\text{barra}}}{A_s} = \frac{0,5}{3,60} = 13,8 \text{ cm} \rightarrow \emptyset 8,0 \text{ mm c/13cm}$$

l) Armadura de distribuição

A armadura de distribuição será o maior valor entre 1/5 da armadura principal e 0,90 cm<sup>2</sup>/m.

$$A_{s,\text{dist}} = \frac{1}{5} \cdot 3,60 = 0,72 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$s = \frac{0,20}{0,90} = 0,22 \text{ m} = 22 \text{ cm} \rightarrow \emptyset 5,0 \text{ mm c/22cm}$$

### 16.1.2 Vão principal 2

a) Cargas atuantes no lance

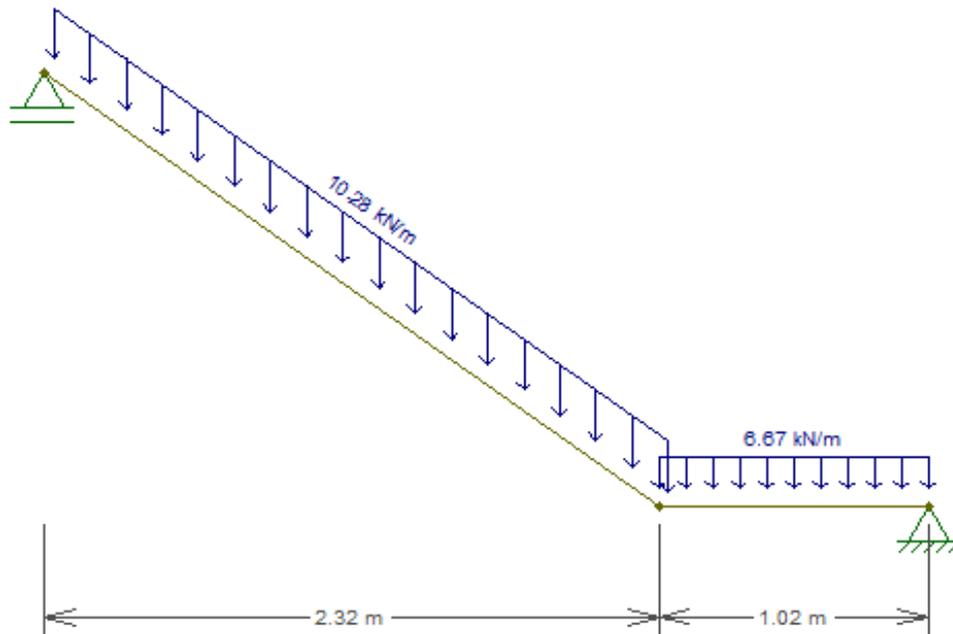
$$p_{\text{lance}} = 10,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

b) Cargas atuantes no patamar

$$p_{\text{patamar}} = 6,67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

## c) Esquema estático

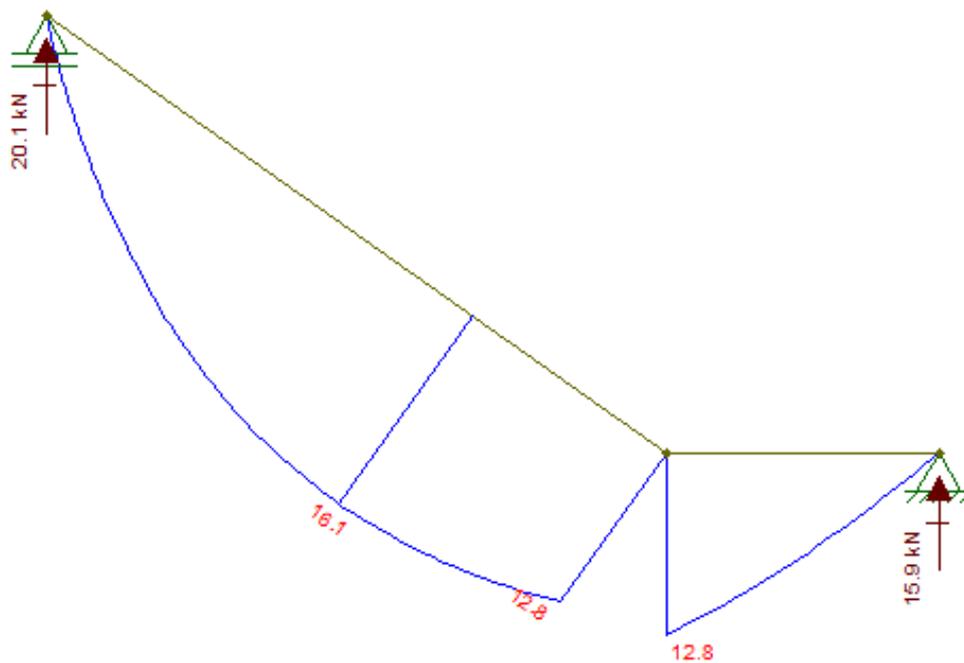
Figura 68 - Esquema estático vão principal 2, sem escala (cotas em metros)



Fonte: O autor.

## d) Diagrama de momento fletor, sem escala (kN.m/m)

Figura 69 - Diagrama de momento fletor vão principal 2 (kN.m/m)



Fonte: O autor.

e) Cálculo das armaduras

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 1610}{100 \cdot 8,5^2 \cdot \frac{3,5}{1,4}} = 0,125 \rightarrow k_x = 0,1998 \rightarrow k_z = 0,9201$$

f) Área de aço

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 1610}{0,9201 \cdot 8,5 \cdot \frac{50}{1,15}} = 6,62 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

g) Espaçamento

$$s = \frac{A_{\text{barra}}}{A_s} = \frac{0,5}{6,62} = 8,0 \text{ cm} \rightarrow \emptyset 8,0 \text{ mm c/8cm}$$

h) Armadura de distribuição

A armadura de distribuição será o maior valor entre 1/5 da armadura principal e 0,90 cm<sup>2</sup>/m.

$$A_{s,\text{dist}} = \frac{1}{5} \cdot 6,62 = 1,32 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$s = \frac{0,20}{1,32} = 0,15 \text{ m} = 15 \text{ cm} \rightarrow \emptyset 5,0 \text{ mm c/15cm}$$

## 16.2 Dimensionamento das lajes

### 16.2.1 Característica das lajes

a) Geometria e peso próprio

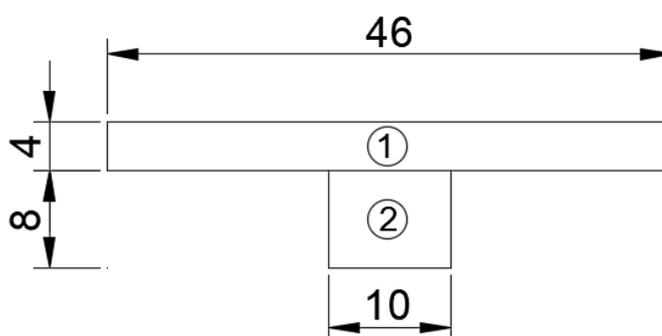
As lajes a serem dimensionadas serão do tipo treliçada, com altura total de 12 cm, o material inerte utilizado será de poliestireno, com dimensões 1000x330x80 mm, será utilizado concreto com  $f_{ck}$  igual a 35 MPa.

$$g_1 = \frac{0,0279 \cdot 1,00 \cdot 1,09 + 0,0273 \cdot 1,00 \cdot 25}{(0,33 + 0,13) \cdot 1,00} = 1,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

b) Inércia no estádio I

A descrição da equação utilizada para determinação da inércia no estádio I pode ser observada na seção 13.1. A seção transversal foi dividida para a análise conforme demonstra a Figura 70.

Figura 70 - Seção T (cotas em centímetros)



Fonte: O autor

Logo, a inércia no estádio I será:

$$I_x = (245,33 + (10 - 8,18)^2 \cdot 184) + (426,67 + (4 - 8,18)^2 \cdot 80) = 2.679,27 \text{ cm}^4$$

c) Momento de fissuração

Segue o pressuposto da seção 6.2

$$M_r = \frac{1,2 \cdot 0,321 \cdot 2.679,27}{8,18} = 126,14 \text{ Kn. cm} = 1,26 \text{ kN. m}$$

16.2.2 1º pavimento (nível 300)

a) Determinação do esforço solicitante:

$$M_d = \frac{1,4 \cdot (p \cdot bf) \cdot l^2}{8}$$

Tabela 17 - Momento solicitante de cálculo lajes 1° pavimento

Laje	l (m)	g1 (kN/m <sup>2</sup> )	g2 (kN/m <sup>2</sup> )	q (kN/m <sup>2</sup> )	p (kN/m <sup>2</sup> )	bf (m)	M <sub>d</sub> (kN.m)
09	2,76	1,54	0,70	1,50	3,74	0,46	2,29
10	0,88	1,54	0,70	1,50	3,74	0,46	0,23
11	1,55	1,54	0,70	2,50	4,74	0,46	0,91
12	1,55	1,54	0,70	2,50	4,74	0,46	0,91

Fonte: O autor.

- b) Determinação do kmd, kx, kz e área de aço

$$kmd = \frac{M_d}{bw \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow kmd = 0,68 \cdot kx - 0,272 \cdot kx^2 \rightarrow kz = 1 - 0,4 \cdot kx$$

$$A_s = \frac{M_d}{kz \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Tabela 18 - Área de aço lajes 1° pavimento

Laje	M <sub>d</sub> (kN.m)	kmd	kx	kz	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /nervura)
09	2,29	0,026	0,038	0,985	0,48
10	0,23	0,003	0,004	0,998	0,05
11	0,91	0,010	0,015	0,994	0,19
12	0,91	0,010	0,015	0,994	0,19

Fonte: O autor.

- c) Armadura longitudinal

Para a escolha da treliça, utilizou-se as especificações técnicas de um fornecedor disponível na região. Conforme demonstra a Figura 71.

Figura 71 - Especificações técnicas treliça

Designação Gerdau	Designação	Peso (kg/m)	Altura (cm)	Banzo superior (mm)	Diagonal (mm)	Banzo inferior (mm)
TG 12 M	TR 12645	0,886	12	6,0	4,2	5,0
TG 12 R	TR 12646	1,016	12	6,0	4,2	6,0
TG 16 L	TR 16745	1,032	16	7,0	4,2	5,0
TG 16 R	TR 16746	1,168	16	7,0	4,2	6,0
TG 20 L	TR 20745	1,111	20	7,0	4,2	5,0
TG 20 R	TR 20756	1,446	20	7,0	5,0	6,0
TG 25 L	TR 25856	1,686	25	8,0	5,0	6,0
TG 25 R	TR 25857	1,855	25	8,0	5,0	7,0
TG 8 L	TR 08644	0,735	8	6,0	4,2	4,2
TG 8 M	TR 08645	0,821	8	6,0	4,2	5,0

Fonte: GERDAU, (2018).

A Tabela 19 apresenta a escolha da armadura das lajes.

Tabela 19 - Armadura das lajes 1º pavimento

Laje	$A_{s,nec}$ (cm <sup>2</sup> /nervura)	Treliça	$A_{s,treliça}$ (cm <sup>2</sup> )	Aço complementar	$A_{s,efet}$ (cm <sup>2</sup> )
09	0,48	TG 8 M	0,39	+ 1 Ø 4.2 mm / nervura	0,53
10	0,05	TG 8 M	0,39	-	0,39
11	0,19	TG 8 M	0,39	-	0,39
12	0,19	TG 8 M	0,39	-	0,39

Fonte: O autor.

#### d) Verificação do ELS

Segue os pressupostos descritos na seção 13.2

Tabela 20 - Inércia lajes do 1º pavimento

Laje	l (m)	$M_{at}$ (kN.m)	$M_r$ (kN.m)	$I_I$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{II}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_m$ (cm <sup>4</sup> )	$I_m / I_I$
09	2,76	2,29	1,26	2679,27	292,93	690,43	0,27
10	0,88	0,23	1,26	2679,27	233,21	2679,27	1,00
11	1,55	0,91	1,26	2679,27	233,21	2679,27	1,00
12	1,55	0,91	1,26	2679,27	233,21	2679,27	1,00

Fonte: O autor.

Tabela 21 - Deslocamentos lajes 1° pavimento

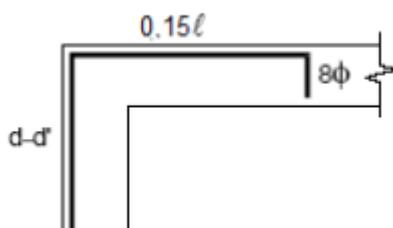
Laje	Comb.	$a_{lim}$ (cm)	$a_{t=0}$ (cm)	$a_{t=\infty}$ (cm)	Verificação
9	CQP	1,10	0,12	0,29	ok
10	CQP	0,35	0,00	0,00	ok
11	CQP	0,62	0,01	0,03	ok
12	CQP	0,62	0,01	0,03	ok

Fonte: O autor

e) Armadura de borda

Para evitar o aparecimento de fissuras ao longo das bordas das lajes, recomenda-se utilizar armadura de borda em lados apoiados. A armadura de compatibilização, adotada 0,67 % da  $\rho_{\min}$  (NBR 6118:2014) somente é aplicada nas bordas das lajes apoiadas sobre vigas sem continuidade. O comprimento das barras é definido:

Figura 72 - Comprimento armadura de borda



Fonte: FARIA, (2017).

Tabela 22 - Armadura de borda lajes 1° pavimento

Laje	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	Armadura de Borda	Quant. Barras Borda $l_x$	Compr. Barras Borda $l_x$ (m)	Quant. Barras Borda $l_y$	Compr. Barras Borda $l_y$ (m)
L09	2,76	3,45	Ø 6.0 mm c/ 30cm	0	0,90	12	1,10
L10	0,88	3,10	Ø 6.0 mm c/ 30cm	3	0,60	0	1,00
L11	1,55	2,76	Ø 6.0 mm c/ 30cm	5	0,70	9	1,00
L12	1,55	3,10	Ø 6.0 mm c/ 30cm	5	0,70	10	1,00

Fonte: O autor.

f) Armadura de continuidade

O comprimento da armadura de continuidade é adotado:

$$c = 2 \cdot (0,25 \cdot l) + (2 \cdot 0,50)$$

Onde  $l$  é o menor lado das duas lajes subjacentes, o espaçamento adotado equivale à distância entre nervuras.

Tabela 23 - Armadura de continuidade lajes 1º pavimento

Lajes	Dist. Det. Compr. Barras $l$ (m)	Armadura de Continuidade	Compr. Barras Arm. Cont.	Quant. Barras Arm. Cont.
L09/L10	0,88	Ø 6.0 mm c/46 cm	1,4	3
L09/L11	1,55	Ø 6.0 mm c/46 cm	1,8	7
L10/L12	0,88	Ø 6.0 mm c/46 cm	1,4	8

Fonte: O autor.

g) Armadura de distribuição

Tabela 24 - Armadura de distribuição lajes 1º pavimento

Laje	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	Arm. Adotada Dir x	Qnt. Barras $l_x$	Arm. Adotada Dir y	Qnt. Barras $l_y$
L09	2,76	3,45	Ø 5.0mm c/46	8	Ø 5.0mm c/30	9
L10	0,88	3,10	Ø 5.0mm c/46	7	Ø 5.0mm c/30	3
L11	1,55	2,76	Ø 5.0mm c/46	6	Ø 5.0mm c/30	5
L12	1,55	3,10	Ø 5.0mm c/46	7	Ø 5.0mm c/30	5

Fonte: O autor.

h) Detalhamento

Ver APÊNDICE 29.

16.2.3 Pavimento forro (nível 600)

## a) Esforço solicitante

Tabela 25 - Momento solicitante de cálculo lajes do pavimento forro

Laje	l (m)	g1 (kN/m <sup>2</sup> )	g2 (kN/m <sup>2</sup> )	q (kN/m <sup>2</sup> )	p (kN/m <sup>2</sup> )	bf (m)	M <sub>d</sub> (kN.m)
01	1,51	1,54	0,70	0,50	2,74	0,46	0,50
02	2,84	1,54	0,70	0,50	2,74	0,46	1,78
03	3,02	1,54	0,70	0,50	2,74	0,46	2,01
04	2,12	1,54	0,70	0,50	2,74	0,46	0,99
05	2,12	1,54	0,70	0,50	2,74	0,46	0,99
06	2,84	1,54	0,70	0,50	2,74	0,46	1,78
07	2,84	1,54	0,70	0,50	2,74	0,46	1,78
08	1,55	1,54	0,70	0,50	2,74	0,46	0,53

Fonte: O autor.

b) Determinação do k<sub>md</sub>, k<sub>x</sub>, k<sub>z</sub> e área de aço

Tabela 26 - Área de aço lajes pavimento forro

Laje	M <sub>d</sub> (kN.m)	k <sub>md</sub>	k <sub>x</sub>	k <sub>z</sub>	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /nervura)
01	0,50	0,006	0,008	0,997	0,10
02	1,78	0,020	0,029	0,988	0,37
03	2,01	0,022	0,033	0,987	0,42
04	0,99	0,011	0,016	0,993	0,21
05	0,99	0,011	0,016	0,993	0,21
06	1,78	0,020	0,029	0,988	0,37
07	1,78	0,020	0,029	0,988	0,37
08	0,53	0,006	0,009	0,997	0,11

Fonte: O autor.

## c) Armadura longitudinal

Tabela 27 - Armadura das lajes pavimento forro

Laje	A <sub>s,nec</sub> (cm <sup>2</sup> /nervura)	Treliça	A <sub>s,treliça</sub> (cm <sup>2</sup> )	Aço complementar	A <sub>s,eff</sub> (cm <sup>2</sup> )
01	0,10	TG 8 L	0,28	-	0,28
02	0,37	TG 8 L	0,28	+ 1 Ø 5.0 mm / nervura	0,48
03	0,42	TG 8 L	0,28	+ 1 Ø 5.0 mm / nervura	0,48
04	0,21	TG 8 L	0,28	-	0,28
05	0,21	TG 8 L	0,28	-	0,28
06	0,37	TG 8 L	0,28	+ 1 Ø 5.0 mm / nervura	0,48
07	0,37	TG 8 L	0,28	+ 1 Ø 5.0 mm / nervura	0,48
08	0,11	TG 8 L	0,28	-	0,28

Fonte: O autor.

## d) Verificação do ELS

Tabela 28 - Inércia lajes do pavimento forro

Laje	l (m)	M <sub>at</sub> (kN.m)	M <sub>r</sub> (kN.m)	I <sub>I</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>II</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>m</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>m</sub> / I <sub>I</sub>
01	1,51	0,50	1,26	2679,27	185,67	2679,27	1,00
02	2,84	1,78	1,26	2679,27	271,70	1125,65	0,42
03	3,02	2,01	1,26	2679,27	271,70	885,96	0,32
04	2,12	0,99	1,26	2679,27	185,67	2679,27	1,00
05	2,12	0,99	1,26	2679,27	185,67	2679,27	1,00
06	2,84	1,78	1,26	2679,27	271,70	1125,65	0,42
07	2,84	1,78	1,26	2679,27	271,70	1125,65	0,42
08	1,55	0,53	1,26	2679,27	2679,27	2679,27	1,00

Fonte: O autor.

Tabela 29 - Deslocamento lajes do pavimento forro

Laje	Comb.	a <sub>lim</sub> (cm)	a <sub>t=0</sub> (cm)	a <sub>t=∞</sub> (cm)	Verificação
01	CQP	0,60	0,01	0,02	ok
02	CQP	1,14	0,12	0,29	ok
03	CQP	1,21	0,16	0,37	ok
04	CQP	0,85	0,04	0,09	ok
05	CQP	0,85	0,04	0,09	ok
06	CQP	1,14	0,12	0,29	ok
07	CQP	1,14	0,12	0,29	ok
08	CQP	0,62	0,01	0,03	ok

Fonte: O autor.

e) Armadura de borda

Tabela 30 - Armadura de borda lajes forro

Laje	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	Armadura de Borda	Quant. Barras Borda $l_x$	Compr. Barras Borda $l_x$ (m)	Quant. Barras Borda $l_y$	Compr. Barras Borda $l_y$ (m)
L01	1,51	2,06	Ø 6.0 mm c/ 30cm	10	0,70	7	0,80
L02	2,84	2,12	Ø 6.0 mm c/ 30cm	0	0,90	7	0,90
L03	3,10	2,12	Ø 6.0 mm c/ 30cm	10	1,00	7	0,90
L04	2,12	2,84	Ø 6.0 mm c/ 30cm	7	0,80	0	1,00
L05	2,12	3,10	Ø 6.0 mm c/ 30cm	7	0,80	0	1,00
L06	2,84	3,45	Ø 6.0 mm c/ 30cm	0	0,90	12	1,10
L07	3,00	3,45	Ø 6.0 mm c/ 30cm	0	1,00	12	1,10
L08	1,55	5,86	Ø 6.0 mm c/ 30cm	10	0,70	20	1,40

Fonte: O autor.

## f) Armadura de continuidade

Tabela 31 - Armadura de continuidade lajes forro

Lajes	Dist. Det. Compr. Barras $l$ (m)	Armadura de Continuidade	Compr. Barras Arm. Cont.	Quant. Barras Arm. Cont.
L01/L02	1,51	Ø 6.0 mm c/46 cm	1,80	5
L02/L03	2,12	Ø 6.0 mm c/46 cm	2,10	6
L02/L04	2,12	Ø 6.0 mm c/46 cm	2,10	7
L03/L05	2,12	Ø 6.0 mm c/46 cm	2,10	8
L04/L05	2,12	Ø 6.0 mm c/46 cm	2,10	6
L04/L06	2,12	Ø 6.0 mm c/46 cm	2,10	7
L05/L07	2,12	Ø 6.0 mm c/46 cm	2,10	8
L06/L07	2,84	Ø 6.0 mm c/46 cm	2,40	9
L06/L08	1,55	Ø 6.0 mm c/46 cm	1,80	7
L07/L08	1,55	Ø 6.0 mm c/46 cm	1,80	8

Fonte: O autor.

## g) Armadura de distribuição

Tabela 32 - Armadura de distribuição lajes forro

Laje	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	Arm. Adotada Dir x	Qty. Barras $l_x$	Arm. Adotada Dir y	Qty. Barras $l_y$
L01	1,51	2,06	Ø 5.0mm c/46	4	Ø 5.0mm c/30	5
L02	2,84	2,12	Ø 5.0mm c/46	5	Ø 5.0mm c/30	9
L03	3,10	2,12	Ø 5.0mm c/46	5	Ø 5.0mm c/30	10
L04	2,12	2,84	Ø 5.0mm c/46	6	Ø 5.0mm c/30	7
L05	2,12	3,10	Ø 5.0mm c/46	7	Ø 5.0mm c/30	7
L06	2,84	3,45	Ø 5.0mm c/46	8	Ø 5.0mm c/30	9
L07	3,00	3,45	Ø 5.0mm c/46	8	Ø 5.0mm c/30	10
L08	1,55	5,86	Ø 5.0mm c/46	13	Ø 5.0mm c/30	5

Fonte: O autor.

## h) Detalhamento

Ver APÊNDICE 29.

## 16.2.4 Reservatório (nível 750)

Devido à sobrecarga elevada do pavimento reservatório, a laje deste pavimento será do tipo H13. Com 01 centímetro de capeamento a mais do que o restante das lajes. Portanto, as características desta laje serão descritas a seguir.

- Peso próprio

$$g_1 = \frac{0,0279 \cdot 1,00 \cdot 1,09 + 0,0319 \cdot 1,00 \cdot 25}{(0,33 + 0,13) \cdot 1,00} = 1,79 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Inércia

$$I_x = (479,16 + (10,5 - 8,82)^2 \cdot 230) + (426,67 + (4 - 8,82)^2 \cdot 80) = 3413,58 \text{ cm}^4$$

- Momento de fissuração

$$M_r = \frac{1,2 \cdot 0,321 \cdot 3413,58}{8,82} = 149,08 \text{ kN.cm} = 1,49 \text{ kN.m}$$

## a) Momento solicitante

Tabela 33 - Momento solicitante de cálculo reservatório

Laje	l (m)	g1 (kN/m <sup>2</sup> )	g2 (kN/m <sup>2</sup> )	g <sup>3</sup> reservatório (kN/m <sup>2</sup> )	q (kN/m <sup>2</sup> )	p (kN/m <sup>2</sup> )	bf (m)	M <sub>d</sub> (kN.m)
01	2,06	1,79	0,00	10,00	0,50	12,29	0,46	4,19

Fonte: O autor.

## b) Determinação do kmd, kx, kz e área de aço

Tabela 34 - Área de aço lajes pavimento reservatório

Laje	M <sub>d</sub> (kN.m)	kmd	kx	kz	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /nervura)
01	4,19	0,038	0,057	0,977	0,80

Fonte: O autor.

## c) Armadura longitudinal

Tabela 35 - Armadura da laje do reservatório

Laje	A <sub>s,nec</sub> (cm <sup>2</sup> /nervura)	Treliça	A <sub>s,treliça</sub> (cm <sup>2</sup> )	Aço complementar	A <sub>s,efet</sub> (cm <sup>2</sup> )
01	0,80	TG 12 R	0,57	+ 2 Ø 5.0 mm / nervura	0,96

Fonte: O autor.

## d) Verificação do ELS

Tabela 36 - Inércia da laje do reservatório

Laje	l (m)	M <sub>at</sub> (kN.m)	M <sub>r</sub> (kN.m)	I <sub>I</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>II</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>m</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>m</sub> / I <sub>I</sub>
01	2,06	4,19	1,49	3413,59	606,76	732,98	0,22

Fonte: O autor.

Tabela 37 - Deslocamento da laje do reservatório

Laje	Comb	a <sub>lim</sub> (cm)	a <sub>t=0</sub> (cm)	a <sub>t=∞</sub> (cm)	Verificação
01	CQP	0,82	0,38	0,86	ok

Fonte: O autor.

## e) Armadura de borda

Tabela 38 - Armadura de borda laje reservatório

Laje	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	Armadura de Borda	Quant. Barras Borda $l_x$	Compr. Barras Borda $l_x$ (m)	Quant. Barras Borda $l_y$	Compr. Barras Borda $l_y$ (m)
L01	2,06	2,64	Ø 6.0 mm c/30cm	14	0,80	18	0,90

Fonte: O autor.

## f) Armadura de distribuição

Tabela 39 - Armadura de distribuição laje reservatório

Laje	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	Arm. Adotada Dir x	Qnt. Barras $l_x$	Arm. Adotada Dir y	Qnt. Barras $l_y$
L01	2,06	2,64	Ø 5.0mm c/46	6	Ø 5.0mm c/30	7

Fonte: O autor.

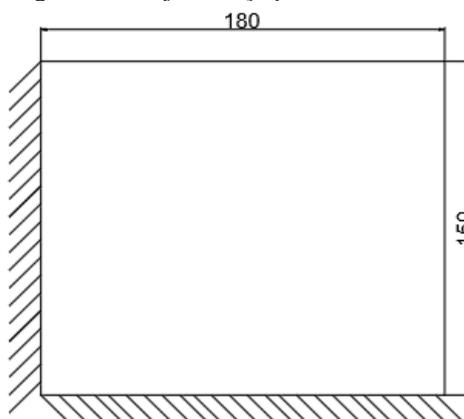
## g) Detalhamento das armaduras

Ver APÊNDICE 29.

## 16.2.5 Dimensionamento da laje maciça (marquise) pavimento forro

Para o dimensionamento da laje maciça do pavimento forro, utilizou-se o processo de cálculo de placas.

Figura 73 - Laje maciça pavimento forro



Fonte: O autor.

O carregamento da laje é demonstrado pela Tabela 40.

Tabela 40 - Carregamento laje maciça pavimento forro

Laje	g1 (kN/m <sup>2</sup> )	g2 (kN/m <sup>2</sup> )	q (kN/m <sup>2</sup> )	Guarda-corpo (kN/m <sup>2</sup> )	Acidental (kN/m <sup>2</sup> )	p (kN/m <sup>2</sup> )
1	2,50	0,40	2,50	1,19	2,43	9,02

Fonte: O autor.

De acordo com a seção 13.2.4.1 da ANBT NBR 6118:2014, deve ser adotado um coeficiente adicional  $\gamma_n$  para lajes em balanço com espessura inferior a 19 cm, conforme demonstra a Tabela 41.

Tabela 41 - Coeficiente  $\gamma_n$  para majoração do esforço solicitante de cálculo de lajes em balanço

h (cm)	$\geq 19$	18	17	16	15	14	13	12	11	10
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45

Fonte: ANBT NBR 6118, (2014).

a) Determinação dos momentos positivos (CARVALHO, 2003)

$$m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100}$$

$$m_x = 3,76 \cdot \frac{(1,45 \cdot 9,02) \cdot 1,50^2}{100} = 1,11 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$m_y = 2,79 \cdot \frac{(1,45 \cdot 9,02) \cdot 1,50^2}{100} = 0,82 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

b) Determinação dos momentos negativos

$$x_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad x_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100}$$

$$x_x = 8,69 \cdot \frac{(1,45 \cdot 9,02) \cdot 1,50^2}{100} = 2,55 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$x_y = 7,63 \cdot \frac{(1,45 \cdot 9,02) \cdot 1,50^2}{100} = 2,24 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

## c) Armadura positiva

Tabela 42 - Armadura positiva laje maciça

$M_d$ (kN.m)	kmd	kx	kz	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s,min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura
1,11	0,015	0,022	0,9911	0,55	1,50	Ø 6.3 mm c/ 20 cm
0,82	0,011	0,014	0,9941	0,37	1,50	Ø 6.3 mm c/ 20 cm

Fonte: O autor.

## d) Armadura negativa

Tabela 43 - Armadura negativa laje maciça

$M_d$ (kN.m)	kmd	kx	kz	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s,min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura
2,55	0,029	0,045	0,9820	1,19	1,50	Ø 6.3 mm c/ 20 cm
2,24	0,026	0,037	0,9850	1,04	1,50	Ø 6.3 mm c/ 20 cm

Fonte: O autor.

## e) Verificação da flecha

$$a = \frac{p \cdot l_x^4}{E_c \cdot h^3} \cdot \frac{\alpha}{100}$$

$$a = \frac{9,02 \cdot 10^{-4} \cdot 150^4}{2940,2 \cdot 10^3} \cdot \frac{3,34}{100} = 0,0052 \text{ cm} \leq \frac{l}{250}$$

## f) Reação da laje sobre as vigas (CARVALHO, 2003)

$$q'_x = k'_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \rightarrow 3,70 \cdot 9,02 \cdot \frac{1,50}{10} = 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q'_y = k'_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \rightarrow 3,17 \cdot 9,02 \cdot \frac{1,50}{10} = 4,29 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**16.3 Dimensionamento das vigas**

## 16.3.1 Pavimento térreo

## a) Ação das lajes sobre as vigas

De acordo com CARVALHO (2014), para determinação da ação das lajes sobre as vigas do pavimento, para o caso de lajes nervuradas pré-moldadas, por meio do processo racional, admite-se que as ações nas vigas das duas direções dependam fundamentalmente das dimensões das lajes. As expressões para o cálculo das reações nas vigas são:

- Ação nas vigas perpendiculares às nervuras:

$$P_{vy} = \frac{(58 + 17 \cdot \lambda) \cdot p \cdot l_x}{200}$$

- Ação nas vigas paralelas às nervuras

$$P_{vy} = \frac{(42 - 17 \cdot \lambda) \cdot p \cdot l_y}{200}$$

Onde:

$p$  é a carga uniformemente distribuída no pavimento

$l_x$  é o valor do vão na direção paralela às nervuras

$l_y$  é o valor do vão na direção perpendicular às nervuras

$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$ , sendo  $l_y \geq l_x$ ; para  $l_y \geq 2$ , deve-se considerar  $l_y = 2 \cdot l_x$

Por ser o pavimento em contato direto com o solo, não há carregamento proveniente da ação de lajes.

- b) Ações decorrentes do peso próprio e peso de alvenarias sobre as vigas

O peso próprio das vigas foi determinado através da equação:

$$g1 = (b \cdot h) \cdot \gamma_{conc}$$

Onde:

$b$  é a base da viga

$h$  é a altura da viga

$\gamma_{conc}$  é o peso específico do concreto

As paredes da edificação, tanto internas quanto externas, serão executadas em bloco cerâmico de 14 cm, adotou-se a espessura de 1 cm de reboco por face. A expressão que define o peso próprio das alvenarias sobre as vigas é:

$$g_{alv} = [ (e_b \cdot \gamma_b) + 2 \cdot (e_a \cdot \gamma_a) ] \cdot h_{alv}$$

Onde:

$e_b$  é a espessura do bloco

$\gamma_b$  é o peso específico do bloco (13 kN/m<sup>3</sup>)

$e_a$  é a espessura da argamassa

$\gamma_a$  é o peso específico da argamassa (19 kN/m<sup>3</sup>)

$h_{alv}$  é a altura da alvenaria

Tabela 44 - Peso próprio e peso de alvenaria vigas térreo

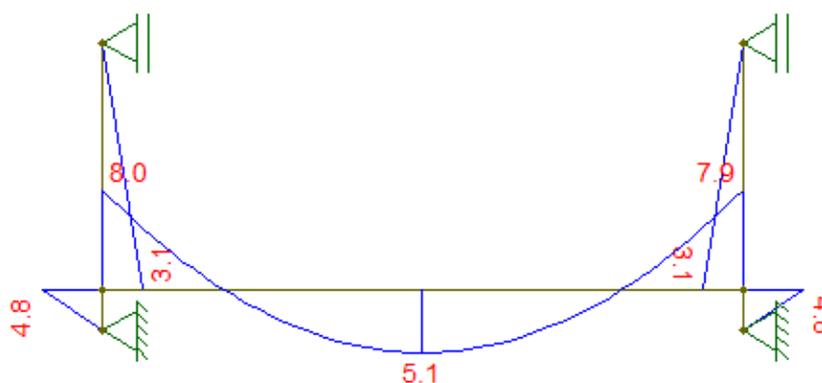
Viga	b (m)	h (m)	$h_{alv}$ (m)	$g_l$ (kN/m)	$g_{alv}$ (kN/m)
VB1	0,14	0,30	2,70	1,05	5,94
VB2	0,14	0,30	2,70	1,05	5,94
VB3	0,14	0,30	2,70	1,05	5,94
VB4	0,14	0,30	2,70	1,05	5,94
VB5	0,14	0,30	0,00	1,05	0,00
VB6	0,14	0,30	2,70	1,05	5,94
VB7	0,14	0,30	2,70	1,05	5,94
VB8	0,14	0,30	2,70	1,05	5,94
VB9	0,14	0,30	2,70	1,05	5,94

Fonte: O autor.

c) Esforços para o dimensionamento

Os esforços nas vigas foram determinados por meio do *software* ftool. Os pórticos são apresentados nos APÊNDICES de 1 a 13.

Figura 74 - Diagrama de momento fletor viga VB1 (kN.m)



Fonte: O autor.

d) Armadura longitudinal

- $K_{md}$ ,  $k_x$  e  $k_z$

$$k_{md} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow k_x \rightarrow k_z$$

- Área de aço

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}}$$

- Área de aço mínima

$$A_{s,min} = \frac{\rho_{min}}{100} \cdot b_w \cdot h$$

A tabela 45 apresenta o dimensionamento das vigas do pavimento térreo.

Tabela 45 - Armadura vigas pavimento térreo

Viga	M <sub>k</sub> (kn.cm)	M <sub>d</sub> (kN.cm)	k <sub>md</sub>	k <sub>x</sub>	k <sub>z</sub>	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Arm.			A <sub>s,efet.</sub> (cm <sup>2</sup> )
VB1 (14x30)	510	714	0,030	0,045	0,982	0,69	0,64	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VB1 (14x30)	800	1120	0,047	0,071	0,972	0,69	1,02	2	Ø	8.0	1,00
								-	-	-	
VB2 (14x30)	280	392	0,016	0,024	0,990	0,69	0,35	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VB2 (14x30)	320	448	0,019	0,028	0,989	0,69	0,40	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VB3 (14x30)	290	406	0,017	0,025	0,990	0,69	0,36	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VB4 (14x30)	280	392	0,016	0,024	0,990	0,69	0,35	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VB4 (14x30)	540	756	0,032	0,047	0,981	0,69	0,68	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VB5 (14x30)	170	238	0,010	0,015	0,994	0,69	0,21	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VB5 (14x30)	280	392	0,016	0,024	0,990	0,69	0,35	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VB6 (14x30)	660	924	0,039	0,058	0,977	0,69	0,83	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VB6 (14x30)	1010	1414	0,059	0,090	0,964	0,69	1,29	3	Ø	8.0	1,50
								-	-	-	
VB6 (14x30)	800	1120	0,047	0,071	0,972	0,69	1,02	2	Ø	8.0	1,00
								-	-	-	
VB7 (14x30)	200	280	0,012	0,017	0,993	0,69	0,25	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VB8 (14x30)	350	490	0,020	0,030	0,988	0,69	0,44	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VB8 (14x30)	500	700	0,029	0,044	0,983	0,69	0,63	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VB9 (14x30)	590	826	0,034	0,052	0,979	0,69	0,74	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VB9 (14x30)	890	1246	0,052	0,079	0,968	0,69	1,13	2	Ø	8.0	1,32
								1	Ø	6.3	
VB9 (14x30)	950	1330	0,056	0,085	0,966	0,69	1,21	2	Ø	8.0	1,32
								1	Ø	6.3	

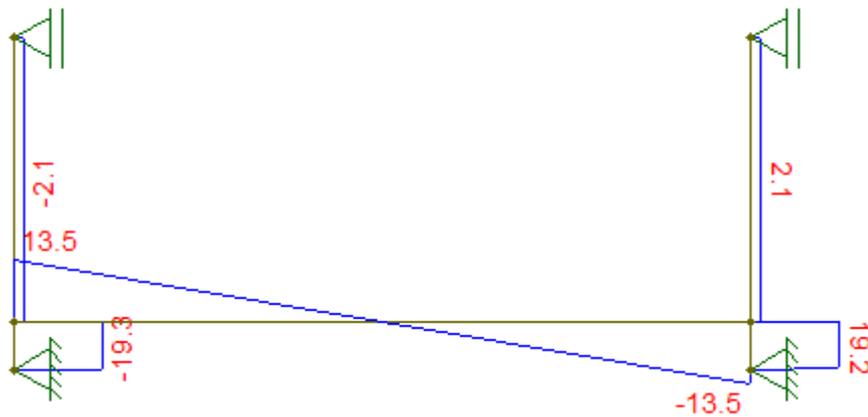
Fonte: O autor.

e) Armadura transversal

- Esforços

Os esforços utilizados para o dimensionamento foram obtidos através do *software* ftool.

Figura 75 - Diagrama de esforço cortante viga VB1 (kN)



Fonte O autor.

- Verificação da diagonal comprimida.

$$V_{sd} \leq V_{rd2}$$

Onde:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\alpha_{v2} = \frac{1 - f_{ck}}{250}$$

- Cortante resistente ( $V_c$ )

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

Onde:

$$f_{ctd} = 0,15 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

- Esforço na armadura ( $V_{sw}$ )

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

- Área de aço

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

- Armadura mínima

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \cdot b_w \cdot \text{sen} \alpha \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

A Tabela 46 apresenta o dimensionamento da armadura transversal para as vigas do pavimento térreo.

Tabela 46 - Armadura transversal térreo

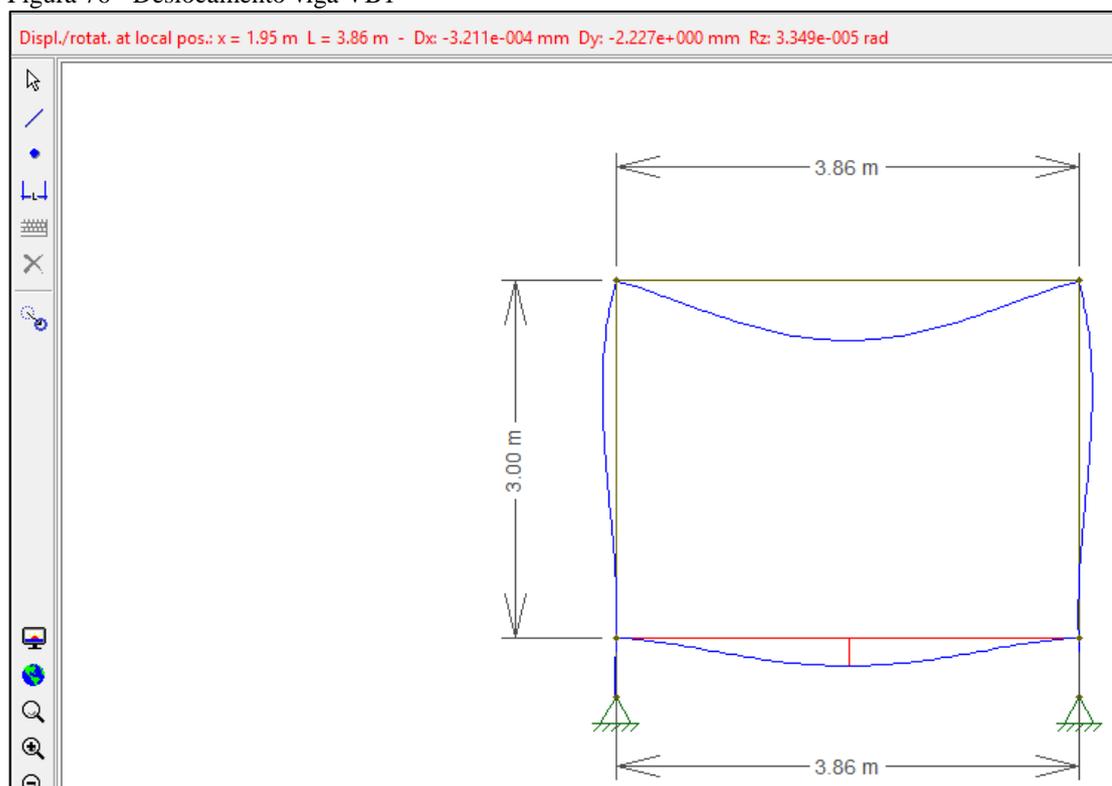
Viga	$V_k$ (kN)	$V_{sd}$ (kN)	$V_{rd2}$ (kN)	Ver. diag.	$V_c$ (kN)	$V_{sw}$ (kN)	$A_{sw,min}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura			
									Ø	5	c/	22
VB1 (14x30)	13,50	18,90	215,11	ok	35,68	-16,78	1,80	1,80	Ø	5	c/	22
VB2 (14x30)	10,00	14,00	215,11	ok	35,68	-21,68	1,80	1,80	Ø	5	c/	22
VB3 (14x30)	9,80	13,72	215,11	ok	35,68	-21,96	1,80	1,80	Ø	5	c/	22
VB4 (14x30)	10,70	14,98	215,11	ok	35,68	-20,70	1,80	1,80	Ø	5	c/	22
VB5 (14x30)	3,10	4,34	215,04	ok	35,67	-31,33	1,80	1,80	Ø	5	c/	22
VB6 (14x30)	15,30	21,42	215,11	ok	35,68	-14,26	1,80	1,80	Ø	5	c/	22
VB7 (14x30)	5,30	7,42	215,11	ok	35,68	-28,26	1,80	1,80	Ø	5	c/	22
VB8 (14x30)	10,70	14,98	215,11	ok	35,68	-20,70	1,80	1,80	Ø	5	c/	22
VB9 (14x30)	14,70	20,58	215,11	ok	35,68	-15,10	1,80	1,80	Ø	5	c/	22

Fonte: O autor.

## f) Verificação do ELS

- Os deslocamentos nas vigas foram obtidos por meio do *software* ftool conforme demonstra a Figura 76.

Figura 76 - Deslocamento viga VB1



Fonte: O autor.

As flechas obtidas por meio do software dizem respeito aos deslocamentos elásticos, devendo estes serem compatibilizados ao estado real de fissuração da estrutura.

$$a_{t=0} = a_{\text{elast.}} \cdot \frac{I_I}{I_m}$$

O cálculo da inércia média segue o mesmo pressuposto descrito em tópicos anteriores. A Tabela 47 apresenta a verificação do estado limite de serviço das vigas do pavimento térreo.

Para obtenção da flecha no tempo infinito, considerou-se a retirada do escoramento com 14 dias, as vigas do pavimento em análise estão em contato direto com o solo, teoricamente, era possível considerar o fator de obtenção da flecha no tempo infinito ( $\alpha_f$ ) um pouco maior,

no entanto, optou-se por este dimensionamento a favor da segurança. Logo, o coeficiente pode ser descrito:

$$\alpha_f = \Delta \varepsilon = 2 - (0,68 \cdot 0,996^{0,47} \cdot 0,47^{0,32}) = 1,46$$

A flecha no tempo infinito é obtida por meio da equação a seguir:

$$a_{t=\infty} = a_{t=0} \cdot (1 + \alpha_f)$$

A Tabela 47 apresenta a verificação dos deslocamentos das vigas do pavimento térreo.

Tabela 47 - Deslocamentos vigas pavimento térreo

Viga	l (cm)	I <sub>I</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>II</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>m</sub> (cm <sup>4</sup> )	a elast. (cm)	a t=0 (cm)	$\alpha_f$	a t= $\infty$ (cm)	a lim (cm)	Ver.
VB1 (14x30)	386	31500	7167	31500	0,223	0,223	2,46	0,548	1,544	ok
VB2 (14x30)	196	31500	3617	31500	0,010	0,010	2,46	0,024	0,784	ok
VB3 (14x30)	196	31500	3617	31500	0,011	0,011	2,46	0,027	0,784	ok
VB4 (14x30)	284	31500	3617	31500	0,021	0,021	2,46	0,052	1,136	ok
VB5 (14x30)	586	31500	3617	31500	0,183	0,183	2,46	0,450	2,344	ok
VB6 (14x30)	424	31500	5361	31500	0,074	0,074	2,46	0,182	1,696	ok
VB7 (14x30)	151	31500	3617	31500	0,005	0,005	2,46	0,013	0,604	ok
VB8 (14x30)	310	31500	3617	31500	0,024	0,024	2,46	0,058	1,240	ok
VB9 (14x30)	416	31500	4809	31500	0,069	0,069	2,46	0,170	1,664	ok

Fonte: O autor.

g) Detalhamento das armaduras

Ver APÊNDICE 30.

### 16.3.2 1º pavimento

a) Ação das lajes sobre as vigas

Tabela 48 - Ação das lajes sobre as vigas 1° pavimento

Laje	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$\lambda$	$P$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_{vy}$ (kN/m)	$P_{vx}$ (kN/m)
1	3,10	3,86	1,25	4,20	5,15	1,68
2	2,06	1,51	1,00	4,20	3,24	0,79
3	1,43	1,80	1,19	4,20	2,48	0,82
4	2,76	3,20	1,16	4,20	4,50	1,49
5	1,08	3,20	2,00	4,20	2,12	0,53
6	2,76	1,04	1,00	4,20	4,34	0,54
7	3,10	1,04	1,00	4,20	4,88	0,54
8	3,10	2,57	1,00	4,20	4,88	1,34
9	2,76	3,45	1,25	3,74	4,09	1,33
10	0,88	3,10	2,00	3,74	1,51	0,46
11	1,55	2,76	1,78	4,74	3,24	0,76
12	1,55	3,10	2,00	4,74	3,37	0,58

Fonte: O autor.

## b) Ações decorrentes do peso próprio e peso de alvenarias sobre as vigas

Tabela 49 - Peso próprio e peso de alvenaria vigas 1° pavimento

Viga	$b$ (m)	$h$ (m)	$h_{alv}$ (m)	$g_1$ (kN/m)	$g_{alv}$ (kN/m)
VP1	0,14	0,30	1,00	1,05	2,20
VP2	0,14	0,30	(1) 2,70	1,05	5,94
			(2) 1,10	1,05	2,42
VP3	0,14	0,30	2,70	1,05	5,94
VP4	0,14	0,30	2,70	1,05	5,94
VP5	0,14	0,30	(1) 2,70	1,05	5,94
			(2) 0,00	1,05	0,00
VP6	0,14	0,30	0,00	1,05	0,00
VP7	0,14	0,30	2,70	1,05	5,94
VP8	0,14	0,30	1,10	1,05	2,42
VP9	0,14	0,30	(1) 2,70	1,05	5,94
			(2) 1,00	1,05	2,20
VP10	0,14	0,30	2,70	1,05	5,94
VP11	0,14	0,30	(1) 2,70	1,05	5,94
			(2) 0,00	1,05	0,00
VP12	0,14	0,30	(1) 2,70	1,05	5,94
			(2) 1,00	1,05	2,20
VP13	0,14	0,30	2,70	1,05	5,94

Fonte: O autor.

## c) Armadura longitudinal

Tabela 50 - Armadura longitudinal vigas 1° pavimento (continua)

Viga	M (kn.cm)	M <sub>d</sub> (kN.cm)	kmd	kx	kz	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Arm.			A <sub>s</sub> efet. (cm <sup>2</sup> )
VP1 (14x40)	640	896	0,020	0,029	0,988	0,92	0,58	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VP1 (14x40)	920	1288	0,028	0,042	0,983	0,92	0,83	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VP2 (14x30)	300	420	0,018	0,026	0,990	0,69	0,37	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VP2 (14x30)	470	658	0,027	0,041	0,984	0,69	0,59	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VP3 (14x30)	730	1022	0,043	0,064	0,974	0,69	0,92	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VP3 (14x30)	620	868	0,036	0,054	0,978	0,69	0,78	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VP4 (14x30)	1850	2590	0,109	0,173	0,931	0,69	2,46	3	Ø	10.0	2,40
								-	-	-	
VP4 (14x30)	1720	2408	0,102	0,160	0,936	0,69	2,28	3	Ø	10.0	2,40
								-	-	-	
VP5 (14x30)	430	602	0,025	0,037	0,985	0,69	0,54	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VP5 (14x30)	560	784	0,033	0,049	0,980	0,69	0,70	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VP6 (14x30)	630	882	0,019	0,029	0,988	0,92	0,57	2	Ø	8.0	1,00
								-	-	-	
VP7 (14x60)	3850	5390	0,049	0,074	0,970	1,38	2,28	3	Ø	10.0	2,40
								-	-	-	
VP7 (14x60)	4810	6734	0,061	0,094	0,963	1,38	2,87	4	Ø	10.0	3,20
								-	-	-	
VP8 (14x60)	1040	1456	0,013	0,020	0,992	1,38	0,60	3	Ø	8.0	1,50
								-	-	-	
VP9 (14x30)	1190	1666	0,070	0,107	0,957	0,69	1,53	3	Ø	8.0	1,50
								-	-	-	
VP9 (14x30)	1810	2534	0,108	0,171	0,932	0,69	2,42	2	Ø	12.5	2,50
								-	-	-	
VP10 (14x30)	160	224	0,009	0,014	0,994	0,69	0,20	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VP11 (14x60)	2590	3626	0,033	0,049	0,980	1,38	1,52	3	Ø	8.0	1,50
								-	-	-	
VP11 (14x60)	4120	5768	0,053	0,080	0,968	1,38	2,45	3	Ø	10.0	2,40
								-	-	-	

Tabela 50 – Armadura longitudinal vigas 1º pavimento (continuação)

Viga	M (kn.cm)	M <sub>d</sub> (kN.cm)	k <sub>md</sub>	k <sub>x</sub>	k <sub>z</sub>	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Arm.			A <sub>s</sub> efet. (cm <sup>2</sup> )
VP12 (14x30)	600	840	0,035	0,053	0,979	0,69	0,75	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VP12 (14x30)	650	910	0,038	0,057	0,977	0,69	0,82	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VP13 (14x30)	1550	2170	0,091	0,142	0,943	0,69	2,03	4	Ø	8.0	2,00
								-	-	-	
VP13 (14x30)	1640	2296	0,098	0,154	0,939	0,69	2,17	2	Ø	12.5	2,50
								-	-	-	
VP13 (14x30)	2340	3276	0,140	0,226	0,910	0,69	3,20	3	Ø	12.5	3,75
								-	-	-	

Fonte: O autor.

## d) Armadura transversal

Tabela 51 - Armadura transversal vigas 1º pavimento

Viga	V (kN)	V <sub>sd</sub> (kN)	V <sub>rd2</sub> (kN)	Ver. diag	V <sub>c</sub> (kN)	V <sub>sw</sub> (kN)	A <sub>sw,min./s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>sw</sub> / s (cm <sup>2</sup> /m)	Arm.
VP1 (14x40)	16,20	22,68	296,38	ok	49,17	-26,49	1,80	1,80	Ø 5 c/ 22
VP2 (14x30)	15,10	21,14	215,11	ok	35,68	-14,54	1,80	1,80	Ø 5 c/ 22
VP3 (14x30)	17,50	24,50	215,11	ok	35,68	-11,18	1,80	1,80	Ø 5 c/ 22
VP4 (14x30)	32,40	45,36	214,96	ok	35,66	9,70	1,80	1,80	Ø 5 c/ 22
VP5 (14x30)	13,30	18,62	215,11	ok	35,68	-17,06	1,80	1,80	Ø 5 c/ 22
VP6 (14x30)	8,10	11,34	215,04	ok	35,67	-24,33	1,80	1,80	Ø 5 c/ 22
VP7 (14x60)	47,80	66,92	458,77	ok	76,10	-9,18	1,80	1,80	Ø 5 c/ 22
VP8 (14x60)	19,40	27,16	458,85	ok	76,12	-48,96	1,80	1,80	Ø 5 c/ 22
VP9 (14x30)	28,70	40,18	215,04	ok	35,67	4,51	1,80	1,80	Ø 5 c/ 22
VP10 (14x30)	8,30	11,62	214,86	ok	35,64	-24,02	1,80	1,80	Ø 5 c/ 22
VP11 (14x60)	71,60	100,24	458,92	ok	76,13	24,11	1,80	1,09	Ø 5 c/ 22
VP12 (14x30)	9,20	12,88	215,04	ok	35,67	-22,79	1,80	1,80	Ø 5 c/ 22
VP13 (14x30)	41,30	57,82	215,04	ok	35,67	22,15	1,80	2,14	Ø 5 c/ 18

Fonte: O autor.

## e) Verificação do ELS

Tabela 52 - Deslocamentos vigas 1º pavimento

Viga	l (cm)	I <sub>I</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>II</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>m</sub> (cm <sup>4</sup> )	a elast. (cm)	a <sub>t=0</sub> (cm)	$\alpha_f$	a <sub>t=∞</sub> (cm)	a <sub>lim</sub> (cm)	Ver.
VP1 (14x30)	386	74667	7167	74667	0,475	0,475	2,46	1,169	1,544	ok
VP2 (14x30)	196	31500	3617	31500	0,023	0,023	2,46	0,056	0,784	ok
VP3 (14x30)	180	31500	3617	31500	0,031	0,031	2,46	0,077	0,720	ok
VP4 (14x30)	310	31500	7786	11658	0,172	0,465	2,46	1,143	1,240	ok
VP5 (14x30)	293	31500	3617	31500	0,046	0,046	2,46	0,114	1,172	ok
VP6 (14x30)	310	31500	7463	31500	0,029	0,029	2,46	0,070	1,240	ok
VP7 (14x30)	586	252000	52311	171033	0,347	0,511	2,46	1,258	2,344	ok
VP8 (14x30)	586	252000	27139	252000	0,118	0,118	2,46	0,290	2,344	ok
VP9 (14x30)	424	31500	7965	12068	0,171	0,446	2,46	1,098	1,696	ok
VP10 (14x30)	151	31500	3617	31500	0,016	0,016	2,46	0,039	0,604	ok
VP11 (14x30)	424	252000	40888	240613	0,092	0,096	2,46	0,237	1,696	ok
VP12 (14x30)	320	31500	3617	31500	0,061	0,061	2,46	0,151	1,280	ok
VP13 (14x30)	416	31500	10945	12603	0,191	0,477	2,46	1,174	1,664	ok

Fonte: O autor.

## 16.3.3 Pavimento forro

## a) Ação das lajes sobre as vigas

Tabela 53 - Ação das lajes sobre as vigas do pavimento forro

Laje	I <sub>x</sub> (m)	I <sub>y</sub> (m)	$\lambda$	P (kN/m <sup>2</sup> )	P <sub>vy</sub> (kN/m)	P <sub>vx</sub> (kN/m)
1	1,51	2,06	1,36	2,74	1,6781	0,5328
2	2,84	2,12	1,00	2,74	2,9181	0,7261
3	3,02	2,12	1,00	2,74	3,1031	0,7261
4	2,12	2,84	1,34	2,74	2,3462	0,7478
5	2,12	3,02	1,42	2,74	2,3857	0,7389
6	2,84	3,45	1,21	2,74	3,057	1,0129
7	3,02	3,45	1,14	2,74	3,2015	1,0691
8	1,55	5,86	2,00	2,74	1,9536	0,6423

Fonte: O autor.

## b) Ações decorrentes do peso próprio e peso de alvenarias sobre as vigas

Tabela 54 - Peso próprio e peso de alvenaria vigas forro

Viga	b (m)	h (m)	h <sub>alv</sub> (m)	g <sub>l</sub> (kN/m)	g <sub>alv</sub> (kN/m)
1	0,14	0,30	1,2	1,05	2,64
2	0,14	0,30	(1) 1,00	1,05	2,20
			(2) 1,20	1,05	2,64
3	0,14	0,30	0	1,05	0
4	0,14	0,30	0	1,05	0
5	0,14	0,30	0	1,05	0
6	0,14	0,30	1,00	1,05	2,20
7	0,14	0,30	(1) 1,00	1,05	2,20
			(2) 1,20	1,05	2,64
8	0,14	0,30	1,2	1,05	2,64
9	0,14	0,30	0	1,05	0
10	0,14	0,30	1,00	1,05	2,20

Fonte: O autor.

## c) Armadura longitudinal

Tabela 55 - Armadura longitudinal vigas forro (continua)

Viga	M <sub>k</sub> (kn.cm)	M <sub>d</sub> (kN.cm)	k <sub>md</sub>	k <sub>x</sub>	k <sub>z</sub>	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Arm.			A <sub>s</sub> efet. (cm <sup>2</sup> )
VF1 (14x30)	150	210	0,009	0,013	0,995	0,69	0,19	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VF2 (14x30)	620	868	0,036	0,054	0,978	0,69	0,78	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VF2 (14x30)	710	994	0,041	0,062	0,975	0,69	0,90	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VF3 (14x30)	280	392	0,016	0,024	0,990	0,69	0,35	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VF3 (14x30)	450	630	0,026	0,039	0,984	0,69	0,56	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VF4 (14x30)	200	280	0,012	0,017	0,993	0,69	0,25	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VF4 (14x30)	380	532	0,022	0,033	0,987	0,69	0,47	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VF5 (14x30)	1380	1932	0,026	0,039	0,984	1,15	0,98	3	Ø	8.0	1,50
								-	-	-	
VF5 (14x30)	1460	2044	0,027	0,041	0,984	1,15	1,04	3	Ø	8.0	1,50
								-	-	-	

Tabela 55 – Armadura longitudinal vigas forro (continuação)

Viga	$M_k$ (kn.cm)	$M_d$ (kN.cm)	kmd	kx	kz	$A_{s,min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Arm.			$A_s$ efet. (cm <sup>2</sup> )
								2	Ø	8.0	
VF6 (14x30)	960	1344	0,018	0,027	0,989	1,15	0,68	1	Ø	6.3	1,32
								2	Ø	8.0	
VF6 (14x30)	1270	1778	0,024	0,036	0,986	1,15	0,90	1	Ø	6.3	1,32
								2	Ø	8.0	
VF7 (14x30)	720	1008	0,042	0,063	0,975	0,69	0,91	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VF7 (14x30)	850	1190	0,050	0,076	0,970	0,69	1,08	1	Ø	6.3	1,32
								2	Ø	8.0	
VF7 (14x30)	900	1260	0,053	0,080	0,968	0,69	1,15	1	Ø	6.3	1,32
								2	Ø	8.0	
VF8 (14x30)	60	84	0,004	0,005	0,998	0,69	0,07	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VF9 (14x30)	1830	2562	0,108	0,171	0,932	0,69	2,43	3	Ø	10.0	2,40
								-	-	-	
VF9 (14x30)	1710	2394	0,101	0,159	0,936	0,69	2,26	3	Ø	10.0	2,40
								-	-	-	
VF10 (14x30)	760	1064	0,045	0,067	0,973	0,69	0,96	2	Ø	8.0	1,00
								-	-	-	
VF10 (14x30)	920	1288	0,054	0,082	0,967	0,69	1,17	1	Ø	6.3	1,32
								2	Ø	8.0	

Fonte: O autor.

## d) Armadura transversal

Tabela 56 - Armadura transversal vigas forro

Viga	$V_k$ (kN)	$V_{sd}$ (kN)	$V_{rd2}$ (kN)	Ver. diag	$V_c$ (kN)	$V_{sw}$ (kN)	$A_{sw,min./s}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sw} / s$ (cm <sup>2</sup> /m)	Arm.
VF2	20,90	29,26	215,11	ok	35,68	-6,42	1,80	1,80	Ø 5 c/22
VF3	7,80	10,92	215,11	ok	35,68	-24,76	1,80	1,80	Ø 5 c/22
VF4	7,00	9,80	215,11	ok	35,68	-25,88	1,80	1,80	Ø 5 c/22
VF5	15,80	22,12	377,58	ok	62,64	-40,52	1,80	1,80	Ø 5 c/22
VF6	15,20	21,28	377,58	ok	62,64	-41,36	1,80	1,80	Ø 5 c/22
VF7	14,00	19,60	215,04	ok	35,67	-16,07	1,80	1,80	Ø 5 c/22
VF8	3,20	4,48	214,96	ok	35,66	-31,18	1,80	1,80	Ø 5 c/22
VF9	19,40	27,16	214,96	ok	35,66	-8,50	1,80	1,80	Ø 5 c/22
VF10	12,70	17,78	215,04	ok	35,67	-17,89	1,80	1,80	Ø 5 c/22

Fonte: O autor.

## e) Verificação do ELS

Tabela 57 - Deslocamentos vigas forro

Viga	l (cm)	I <sub>I</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>II</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>m</sub> (cm <sup>4</sup> )	a elast. (cm)	a <sub>t=0</sub> (cm)	$\alpha_f$	a <sub>t=∞</sub> (cm)	a <sub>lim</sub> (cm)	Ver.
VF1 (14x30)	196	31500	3617	31500	0,018	0,018	2,46	0,043	0,784	ok
VF2 (14x30)	380	31500	3617	31500	0,115	0,115	2,46	0,283	1,520	ok
VF3 (14x30)	302	31500	3617	31500	0,022	0,022	2,46	0,054	1,208	ok
VF4 (14x30)	293	31500	3617	31500	0,027	0,027	2,46	0,066	1,172	ok
VF5 (14x30)	586	145833	17928	145833	0,194	0,194	2,46	0,477	2,344	ok
VF6 (14x30)	586	145833	16022	145833	0,170	0,170	2,46	0,418	2,344	ok
VF7 (14x30)	424	31500	4781	31500	0,121	0,121	2,46	0,298	1,696	ok
VF8 (14x30)	151	31500	3617	31500	0,020	0,020	2,46	0,049	0,604	ok
VF9 (14x30)	424	31500	7786	11786	0,095	0,254	2,46	0,625	1,696	ok
VF10 (14x30)	416	31500	4781	31500	0,108	0,108	2,46	0,266	1,664	ok

Fonte: O autor.

e) Detalhamento das armaduras

Ver APÊNDICE 32.

#### 16.3.4 Reservatório

a) Ação das lajes sobre as vigas

Tabela 58 - Ação da laje nas vigas pavimento reservatório

Laje	l <sub>x</sub> (m)	l <sub>y</sub> (m)	$\lambda$	P (kN/m <sup>2</sup> )	P <sub>vy</sub> (kN/m)	P <sub>vx</sub> (kN/m)
1	2,06	2,64	1,28	12,29	10,097	3,2835

Fonte: O autor.

b) Ações decorrentes do peso próprio e peso de alvenarias sobre as vigas

Tabela 59 - Peso próprio e peso de alvenaria vigas reservatório

Viga	b (m)	h (m)	h <sub>alv</sub> (m)	g <sub>l</sub> (kN/m)	g <sub>alv</sub> (kN/m)
1	0,14	0,30	1,50	1,05	3,30
2	0,14	0,30	1,50	1,05	3,30
3	0,14	0,30	1,50	1,05	3,30
4	0,14	0,30	1,50	1,05	3,30

Fonte: O autor.

## c) Armadura longitudinal

Tabela 60 - Armadura longitudinal vigas reservatório

Viga	M <sub>k</sub> (kn.cm)	M <sub>d</sub> (kN.cm)	kmd	kx	kz	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Arm.			A <sub>s</sub> efet. (cm <sup>2</sup> )
VR1 (14x30)	400	560	0,023	0,035	0,986	0,69	0,50	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VR2 (14x30)	400	560	0,023	0,035	0,986	0,69	0,50	3	Ø	6.3	0,95
								-	-	-	
VR3 (14x50)	550	770	0,010	0,015	0,994	1,15	0,39	3	Ø	8.0	1,50
								-	-	-	
VR3 (14x50)	1990	2786	0,037	0,056	0,977	1,15	1,42	3	Ø	8.0	1,50
								-	-	-	
VR4 (14x50)	540	756	0,010	0,015	0,994	1,15	0,38	3	Ø	8.0	1,50
								-	-	-	
VR4 (14x50)	1990	2786	0,037	0,056	0,977	1,15	1,42	3	Ø	8.0	1,50
								-	-	-	

Fonte: O autor.

## d) Armadura transversal

Tabela 61 - Armadura transversal vigas reservatório

Viga	V <sub>k</sub> (kN)	V <sub>sd</sub> (kN)	V <sub>rd2</sub> (kN)	Ver. diag	V <sub>c</sub> (kN)	V <sub>sw</sub> (kN)	A <sub>sw,min./s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>sw / s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Arm.
VR1 (14x30)	7,50	10,50	215,11	ok	35,68	-25,18	1,80	1,80	Ø 5 c/ 22
VR2 (14x30)	7,90	11,06	215,11	ok	35,68	-24,62	1,80	1,80	Ø 5 c/ 22
VR3 (14x50)	25,30	35,42	377,58	ok	62,64	-27,22	1,80	1,80	Ø 5 c/ 22
VR4 (14x50)	25,30	35,42	377,58	ok	62,64	-27,22	1,80	1,80	Ø 5 c/ 22

Fonte: O autor.

## e) Verificação do ELS

Tabela 62 - Deslocamentos vigas reservatório

Viga	l (cm)	I <sub>I</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>II</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>m</sub> (cm <sup>4</sup> )	a <sub>elast.</sub> (cm)	a <sub>t=0</sub> (cm)	$\alpha_f$	a <sub>t=∞</sub> (cm)	a <sub>lim</sub> (cm)	Ver.
VR1 (14x30)	196	31500	3617	31500	0,023	0,023	2,46	0,056	0,784	ok
VR2 (14x30)	206	31500	3617	31500	0,019	0,019	2,46	0,047	0,824	ok
VR3 (14x50)	120	145833	9231	145833	0,229	0,229	2,46	0,563	0,480	não passa
VR4 (14x50)	121	145833	9231	145833	0,252	0,252	2,46	0,620	0,484	não passa

Fonte: O autor.

f) Detalhamento das armaduras

Ver APÊNDICE 32.

## 16.4 Dimensionamento dos pilares

Os pilares foram dimensionados através do método do pilar padrão com curvatura aproximada.

Neste método, a não linearidade geométrica do pilar é considerada de forma aproximada, admitindo uma deformação senoidal da barra.

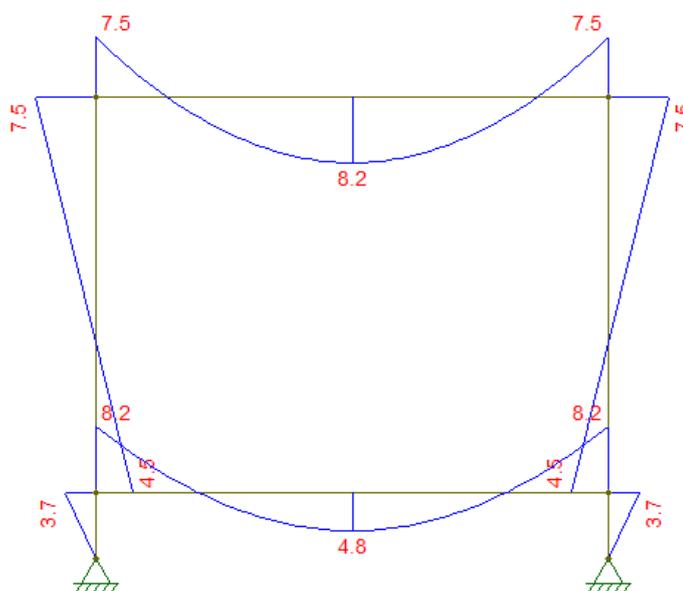
A não linearidade física é considerada por meio de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica.

A sequência do dimensionamento é apresentada a seguir.

### 16.4.1 Determinação da força normal e momentos fletores.

A força normal e momentos fletores foram obtidos por meio dos pórticos exibidos nos APÊNDICES de 1 a 14.

Figura 77 - Esforços em torno do eixo y dos pilares 1 e 2 (kN.m)



Fonte: O autor.

#### 16.4.2 Determinação do coeficiente adicional ( $\gamma_n$ )

A ABNT NBR 6118:2014, prescreve que a seção transversal de pilares não deve apresentar dimensão menor que 19 cm. Permite-se a consideração de dimensões entre 19 e 14 cm, desde que se aplique um coeficiente de majoração do esforço solicitante de cálculo por meio de um coeficiente adicional. A área da seção transversal em qualquer caso deve não deve ser inferior a 360 cm<sup>2</sup>.

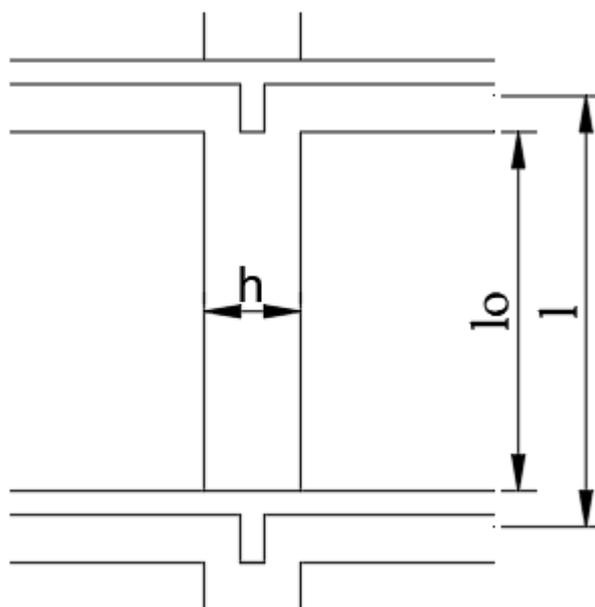
Tabela 63 – Coeficiente  $\gamma_n$ 

b (cm)	$\geq 19$	18	17	16	15	14
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	
Onde: $\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot b$						

Fonte: ANBT NBR 6118, (2014).

#### 16.4.3 Determinação do comprimento de flambagem ( $l_e$ )

$$l_e \leq \left\{ \begin{array}{l} l_0 + h \\ l \end{array} \right\}$$

Figura 78 - Comprimento de flambagem ( $l_e$ )

Fonte: O autor.

#### 16.4.4 Determinação da esbeltez

- Em torno do eixo x

$$\lambda_y = \frac{l_{e,x} \cdot \sqrt{12}}{b}$$

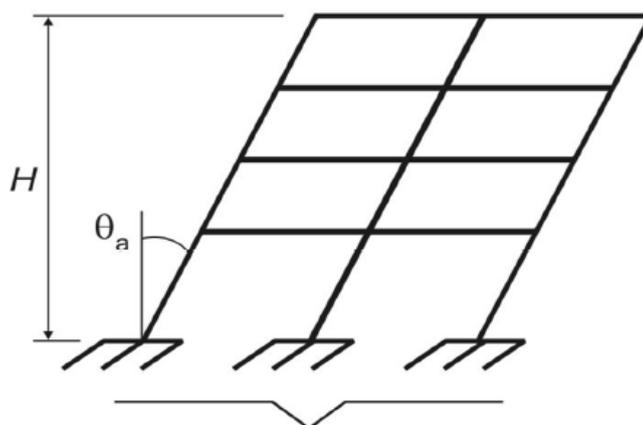
- Em torno do eixo y

$$\lambda_x = \frac{l_{e,y} \cdot \sqrt{12}}{h}$$

#### 16.4.5 Imperfeições globais

Na análise global das estruturas deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais conforme a Figura 79.

Figura 79 - Desaprumo vertical



Fonte: ABNT NBR 6118, (2014)

O desaprumo é obtido por meio da equação descrita a seguir:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}}$$

$\theta_{1min} = 1/300$ , estruturas reticuladas e imperfeições locais

$\theta_{1máx} = 1/200$

$H$  é a altura total da edificação, expressa em metros

#### 16.4.6 Determinação do momento acidental, momento mínimo e $M_{1dA}$

- Momento acidental

$$M_{1d,acidental} = 1,4 \cdot \gamma_n \cdot N \cdot l_e \cdot \theta$$

- Momento mínimo

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h)$$

- $M_{1dA}$

$$M_{1dA} = 1,4 \cdot \gamma_n \cdot M_a$$

Onde,  $M_A$  é o maior momento no topo ou na base do pilar (em módulo)

#### 16.4.7 Determinação do $\lambda_1$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12.5 \cdot \frac{e}{h}}{\alpha_e}$$

Onde:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \quad \text{sendo: } 1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4$$

Sendo:

$$35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

#### 16.4.8 Determinação do $M_{d,tot}$

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A}$$

Onde:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (\varphi + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

Sendo:

$$\varphi = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

#### 16.4.9 Dimensionamento por meio de ábacos

Etapas do dimensionamento por meio de ábacos:

- a) Indicador do ábaco a ser utilizado

$$\frac{d'}{h}$$

- b) Parâmetro  $\varphi$

$$\varphi = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot fcd}$$

- c) Parâmetro  $\mu$

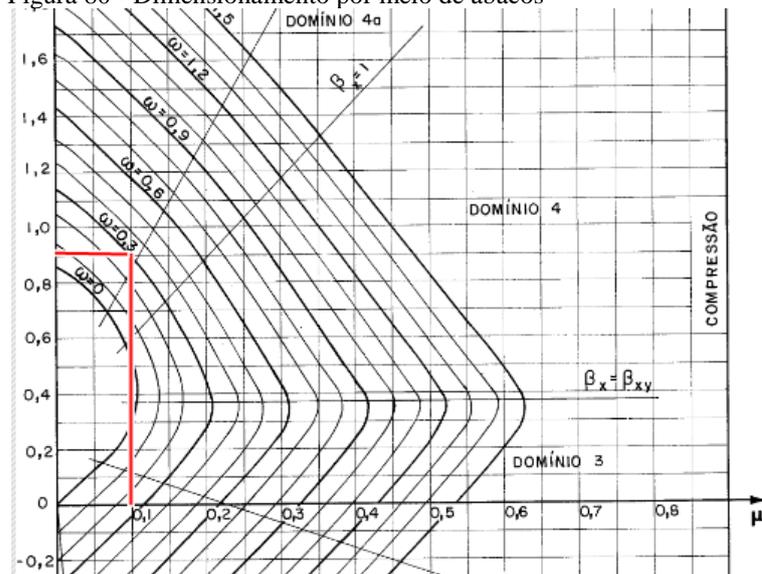
$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot fcd}$$

- d) Entrada no ábaco

$$\frac{\varphi}{\mu} \rightarrow \omega$$

Um exemplo simples de verificação no ábaco, para valores de  $\mu$  e  $\omega$ , 0,10 e 0,90 respectivamente, conforme pode-se observar pela Figura 80, encontramos um valor de 0,30 para o parâmetro  $\omega$ .

Figura 80 - Dimensionamento por meio de ábacos



Fonte: O autor.

e) Determinação da área de aço

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Apresenta-se por meio da Tabela 64 o dimensionamento do pilar P1, o dimensionamento dos demais pilares são demonstrados nos APÊNDICES de 14 a 28. Para efeito de análise, a numeração dos trechos foi determinada genericamente de acordo com a Figura 81.

Figura 81 - Numeração dos trechos dos pilares



Fonte: O autor.

Tabela 64 - Dimensionamento do pilar P1

P1	x	y	x	y
Trecho	2-1		3-2	
N (kN)	53,75		28,05	
$y_f$	1,75		1,75	
$l_e$ (m)	0,65	0,64	3,00	2,74
$M_a$ (kN.m)	2,80	3,70	2,40	7,50
$M_b$ (kN.m)	0,00	0,00	-1,90	-4,50
$\lambda$	7,51	15,84	31,18	64,33
$\theta$ (rad)	0,005	0,005	0,005	0,005
$M_{1d,acidental}$ (kN.m)	0,31	0,30	0,74	0,67
$M_{1d,mín}$ (kN.m)	4,90	1,81	4,20	0,94
$\alpha_B$	0,60	0,60	0,40	0,40
$M_{1dA}$ (kN.m)	4,90	6,48	4,20	13,13
$\lambda_1$	45,28	51,91	71,41	90,00
$1/r$	0	0	0	0
$M_{sd,tot}$ (kN.m)	2,94	3,89	1,68	5,25
$M_{d,dimens}$ (kN.m)	4,90	3,89	4,20	5,25
$\varphi$	0,09		0,05	
$\mu$	0,02	0,03	0,01	0,04
$\omega$	0,00	0,00	0,00	0,01
Armadura	4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm	
$A_{s,efetivo}$ (cm <sup>2</sup> )	3,20		3,20	

Fonte: O autor.

f) Detalhamento das armaduras

Ver APÊNDICE 33.

## 16.5 Dimensionamento da fundação (direta)

### 16.5.1 Investigação geotécnica

O engenheiro de fundações deve iniciar o seu projeto com o máximo conhecimento possível do solo em que se irá apoiar a fundação. As insuficiências de infraestruturas na maioria das vezes causam graves problemas na superestrutura, e sempre de correção onerosa. É recomendável evitar “economias” negligenciando investigações geotécnicas, para evitar desperdícios ou reforço nas fundações, que poderia ser evitado com a realização de ensaios, cujo valor torna-se irrelevante quando comparado ao valor total do empreendimento.

A amplitude das investigações varia em função de diversos fatores, como tamanho e tipo da obra e o conhecimento prévio do terreno. Por meio das investigações são obtidas as características do terreno, propriedades, sucessão e disposição das camadas assim como a localização do lençol freático, permitindo assim a avaliação correta da tensão admissível do solo.

#### 16.5.1.1 Retirada, análise de amostras e determinação da tensão admissível do solo

Para a estimativa da tensão admissível do solo em questão, retirou-se amostras do mesmo, com o auxílio de uma cavadeira, conforme demonstra as Figuras 82 e 83.

Figura 82 - Equipamento utilizado para extração das amostras



Fonte: O autor.

Figura 83 - Furo a 2 metros de profundidade



Fonte: O autor.

Foi possível retirar 3 amostras do solo. A primeira representando a porção de 0,00m a 1,00m, a segunda representando a profundidade de 1,00m a 2,00m; devido à simplicidade do equipamento de extração e a alta compactação do solo, a terceira e última amostra limitou-se à profundidade de 2,00m a 2,70m. A Figura 84, apresenta as amostras retiradas para análise.

Figura 84 - Amostras do solo



Fonte: O autor.

As amostras foram analisadas com o auxílio de um experiente engenheiro de fundações, responsável técnico de uma das construtoras mais tradicionais de Varginha, o Sr. João Bueno da Construtora J. Bueno.

Com base na análise tátil-visual foi possível classificar os solos:

- a) Amostra 01: silte-arenoso, pouco poroso, cor marrom, compacto.
- b) Amostra 02: silte areno-argiloso, pouco plástico, cor ocre, compacto.
- c) Amostra 03: silte areno-argiloso, pouco plástico, cor ocre, compacto.

Com base na classificação, estimou-se a tensão admissível do solo. Ressaltando que para um resultado preciso é indispensável a realização de ensaios normatizados.

Para a estimativa utilizou-se a tabela de pressões básicas da ABNT NBR 6122:1996.

Tabela 65 - Pressões básicas

Tabela de pressões básicas		
Classe	Descrição	Valores (MPa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	(ver nota c)
4	Solos granulares concrecionados - conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhosos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltes duros (muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes médios (medianamente compactos)	0,1

Fonte: O autor.

Considerando que a resistência da amostra 01 é superior à resistência das amostras 02 e 03, atribuiu-se a resistência do solo à resistência das amostras 02 e 03. Logo, a pressão admissível utilizada para o dimensionamento da fundação foi 0,2 MPa, pressão da classe 14 (siltes compactos), apresentada na Tabela 65.

## 16.5.2 Dimensionamento

### 16.5.2.1 Determinação das dimensões em planta

A dimensão das sapatas é definida basicamente em função da tensão admissível no solo. Na maioria dos casos as sapatas são submetidas a cargas excêntricas, logo, as dimensões em planta devem ser tais que as tensões de compressão máximas no solo não superem a tensão

admissível do mesmo. Quanto às sapatas isoladas, a locação em planta deve atender a dois requisitos:

- a) O centro de gravidade da sapata deve coincidir com o centro de gravidade do pilar central.
- b) Deve-se fazer uma estimativa da área da base, supondo a sapata submetida a carga centrada:

$$A = \frac{\alpha \cdot N_k}{\sigma_{adm,solo}}$$

Onde:

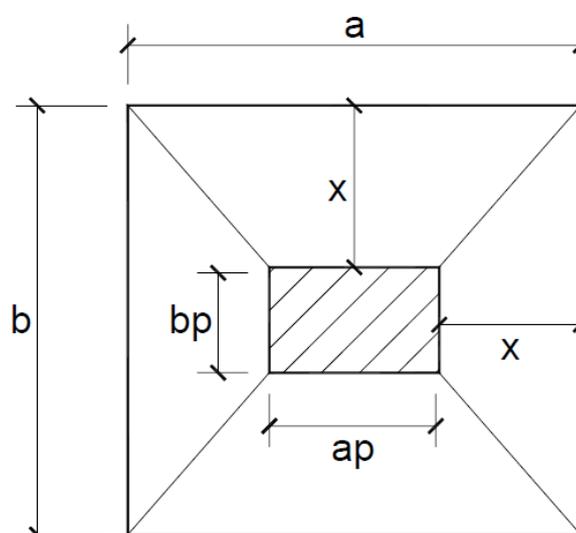
$N_k$  é a força normal do pilar;

$\sigma_{adm,solo}$  é a tensão admissível do solo;

$\alpha$  é um coeficiente que leva em consideração o peso próprio da sapata.

As dimensões  $a$  e  $b$  devem ser escolhidas, sempre que possível, de tal forma a resultar em um dimensionamento econômico. A condição econômica ocorre quando os braços livres forem iguais nas duas direções. Esta condição faz com que as taxas de armadura de flexão da sapata sejam aproximadamente iguais nas duas direções.

Figura 85 - Sapata isolada, dimensões em planta



Fonte: ALVA, (2014).

$$\left. \begin{array}{l} a = a_p + 2 \cdot x \\ b = b_p + 2 \cdot x \end{array} \right\} a - b = a_p - b_p$$

Isolando a dimensão b:

$$b = a - (a_p - b_p)$$

Calculando a área A:

$$A = a \cdot b = a \cdot [a - (a_p - b_p)]$$

Manipulando os termos, chega-se a uma equação de 2º grau, tendo como variável a dimensão  $a$ :

$$a^2 - a \cdot (a_p - b_p) - A = 0$$

Tomando somente as raízes positivas:

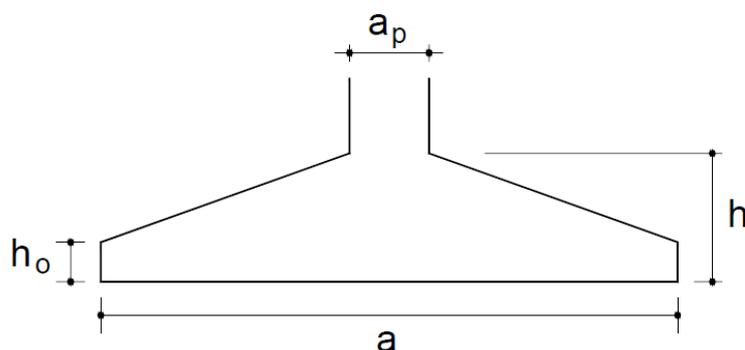
$$a = \frac{a_p - b_p}{2} + \sqrt{\frac{(a_p - b_p)^2}{4} + A}$$

#### 16.5.2.2 Determinação da altura da sapata

Basicamente são três os condicionantes que definem a altura da sapata

- a) Rigidez da sapata: na maioria dos casos, as sapatas são projetadas como rígidas, a menos que as condições de resistência do solo tornem mais indicada uma sapata flexível

Figura 86 - Dimensões da sapata



Fonte: ABNT NBR 6118, (2014).

Para sapatas rígidas tem-se:

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \rightarrow h_0 = \frac{h}{3} \text{ ou } 15\text{cm}$$

- b) Comprimento de ancoragem da armadura longitudinal do pilar: é necessário que a sapata tenha altura suficiente para que as forças nas armaduras do pilar sejam transferidas ao concreto da fundação, incluindo o cobrimento para proteção das armaduras:

$$h > l_b + c$$

Onde  $l_b$  é o comprimento de ancoragem das barras do pilar e  $c$  é o cobrimento.

A Tabela 66 apresenta os comprimentos de ancoragem em função do diâmetro, para diferentes classes de concreto, aplicadas a vergalhões de aço CA-50 em zonas de boa aderência. Os valores da Tabela 66 foram obtidos com as expressões apresentadas na NBR 6118:2014.

Tabela 66 - Tabela de ancoragem em função do diâmetro

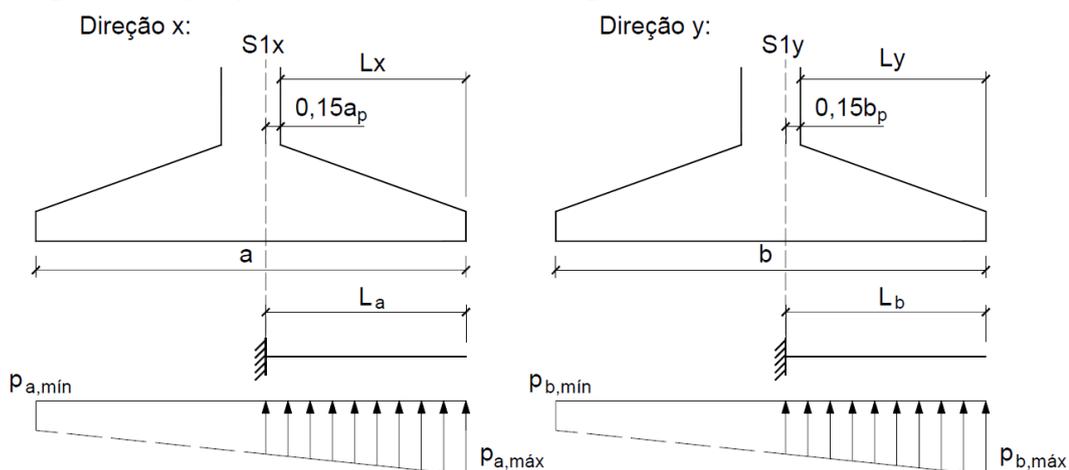
Concreto	Sem gancho	Com gancho
C15	53 Ø	37 Ø
C20	44 Ø	31 Ø
C25	38 Ø	26 Ø
C30	33 Ø	23 Ø
C35	30 Ø	21 Ø
C40	28 Ø	19 Ø
C45	25 Ø	18 Ø
C50	24 Ø	17 Ø

Fonte: ABNT NBR 6118, (2014).

### 16.5.2.3 Dimensionamento das armaduras longitudinais

- a) Para calcular as armaduras longitudinais da sapata, define-se em cada direção, uma seção de referência S1 entre as faces do pilar, conforme a Figura 87.

Figura 87 - Seções para o cálculo das armaduras longitudinais de flexão



Fonte: ALVA, (2014).

Logo:

$$L_a = L_x + 0,15 \cdot a_p = \frac{(a - a_p)}{2} + 0,15 \cdot a_p$$

$$L_b = L_y + 0,15 \cdot b_p = \frac{(b - b_p)}{2} + 0,15 \cdot b_p$$

- b) Tensão máxima e mínima

$$\sigma_{\text{máx}} \text{ ou } \sigma_{\text{mín}} = \frac{\alpha \cdot N}{A \cdot B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{A}\right)$$

Onde:

$\alpha$  é o coeficiente que leva em consideração o peso próprio da sapata

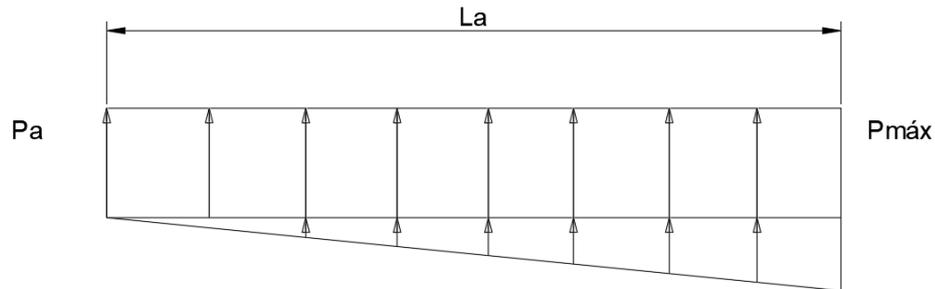
$A$  e  $B$  são as dimensões em planta da sapata

$e$  é a excentricidade, determinada por:  $e = \frac{\text{Momento}}{\text{Normal}}$

## c) Determinação dos momentos

- Na direção x:

Figura 88 -Tensões direção x



Fonte: O autor.

$$M_{sda} = \left[ \sigma_a \cdot \frac{L_a^2}{2} + \frac{(\sigma_{\text{máx}} - \sigma_a) \cdot L_a}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot L_a \right] \cdot B$$

- Na direção y

$$M_{sdb} = \left[ \left( \frac{\sigma_{\text{máx}} - \sigma_{\text{mín}}}{2} \right) \cdot \frac{L_b^2}{2} \right] \cdot A$$

## d) Determinação da área de aço

- Na direção x:

$$A_{sa} = \frac{M_{sda}}{0,8 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

- Na direção y:

$$A_{sb} = \frac{M_{sdb}}{0,8 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

- Armadura mínima direção x:

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15\% \cdot B \cdot h$$

- Armadura mínima direção x:

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15\% \cdot A \cdot h$$

- e) Verificação da diagonal comprimida

- Tensão solicitante de cálculo:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d}$$

Onde:

$F_{sd}$  é a normal solicitante de cálculo

$u$  é o perímetro da seção do pilar

$d$  é a altura útil

- Tensão resistente

$$\tau_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd}$$

Onde  $\alpha_v$  é um adimensional determinado por:

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

Se a tensão de cálculo for menor ou igual à tensão resistente, a diagonal comprimida está verificada.

A Tabela 67 apresenta o dimensionamento das sapatas.



Tabela 67 – Dimensionamento das sapatas (continuação)

PILAR	P9 (14X30)	P10 (14X30)	P11 (14X30)	P12 (14X30)	P13 (14X30)	P14 (14X30)	P15 (14X30)	P16 (14X30)
Nk (kN)	93,45	128,73	209,03	156,93	129,33	131,83	47,63	45,83
Mk (kN.m)	199,32	0	0	0	0	0	31,90	31,90
S (cm <sup>2</sup> )	5140	7080	11497	8631	7113	7251	2620	2521
A (cm)	100	100	115	105	100	100	80	80
B (cm)	85	85	100	90	85	85	65	65
$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	0,181	0,169	0,202	0,185	0,169	0,173	0,164	0,157
$\sigma_{\text{mín}}$ (MPa)	0,064	0,169	0,202	0,185	0,169	0,173	0,041	0,039
h (cm)	35	35	35	35	35	35	35	35
h0 (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
$\sigma_a$ (kN/cm <sup>2</sup> )	0,013	0,017	0,020	0,018	0,017	0,017	0,012	0,011
$\sigma_{\text{max}} - \sigma_a$	0,092	0	0	0	0	0	0,067	0,064
M <sub>ka</sub> (kN.cm)	1085,49	1104,68	2208,36	1450,03	1109,83	1131,28	413,74	398,10
A <sub>sa</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	1,35	1,37	2,74	1,80	1,38	1,41	0,51	0,49
A <sub>s,mín</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	4,46	4,46	5,25	4,73	4,46	4,46	3,41	3,41
Ø adotado (mm)	10	10	10	10	10	10	10	10
s (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
$\sigma_{\text{média}}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	0,012	0,017	0,020	0,018	0,017	0,017	0,010	0,010
M <sub>kb</sub> (kN.cm)	842,19	1160,14	2309,97	1520,79	1165,55	1188,08	300,61	289,25
A <sub>sb</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	1,05	1,44	2,87	1,89	1,45	1,48	0,37	0,36
A <sub>s,mín</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	5,25	5,25	6,04	5,51	5,25	5,25	4,20	4,20
Ø adotado (mm)	10	10	10	10	10	10	10	10
s (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
$\tau_{sd}$ (MPa)	0,487	0,671	1,090	0,819	0,675	0,688	0,248	0,239
$\tau_{rd2}$ (MPa)	4,34	4,34	4,34	4,34	4,34	4,34	4,34	4,34

Fonte: O autor.

f) Detalhamento da fundação

Ver APÊNDICE 34.

## 17 QUANTITATIVO DE MATERIAL ESTRUTURAL

O quantitativo de materiais pode ser observado detalhadamente nos APÊNDICES de 29 a 34. A seguir, apresenta-se o resumo do quantitativo de materiais estruturais necessários à execução do projeto de ampliação.

### 17.1 Fundação

Tabela 68 - Quantitativo de material estrutural fundação

Pilares		
Material	Unidade	Quantidade
Aço CA-50 Ø 10.0mm	kg	207,00
Aço CA-60 Ø 5.0mm	kg	14,00
Concreto $f_{ck}$ 35 MPa	m <sup>3</sup>	0,32
Sapatas		
Material	Unidade	Quantidade
Aço CA-50 Ø 10.0mm	kg	181,00
Aço CA-60 Ø 5.0mm	kg	6,00
Concreto $f_{ck}$ 25 MPa	m <sup>3</sup>	17,80

Fonte: O autor.

### 17.2 Pavimento térreo

Tabela 69 - Quantitativo de material estrutural pavimento térreo

Pilares		
Material	Unidade	Quantidade
Aço CA-50 Ø 10.0mm	kg	considerado na Tabela 68
Aço CA-60 Ø 5.0mm	kg	53,00
Concreto $f_{ck}$ 35 MPa	m <sup>3</sup>	2,02
Vigas		
Material	Unidade	Quantidade
Aço CA-50 Ø 6.3mm	kg	89,00
Aço CA-50 Ø 8.0mm	kg	9,00
Aço CA-60 Ø 5.0mm	kg	32,00
Concreto $f_{ck}$ 35 MPa	m <sup>3</sup>	2,17

Fonte: O autor.

### 17.3 1° pavimento

Tabela 70 - Quantitativo de material estrutural 1° pavimento

Pilares		
Material	Unidade	Quantidade
Aço CA-50 Ø 10.0mm	kg	102,00
Aço CA-60 Ø 5.0mm	kg	40,00
Concreto $f_{ck}$ 35 MPa	m <sup>3</sup>	1,51
Vigas		
Material	Unidade	Quantidade
Aço CA-50 Ø 6.3mm	kg	97,00
Aço CA-50 Ø 8.0mm	kg	32,00
Aço CA-50 Ø 10.0mm	kg	42,00
Aço CA-50 Ø 12.5mm	kg	23,00
Aço CA-60 Ø 5.0mm	kg	58,00
Concreto $f_{ck}$ 35 MPa	m <sup>3</sup>	4,33
Lajes		
Material	Unidade	Quantidade
Longarina TG 8M	m	58,50
Aço CA-60 Ø 5.0mm	kg	18,30
Aço CA-60 Ø 4.2mm	kg	2,80
Aço CA-60 Ø 6.0mm	kg	15,40
Concreto $f_{ck}$ 35 MPa	m <sup>3</sup>	1,50

Fonte: O autor.

### 17.4 Pavimento forro

Tabela 71 - Quantitativo de material estrutural pavimento forro

Pilares		
Material	Unidade	Quantidade
Aço CA-50 Ø 10.0mm	kg	102,00
Aço CA-60 Ø 5.0mm	kg	40,00
Concreto $f_{ck}$ 35 MPa	m <sup>3</sup>	0,26
Vigas		
Material	Unidade	Quantidade
Aço CA-50 Ø 6.3mm	kg	76,00
Aço CA-50 Ø 8.0mm	kg	29,00
Aço CA-50 Ø 10.0mm	kg	19,00
Aço CA-60 Ø 5.0mm	kg	38,00
Concreto $f_{ck}$ 35 MPa	m <sup>3</sup>	2,70
Lajes		
Material	Unidade	Quantidade
Longarina TG 8L	m	155,70
Aço CA-60 Ø 5.0mm	kg	63,80
Aço CA-60 Ø 6.0mm	kg	52,50
Concreto $f_{ck}$ 35 MPa	m <sup>3</sup>	3,95

Fonte: O autor.

## 17.5 Pavimento reservatório

Tabela 72 - Quantitativo de material estrutural pavimento reservatório

Vigas		
Material	Unidade	Quantidade
Aço CA-50 Ø 6.3mm	kg	7,00
Aço CA-50 Ø 8.0mm	kg	13,00
Aço CA-60 Ø 5.0mm	kg	8,00
Concreto $f_{ck}$ 35 MPa	m <sup>3</sup>	0,42
Lajes		
Material	Unidade	Quantidade
Longarina TG 12R	m	15,10
Aço CA-60 Ø 5.0mm	kg	9,40
Aço CA-60 Ø 6.0mm	kg	6,30
Concreto $f_{ck}$ 35 MPa	m <sup>3</sup>	0,40

Fonte: O autor.

## 18 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por meio da revisão bibliográfica apresentada, foi possível conhecer os diversos tipos de investigação, reforço estrutural e procedimentos de recuperação de estruturas de concreto, assim como os métodos, técnicas e materiais utilizados em cada situação. Considerando a deterioração natural das estruturas, seja por meio de envelhecimento ou por meio de algum fator de deterioração, e ainda a possibilidade de mudança de utilização das estruturas, foi possível verificar a importância dos métodos de recuperação e reforço estrutural.

O estudo de caso, propôs a adequação e transformação de uma edificação térrea, em uma edificação de 2 pavimentos. Por meio das análises e verificações realizadas, constatou-se que 3 elementos estruturais existentes (lajes), não permitiriam o processo de ampliação somente com as suas características iniciais, tornando necessário o reforço estrutural dos mesmos. Com base nos estudos realizados, optou-se por realizar o reforço por meio do encamisamento ou aumento da seção transversal dos elementos, o reforço foi dimensionado e considerando a nova geometria e característica da seção, todas as verificações foram cumpridas. Além do mais, devido à ausência de elementos estruturais essenciais, para possibilitar o projeto de ampliação, constatou-se a necessidade de outro tipo de reforço estrutural: o reforço por meio da introdução de novos elementos estruturais. Optou-se pelo reforço com elementos de concreto armado, o trabalho apresentou o dimensionamento completo destes elementos, desde o lançamento e verificações normativas até o detalhamento. Por fim, realizou-se o quantitativo de materiais estruturais necessários à execução do projeto de ampliação.

Sugere-se para a elaboração de trabalhos futuros o estudo das técnicas e processos construtivos necessários à execução do projeto de ampliação, assim como o estudo de viabilidade econômica do projeto, executando um comparativo entre a execução do projeto apresentado neste trabalho em relação à construção de uma nova estrutura, realizando a demolição da estrutura atual.

## REFERÊNCIAS

- ABNT, NBR 14931/2004. **Execução de estruturas de Concreto**, 2004.
- ABNT, NBR 6118/2014. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**, 2014.
- ABNT, NBR 6120/1980. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**, 1980.
- ABNT, NBR 6122/1996. **Projeto e execução de fundações**, 1996.
- ABNT, NBR 6502/1995. **Rochas e solos**, 1995.
- ABNT, NBR 7483/2005. **Cordoalha de Aço para Estruturas em Concreto Protendido**, 2005.
- ABNT, NBR 7584/1995. **Concreto Endurecido: Avaliação da Dureza Superficial pelo Esclerômetro de Reflexão**, 1995.
- ABNT, NBR 7680-1/2015. **Análise de Testemunho em Estruturas de Concreto**, 2015.
- ABNT, NBR 7680-1/2015. **Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto parte 1: resistência à compressão axial**, 2015.
- ABNT, NBR 8681/2003. **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**, 2003.
- ABNT, NBR 8800/2008. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**, 2008.
- ABNT, NBR 9607/1986. **Prova de Carga em Estruturas de Concreto Armado e Protendido**, 1986.
- ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Projeto estrutural de sapatas**, 2007.
- ANDRADE, Maria del Carmem. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. Tradução e adaptação de Antônio Carmona e Paulo Helene. 1. ed. São Paulo: Pini, 1992. 104 p. ISBN 85- 7266- 011- 9EMMONS, Peter H. Concrete Repair and Maintenance. Kingston: R. S. Means Company, 1993. 295 p. ISBN 0- 87629- 286- 4
- ANDRADE, Tibério. **Tópicos sobre Durabilidade do Concreto**. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.). Concreto: ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 1v. Cap.25, p.753-792.

BEZERRA, JOSÉ EMÍDIO ALEXANDRINO. **Estruturas de Concreto Armado: Patologia e Recuperação** – Fortaleza, 1998. 234p.

BOSH. **Produtos**. Disponível em <https://www.bshstore.com.br/furadeiras-e-parafusadeiras/furadeiras-de-impacto?map=c,c> Acesso em 10 mar. 2018.

CAMPOS, L. **Técnicas de recuperação e reforço estrutural com estruturas de aço**. UNIVERSIDADE DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO, 2006.

CÁNOVAS, MANUEL FERNÁNDEZ. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. 1 ed. São Paulo: Pini, 1988.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 3 ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

DA SILVA FILHO, LC Pinto et al. Estudos de caso sobre avaliação de estruturas de concreto através da utilização de ensaios não destrutivos. **Revista de la Asociación Latino americana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción**, v. 1, n. 3, p. 196-208, 2011.

DA SILVA, Erick Almeida. **Técnicas de recuperação e reforço de estruturas de concreto armado**. 2006.

DOS SANTOS, Camila Freitas. **Patologias de estruturas de concreto armado**: Trabalho de conclusão de curso – Faculdade Santa Maria, 2014

ECOPONTES. **Pontes protendidas**. Disponível em: <http://www.ecopontes.com.br/obras> Acesso em 03 jun. 2018.

ENGENHARIA CONCRETA. **Tratamento de concreto aparente**. Disponível em: <http://engenhariaconcreta.com/tratamento-de-concreto-aparente-em-5-passos/> Acesso em 10 abr. 2018.

FABRIMETAL. **Escoras metálicas**. Disponível em <http://www.sistemadearmazenagem.com.br/tire-suas-duvidas-sobre-o-uso-das-escoras-metalicas-no-sistema-de-armazenagem> Acesso em: 11 mai. 2018.

FARIA, Antonio de. **Material de aula. Especialização em estruturas**. Reforço estrutural, 2014.

FERREIRA, Rui Miguel. **Avaliação dos ensaios de durabilidade do betão**. 2000. 246 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Braga, 2000.

FORTI, Roberto. **Reforço estrutural**. Disponível em <http://vborghese.com.br/RelatoObrasNovDez99.htm> Acesso em: 15 mai. 2018.

HASPARYK, Nicole Pagan; LOPES, Anne N. M.; ANDRADE, Moacir A. S.; SANTOS, Sérgio B. dos. **Deformações por Retração e Fluência**. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.)

Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 1 cap. 22, p. 655-685. ISBN 85- 98576- 04- 2

IBDA. **Lajes de concreto: cura.** Disponível em: <<http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=36&Cod=1906>> Acesso em 15 mai. 2018.

JÚNIOR, Clémenceau Chiabi Saliba. **Técnicas de recuperação de estruturas de concreto armado sob efeito da corrosão de armaduras:** Especialização em Engenharia Metalúrgica– Universidade Federal de Minas Gerais, 2008

LAPA, José Silva. **Patologia, recuperação e reparo das estruturas de concreto.** Especialização em Construção Civil. UFMG, 2008.

MACHADO, Ari de Paula. **Manual de reforço das estruturas de concreto armado com fibras de carbono.** Belo Horizonte, 2002.

MATISSE. **Reforço em laje de concreto.** Disponível em: <<http://reforcodeestruturas.com.br/fibradecarbono/reforco-em-laje-de-concreto-com-utilizacao-de-estruturas-metalicas-e-fibras-de-carbono/>> Acesso em: 25 mai. 2018

MOURA, Michael Martins de. **Reforço estrutural em estruturas de concreto armado.** 2013.

MOURÃO, Dalila Karla. **Injeção de resina em estruturas de concreto armado.** Especialização – Universidade Federal de Minas Gerais. Disponível em: <http://pos.demc.ufmg.br/novocecc/trabalhos/pg1/Monografia%20DALILA%20KARLA%20MOURAO.pdf> Acesso em 14 mar. 2018

PINI. **Impermeabilização.** Disponível em: <<http://equipedeobra17.pini.com.br/Index.aspx?aspxerrorpath=/construcao-reforma/77/passo-a-passo-impermeabilizacao-por-cristalizacao-332581-1.aspx>> Acesso em 05 mar. 2018.

SOUZA, V. C.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto.** 1 ed. São Paulo: Ed. PINI, 1998.

TAKEUTI, ADILSON RIBEIRO. (1999) **Reforço de pilares de concreto armado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho.** 184p,. Dissertação (Mestrado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

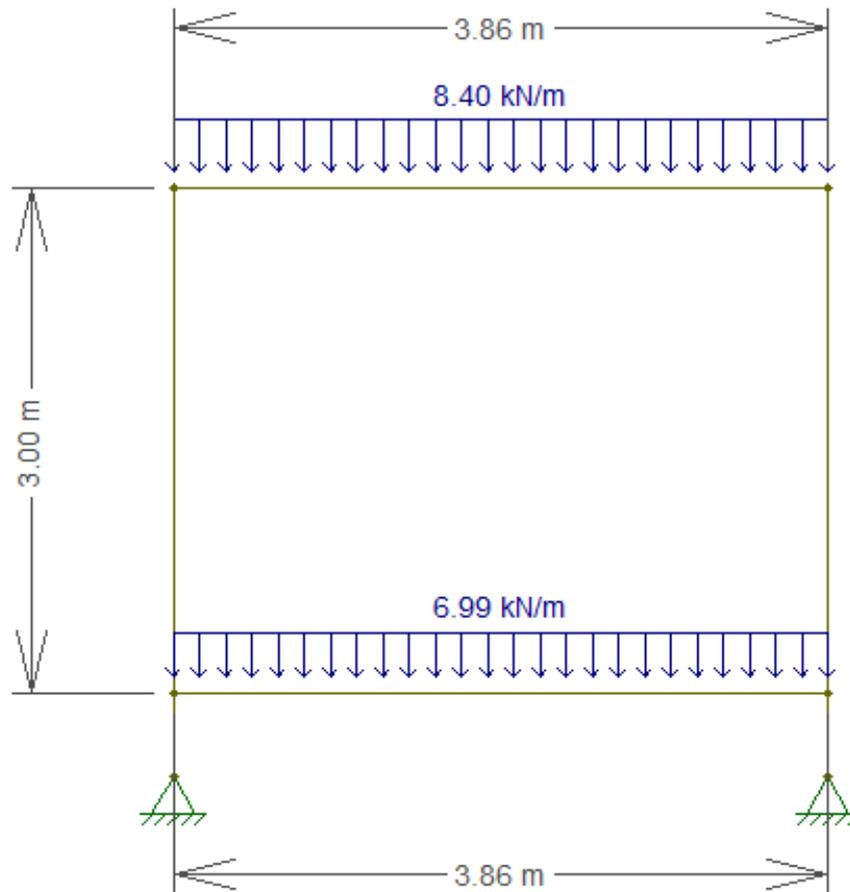
TECHNIQUES. **Recuperação estrutural.** Disponível em:<<http://producao.techniques.com.br/project/recuperacao-estrutural/>> Acesso em 12 mai. 2018.

UNICOM ENGENHARIA. **Projeção de concreto.** Disponível em: <<http://www.unicomengenharia.com.br/obra1/piscinas-1005.html>> Acesso de 10 abr. 2018.

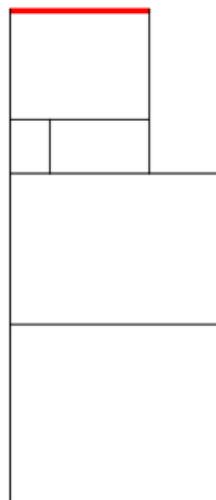
VEDACIT. **Equipamentos de desbaste.** Disponível em: <http://vedacit.com.br/produtos?local=25>> Acesso em 10 abr. 2018

**APÊNDICE 1 – Esquema estático pórtico 1**

Pórtico 1- Esquema estático

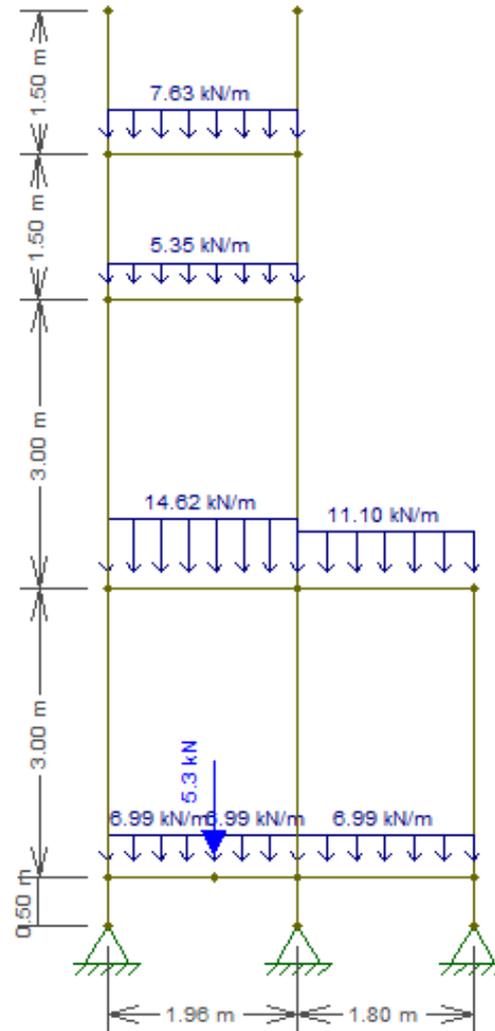


Localização na planta de forma

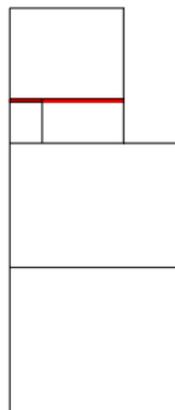


## APÊNDICE 2 – Esquema estático pórtico 2

Pórtico 2 - Esquema estático

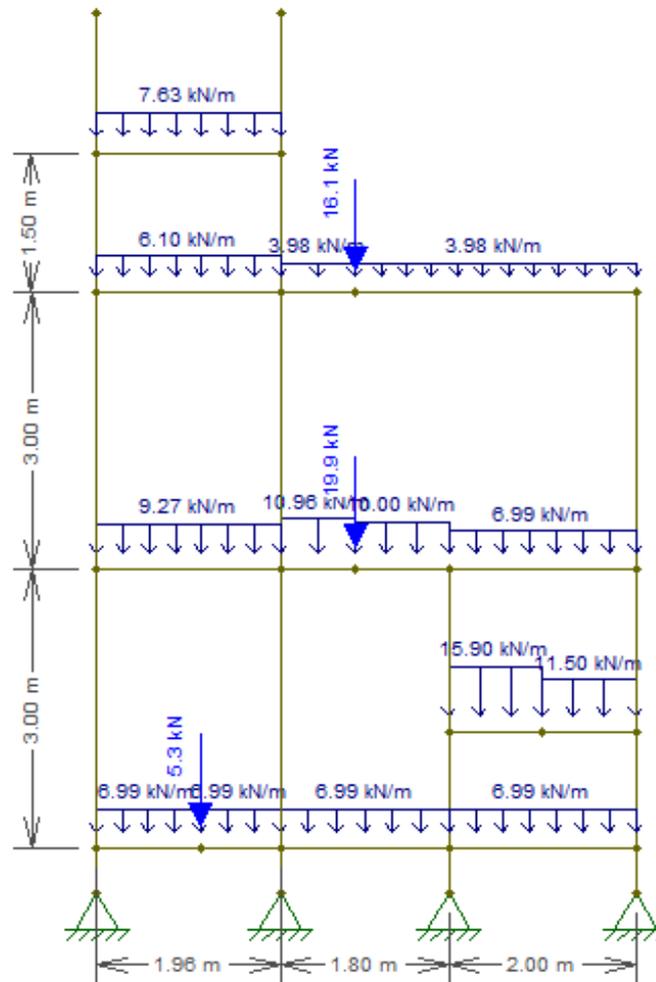


Localização na planta de forma

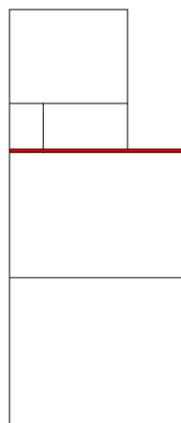


### APÊNDICE 3 – Esquema estático pórtico 3

Pórtico 3 - Esquema estático

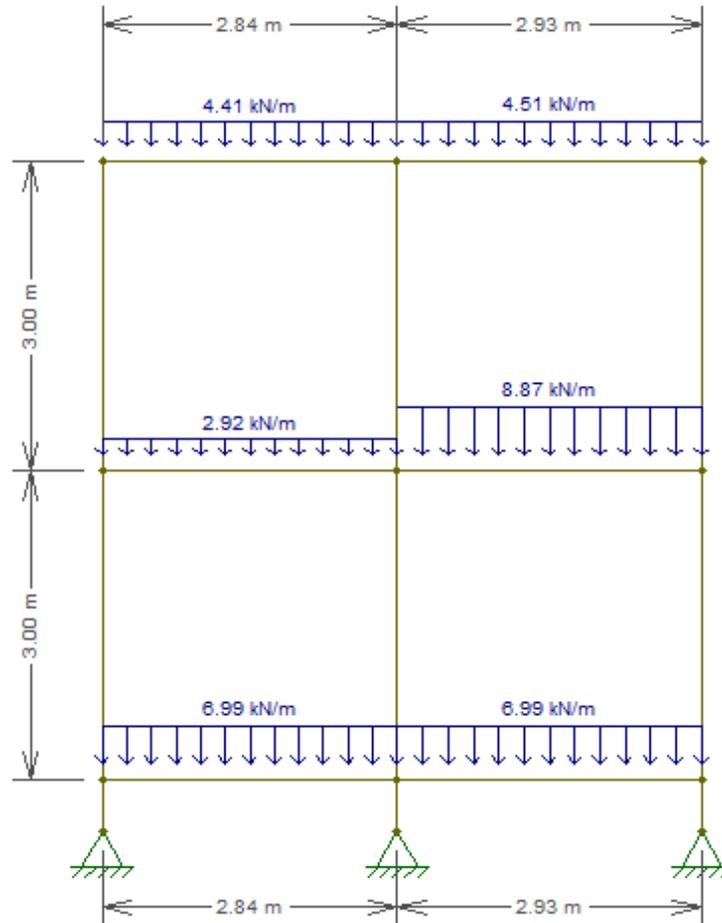


Localização na planta de forma

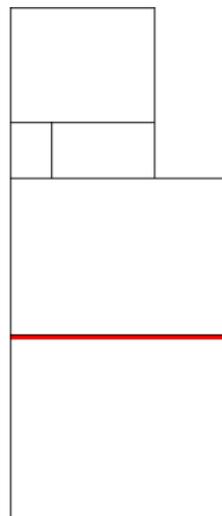


**APÊNDICE 4 – Esquema estático pórtico 4**

Pórtico 4 - Esquema estático

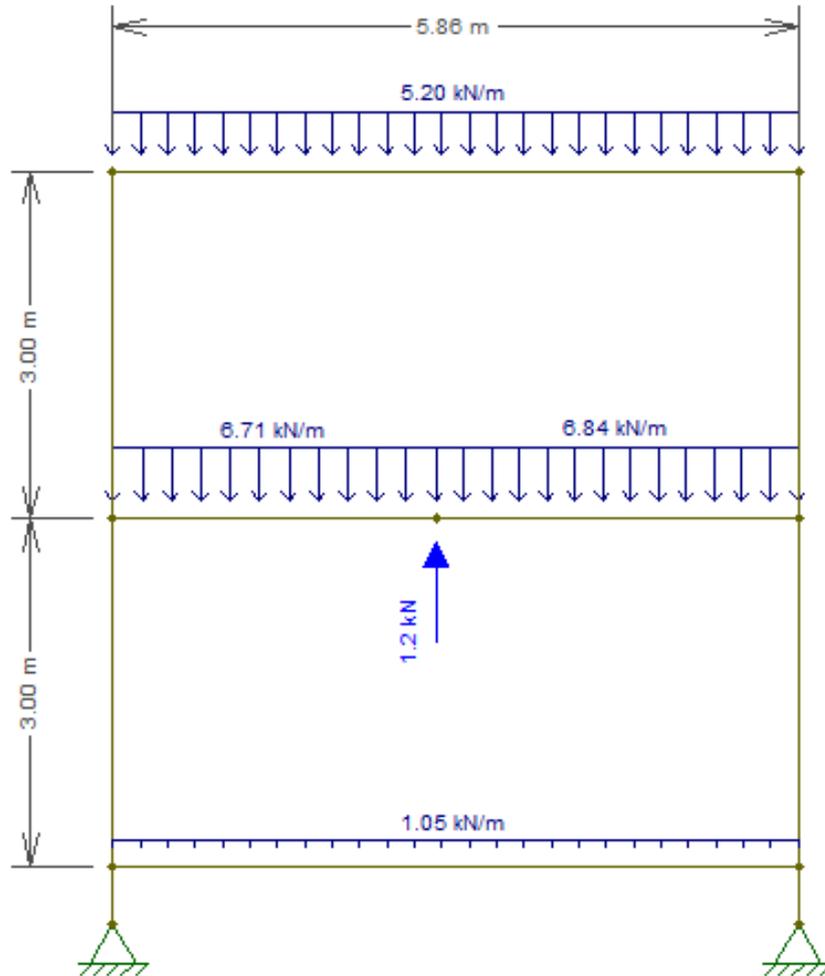


Localização na planta de forma

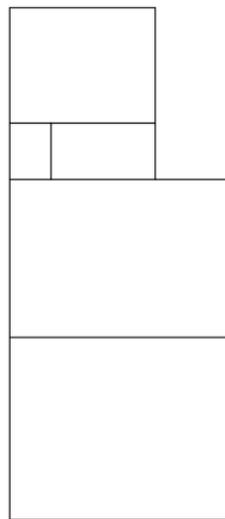


**APÊNDICE 5 – Esquema estático pórtico 5**

Pórtico 5 - Esquema estático

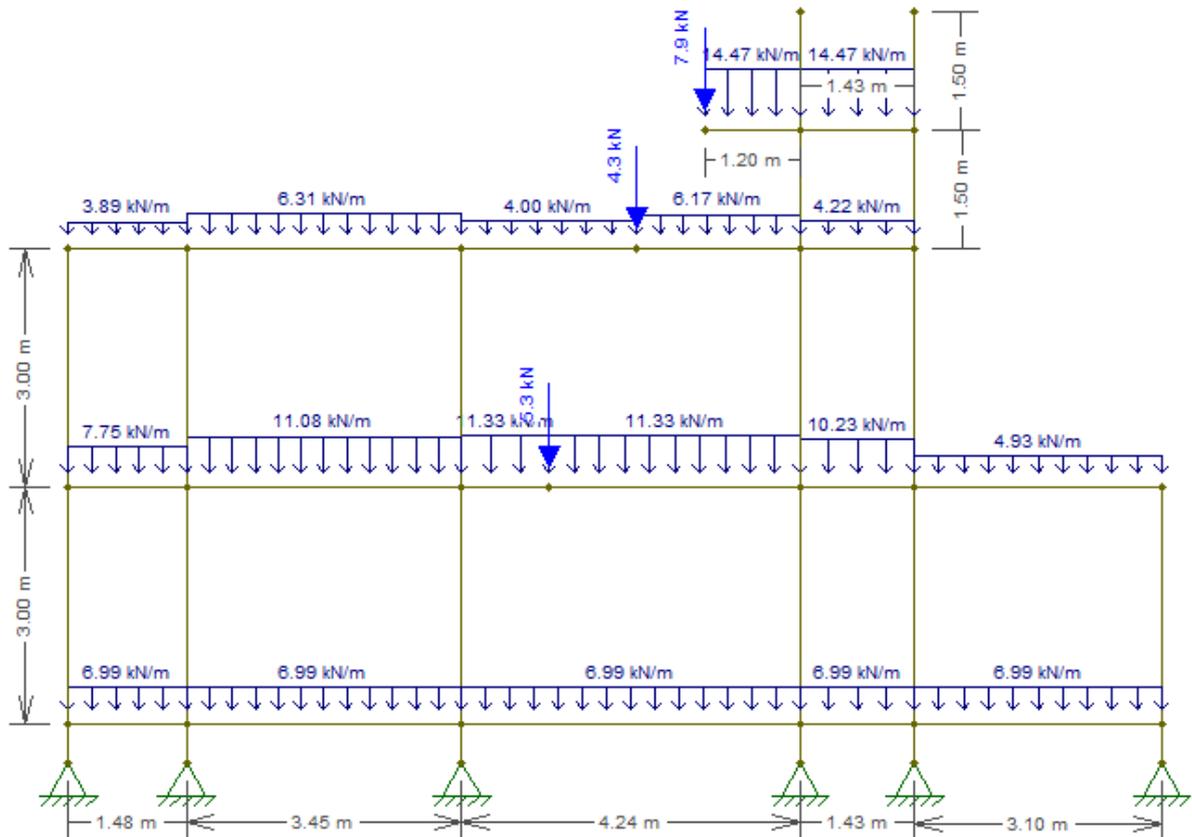


Localização na planta de forma

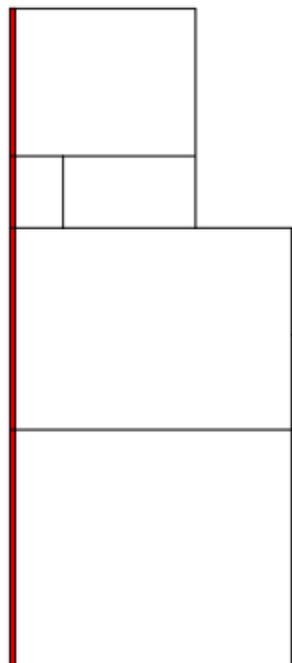


## APÊNDICE 6 – Esquema estático pórtico 6

Pórtico 6 - Esquema estático

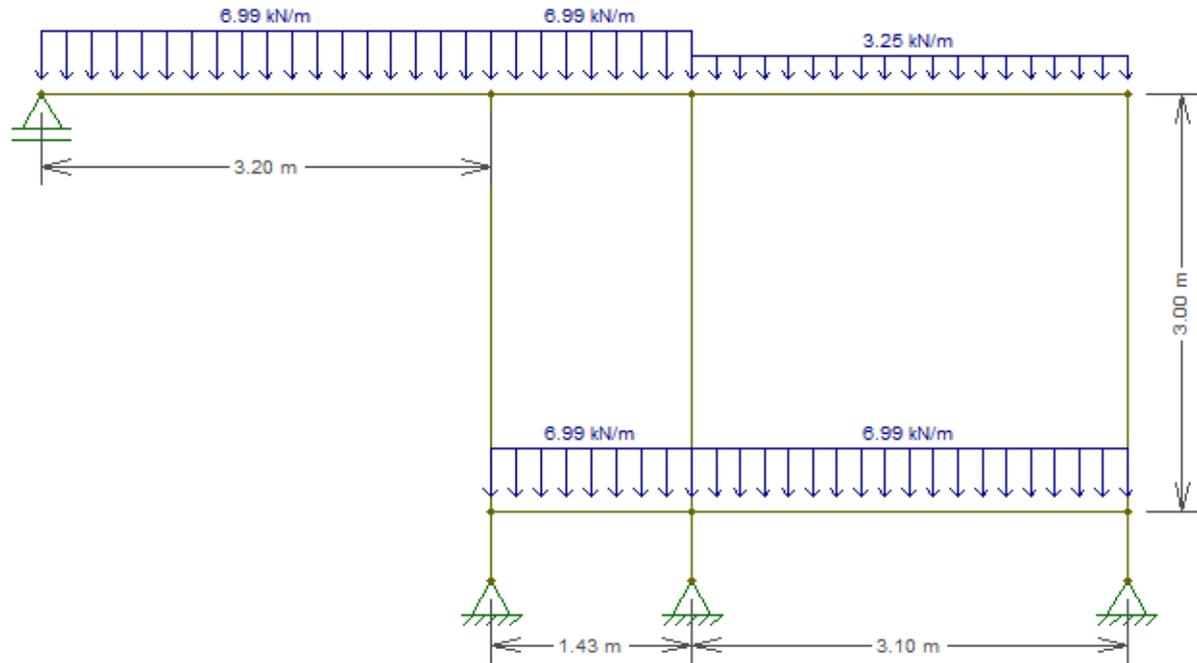


Localização na planta de forma

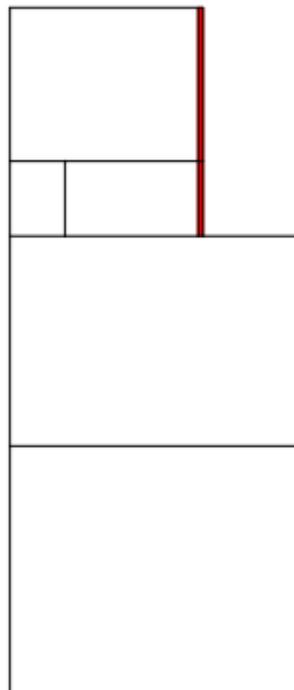


**APÊNDICE 7 – Esquema estático pórtico 7**

Pórtico 7 - Esquema estático

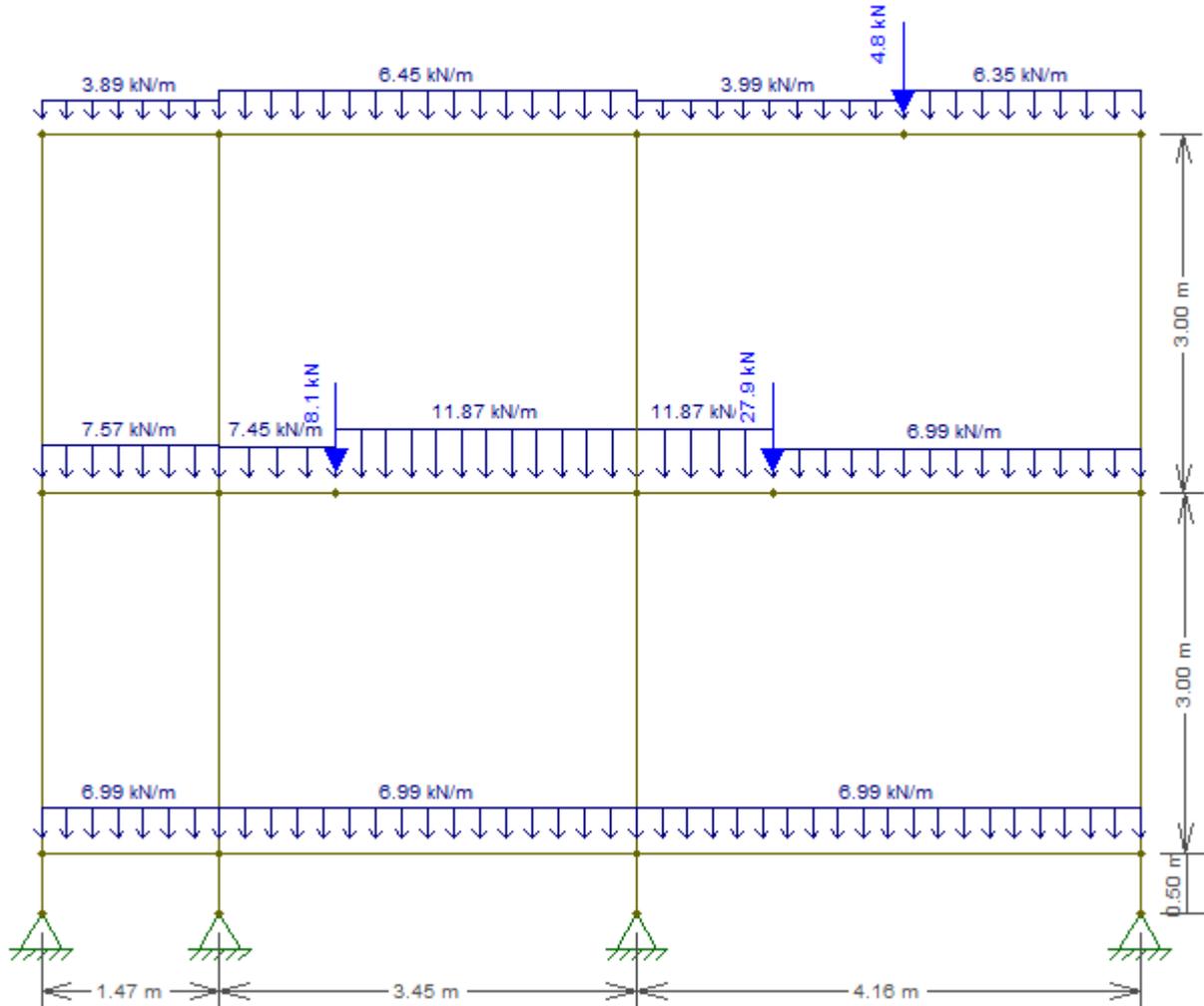


Localização na planta de forma

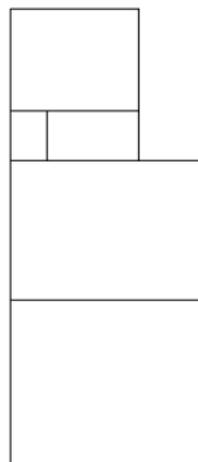


## APÊNDICE 8 – Esquema estático pórtico 8

Pórtico 8 - Esquema estático

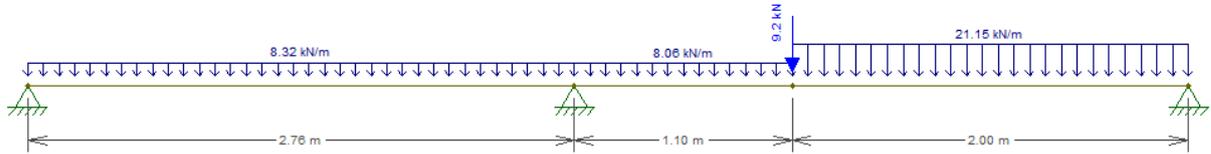


Localização na planta de forma

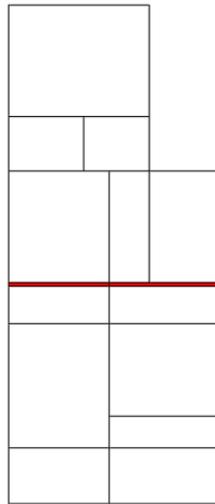


## APÊNDICE 9 – Esquema estático pórticos 9 e 10

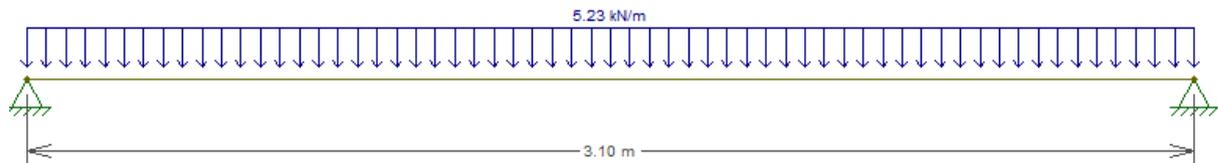
### Pórtico 9 - Esquema estático



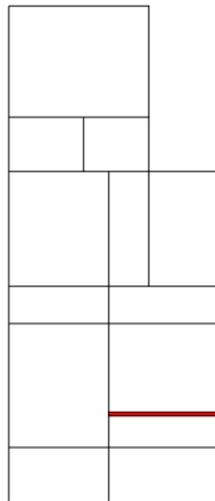
### Localização na planta de forma



### Pórtico 10 - Esquema estático

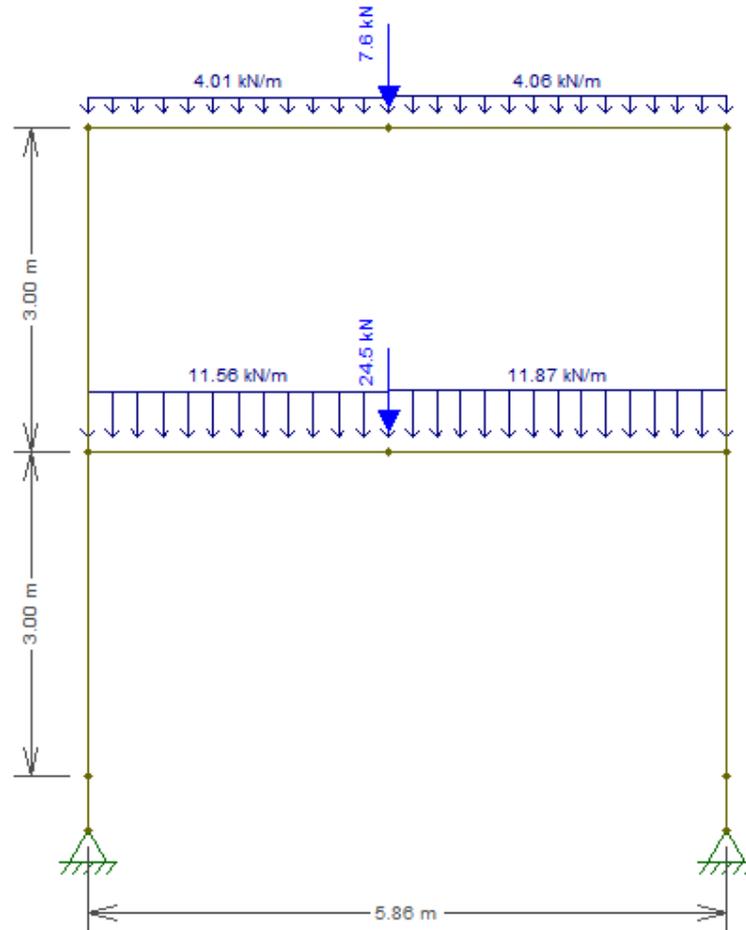


### Localização na planta de forma

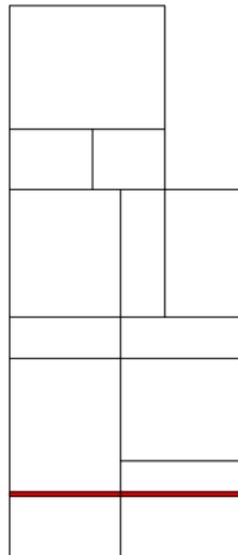


**APÊNDICE 10 – Esquema estático pórtico 11**

Pórtico 11 - Esquema estático

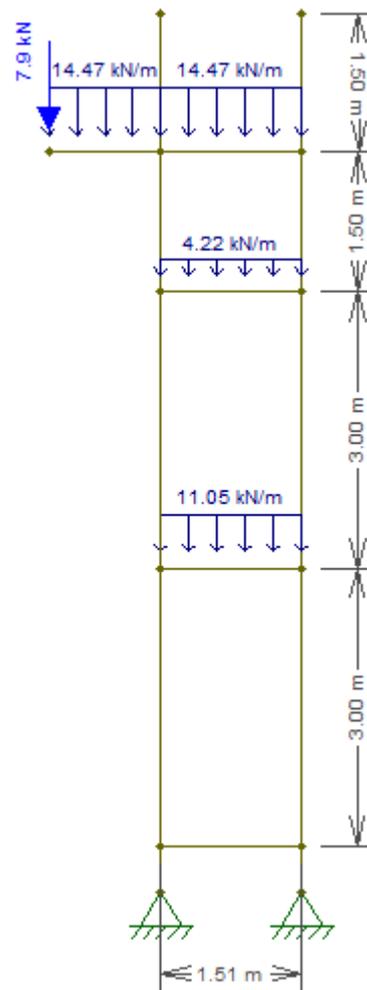


Localização na planta de forma

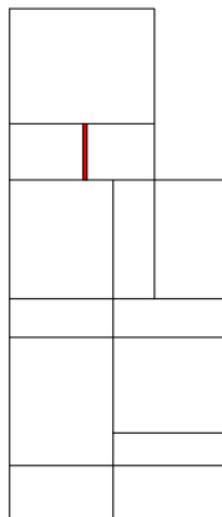


## APÊNDICE 11 – Esquema estático pórtico 12

Pórtico 12 - Esquema estático

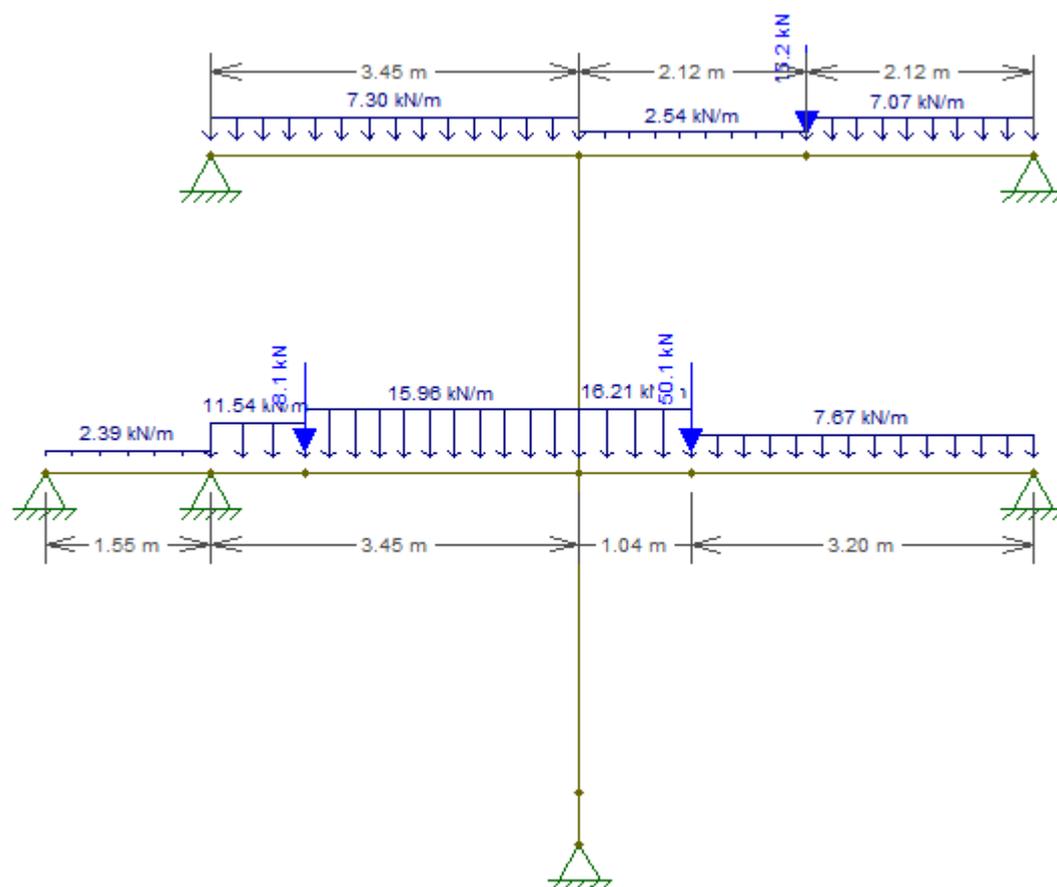


Localização na planta de forma

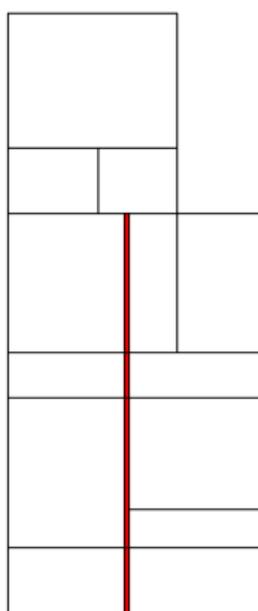


## APÊNDICE 12 – Esquema estático pórtico 13

Pórtico 13 - Esquema estático

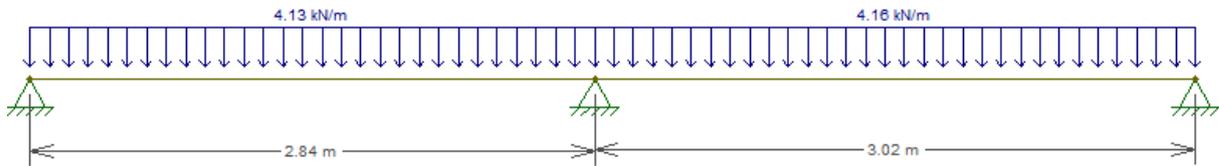


Localização na planta de forma

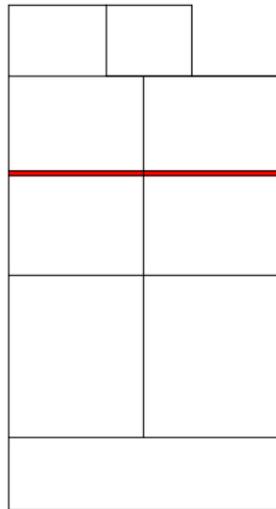


**APÊNDICE 13 – Esquema estático pórtico 14**

Pórtico 14 - Esquema estático



Localização na planta de forma



**APÊNDICE 14 – Dimensionamento pilar P2**

P2	x	y	x	y
Trecho	2-1		3-2	
N (kN)	49,58		24,55	
$\gamma^f$	1,75		1,75	
le (m)	0,65	0,64	3	2,74
$M_a$ (kN.m)	3,00	3,70	1,90	7,50
$M_b$ (kN.m)	0	0	-1,8	-4,5
$\lambda$	7,50	15,83	31,17	64,33
$\theta$ (rad)	0,005	0,005	0,005	0,005
$M_{1d,acidental}$ (kN.m)	0,281	0,277	0,644	0,588
$M_{1d,mín}$ (kN.m)	5,25	1,66	3,32	0,82
$\alpha_B$	0,60	0,60	0,40	0,40
$M_{1dA}$ (kN.m)	5,25	6,47	3,32	13,12
$\lambda_1$	45,86	52,77	70,56	90,00
1/r	0	0	0	0
$M_{sd,tot}$ (kN.m)	3,15	3,88	1,33	5,25
$M_{d,dimens}$ (kN.m)	5,25	3,88	3,32	5,25
$\varphi$	0,082		0,040	
$\mu$	0,016	0,026	0,010	0,035
$\omega$	0	0	0	0,01
Armadura	4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0MM	
$A_{sefetivo}$ (cm <sup>2</sup> )	3,20		3,20	

### APÊNDICE 15 – Dimensionamento pilar P3

P3	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
Trecho	2-1		3-2		4-3		5-4		6-5	
N (kN)	52,98		31,85		10,90		7,05		1,58	
$y_f$	1,75		1,75		1,75		1,75		1,75	
le (m)	0,65	0,64	3,00	2,84	3,00	2,84	3,00	2,84	3,00	2,84
$M_a$ (kN.m)	3,10	1,30	0,90	0,80	3,00	-0,70	-3,60	1,20	0,00	0,00
$M_b$ (kN.m)	0,00	0,00	-0,90	-0,70	-0,80	0,50	3,40	-0,90	0,00	0,00
$\lambda$	7,51	15,84	31,18	66,81	31,18	66,81	31,18	66,81	31,18	66,81
$\theta$ (rad)	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
$M_{1d,acidental}$ (kN.m)	0,301	0,297	0,836	0,791	0,286	0,271	0,185	0,175	0,041	0,039
$M_{1d,mín}$ (kN.m)	5,425	1,780	1,575	1,070	5,250	0,366	-6,300	0,237	0,000	0,053
$\alpha_B$	0,60	0,60	0,40	0,40	0,49	0,40	0,40	0,40	1,00	1,00
$M_{1dA}$ (kN.m)	5,43	2,28	1,58	1,40	5,25	-1,23	-6,30	2,10	0,00	0,00
$\lambda_1$	45,73	45,32	65,44	68,11	73,92	76,83	90,00	90,00	35,00	35,00
1/r	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,035
$M_{sd,tot}$ (kN.m)	3,26	1,37	0,63	0,56	2,59	0,37	0,30	0,84	0,07	0,13
$M_{d,dimens}$ (kN.m)	5,43	1,78	1,58	1,07	5,25	0,37	5,95	0,84	0,07	0,13
$\varphi$	0,088		0,053		0,018		0,012		0,003	
$\mu$	0,017	0,012	0,005	0,007	0,017	0,002	0,019	0,006	0,000	0,001
$\omega$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Armadura	4 Ø 10,0mm									
$A_{sefetivo}$ (cm <sup>2</sup> )	3,20		3,20		3,20		3,20		3,20	

**APÊNDICE 16 – Dimensionamento pilar P4**

P4	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
Trecho	2-1		3-2		4-3		5-4		6-5	
N (kN)	76,28		58,25		19,9		8,35		1,58	
$y_f$	1,75		1,75		1,75		1,75		1,75	
le (m)	0,65	0,64	3,00	2,84	3,00	2,84	3,00	2,84	3,00	2,84
$M_a$ (kN.m)	0,80	0,00	0,40	0,20	-0,70	0,50	1,50	1,60	0,00	0,00
$M_b$ (kN.m)	0,00	0,00	-0,30	0,00	0,50	-0,40	-0,70	-1,00	0,00	0,00
$\lambda$	7,51	15,84	31,18	66,81	31,18	66,81	31,18	66,81	31,18	66,81
$\theta$ (rad)	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
$M_{1d,acidental}$ (kN.m)	0,43	0,43	1,53	1,45	0,52	0,49	0,22	0,21	0,04	0,04
$M_{1d,mín}$ (kN.m)	1,40	2,56	0,70	1,96	-1,23	0,67	2,63	0,28	0,00	0,05
$\alpha_B$	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,40	0,41	0,40	1,00	1,00
$M_{1dA}$ (kN.m)	1,40	0,00	0,70	0,35	-1,23	0,88	2,63	2,80	0,00	0,00
$\lambda_1$	35,00	35,00	35,00	35,00	66,16	68,11	78,59	90,00	35,00	35,00
1/r	0,00	0,00	0,00	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,04
$M_{sd,tot}$ (kN.m)	3,20	2,56	2,45	4,89	0,84	0,35	1,09	1,12	0,07	0,13
$M_{d,dimens}$ (kN.m)	3,20	2,56	2,45	4,89	0,88	0,67	2,63	1,12	0,07	0,13
$\varphi$	0,13		0,10		0,03		0,01		0,00	
$\mu$	0,01	0,02	0,01	0,03	0,00	0,00	0,01	0,01	0,00	0,00
$\omega$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Armadura	4 Ø 10,0mm									
$A_{sefetivo}$ (cm <sup>2</sup> )	3,20		3,20		3,20		3,20		3,20	

### APÊNDICE 17 – Dimensionamento pilar P5

P5	x	y	x	y
Trecho	2-1		3-2	
N (kN)	45,10		17,65	
$y^f$	1,75		1,75	
le (m)	0,65	0,64	3.00	2.84
$M_a$ (kN.m)	2,30	0,50	1.20	0.50
$M_b$ (kN.m)	0,00	0,00	-0.90	-0.30
$\lambda$	7,51	15,84	31.18	66.81
$\theta$ (rad)	0,005	0,005	0.005	0.005
$M_{1d,acidental}$ (kN.m)	0,26	0,25	0.46	0.44
$M_{1d,mín}$ (kN.m)	4,03	1,52	2.10	0.59
$\alpha_B$	0,60	1,00	0.40	0.40
$M_{1dA}$ (kN.m)	4,03	0,88	2.10	0.88
$\lambda_1$	45,21	35,00	69.58	68.82
1/r	0	0	0	0
$M_{sd,tot}$ (kN.m)	2,42	1,52	0.84	0.35
$M_{d,dimens}$ (kN.m)	4,03	1,52	2.10	0.59
$\varphi$	0,075		0,029	
$\mu$	0,013	0,010	0.007	0.004
$\omega$	0	0	0	0
Armadura	4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm	
$A_{sefetivo}$ (cm <sup>2</sup> )	3,2		3,2	

### APÊNDICE 18 – Dimensionamento pilar P6

P6	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
Trecho	2-1		3-2		4-3		5-4		6-5	
N (kN)	164,28		131,85		80,70		52,65		1,58	
$y_f$	1,75		1,75		1,75		1,75		1,75	
le (m)	0,65	0,64	3,00	2,84	3,00	2,84	3,00	2,84	3,00	2,84
$M_a$ (kN.m)	3,10	1,40	5,00	0,60	-5,80	-0,10	6,20	0,30	0,00	0,00
$M_b$ (kN.m)	0,00	0,00	-3,30	-0,50	5,30	0,00	-0,70	0,20	0,00	0,00
$\lambda$	7,51	15,84	31,18	66,81	31,18	66,81	31,18	66,81	31,18	66,81
$\theta$ (rad)	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
$M_{1d,acidental}$ (kN.m)	0,93	0,92	3,46	3,28	2,12	2,01	1,38	1,31	0,04	0,04
$M_{1d,mín}$ (kN.m)	5,43	5,52	8,75	4,43	-10,15	2,71	10,85	1,77	0,00	0,05
$\alpha_B$	1,00	1,00	0,40	1,00	0,40	1,00	0,55	1,00	1,00	1,00
$M_{1dA}$ (kN.m)	5,43	2,45	8,75	1,05	-10,15	-0,18	10,85	0,53	0,00	0,00
$\lambda_1$	35,00	35,00	66,45	35,00	69,99	35,00	53,90	35,00	35,00	35,00
1/r	0,00	0,00	0,00	0,04	0,00	0,04	0,00	0,04	0,00	0,04
$M_{sd,tot}$ (kN.m)	6,90	5,52	3,50	11,08	3,39	6,78	6,02	4,42	0,07	0,13
$M_{d,dimens}$ (kN.m)	6,90	5,52	8,75	11,08	9,28	6,78	10,85	4,42	0,07	0,13
$\varphi$	0,274		0,220		0,135		0,088		0,003	
$\mu$	0,022	0,038	0,028	0,075	0,029	0,046	0,034	0,030	0,000	0,001
$\omega$	0	0	0	0,01	0	0	0	0	0	0
Armadura	4 Ø 10,0mm									
$A_{s,efetivo}$ (cm <sup>2</sup> )	3,20		3,20		3,20		3,20		3,20	

### APÊNDICE 19 – Dimensionamento pilar P7

P7	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
Trecho	2-1		3-2		4-3		5-4		6-5	
N (kN)	152,88		135,75		91,40		52,55		1,57	
$y_f$	1,75		1,75		1,75		1,75		1,75	
le (m)	0,65	0,64	3,00	2,84	3,00	2,84	3,00	2,84	3,00	2,84
$M_a$ (kN.m)	1,40	0,00	0,70	0,20	2,80	-0,50	2,20	2,40	0,00	0,00
$M_b$ (kN.m)	0,00	0,00	0,10	0,00	-1,00	0,30	2,20	-0,30	0,00	0,00
$\lambda$	7,51	15,84	31,18	66,81	31,18	66,81	31,18	66,81	31,18	66,81
$\theta$ (rad)	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
$M_{1d,acidental}$ (kN.m)	0,87	0,86	3,56	3,37	2,40	2,27	1,38	1,31	0,04	0,04
$M_{1d,mín}$ (kN.m)	2,45	5,14	1,23	4,56	4,90	3,07	3,85	1,77	0,00	0,05
$\alpha_B$	1,00	1,00	1,00	1,00	0,46	1,00	1,00	0,55	1,00	1,00
$M_{1dA}$ (kN.m)	2,45	0,00	1,23	0,35	4,90	-0,88	3,85	4,20	0,00	0,00
$\lambda_1$	35,00	35,00	35,00	35,00	57,48	35,00	35,00	52,87	35,00	35,00
1/r	0,000	0,000	0,000	0,036	0,000	0,036	0,000	0,036	0,000	0,036
$M_{sd,tot}$ (kN.m)	6,42	5,14	5,70	11,40	2,24	7,68	3,85	4,96	0,07	0,13
$M_{d,dimens}$ (kN.m)	6,42	5,14	5,70	11,40	4,90	7,68	3,85	4,96	0,07	0,13
$\varphi$	0,255		0,226		0,152		0,088		0,003	
$\mu$	0,020	0,035	0,018	0,078	0,016	0,052	0,012	0,034	0,000	0,001
$\omega$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Armadura	4 Ø 10,0mm									
$A_{sefetivo}$ (cm <sup>2</sup> )	3,20		3,20		3,20		3,20		3,20	

**APÊNDICE 20 – Dimensionamento pilar P8**

P8	x	y	x	y	x	y
Trecho	2-1		ESC		3-2	
N (kN)	82,20		44,85		29,95	
$y_f$	1,75		1,75		1,75	
le (m)	0,65	0,64	1,15	2,84	1,45	2,84
$M_a$ (kN.m)	0,50	0,40	2,10	0,00	1,60	0,70
$M_b$ (kN.m)	0,00	0,00	-0,10	0,00	1,60	-0,30
$\lambda$	7,51	15,84	9,81	66,81	20,78	66,81
$\theta$ (rad)	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
$M_{1d,acidental}$ (kN.m)	0,47	0,46	0,45	1,11	0,38	0,74
$M_{1d,mín}$ (kN.m)	0,88	2,76	3,68	1,51	2,80	1,01
$\alpha_B$	1,00	1,00	0,58	1,00	1,00	0,43
$M_{1dA}$ (kN.m)	0,88	0,70	3,68	0,00	2,80	1,23
$\lambda_1$	35,00	35,00	46,39	35,00	35,00	63,20
1/r	0,000	0,000	0,000	0,036	0,000	0,036
$M_{sd,tot}$ (kN.m)	3,45	2,76	2,14	3,77	2,80	2,03
$M_{d,dimens}$ (kN.m)	3,45	2,76	3,68	3,77	2,80	2,03
$\varphi$	0,137		0,075		0,050	
$\mu$	0,011	0,019	0,012	0,026	0,009	0,014
$\omega$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Armadura	4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm	
$A_{s,efetivo}$ (cm <sup>2</sup> )	3,20		3,20		3,20	

**APÊNDICE 21 – Dimensionamento pilar P9**

P9	x	y	x	y	x	y	x	y
Trecho	2-1		ESC		3-2		4-3	
N (kN)	93,95		58,07		56,50		27,25	
$\gamma_f$	1,75		1,75		1,75		1,75	
le (m)	0,65	0,64	1,15	0,99	3,00	1,45	3,00	2,84
$M_a$ (kN.m)	4,30	0,50	0,00	1,70	6,80	-0,70	-8,10	2,50
$M_b$ (kN.m)	0,00	0,00	0,00	-1,30	-4,80	0,30	7,80	-1,50
$\lambda$	7,51	15,84	9,81	21,03	31,18	45,78	31,18	66,81
$\theta$ (rad)	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
$M_{Id,acidental}$ (kN.m)	0,53	0,53	0,58	0,50	1,48	0,72	0,72	0,68
$M_{Id,mín}$ (kN.m)	7,53	3,16	0,00	1,95	11,90	1,90	-14,18	0,92
$\alpha_B$	0,60	1,00	1,00	0,40	0,40	1,00	0,40	0,40
$M_{IdA}$ (kN.m)	7,53	0,88	0,00	2,98	11,90	-1,23	-14,18	4,38
$\lambda_1$	44,85	35,00	35,00	69,03	75,04	35,00	90,00	82,98
1/r	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,036	0,000	0,000
$M_{sd,tot}$ (kN.m)	4,52	3,16	2,44	1,19	4,76	2,64	1,14	1,75
$M_{d,dimens}$ (kN.m)	7,53	3,16	2,44	1,95	11,90	2,64	13,65	1,75
$\varphi$	0,157		0,097		0,094		0,045	
$\mu$	0,024	0,021	0,008	0,013	0,038	0,018	0,043	0,012
$\omega$	0	0	0	0	0	0	0	0
Armadura	4 Ø 10,0mm							
$A_{s,efetivo}$ (cm <sup>2</sup> )	3,20		3,20		3,20		3,20	

**APÊNDICE 22 – Dimensionamento pilar P10**

P10	x	y	x	y	x	y
Trecho	2-1		3-2		4-3	
N (kN)	128,73		89,80		32,75	
$y_f$	1,75		1,75		1,75	
le (m)	0,65	0,64	3,00	2,84	3,00	2,84
$M_a$ (kN.m)	1,40	2,00	3,10	-0,50	-3,60	0,60
$M_b$ (kN.m)	0,00	0,00	-1,90	0,30	2,90	-0,40
$\lambda$	7,51	15,84	31,18	66,81	31,18	66,81
$\theta$ (rad)	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
$M_{1d,acidental}$ (kN.m)	0,73	0,72	2,36	2,23	0,86	0,81
$M_{1d,mín}$ (kN.m)	2,45	4,33	5,43	3,02	-6,30	1,10
$\alpha_B$	1,00	1,00	0,40	1,00	0,40	1,00
$M_{1dA}$ (kN.m)	2,45	3,50	5,43	-0,88	-6,30	1,05
$\lambda_1$	35,00	35,00	66,10	35,00	73,95	35,00
1/r	0,000	0,000	0,000	0,036	0,000	0,036
$M_{sd,tot}$ (kN.m)	5,41	4,33	2,17	7,54	1,38	2,75
$M_{d,dimens}$ (kN.m)	5,41	4,33	5,43	7,54	5,08	2,75
$\varphi$	0,215		0,150		0,055	
$\mu$	0,017	0,029	0,017	0,051	0,016	0,019
$\omega$	0	0	0	0	0	0
Armadura	4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm	
$A_{s,efetivo}$ (cm <sup>2</sup> )	3,20		3,20		3,20	

### APÊNDICE 23 – Dimensionamento pilar P11

P11	x	y	x	y	x	y
Trecho	2-1		3-2		4-3	
N (kN)	209,03		187,20		54,35	
$\gamma_f$	1,75		1,75		1,75	
le (m)	0,65	0,64	3,00	2,54	3,00	2,84
$M_a$ (kN.m)	0,10	0,10	1,30	0,50	-1,30	-1,10
$M_b$ (kN.m)	0,00	0,00	-0,40	0,10	0,30	0,90
$\lambda$	7,51	15,84	31,18	59,38	31,18	66,81
$\theta$ (rad)	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
$M_{1d,accidental}$ (kN.m)	1,19	1,17	4,91	4,16	1,43	1,35
$M_{1d,mín}$ (kN.m)	0,18	7,02	2,28	6,29	-2,28	1,83
$\alpha_B$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40
$M_{1dA}$ (kN.m)	0,18	0,18	2,28	0,88	-2,28	-1,93
$\lambda_1$	35,00	35,00	35,00	35,00	35,00	67,02
1/r	0,000	0,000	0,000	0,036	0,000	0,000
$M_{sd,tot}$ (kN.m)	8,78	7,02	7,86	13,84	2,28	1,83
$M_{d,dimens}$ (kN.m)	8,78	7,02	7,86	13,84	2,28	1,83
$\varphi$	0,348		0,312		0,091	
$\mu$	0,028	0,048	0,025	0,094	0,007	0,012
$\omega$	0	0	0	0	0	0
Armadura	4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm	
$A_{s,efetivo}$ (cm <sup>2</sup> )	3,20		3,20		3,20	

### APÊNDICE 24 – Dimensionamento pilar P12

P12	x	y	x	y	x	y
Trecho	2-1		3-2		4-3	
N (kN)	156,93		118,50		33,85	
$y_f$	1,75		1,75		1,75	
le (m)	0,65	0,64	3,00	2,84	3,00	2,84
$M_a$ (kN.m)	1,30	1,90	4,40	1,40	-4,90	-1,40
$M_b$ (kN.m)	0,00	0,00	-2,10	-1,10	2,80	1,20
$\lambda$	7,51	15,84	31,18	66,81	31,18	66,81
$\theta$ (rad)	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
$M_{1d,acidental}$ (kN.m)	0,89	0,88	3,11	2,94	0,89	0,84
$M_{1d,mín}$ (kN.m)	2,28	5,27	7,70	3,98	-8,58	1,14
$\alpha_B$	1,00	1,00	0,41	1,00	0,40	0,40
$M_{1dA}$ (kN.m)	2,28	3,33	7,70	2,45	-8,58	-2,45
$\lambda_1$	35,00	35,00	64,89	35,00	77,58	71,73
$1/r$	0,000	0,000	0,000	0,036	0,000	0,000
$M_{sd,tot}$ (kN.m)	6,59	5,27	3,15	9,96	1,42	1,14
$M_{d,dimens}$ (kN.m)	6,59	5,27	7,70	9,96	4,90	1,14
$\varphi$	0,262		0,198		0,056	
$\mu$	0,021	0,036	0,024	0,068	0,016	0,008
$\omega$	0	0	0	0	0	0
Armadura	4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm	
$A_{s,efetivo}$ (cm <sup>2</sup> )	3,20		3,20		3,20	

**APÊNDICE 25 – Dimensionamento pilar P13**

P13	x	y	x	y	x	y
Trecho	2-1		3-2		4-3	
N (kN)	129,32		110,20		34,05	
$\gamma_f$	1,75		1,75		1,75	
le (m)	0,65	0,64	3,00	2,54	3,00	2,64
$M_a$ (kN.m)	2,10	0,40	2,60	2,90	3,20	-5,70
$M_b$ (kN.m)	0,00	0,00	-2,00	0,40	-3,20	4,60
$\lambda$	7,51	15,84	31,18	59,38	31,18	61,86
$\theta$ (rad)	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
$M_{1d,accidental}$ (kN.m)	0,74	0,72	2,89	2,45	0,89	0,79
$M_{1d,mín}$ (kN.m)	3,68	4,35	4,55	3,70	5,60	1,14
$\alpha_B$	1,00	1,00	1,00	0,66	0,40	0,40
$M_{1dA}$ (kN.m)	3,68	0,70	4,55	5,08	5,60	-9,98
$\lambda_1$	35,00	35,00	35,00	41,74	72,29	90,00
1/r	0,000	0,000	0,000	0,036	0,000	0,000
$M_{sd,tot}$ (kN.m)	5,43	4,35	4,63	7,77	2,24	1,14
$M_{d,dimens}$ (kN.m)	5,43	4,35	4,63	7,77	5,60	1,14
$\varphi$	0,216		0,184		0,057	
$\mu$	0,017	0,030	0,015	0,053	0,018	0,008
$\omega$	0	0	0	0	0	0
Armadura	4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm	
$A_{s,efetivo}$ (cm <sup>2</sup> )	3,20		3,20		3,20	

### APÊNDICE 26 – Dimensionamento pilar P14

P14	x	y	x	y	x	y
Trecho	2-1		3-2		4-3	
N (kN)	47,63		41,90		18,35	
$y_f$	1,75		1,75		1,75	
le (m)	0,65	0,64	3,00	2,54	3,00	2,64
$M_a$ (kN.m)	2,50	0,40	2,80	2,90	-3,60	-5,70
$M_b$ (kN.m)	0,00	0,00	-1,80	0,40	3,20	4,60
$\lambda$	7,51	15,84	31,18	59,38	31,18	61,86
$\theta$ (rad)	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
$M_{1d,acidental}$ (kN.m)	0,27	0,27	1,10	0,93	0,48	0,42
$M_{1d,mín}$ (kN.m)	4,38	1,60	4,90	1,41	-6,30	0,62
$\alpha_B$	0,60	1,00	0,40	0,66	0,40	0,40
$M_{1dA}$ (kN.m)	4,38	0,70	4,90	5,08	-6,30	-9,98
$\lambda_1$	45,31	35,00	69,46	47,59	82,94	90,00
1/r	0,000	0,000	0,000	0,036	0,000	0,000
$M_{sd,tot}$ (kN.m)	2,63	1,60	1,96	5,01	0,77	0,62
$M_{d,dimens}$ (kN.m)	4,38	1,60	4,90	5,01	5,60	0,62
$\varphi$	0,079		0,070		0,031	
$\mu$	0,014	0,011	0,016	0,034	0,018	0,004
$\omega$	0	0	0	0,4	0	0
Armadura	4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm	
$A_{s,efetivo}$ (cm <sup>2</sup> )	3,20		10,00		3,20	

### APÊNDICE 27 – Dimensionamento pilar P15

P15	x	y	x	y	x	y
Trecho	2-1		3-2		4-3	
N (kN)	47,63		41,00		18,35	
$y_f$	1,75		1,75		1,75	
$l_e$ (m)	0,65	0,64	3,00	2,54	3,00	2,64
$M_a$ (kN.m)	0,10	1,70	0,70	1,70	1,00	2,90
$M_b$ (kN.m)	0,00	0,00	-0,70	-1,20	-0,90	-2,60
$\lambda$	7,51	15,84	31,18	59,38	31,18	61,86
$\theta$ (rad)	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
$M_{Id,acidental}$ (kN.m)	0,27	0,27	1,08	0,91	0,48	0,42
$M_{Id,mín}$ (kN.m)	0,18	1,60	1,23	1,38	1,75	0,62
$\alpha_B$	1,00	0,60	1,00	0,40	0,40	0,40
$M_{IdA}$ (kN.m)	0,18	2,98	1,23	2,98	1,75	5,08
$\lambda_1$	35,00	46,98	35,00	71,76	68,18	90,00
$1/r$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$M_{sd,tot}$ (kN.m)	2,00	1,79	1,72	1,19	0,70	2,03
$M_{d,dimens}$ (kN.m)	2,00	1,79	1,72	1,38	1,75	2,03
$\varphi$	0,079		0,068		0,031	
$\mu$	0,006	0,012	0,005	0,009	0,006	0,014
$\omega$	0	0	0	0	0	0
Armadura	4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm	
$A_{s,efetivo}$ (cm <sup>2</sup> )	3,20		3,20		3,20	

### APÊNDICE 28 – Dimensionamento pilar P16

P16	x	y	x	y	x	y
Trecho	2-1		3-2		4-3	
N (kN)	45,83		40,40		18,25	
y <sub>f</sub>	1,75		1,75		1,75	
l <sub>e</sub> (m)	0,65	0,64	3,00	2,54	3,00	2,64
M <sub>a</sub> (kN.m)	0,50	1,70	0,30	1,70	0,80	2,90
M <sub>b</sub> (kN.m)	0,00	0,00	-0,20	-1,20	-0,60	-2,60
λ	7,51	15,84	31,18	59,38	31,18	61,86
θ (rad)	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
M <sub>1d,acidental</sub> (kN.m)	0,26	0,26	1,06	0,90	0,48	0,42
M <sub>1d,mín</sub> (kN.m)	0,88	1,54	0,53	1,36	1,40	0,61
α <sub>B</sub>	1,00	0,60	1,00	0,40	0,40	0,40
M <sub>1dA</sub> (kN.m)	0,88	2,98	0,53	2,98	1,40	5,08
λ <sub>1</sub>	35,00	47,19	35,00	71,89	67,07	90,00
1/r	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
M <sub>sd,tot</sub> (kN.m)	1,92	1,79	1,70	1,19	0,56	2,03
M <sub>d,dimens</sub> (kN.m)	1,92	1,79	1,70	1,36	1,40	2,03
φ	0,076		0,067		0,030	
μ	0,006	0,012	0,005	0,009	0,004	0,014
ω	0	0	0	0	0	0
Armadura	4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm		4 Ø 10,0mm	
A <sub>sefetivo</sub> (cm <sup>2</sup> )	3,20		3,20		3,20	