LAUDO DE ESTABILIDADE ESTRUTURAL

DADOS DA EDIFICAÇÃO

Sociedade Concórdia

Solicitante: Prefeitura Municipal de Ivoti

Endereço: Rua Presidente Lucena, 2268 – Bairro Concórdia – Ivoti / RS

RESPONSÁVEL TÉCNICO

Engenheiro Civil Jéssica Fröhlich

CREA/RS 222558

Referente ao Termo de Referência do Contrato Administrativo 237/2025

Laudo nº: 055-LT-R00

Ivoti

2025

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 6
2 FINALIDADE 6
3 COMPOSIÇÃO 6
4 METODOLOGIA 6
4.1 Ensaios não destrutivos 7
4.1.1 Inspeção visual 7
4.1.2 Ensaio de esclerometria 7
4.2 Ensaio destrutivo 8
5 ANAMNESE 8
5.1 Dados geográficos e climáticos 8
5.2 Dados do terreno 8
5.3 Descrição da edificação 8
5.4 Localização do empreendimento 9
5.5 Documentos apresentados 11
6 RESULTADOS DA VISTORIA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO 11
6.1 Fundamentação teórica e contextualização técnica 11
6.2 Inspeção visual e registro fotográfico 12
6.3 Inspeção com câmera térmica 17
6.4 Resultados das janelas de inspeção 19
6.4.1 Verificação da profundidade de carbonatação 19
7 REPARO E RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL 28
7.1 Intervenção do tipo 1 e tipo 2 29
7.2 Intervenção do tipo 3 35
7.2.1 Aplicação do produto 35
8 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE ESTRUTURAL 36
8.1 Resistência do concreto pelo ensaio de esclerometria. 37
8.2 Identificação das armaduras existentes 39
8.3 Verificação de lajes 39
8.4 Dimensionamento de vigas metálicas de reforço de lajes 41
8.4.1 Vigas W107A (W200x22,6kg/m) 42
8.4.2 Dimensionamento da placa de base sem enrijecedor para fixação das Viga 107a (W200x26,6kg/m) 45
8.4.3 Viga V124 (W250x32,7kg/m) 47
8.4.4 Dimensionamento da placa de base para fixação das viga V107 (W250x32,7 kg/m) 50

8.5 Verificação de cálculo das vigas de concreto existentes 52
8.5.1 Viga 120 52
8.5.2 Viga 101 56
8.5.3 Viga 109 60
8.5.4 Viga 115 64
8.6 Verificação do dimensionamento de pilares 67
8.6.1 Pilar P12 68
8.6.2 Pilar P2 68
8.6.3 Pilar P16 69
8.6.4 Pilar P17 70
8.6.5 Pilar P8 71
9 QUANTITATIVO 72
10 CRONOGRAMA DE EXECUÇÃO 75
11 CONCLUSÃO 76
REFERÊNCIAS 78
ANEXO A 80

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 –Limitação da área da edificação objeto do laudo 9
Figura 2 – Localização do empreendimento 10
Figura 3 – Vista aérea do empreendimento 10
Figura 4 – Matriz do concreto 12
Figura 5 – a) Parte da construção com contrapiso e b) com camada de brita 13
Figura 6 – a) Vista da edificação com fechamento e b) sem fechamento 13
Figura 7 – Junta de concretagem mal executada 14
Figura 8 – Pilar P11 com desalinhamento geométrico significativo 15
Figura 9 – Elementos estruturais com ninhos de concretagem a) V115 e b) P23 16
Figura 10 – Viga V115 com ninhos de concretagem na face inferior 16
Figura 11 – Cobrimento insuficiente de armadura nos pilares a)P3(estribos aparentes) e b) P28 (armadura principal aparente) 17
Figura 12 -a) diferença de coloração e indicativos de umidade e b) imagem da região sem o uso da termografia na laje L6 e viga V109. 18
Figura 13 - a) diferença de coloração e indicativos de umidade e b) imagem da região sem o uso da termografia na laje L8 e viga V215. 18
Figura 14 - a) diferença de coloração e indicativos de umidade e b) imagem da região sem o uso da termografia na laje L8 e pilar P27 19
Figura 15 – Profundidade de carbonatação do pilar a) P2 e b) P24 20
Figura 16 – Profundidade de carbonatação do pilar P24 visto por diferentes ângulos 21
Figura 17 – Profundidade de carbonatação P21 21
Figura 18 – Profundidade de carbonatação das vigas a) V101 e b) V 109 22
Figura 19 – Profundidade de carbonatação das vigas a)V115 e b) V120 22
Figura 20 – Profundidade de carbonatação das vigas a) V211 e b) 206 23
Figura 21 – Armadura com regiões no início do processo corrosivo P 24
Figura 22 – Desplacamento do concreto e corrosão de armadura do a) pilar P23 e da b) viga V206 e treliça da laje L8. 25
Figura 23 – Fissuração, desplacamento de concreto das lajes a) L7 e b)L8 26
Figura 24 – Croqui com a identificação das regiões onde forma realizados os ensaios 27
Figura 25 – Detalhamento do escoramento 29
Figura 26 – Etapas de execução do tratamento em pilares 30
Figura 27 – a) Apicoamento mecânico e b) apicoamento manual 32
Figura 28 – Limpeza por aplicação de jato de água 32

Figura 29 – Detalhamento do procedimento de reparo 33
Figura 30 – Etapas resumidas e esquematizadas do reparo estrutural Tipo 1 e 2. 34
Figura 31 – Verificação da espessura da laje 39
Figura 32 – Visualização dos deslocamento verticais 41
Figura 33 - Armaduras vigas V120, V127 e 131 55
Figura 34 – V120 a) armadura negativa e b) armadura positiva 56
Figura 35 - Armaduras principais vigas V101 e V119 59
Figura 36 – V 101 a) Armadura negativa e b) estribos 60
Figura 37 – Arranjo 7 das armaduras principais de vigas V103, V106, V109, V112, V115 e V118. 63
Figura 38 – Viga 109 a) Armadura positiva e b) armadura negativa e estribos 63
Figura 39 – V 115 a) armadura positiva e b) armadura negativa 67
Figura 40 - Armaduras principais de pilares P12, P17, P20, P23 e P26. 68
Figura 41 –Armaduras principais de pilares P1, P2, P3, P4 e P5 69
Figura 42 –Armaduras principais de pilares 70
Figura 43 - Arranjo 2 das armaduras principais de pilares P6, P10, P11, P16, P19, P22, P25, P28 70
Figura 44 - Armaduras principais de pilares P8 e P9 72
Figura 45 – a) Espera da armadura principal em detalhe e b) em vista 72
Figura 46 – Tipos de vinculação para o cálculo de ligações 80

1 INTRODUÇÃO

Conforme descrito na NBR 13752 (ABNT, 1996) - Perícias de engenharia na construção civil, vistoria de análise de causalidade visa constatar os fatos ou situações com descrição detalhada dos elementos que os constituem com desenvolvimento de processo investigativo tecnicamente fundamentado que permita analisar a existência ou inexistência de nexos causais.

2 FINALIDADE

Este laudo técnico foi solicitado pelo proprietário da edificação, com a finalidade constatar a estabilidade estrutural de parte de uma edificação composta por lajes pré-moldadas, pilares e vigas em concreto armado da Sociedade Concórdia, localizada no município de Ivoti. Além disso, verificar a integridade da estrutura através da identificação de manifestações patológicas e o grau de deterioração da estrutura. Este serviço é referente ao Termo de Referência do Contrato Administrativo 237/2025.

3 COMPOSIÇÃO

Os documentos referentes à vistoria técnica, de autoria do Engenheiro Civil Jéssica Fröhlich, são:

- **Laudo técnico:** O presente laudo técnico de inspeção predial;
- **ART:** Anotação de responsabilidade técnica nº 14840612;
- **Pranchas do projeto estrutural;**

4 METODOLOGIA

A metodologia utilizada para a realização da perícia de engenharia foi a NBR 13752 (ABNT, 2024), que consiste no desenvolvimento dos seguintes itens:

- Verificação da documentação apresentada;
- Oitiva de informação pertinentes advinda do proprietário;
- Visita técnica e execução de ensaios destrutivos e não destrutivos;
- Elaboração do laudo técnico de inspeção predial;
- Verificação da estabilidade estrutural;
- Elaboração do laudo de estabilidade estrutural e projeto de reforço estrutural (memorial de cálculo);
- Indicação das orientações técnicas e ordem de prioridades;

As visitas técnicas ocorreram nos dias 29 de Agosto e 25 de Setembro de 2025, e foram realizadas ensaios não destrutivos e destrutivos.

4.1 Ensaios não destrutivos

4.1.1 Inspeção visual

Todos os elementos estruturais da edificação foram submetidos à inspeção visual com o objetivo de identificar os componentes estruturais, registrar eventuais manifestações patológicas e realizar medições in loco. Durante a inspeção, foram aferidas as dimensões de pilares, vigas e lajes, bem como os afastamentos entre os elementos estruturais, utilizando-se trena digital da marca Bosch, modelo GLM 50-12, com precisão a laser.

As imagens fotográficas foram registradas com dispositivo móvel da marca Apple, modelo iPhone 15, e complementadas por registros térmicos obtidos com câmera termográfica acoplada do tipo FLIR One Edge (resolução de 4.800 pixels), com o objetivo de identificar variações de temperatura nos elementos estruturais que pudessem indicar possíveis anomalias.

4.1.2 Ensaio de esclerometria

O ensaio de esclerometria foi realizado com o objetivo de estimar a classe de resistência à compressão do concreto dos elementos estruturais inspecionados, de forma a subsidiar verificações posteriores de cálculo e avaliação da integridade estrutural.

Para a execução do ensaio, foram utilizados os seguintes equipamentos: martelo de Schmidt do Tipo N, da marca Matest, modelo C380, número de série C380/BE/0131, devidamente calibrado, e pacômetro da marca Milwaukee, modelo 2291-21 M12, utilizado previamente para a localização das armaduras, de modo a garantir a aplicação dos impactos em áreas isentas de interferência metálica, conforme preconiza a norma ABNT NBR 7584.

O procedimento consistiu na aplicação de 16 impactos por área de ensaio, com espaçamento mínimo de 25 mm entre pontos e afastamento de pelo menos 50 mm de bordas e armaduras. A média aritmética inicial foi obtida a partir dos 16 valores esclerométricos. Valores que se afastaram mais de 10% dessa média foram descartados, sendo então recalculada uma nova média com no mínimo cinco valores restantes. Caso essa condição não fosse atendida, ou ainda houvesse valores excedendo o limite de 10% em relação à nova média, o ensaio daquela área foi desconsiderado.

4.2 Ensaio destrutivo

O ensaio destrutivo realizado consistiu na abertura de janelas de inspeção nos elementos estruturais com as seguintes finalidades:

- Verificação da profundidade de carbonatação do concreto por meio da aplicação de solução de fenolftaleína a 1%, aspergida na face exposta da janela de inspeção;
- Identificação das armaduras presentes nos elementos estruturais, com avaliação de sua posição, diâmetro e estado superficial.

Para a execução das medições foi utilizado um paquímetro digital de 150 mm, marca MTX, empregado tanto na aferição do diâmetro das armaduras quanto na determinação da profundidade da carbonatação.

5 Anamnese

5.1 Dados geográficos e climáticos

O município de Ivoti está localizado em uma área de transição entre a depressão central e a Serra Geral, situando-se nos primeiros níveis da Serra ou do Planalto Riograndense. O clima da região é subtropical, com as quatros estações do ano bem definidas. Esse clima se destaca pela ampla variação de temperaturas, apresentando verões quentes e invernos frios. A região possui altitudes relativamente baixas, com a sede do município localizada a apenas 144 metros acima do nível do mar. As chuvas são frequentes ao longo do ano, e, em determinadas épocas, especialmente no final do inverno, podem provocar enchentes. O índice pluviométrico médio anual é de cerca de 1.600 mm.

5.2 Dados do terreno

Endereço: Avenida Presidente Lucena, 2268 – Bairro Concórdia– Ivoti/RS
Topografia: Declive;
Área total: 2.751,72m²
Situação: Meio de quadra;
Testada: no nível do logradouro.

5.3 Descrição da edificação

O imóvel é composto por dois pavimentos com total de 1.582,11m² é do tipo institucional, de uso recreativo e construído em duas etapas.

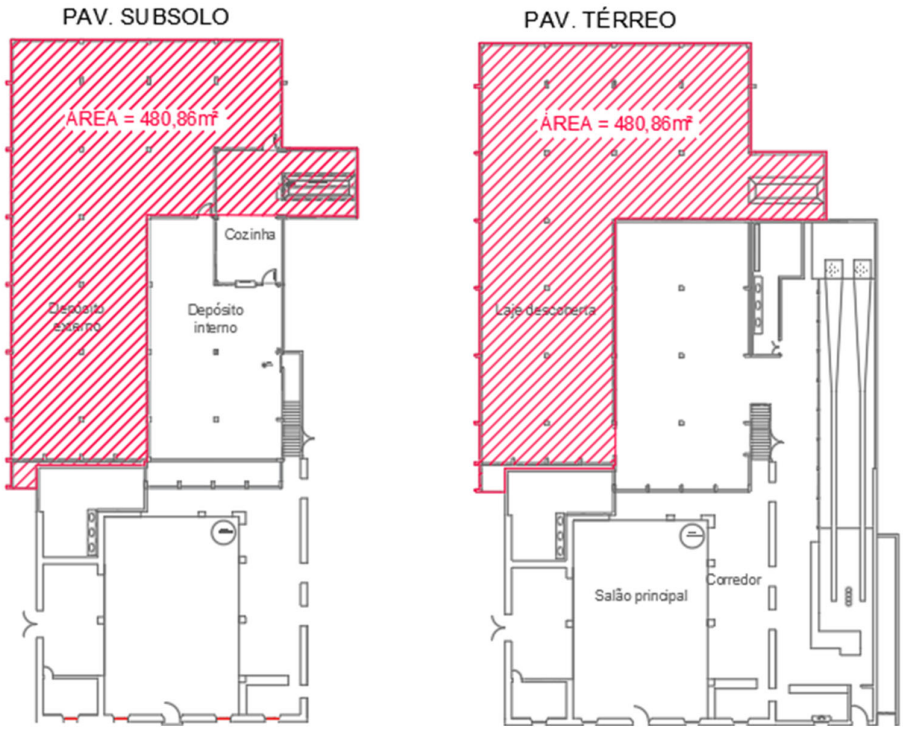
O pavimento térreo, no nível do logradouro, possui área total de 973,09m², sendo que aproximadamente 302,10m² foram edificados no ano de 1924 e o restante com idade estimada de 20 anos. O térreo é composto pelos salões, hall de entrada, depósito, banheiros, corredores e escada interna de acesso ao subsolo.

O pavimento subsolo com área de 609,02m² também possui idade estimada de 20 anos e é composto por uma área interna que compreende a cozinha e depósito e a área externa coberta utilizado como depósito.

Área objeto do presente laudo é de 480,86m², composto pelo térreo e subsolo.

O croqui do imóvel foi desenvolvido com base no projeto arquitetônico fornecido pelo solicitante e com a inspeção visual realizada durante a vistoria. O croqui da Figura 1 apresenta a edificação em sua totalidade, com as áreas objeto de estudo deste laudo devidamente delimitadas por hachuras.

Figura 1 –Limitação da área da edificação objeto do laudo

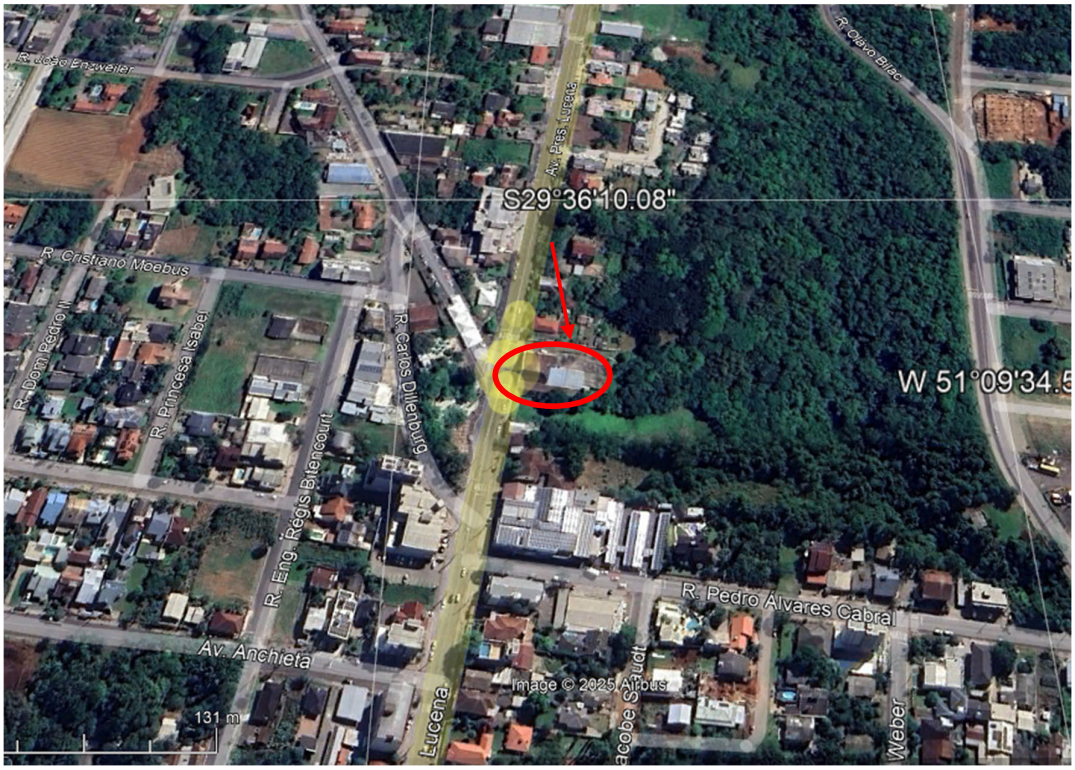


Fonte: elaborado pelos responsáveis técnicos.

5.4 Localização do empreendimento

O imóvel localiza-se em área urbana, no centro do município conforme pode ser visto na Figura 2. A Figura 3 apresenta o imóvel em detalhe.

Figura 2 – Localização do empreendimento



Fonte: Google Earth (2025).

Figura 3 – Vista aérea do empreendimento



Fonte: Google Mapas (2024).

5.5 Documentos apresentados

Os documentos apresentados pelo proprietário do imóvel foram:

- Projeto arquitetônico “as built”.

Não foram encontrados registros de documentos técnicos como projetos arquitetônico e estrutural, memorial descritivo, detalhamentos construtivos de execução da edificação. O solicitante apenas apresentou um projeto arquitetônico de “as built” da edificação. Não há registro ou relato de algum evento específico que possa ter influenciado a edificação, como reformas, usos indevidos da edificação, incêndio ou alagamentos.

6 RESULTADOS DA VISTORIA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

Em síntese, as anomalias identificadas na edificação correspondem à corrosão das armaduras e ao desplacamento do concreto, manifestações patológicas que ocasionam perda de desempenho e comprometer a estabilidade estrutural. O resultado da vistoria será apresentado e discutido nos itens subsequentes.

6.1 Fundamentação teórica e contextualização técnica

Carbonatação do concreto é o processo químico em que o CO_2 do ar atmosférico reage com o hidróxido de cálcio presente na pasta de cimento, formando carbonato de cálcio e reduzindo o pH do concreto, o que leva a despassivação da armadura, perda da camada passiva que protege a superfície do aço no concreto, e favorecer a corrosão.

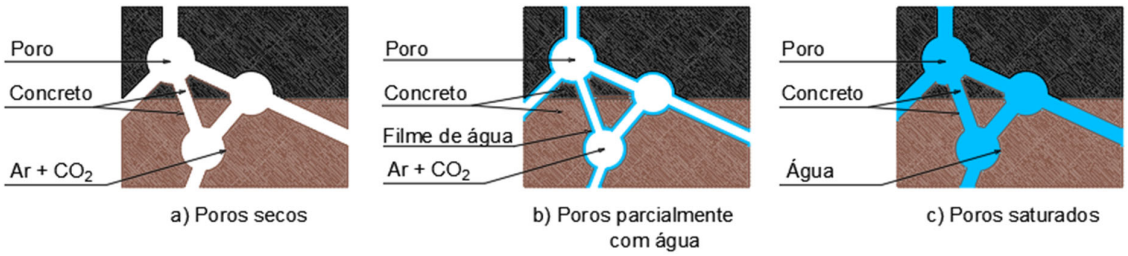
A determinação da profundidade de carbonatação, abreviado de Pc, é fundamental para avaliar o grau de deterioração do concreto e o risco de corrosão das armaduras. À medida que a carbonatação avança, o pH do concreto diminui, reduzindo sua capacidade de proteger as armaduras contra a corrosão. Quando a frente de carbonatação atinge a profundidade da armadura, há maior probabilidade de início do processo corrosivo, o que compromete a durabilidade e a segurança da estrutura.

os principais fatores que influenciam a carbonatação do concreto são:

- A carbonatação depende do teor de umidade nos poros do concreto. Em poros secos, o CO_2 penetra, mas não ocorre reação por falta de água. Em poros saturados, a reação é limitada, pois o gás difunde muito lentamente na água. Já em poros parcialmente preenchidos, condição típica do cobrimento, a carbonatação avança de forma mais favorável. As condições mais favoráveis para a carbonatação ocorrem quando a umidade relativa do ambiente está entre 50% e 80%. (VENUAT & ALEXANDRE, 1969; PARROTT, 1987)

- Concentração de dióxido de carbono (CO_2) atmosférico: a taxa de carbonatação depende da quantidade de CO_2 disponível no ambiente em que a estrutura está inserida.
- Tamanho e continuidade dos poros capilares: concretos mais porosos favorecem a penetração de CO_2 e umidade, acelerando o processo de carbonatação. Sabe-se que a porosidade do concreto é inversamente proporcional à sua classe de resistência — quanto maior a resistência mecânica, menores são os poros, dificultando o avanço da carbonatação.

Figura 4 – Matriz do concreto



Fonte: modificado de Bakker (1988).

A corrosão da armadura gera produtos de "ferrugem" com volume de 2 a 6 vezes maior que o aço original. Essa expansão provoca tensões internas no concreto que resultam em fissuras longitudinais paralelas à armadura, destacamento do cobrimento, perda de aderência entre aço e concreto, redução da seção resistente das barras de aço e, consequentemente, diminuição da capacidade estrutural do elemento.

6.2 Inspeção visual e registro fotográfico

Verificou-se que a edificação se encontra em estado inacabado, com diversas etapas construtivas não executadas até o momento. A estrutura inspecionada possui 35 pilares e 13 vigas em concreto armado e 11 lajes pré-moldadas com sistema vigota-tavela.

No pavimento térreo observa-se a ausência de camada de regularização, revestimentos, sistemas de impermeabilização e rede de drenagem de águas pluviais. Também não foi implantada cobertura sobre a laje de cobertura, o que tem resultado no acúmulo de águas pluviais por longos períodos, favorecendo sua infiltração nos elementos estruturais, como lajes, vigas e pilares.

No pavimento subsolo, constatou-se a execução de contrapiso em apenas uma área, com aproximadamente de 80 m² (Figura 5a). Nas demais áreas, há apenas uma camada de brita utilizada como regularização do solo. (Figura 5b). A vedação externa ainda não foi concluída, estando limitada ao fechamento parcial com telhas metálicas em duas das laterais da edificação (Figura 6a e Figura 6b).

Adicionalmente, os elementos estruturais permanecem expostos, sem qualquer tipo de revestimento ou pintura protetiva.

Figura 5 – a) Parte da construção com contrapiso e b) com camada de brita

a) b)



Fonte: registrado pelos responsáveis técnicos.

Figura 6 – a) Vista da edificação com fechamento e b) sem fechamento

a) b)



Fonte: registrado pelos responsáveis técnicos.

Em decorrência da estrutura estar permanentemente exposta às intempéries, submetida a ciclos sucessivos de umidade e secagem (chuva, sol, vento, umidade atmosférica), além da ação de agentes externos agressivos como o dióxido de carbono (CO_2) presente na atmosfera, permite os surgimentos de manifestações patológicas.

Foram também identificadas anomalias relacionadas a falhas de execução, como junta de concretam mal executada, ninhos de concretagem[1], desalinhamento geométrico em pilares e armadura sem cobrimento de armadura[2].

Figura 7 – Junta de concretagem mal executada

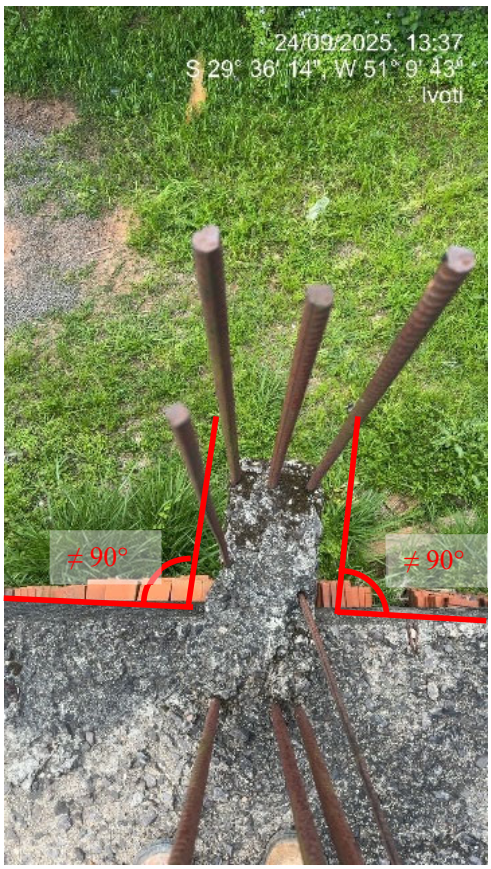


Fonte: registrado pelos responsáveis técnicos.

[1] Nicho de concretagem: anomalia caracterizada por vazios e falhas de preenchimento, geralmente causados por adensamento inadequado, lançamento incorreto ou dificuldade de escoamento do concreto entre as armaduras.
[2] Cobrimento de armadura (c): espessura de concreto que recobre as barras de aço com finalidade de garantir aderência ao concreto e proteção contra corrosão.

- Elementos estruturais fora do prumo e com desalinhamento geométrico:

Figura 8 – Pilar P11 com desalinhamento geométrico significativo



Fonte: registrado pelos responsáveis técnicos.

Deficiências no processo de concretagem:

Figura 9 – Elementos estruturais com ninhos de concretagem a) V115 e b) P23

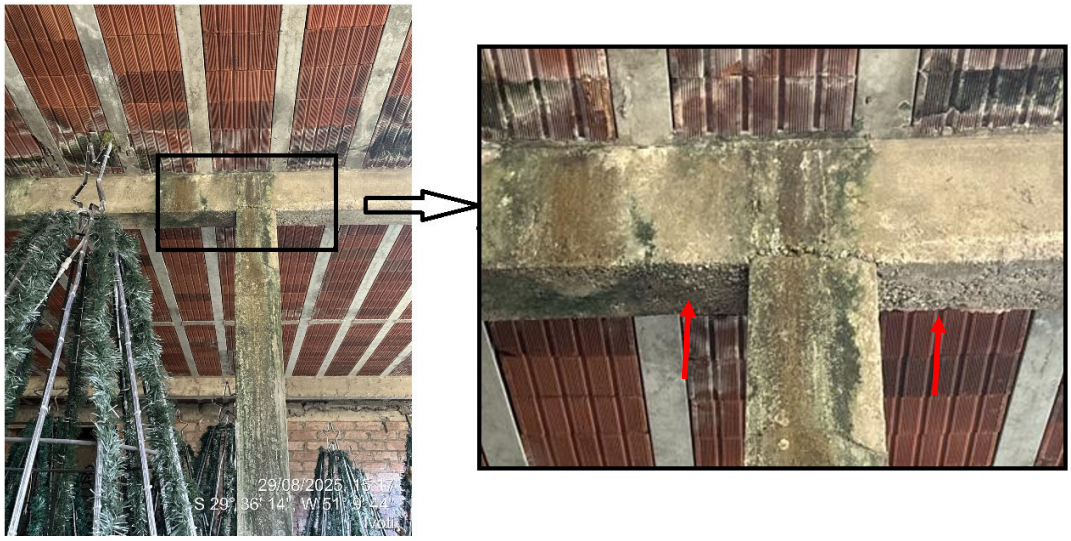
a) b)



Fonte: registrado pelos responsáveis técnicos.

Figura 10 – Viga V115 com ninhos de concretagem na face inferior

a) b)



Fonte: registrado pelos responsáveis técnicos.

Figura 11 – Cobrimento insuficiente de armadura nos pilares a)P3(estribos aparentes) e b) P28 (armadura principal aparente)

a) b)



Fonte: registrado pelos responsáveis técnicos.

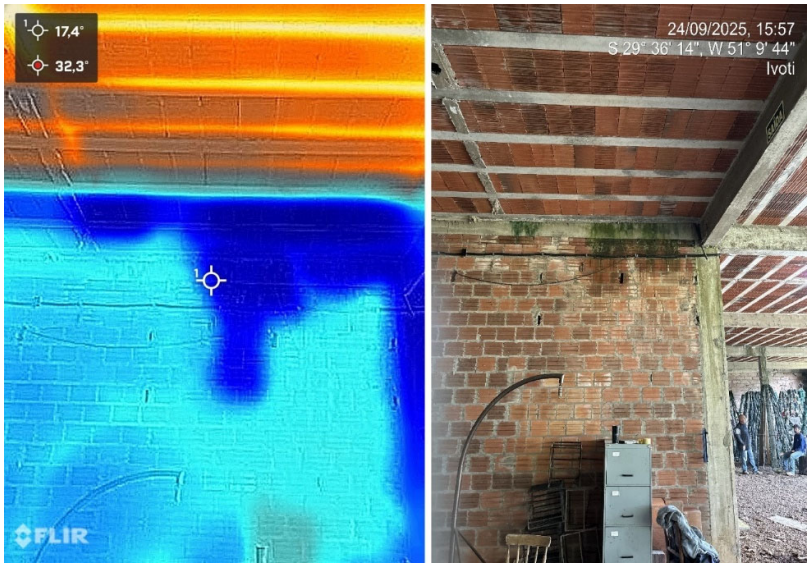
6.3 Inspeção com câmera térmica

O objetivo da inspeção com a câmera térmica de identificar zonas de distribuição de heterogêneas de umidade, representados através de gradientes térmicos, que podem representar os pontos de acúmulo de água sobre a laje. Ajustou-se o gradiente de temperatura de modo que as colorações mais próximas da cor amarela indicam maiores temperaturas, e as colorações mais próximas da cor azul indicam temperaturas menores. As imagens foram capturadas no turno vespertino, em condições de tempo ensolarado com temperatura ambiente aproximada de 21 °C, após um período de instabilidade climática.

É possível identificar as regiões críticas de infiltração visualmente pela presença de micro-organismos e pelo acúmulo de sujidades nas lajes e vigas. O uso da câmera termográfica tem como finalidade detectar e comprovar áreas afetadas por umidade.

Figura 12 -a) diferença de coloração e indicativos de umidade e b) imagem da região sem o uso da termografia na laje L6 e viga V109.

a) b)



Fonte: registrado pelos responsáveis técnicos.

Figura 13 - a) diferença de coloração e indicativos de umidade e b) imagem da região sem o uso da termografia na laje L8 e viga V215.

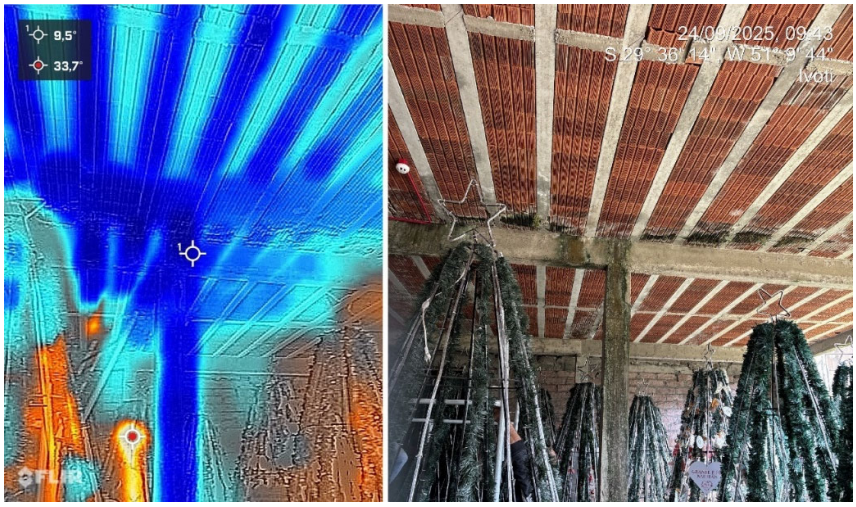
a) b)



Fonte: registrado pelos responsáveis técnicos.

Figura 14 - a) diferença de coloração e indicativos de umidade e b) imagem da região sem o uso da termografia na laje L8 e pilar P27

a) b)



Fonte: registrado pelos responsáveis técnicos.

6.4 Resultados das janelas de inspeção

Foram abertos um total de 11 janelas de inspeção: i) 4 em pilares, ii) 4 na face inferior das vigas, iii) 3 na face superior da viga junto a laje e iv) na laje. Os resultados da verificação quanto a profundidade de carbonatação e da identificação das armaduras serão discutidos nos itens subsequentes.

6.4.1 Verificação da profundidade de carbonatação

A verificação da profundidade de carbonatação do concreto foi realizada por meio da aplicação de solução de fenolftaleína a 1% sobre a superfície recém-exposta da janela de inspeção. A solução atua como um indicador de pH: regiões com pH superior a 9 (não carbonatadas) adquirem coloração rósea, enquanto as áreas carbonatadas permanecem incolores. A profundidade de carbonatação, ou Pc, é determinada pela medição da distância entre a face externa do elemento estrutural e o limite visual da transição de cor.

Os resultados dos ensaios indicam que a profundidade de carbonatação varia entre 17 mm e 51 mm nas vigas e pilares, os quais apresentaram comportamento semelhante. Já na face superior da laje, observou-se uma profundidade significativamente menor, máximo de 12 mm.

No caso da estrutura inspecionada, considera-se que a concentração de CO_2 e as características da porosidade capilar são similares em todos os elementos estruturais. No entanto, a exposição à umidade varia significativamente entre as regiões. A face superior da laje, por estar mais exposta à radiação solar,

apresenta menor teor de umidade, criando condições menos favoráveis à carbonatação. Isso justifica a menor profundidade de carbonatação observada nessa região. Cabe destacar que a profundidade de carbonatação na face superior das vigas não é superior ao cobrimento das armaduras, que permanecem íntegras, conforme mostra a Figura 20a e Figura 20b.

No entanto, o comportamento oposto foi observado em vigas e pilares. Os elementos estruturais localizados em regiões com maior presença de umidade — identificada pela inspeção visual e confirmadas por meio das imagens termográficas (Figura 12) — correspondem exatamente àqueles em que foram detectadas armaduras com maiores indícios de corrosão. Alguns dos elementos estruturais destas regiões apresentaram desplacamento de concreto e perda de seção da armadura.

Todos os elementos inspecionados abaixo da laje apresentaram profundidade de carbonatação (Pc) superior ao cobrimento medido (c) das armaduras — i) estribos, ii) armaduras principais dos pilares e iii) armaduras positivas das vigas. As Figura 15 a Figura 20 apresentam alguns dos resultados dos ensaios realizados com a aspersão de fenolftaleína.

Figura 15 – Profundidade de carbonatação do pilar a) P2 e b) P24

a) b)



Fonte: registrado pelos responsáveis técnicos.

Figura 16 – Profundidade de carbonatação do pilar P24 visto por diferentes ângulos



Fonte: registrado pelos responsáveis técnicos.

Figura 17 – Profundidade de carbonatação P21



Fonte: registrado pelos responsáveis técnicos.

Figura 18 – Profundidade de carbonatação das vigas a) V101 e b) V 109

a) b)



Fonte: registrado pela responsável técnica.

Figura 19 – Profundidade de carbonatação das vigas a)V115 e b) V120

a) b)



Fonte: registrado pela responsável técnica.

Figura 20 – Profundidade de carbonatação das vigas a) V211 e b) 206

a) b)



Fonte: registrado pela responsável técnica.

De forma geral, não foram identificadas perda de seção nas armaduras, porém em todas as amostras foram observadas manchas de oxidação indicando o início do processo corrosivo. Esse comportamento identificado na amostragem pode ser considerado representativo para o restante da estrutura. A Figura 21 apresenta em detalhe a armadura exposta na janela de inspeção, na qual é possível observar regiões ainda íntegras, com coloração metálica acinzentada, enquanto outras, em tonalidade ocre, evidenciam o início do processo corrosivo.

Figura 21 – Armadura com regiões no início do processo corrosivo P



Fonte: registrado pela responsável técnica.

Observa-se que em alguns elementos estruturais, pilar P26, viga V206, lajes L7 e L8 estavam com processo de corrosão avançados, onde houve desplacamento do concreto e perda significativa de seção de armadura, conforme pode ser visto nas Figura 22 e Fonte: registrado pela responsável técnica.

Figura 23.

Fonte: Elaborado pelos responsáveis técnicos.

Figura 22 – Desplacamento do concreto e corrosão de armadura do a) pilar P23 e da b) viga V206 e treliça da laje L8.



Fonte: registrado pela responsável técnica.

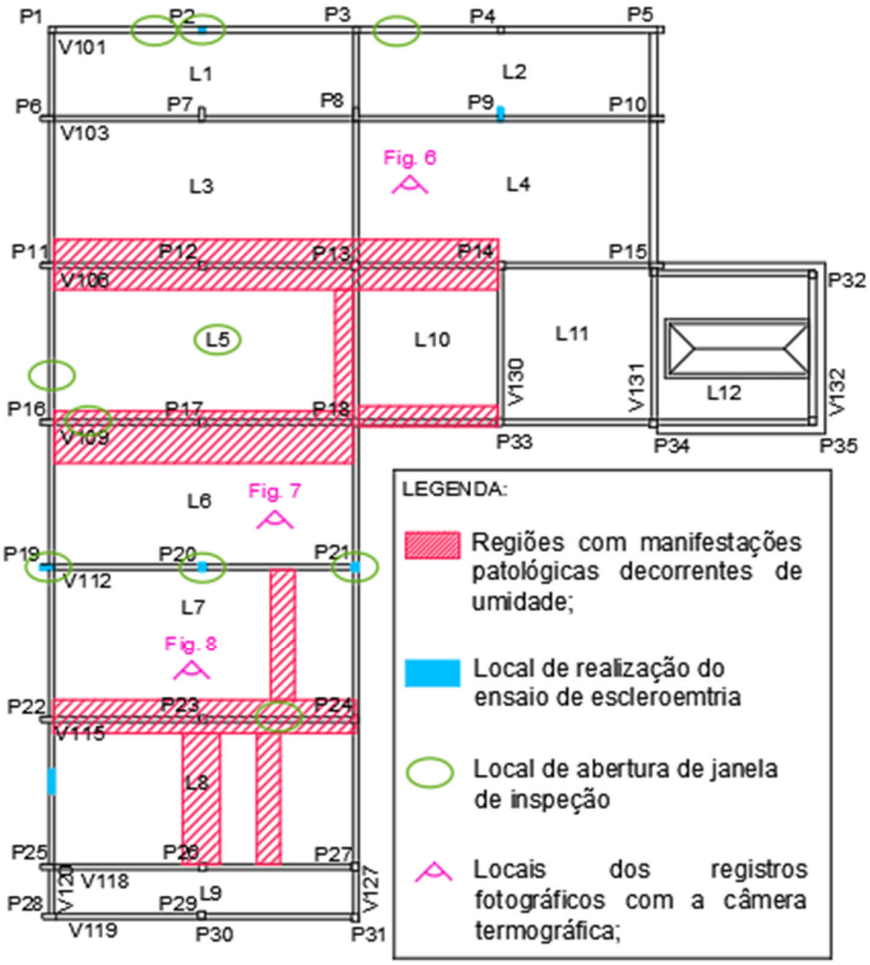
Figura 23 – Fissuração, desplacamento de concreto das lajes a) L7 e b)L8



Fonte: registrado pela responsável técnica.

No croqui da Figura 24 estão destacadas as regiões com maior concentração de umidade observadas durante a vistoria, a localização das janelas de inspeção e os locais onde foram realizados o ensaio de esclerometria (será apresentado e discutido nos itens subsequentes).

Figura 24 – Croqui com a identificação das regiões onde forma realizados os ensaios



Fonte: elaborado pela responsável técnica.

Através da inspeção e dos ensaios, conclui-se que as armaduras de vigas, pilares e lajes de toda a estrutura inspecionada precisam de tratamento para garantir a funcionalidade e estabilidade estrutural, através de técnicas de reparo e recuperação estrutural. Destaca-se ainda que que alguns dos elementos estruturais, estão em estado avançado de deterioração, evidenciando a urgência na intervenção.

7 REPARO E RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL

O objetivo de realizar o reparo e recuperação estrutural é prolongar e restabelecer as condições de projeto das estruturas de concreto. Todas as intervenções necessárias são reparos rasos, alguns localizados outros generalizados, que atingem de 5 mm a 30 mm de profundidade.

As intervenções propostas neste documento técnico são 3 tipos, uma vez que foram observados diferentes graus de deterioração da estrutura, por tanto necessitam de diferentes tipos de tratamento.

De acordo com o croqui da Figura 24, as áreas identificadas com alta presença de umidade são categorizadas em Tipo 1 e Tipo 2. Para essas regiões críticas deverá ser removido totalmente a camada de concreto carbonatado, sendo que as armaduras presentes nessas áreas precisam ser examinadas de forma individual e a eliminação do material oxidado nas próprias armaduras. No caso da intervenção:

- Tipo 1: a necessidade acréscimo de armadura, já que nas inspeções realizadas no local observou-se perda significativa de seção de armadura.
- Tipo 2: Realizar a correta limpeza e remoção de material oxidado das armaduras e verificar se há perda excessiva de seção de armadura.

No tratamento tipo 3, são regiões onde o concreto também apresenta profundidade de carbonatação significativo e por isso, necessita de tratamento para realcalinização do concreto para reestabelecer a passivação da armadura

O Quadro 1 apresenta resumidamente as intervenções necessárias em cada um dos elementos estruturais que compõem a edificação, já nos itens subsequentes encontram -se o detalhamento com o passo a passo de cada uma das intervenções.

Quadro 1- Quadro resumo com as intervenções necessárias

Tipo	Intervenção necessária	Elementos estruturais
Tipo 1	Remoção de cobrimento e limpeza da armadura e reposição de armadura	• Lajes: 2 vigotas da laje L8; • Vigas: V115 (vão 2); • Pilares: P19.
Tipo 2	Remoção de cobrimento e limpeza da armadura (deverá ser verificado a necessidade de reposição de armadura)	• Lajes: o vigotas da laje L3, L4, L5, L6, L7, L8 e L9; • Vigas: V109, V115, V106 Pilares: P11, P16, P26, P23

Tipo	Intervenção necessária	Elementos estruturais
Tipo 3	Realcalinização do concreto	Restante dos elementos estruturais (Vigas, pilares e lajes)

Fonte: responsável técnica.

7.1 Intervenção do tipo 1 e tipo 2

- **Escoramento**

O uso de escoras para a recuperação dos pilares e vigas que apresentam estado de corrosão avançados é obrigatória, e deve ser realizado conforme detalhado, respeitando os distanciamentos entre escoras. O escoramento deverá ser eito tanto para os reparos do Tipo 1 quanto para os reparos do Tipo 2.

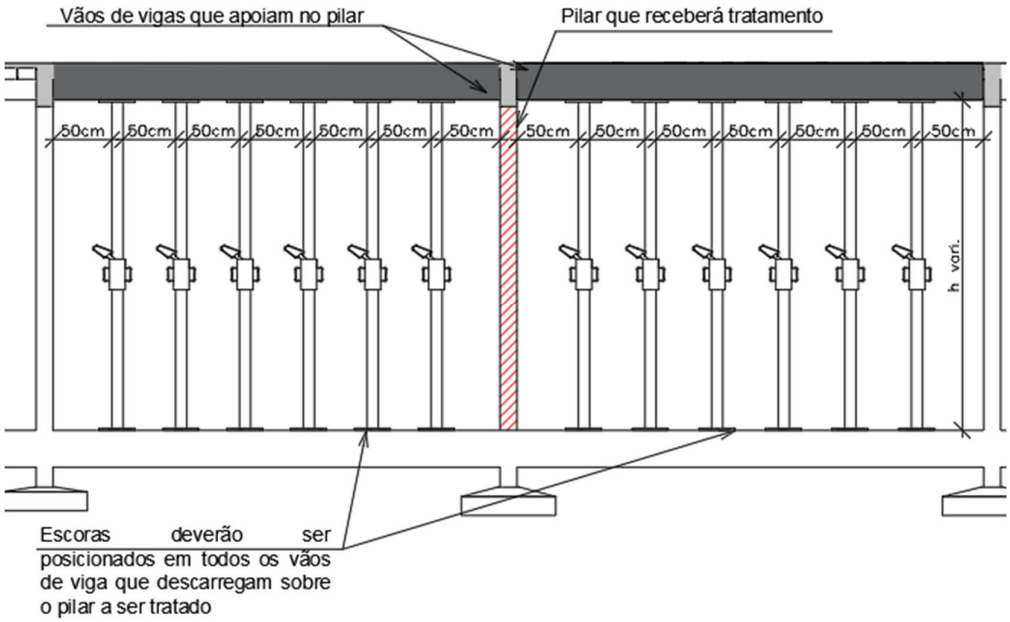
As escoras deverão ser do tipo metálicas com altura ajustável, com capacidade de carga de 1500kg. As escoras deverão ser instaladas com afastamento máximo de 50cm.

Os elementos deverão ser apoiados da seguinte maneira:

- Para as **vigas**, as escoras deverão ser dispostas nas lajes em ambos os lados da viga, de forma contínua ao longo de todo o vão onde ocorrerá a intervenção.
- Para os **pilares**, as escoras deverão ser instaladas em toda a extensão dos vãos das vigas que se apoiam no elemento a ser reparado.

A Figura 25 apresenta um exemplo genérico do escoramento de vigas e pilares.

Figura 25 – Detalhamento do escoramento



Fonte: elaborado pelos responsáveis técnicos.

- **Delimitação da área de trabalho:**

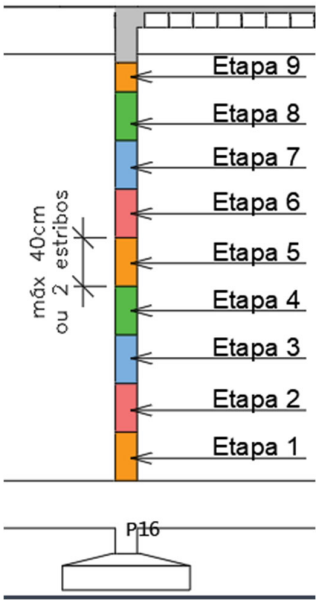
O reparo deverá ser feito por etapas nos elementos estruturais, para não comprometer a estabilidade estrutural da edificação.

Cada etapa do reparo deverá ser executada em trechos com espaçamento máximo de 40 cm, ou a cada dois estribos nos pilares e três estribos nas vigas, assegurando que a remoção do concreto não exceda 20% da seção do elemento estrutural.

A execução deverá ocorrer de forma setorizada, intercalando as etapas de reparo: deve-se executar uma parte, aguardar o período de cura completo e, posteriormente, dar continuidade à próxima seção, repetindo o processo sucessivamente até a conclusão do elemento.

Esse procedimento tem por objetivo evitar tensões internas, fissuração e perda de aderência entre o concreto existente e o material de reparo.

Figura 26 – Etapas de execução do tratamento em pilares



Fonte: elaborado pelos responsáveis técnicos.

- **Escarificação preliminar das superfícies:**

Nessa etapa, a escarificação pode ser de forma mecanizada com o uso de disco de corte diamantado ou de forma manual com marreta, ponteira e talhadeira.

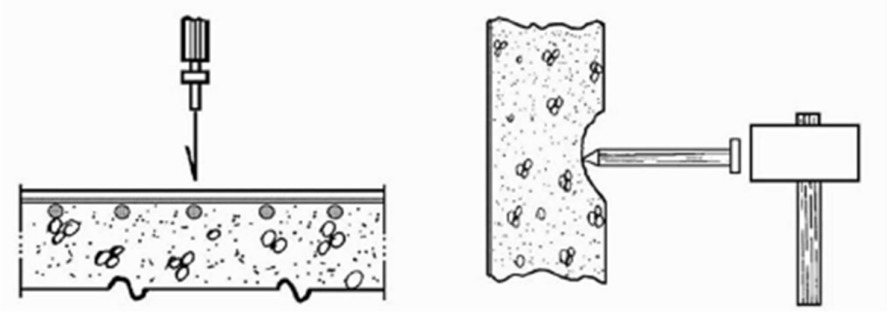
A maneira correta de remover o concreto deteriorado está esquematizado na Para os elementos que necessitam do Tipo 1 de intervenção, ou seja, aqueles que exibem perda de seção devido à corrosão detectada durante as inspeções, a complementação das armaduras é obrigatória. A nova armadura deve ter um diâmetro que compense a perda de seção, sendo este diâmetro no mínimo igual ou superior a 6,3 mm (tamanho que facilita a aderência devido à presença de ranhuras). Além disso, o transpasse

(espaçamento entre as armaduras) deve ser de 60 vezes o diâmetro da nova barra, como ilustrado na Figura 29. Esta especificação garante a adequada resistência e durabilidade da estrutura após a intervenção.

Figura 29. A área de concreto removida deve ter bordas de 90° e a distância de corte deverá ser abaixo da armadura (aprox. 2 cm), distância suficiente para poder remover o material oxidado em toda sua circunferência.

Figura 27 – a) Apicoamento mecânico e b) apicoamento manual

a) b)

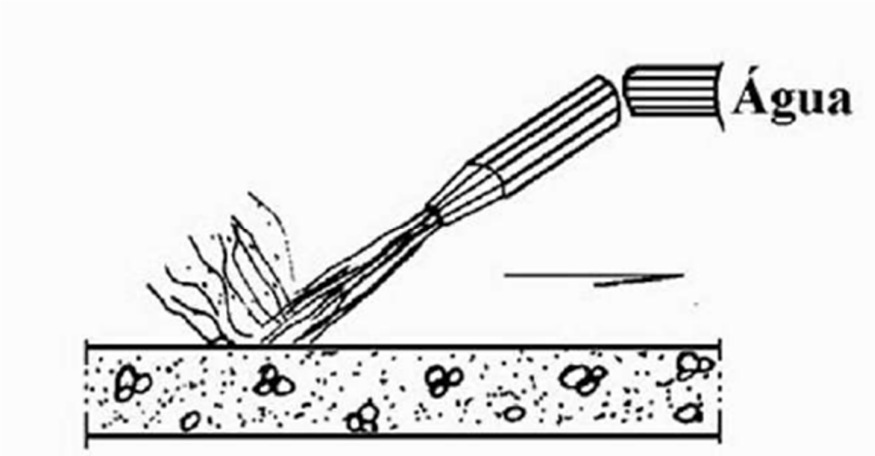


Fonte:

- **Limpeza do substrato:**

Limpeza do substrato, remoção de resíduos tais como: ferrugens, graxas, carbonatos, de forma a preparar o substrato para a recepção do material do reparo.

Figura 28 – Limpeza por aplicação de jato de água



Fonte: Souza e Ripper (1998)

- **Tratamento da armadura:**

O tratamento da armadura compreende em remover o material oxidado através de limpeza mecânica com jato de água, escova de aço e lixamento. Ela precisa estar “ao branco” (cinza brilhante).

Aplicação de revestimento bicomponente para proteção de armaduras, formulado com polímeros, cimento Portland e inibidores de corrosão, isento de solventes. Sikatop® 108 Armatec ou similar.

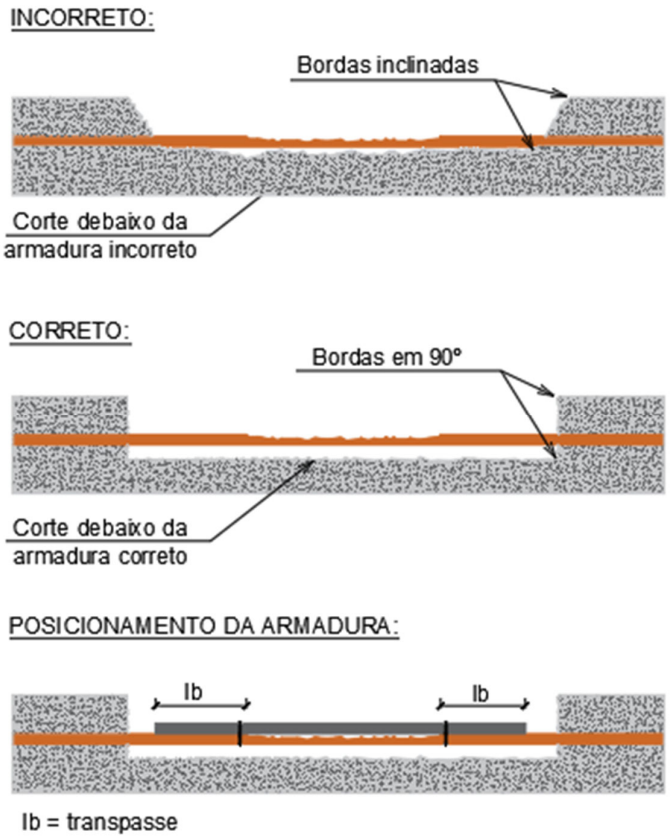
- **Complementação de barras de aço:**

Eventualmente será necessário reposição de armadura em locais além dos já pré-definidos neste documento. Após a limpeza da armadura, verificar com paquímetro o diâmetro da armadura, no caso de

perda de seção superior a 15%, está deverá ser adicionado armadura de diâmetro igual a seção perdida, conforme estabelece a ABNT NBR 6118

Para os elementos que necessitam do Tipo 1 de intervenção, ou seja, aqueles que exibem perda de seção devido à corrosão detectada durante as inspeções, a complementação das armaduras é obrigatória. A nova armadura deve ter um diâmetro que compense a perda de seção, sendo este diâmetro no mínimo igual ou superior a 6,3 mm (tamanho que facilita a aderência devido à presença de ranhuras). Além disso, o transpasse (espaçamento entre as armaduras) deve ser de 60 vezes o diâmetro da nova barra, como ilustrado na Figura 29. Esta especificação garante a adequada resistência e durabilidade da estrutura após a intervenção.

Figura 29 – Detalhamento do procedimento de reparo



Fonte: responsável técnica.

- **Etapa 7 - Preparação do substrato:**

Preparação da superfície com ponte de aderência, saturar o substrato com água até a condição SSS – Superfície Saturada e Seca (sem empoçamentos), seguindo com a aplicação de adesivo base epóxi. Por exemplo: SikaBond® PVA ou similar.

- **Etapa 8 - Formas:**

Montagem de formas estanques e rígidas com cachimbo ou funil alimentador, para o preenchimento das áreas afetadas. Observar que o cobrimento mínimo das armaduras deverá ser de 3cm.

- **Etapa 9 - Aplicação de Argamassa Polimérica – Grout:**

Para o preenchimento de cavidades com dimensões superiores a 10 cm, será utilizado grout de alta resistência inicial e final, composto por cimento, areia de quartzo de granulometria controlada e aditivos especiais: Sika Grout 340 ou equivalente técnico.

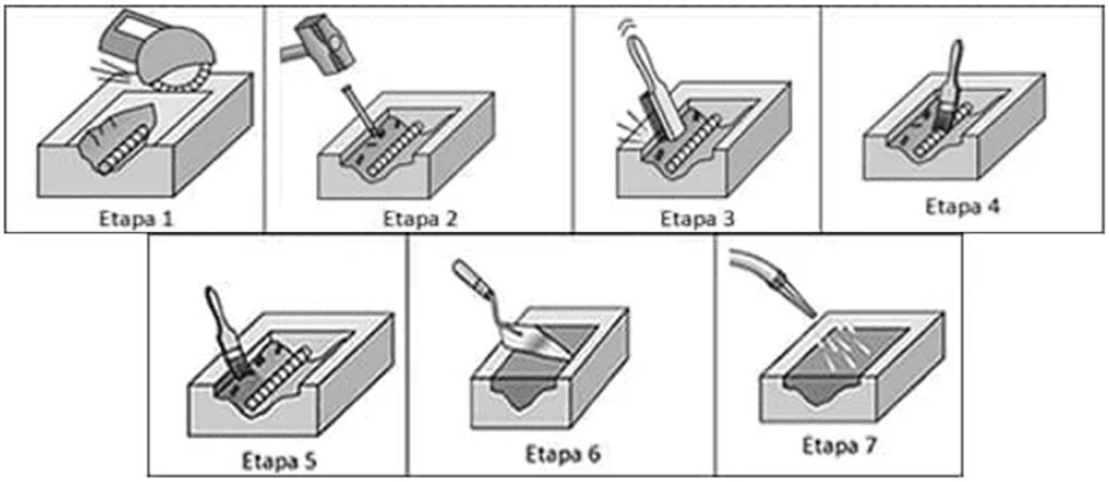
O material é isento de cloretos e de limalha de ferro, evitando a corrosão das armaduras, bem como manchas e desagregações decorrentes de processos oxidativos.

Possui consistência fluida, não exsuda, apresenta excelente trabalhabilidade e características autonivelantes, o que garante ótima fluidez mesmo em regiões de difícil acesso.

O grout apresenta elevada aderência ao concreto, ao aço e a bases metálicas de equipamentos, atingindo resistência mínima à compressão de 20 MPa em 24 horas, possibilitando a rápida liberação da área para uso.

Além disso, sua formulação reduz o risco de fissuração e deslocamentos após a aplicação.

Figura 30 – Etapas resumidas e esquematizadas do reparo estrutural Tipo 1 e 2.



Fonte: Silva (2020).

Para os elementos estruturais que apresentarem exposição das armaduras devido à insuficiência de cobrimento, recomenda-se a recomposição do concreto de proteção mediante a aplicação de argamassa polimérica tixotrópica de alta aderência, como, por exemplo, SikaGrout® Tixotrópico ou produto de desempenho técnico equivalente.

A aplicação deverá ser executada em camadas sucessivas, até atingir o cobrimento mínimo de 3,0 cm, garantindo adequada compactação, aderência e continuidade com o substrato existente.

7.2 Intervenção do tipo 3

No tratamento tipo 3, todos os elementos deverão ser submetidos a aplicação de inibidor de corrosão misto por impregnação para proteção das armaduras, no intuito de prolongar a vida útil da estrutura. A solução proposta não altera a aparência da estrutura de concreto ou sua capacidade de difusão de vapor d'água.

O produto é composto por substâncias orgânicas capazes de penetrar nos poros do concreto e formar uma camada monomolecular protetora na superfície das armaduras. Em elementos onde se observa o início de corrosão das armaduras, sem perda significativa de seção ou sem destacamento do concreto, é tecnicamente recomendada a aplicação do inibidor de corrosão por impregnação, conforme os procedimentos descritos nas normas técnicas aplicáveis e instruções do fabricante. Essa medida tem como finalidade interromper a progressão do processo corrosivo e aumentar a durabilidade da estrutura.

7.2.1 Aplicação do produto

O produto a ser utilizado é o **FerroGard-903 Plus**, da marca **Sika**, ou equivalente técnico. A aplicação deverá seguir rigorosamente as recomendações do fabricante. A etapas que compõe a execução do tratamento são:

- **Limpeza do substrato**:

Deverá ser realizada a limpeza adequada de todo o substrato por meio de jatos pressurizados de água fria, visando à remoção de sujidades, manchas de umidade, micro-organismos, poeira e materiais soltos. Além disso, a superfície deve estar isenta de óleo, gordura, eflorescências, impregnações hidrofóbicas, bem como de quaisquer pinturas ou revestimentos antigos que possam comprometer a aderência do novo material.

No caso dos elementos estruturais que possuem pintura, a mesma deverá ser removida para promover a abertura dos poros e permitir a penetração do produto a ser aplicado.

- **Aplicação do produto:**

O substrato deve estar seco antes da aplicação do produto, e não pode ser aplicado sob radiação solar.

O produto não deve ser diluído e deve ser aplicado até a saturação da superfície através de jatos de baixa pressão. O produto é aplicado por demãos. O tempo de espera entre uma demão e outra de e varia em função da porosidade do substrato e das condições metereológicas, normalmente entre 1h a 6h. A quantidade demãos varia com o teor de umidade, porosidade do substrato e das condições meteorológicas locais:

- Superfícies verticais: Normalmente 5 demãos, até alcançar o consumo requerido. Para substratos densos podem ser necessárias demãos adicionais.

FerroGard-903 Plus pode ser aplicado da seguinte forma:

• Aspergido sobre a superfície com um pulverizador costal (spray),‘‘ mais recomendado‘‘

O MC-REALC não requer nenhum tratamento especial de cura, mas deve ser protegido da chuva por pelo menos 4 horas.

- **Controle de qualidade**

A eficácia do processo deve ser verificada mediante a abertura de janelas de inspeção, permitindo a análise da presença de eventuais remanescentes de concreto carbonatado em profundidade, após 30 dias do serviço executado.

Atencão: O controle de qualidade faz parte do processo de recuperação das estruturas e garante não só a eficácia do tratamento, mas também a durabilidade e desempenho estrutural da edificação.

- **Outras observações:**

O produto FerroGard-903 Plus restabelece a alcalinidade do concreto, promovendo a realcalinização e a repassivação das armaduras. Entretanto, como o processo de carbonatação pode reiniciar ao longo do tempo, recomenda-se a aplicação de uma barreira protetora superficial (pintura ou revestimento) para prolongar o efeito do tratamento.

- **Manutenção preventiva:**

Recomenda-se ainda a inspeção da profundidade de carbonatação cerca de 10 anos após o tratamento, para avaliação da alcanização do concreto e se necessário a reaplicação do produto como manutenção preventiva.

Atenção: os serviços de reparo e recuperação deverão ser executados por empresa ESPECIALIZADA em recuperação de estruturas, com equipe técnica capacitada e responsável técnico habilitado para o acompanhamento da execução dos serviços.

8 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE ESTRUTURAL

A verificação da estabilidade estrutural da edificação foi efetuada mediante o dimensionamento da armadura necessária (As,nec) e sua comparação com a armadura existente (As,ex), considerando as combinações de carregamentos atuantes conforme as prescrições normativas vigentes:

- Lajes:

Carga Permanente	250 kgf/m²
Carga Acidental (sobrecarga útil)	200 kgf/m²
CARGA TOTAL	450 kgf/m²

- Vigas:

Carga proveniente das lajes e/ou vigas apoiadas, conforme de acordo com o modelo estrutural (ver pranchas).

Carga de alvenaria apenas sobre as vigas que perfazem o perímetro da edificação (conforme detalhado na prancha).

- Pilares:

Carga proveniente de vigas, conforme de acordo com o modelo estrutural (vide pranchas).

A resistência à compressão do concreto foi estimada pelo ensaio de esclerometria, conforme os critérios da norma NBR 7584. Trata-se de um ensaio não destrutivo, que determina a classe de resistência por meio do índice de esclerometria obtido com martelo tipo Schmidt, conforme descrito no item 8.1.

ATENÇÃO: As verificações de cálculo dos elementos estruturais foram realizadas considerando que todos se encontram em plena integridade, tanto do concreto quanto as seções das armaduras.

8.1 Resistência do concreto pelo ensaio de esclerometria.

Os ensaios foram executados em diferentes pontos das estruturas de concreto (vigas e pilares), conforme croqui da Figura 24Figura 24, num total de 6 amostras. Cada ponto de ensaio foi identificado e registrado para rastreabilidade. Os índices esclerométricos individuais da verificação do aparelho e demais resultados estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Resultados do ensaio de esclerometria

Elemento estrutural	Ponto	Posição	Índices de Esclerométrico (Ic)	Média*	Estimativa fck (MPa)**
P2	Central	Horizontal	42, 34,34,32 36,35,37,42 38,34,33,37 34,32,32,34	34,15	
P9	Central	Horizontal	38,38,42,38 37,38,38,40 43,38,38,42 42,42,38,38	39,37	
P23	Central	Horizontal	33,46,38,32 32,38,31,29 30,40,32,31 37,35,29,32	32,25	
P24	Central	Horizontal	44,38,34,48	41,90	

			48,48,41,45	
			46,38,39,47	
			43,39,36,46	
P25	Central	Horizontal	35,35,36,45	37,53
			38,39,35,41	
			36,35,36,41	
			39,38,38,41	
V120	Central	Horizontal	37,38,37,37	37,41
			36,30,36,34	
			42,38,32,38	
			48,40,38,40	

* Média dos valores considerando a exclusão de outliers conforme ABNT NBR 7584:2012;

** Estimativa fck (MPa) obtido através do gráfico de correlação do índice esclerométrico médio e a resistência a compressão fornecido pelo fabricante.

Fonte: Elaborado pelos responsáveis técnicos.

O método esclerométrico fornece informações a respeito da dureza superficial do concreto a cerca de 20mm de profundidade, no caso de se operar com esclerômetros de energia de percussão em torno de 2,25Nm. Conforme a NBR 7584 a carbonatação do concreto pode levar a uma superestimação da resistência do concreto em até 50% ou mais, dependendo da espessura da camada carbonatada.

Os valores obtidos indicam variações de resistência entre os elementos avaliados. De modo geral, os índices de rebote situam-se dentro da faixa de concretos com resistência característica 35 MPa. Considerando a idade estimada do concreto e condições superficiais observadas com profundidade de carbonatação considerável, adotou-se um Fator Redutor (FR) de 0,5 no fck calculado (fck calc) para o ajuste do fck do concreto.

$$Fck = Fck_{calc}\ x\ FR$$

$$Fck = 35\ x\ 0{,}5$$

$$Fck = 17{,}5MPa \cong \mathbf{15MPa}$$

Outras observações técnicas:

- Superfícies lisas e sem grandes irregularidades foram escolhidas para o ensaio;
- Não foram observadas anomalias significativas nas regiões ensaiadas;
- Todos as amostras ensaiadas atenderam o critério de outliers para o cálculo da média, não sendo necessário o descarte de nenhum ponto de ensaio.

8.2 Identificação das armaduras existentes

As armaduras principais dos pilares foram identificadas através das esperas existentes no 2º pavimento, conforme ilustra a Figura 45a em detalhe as esperas da armadura principal do pilar e Figura 45b que mostra todo o 2º pavimento e as diversas esperas existentes. As armaduras principais e os estribos foram confirmados através de ensaio destrutivo, abertura de janelas de inspeção de alguns dos pilares. O espaçamento entre estribos foi identificado com o uso de pacômetro. A espessura do cobrimento de armadura também foi verificada através das janelas de inspeção, espessura variável entre 2 a 3cm.

Foram abertas um total de 3 janelas de inspeção nos pilares P2, P24, P23 e P25. Ao final da inspeção foram identificados 4 dimensões e 5 arranjos de armaduras distintos para os 35 pilares pertente ao modelo estrutural objeto de estudo.

As armaduras positivas, negativas e de cisalhamento das vigas foram identificadas por meio da abertura de janelas de inspeção. As vigas verificadas foram V101, V109, V114 e V120.

A espessura da laje foi confirmada pela abertura de uma janela de inspeção, na qual também foi possível confirmar as dimensões das tavelas e vigotas, bem como a altura da capa de concreto.

Os elementos inspecionados foram identificados na planta esquemática apresentadas na Figura 24.

8.3 Verificação de lajes

As lajes existentes são compostas pelo sistema vigota – tavela, de 17cm de altura, com as seguintes dimensões e características:

- Vigota pré-moldada: 12cm de altura e 12cm de largura;
- Tavela cerâmica: 30cm de largura x 20cm de comprimento x 12cm de altura
- Capa de concreto: 5 a 6cm;

Figura 31 – Verificação da espessura da laje



Fonte: responsável técnica.

Conforme, os critérios de dimensionamento estabelecidos na NBR 6118 (ABNT,2023), a flecha máxima admissível ($f_{máx\ adm}$) é:

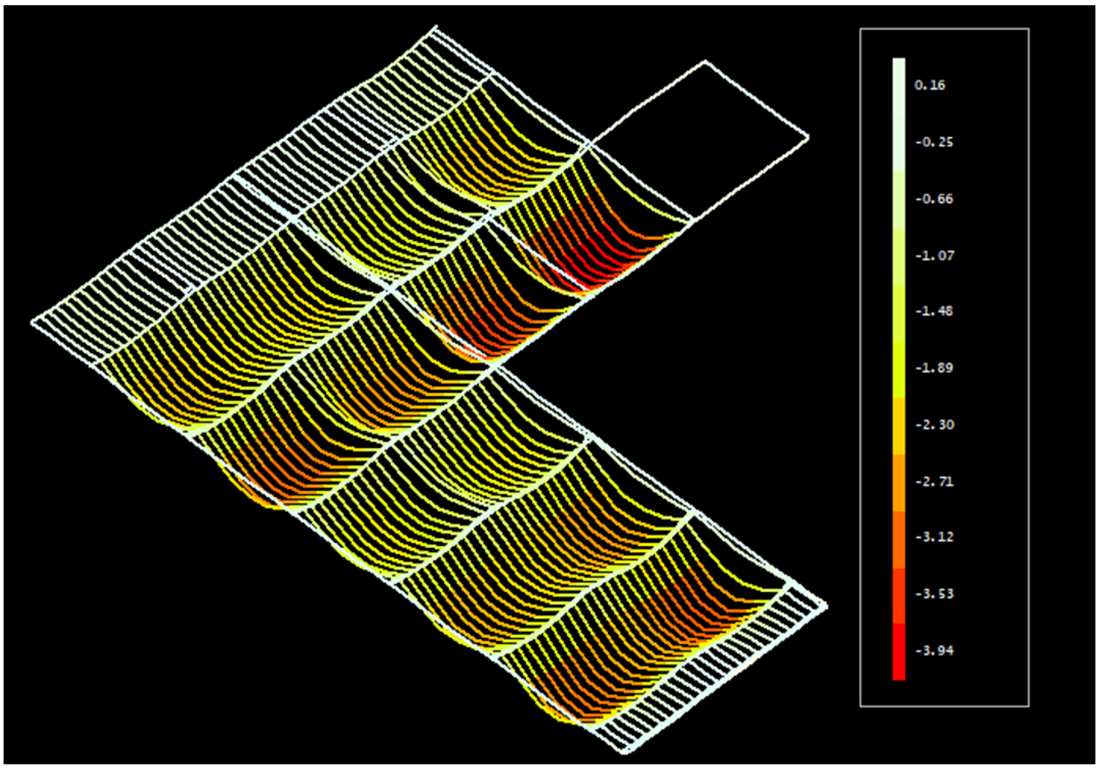
$$f_{máx\ adm} = \frac{l}{250}$$

Tabela 2 – Verificação do deslocamento vertical das lajes (Fmax adm)

Laje	L (cm)	Fmáx	Fmáx adm	Situação
L1	280	-0,57	1,12	Ok
L2	280	-0,65	1,12	Ok
L3	473	-2,42	1,89	Flecha excessiva
L4	473	-3,18	1,89	Flecha excessiva
L5	506	-3,09	2,02	Flecha excessiva
L6	466	-2,20	1,86	Flecha excessiva
L7	503	-2,71	2,01	Flecha excessiva
L8	473	-3,21	1,89	Flecha excessiva
L9	147	-0,29	0,59	Ok
L10	506	-3,45	2,02	Flecha excessiva
L11	506	-3,94	2,02	Flecha excessiva

Fonte: responsável técnica.

Figura 32 – Visualização dos deslocamento verticais



Fonte: Software TQS, versão 22.12 (2025).

Portanto, faz-se necessário o reforço estrutural visando à redução da flecha excessiva observada nas lajes. Para tal, serão inseridas vigas auxiliares constituídas por perfis metálicos do tipo “W”, devidamente dimensionadas conforme o item subsequente.

8.4 Dimensionamento de vigas metálicas de reforço de lajes

As estruturas metálicas são compostas de perfis laminados “W” e chapas, conforme detalhamento constante na Prancha do projeto estrutural. As estruturas serão ligadas:

- Viga metálica x viga metálica: com a utilização de cordão de soldas;
- Viga metálica x elementos em concreto armado: com chapa de base fixado com chumbadores tipo parabolt.

Todos os componentes metálicos deverão ser executados nas dimensões e espessuras indicadas no projeto estrutural e com aço:

- **PERFIS LAMINADOS SÉRIE "W":** ASTM A-572 GRAU 50; F_y=345 MPa (mínimo);
- **CHAPAS**: ASTM A-36 F_y=250MPa (mínimo).

A estrutura metálica deverá ser executada conforme práticas recomendadas pela norma NBR 8800 – Projeto e execução de estruturas metálicas de aço de edifícios – anexo P

Todas medidas relativas às distâncias entre eixos de vigas deverão ser confirmadas em obra antes do início de fabricação das vigas.

A execução das soldas das ligações deverá ser feita obrigatoriamente por mão de obra qualificada. As soldas deverão obedecer às normas AWS. Os eletrodos deverão ter especificação AWS E-70XX. Os cordões de solda deverão ter espessura mínima igual ou maior a espessura da chapa de menor espessura a ser soldada na conexão. As soldas de topo deverão ter penetração total.

Deverão ser removidas todas as cascas geradas no processo de soldagem. Não deverão deixar em término de cordões de solda, restos ou pontas agudas de soldas (respingos e restos de arame de solda).

A limpeza de substrato deve ser por jateamento de areia ou granalha, de modo que deixe o substrato quase branco, conforme norma SA 2 ½ e NBR 7348.

Todas as demãos devem ocorrer preparação conforme indicações do fabricante de cada tinta a ser aplicada na demão. Pintura na fábrica por pistola de ar comprimido.

Duas demãos de zarcão óxido de ferro Epóxi, espessura por demão (Película seca), 30 a 35 micrômetros. Duas demãos de tinta Epóxi semi-brilho, espessura da demão seca 35 micrômetros.

Deverá ocorrer a preparação para transporte da estrutura metálica da fábrica à obra, de maneira que não sofram riscos na pintura. Todas as soldas feitas em obra deverão ser pintadas conforme especificação anterior, porém com pincel.

Apresentamos abaixo a memória de cálculo e de solicitações das vigas mais carregadas, calculados com auxílio de ferramenta computacional e o cálculo de resistência das vigas.

8.4.1 Vigas W107A (W200x22,6kg/m)

- Dados do perfil metálico tipo I

W200x22,6

E: 210GPa

Fy = 345MPa

Fyd = 345/1,1 = 313,6MPa

Momento resistente do perfil (Wx): 197cm³

Momento de inércia x-x (Ix): 2029cm^4

Área da seção: 29cm²

Peso (kg/m): 22,5kg

h_w = 190mm

t_w = 6,2mm

Tensão admissível (Fy): 345MPa = 34,5kN/cm²

- Cálculo das cargas sobre a laje:

Vão (l) = 488cm

Vão da carga = 169cm

Carga Permanente	250 kgf/m²
Carga Acidental (sobrecarga útil)	200 kgf/m²
CARGA TOTAL	450 kgf/m²

- Carga distribuída (q) 450x4,88x1,69

$$q = \frac{450x4,88x1,69}{488} \rightarrow 7,60\ kgf/cm$$

- Peso Próprio (PP)= 24kgf/m = 0,24kgf/cm
- Carga distribuída total (q_T)

$$q_T = q + PP \rightarrow q_T = 7,6 + 0,23 = 7,84 Kgf/cm = 0,076 N/cm$$

Diagrama do carregamento (kN/cm):

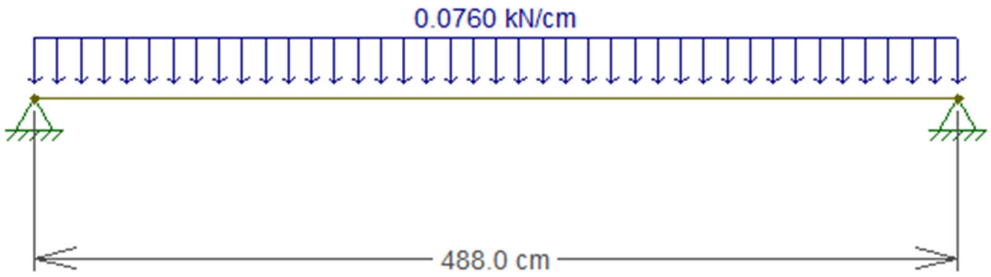
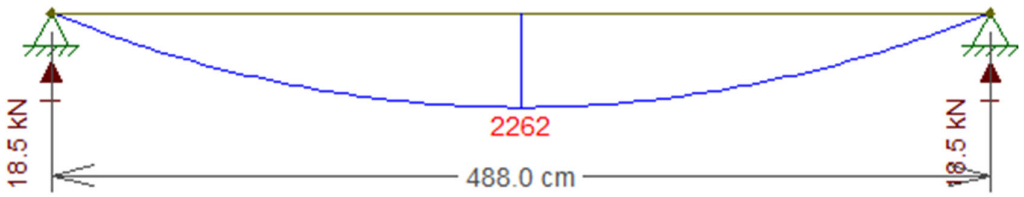


Diagrama da força cortante (kN):

Diagrama de momentos fletores (kN.cm)



- Verificação da flecha máxima:
  - Flecha máxima admissível:

Deslocamento vertical máximo admissível ($f_{máx\ adm}$)(NBR 8800): menor valor entre l/350 e 15 mm.

$$f_{máx\ adm} = \frac{l}{350} = \frac{488}{350} = 1{,}39cm = 13{,}90mm < 15mm, logo$$

$$f_{máx\ adm} = 13{,}90mm = 1{,}39cm$$

  - Flecha máxima do perfil:

$$f_{máx} = \frac{5.q.L^4}{384.E.I_x}$$

$$f_{máx} = \frac{5.7{,}6.(488)^4}{384.2100000.2029} = 1{,}35cm$$

Verificação do deslocamento vertical máximo:

$$f_{máx} = 1{,}35cm \leq f_{máx\ adm} = 1{,}38cm$$

$$logo\ OK$$

- Verificação do cisalhamento:
  - Esforço cortante solicitante máximo Vsd (diagrama): Vsd= 18,5 kN
  - Área resistente da alma:

$$A_w = h_w.t_w \rightarrow A_w = 190.6{,}2 = 1178mm^2 \rightarrow 11{,}78cm^2$$

  - Tensão cortante do cálculo solicitante (τ_{Sd}):

$$\tau_{Sd} = \frac{Vsd}{A_w} \rightarrow \tau_{Sd} = \frac{18{,}50}{11{,}78} = 1{,}57\ kN/cm^2$$

  - Resistência plástica ao cisalhamento ($V_{pl,Rd}$):

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_w.f_{yd}}{\sqrt{3}} \rightarrow V_{pl,Rd} = \frac{11{,}78.31{,}36}{\sqrt{3}} = 213{,}29kN$$

- Tensão cortante do cálculo resistente (τ_{Rd}):

$$\tau_{Rd} = \frac{V_{Rd}}{A_w} \rightarrow \tau_{Sd} = \frac{213,29}{11,78} = 18,10\ kN/cm^2$$

- Verificação da segurança ao cisalhamento:

$$\tau_{Sd} = 1,57\ kN/cm^2 \leq \tau_{Rd} = 18,10\ kN/cm^2\ , logo\ OK$$

- Verificação do momento máximo

  - Momento máximo solicitante Msd (diagrama): Msd=2262kN.cm
  - Momento máximo resistente MRd:

$$M_{Rd} = \frac{W_x . F_y}{1,1}$$

$$M_{Rd} = \frac{197.34,5}{1,1}$$

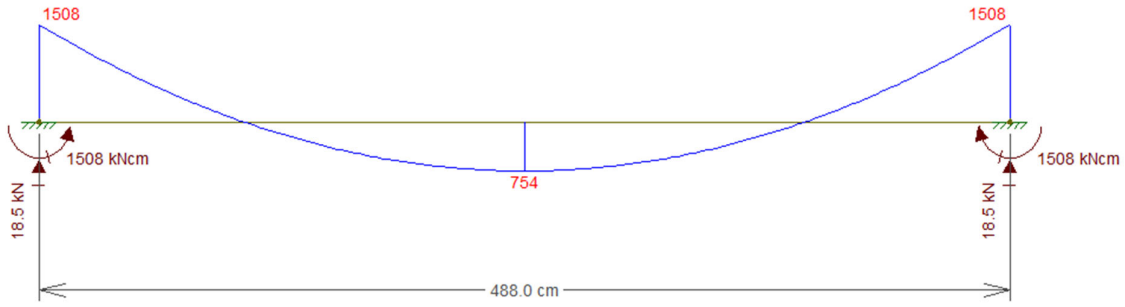
$$M_{Rd} = 6.178,63 kN.cm$$

  - Verificação da segurança ao momento fletor:

$$M_{sd} = 2262 \text{kN.cm} \leq M_{Rd} = 5425,90 kN.cm, logo\ OK$$

8.4.2 Dimensionamento da placa de base sem enrijecedor para fixação das Viga 107a (W200x26,6kg/m)

Considera-se o momento do apoio como engastado:



- Momento por unidade de largura:

$$m_d = = \frac{M_d}{B} \rightarrow = \frac{1508}{25} = 60{,}36kN.cm/cm$$

- Momento resistente da chapa (modelo placa em balanço):

$$m_{Rd} = \frac{f_{yd}.t_p^2}{4} \rightarrow t_p = \sqrt{\frac{4m_d}{f_{yd}}} \rightarrow t_p = \sqrt{\frac{4x60{,}63}{2270}} = 0{,}32mm = 3{,}2cm$$

Espessura mínima da chapa de base é 12,7mm (1/2").

- Dimensionamento dos chumbadores:

$$c = \frac{\sigma_c.A}{\sigma_c + \sigma_t}$$

$$a = \frac{A}{2} - \frac{c}{3}$$

$$Y = A - d - \frac{c}{3}$$

Esforço (T) na linha de chumbadores tracionados:

$$M_{sd} = \frac{M}{W} \rightarrow = \frac{1508}{\frac{25.23^2}{6}} = 0{,}68kN/cm^2$$

$$T = \frac{M_{Sd} - N_{Sd}.a}{Y}$$

$$C = \frac{0{,}68.23}{0{,}68 + 0{,}68} = 11{,}5$$

$$\frac{c}{3} = 3{,}833$$

$$a = \frac{23}{2} - \frac{11{,}5}{3} = 7{,}67$$

$$Y = 23 - 5 - 3{,}833 = 29{,}883$$

$$T = \frac{1508 - 0.10}{29{,}883} = 50{,}46kN\ (12{,}61kN\ por\ chumbador)$$

Diâmetro (d_{chu})dos chumbadores:

$$V_{Sd} = \frac{12{,}61}{4} = 3{,}15kN$$

$$d_{chu} = \sqrt{1{,}27\sqrt{\frac{11{,}39.{V_{Sd}}^2 + 3{,}24.{N_{Sd}}^2}{Fu^2}}}$$

$$d_{chu} = \sqrt{1{,}27\sqrt{\frac{11{,}39.3{,}15^2 + 3{,}24.12{,}61^2}{40^2}}} = 0{,}89cm = 8{,}9mm$$

$$Diâmetro\ dos\ chumbadores\ adotado\ 12{,}7\ mm\ ou\ 1/2".$$

$$Diâmetro\ do\ furo = 19mm\ ou\ 3/4"$$

8.4.3 Viga V124 (W250x32,7kg/m)

- Dados do perfil

W250x32,7

E: 210GPa

Fy = 345MPa

Fyd = 345/1,1 = 313,6MPa = 31,36kN/cm²

Momento resistente do perfil (Wx): 382,70 cm³

Momento de inércia x-x (Ix): 4937 cm^4

Área da seção: 42,10cm²

Peso (kg/m): 32,7 kg

h_w = 258mm

t_w = 6,1mm

- Cálculo das cargas sobre a laje:

Vão (l) = 500cm

Carga P da viga V107a e V107	37 kN
Peso Próprio (32,7kgf/m x 5m/)	0,80kN
Carga	37,8 kN

Diagrama do carregamento (kN):

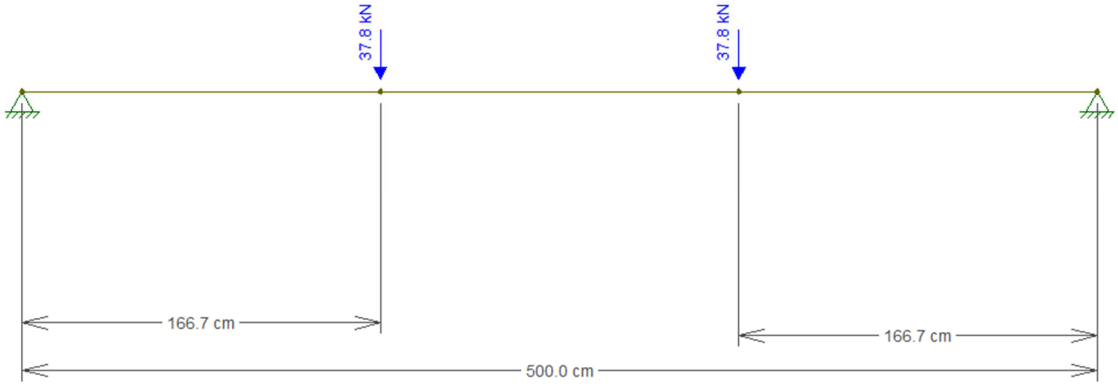


Diagrama da força cortante (Kn):

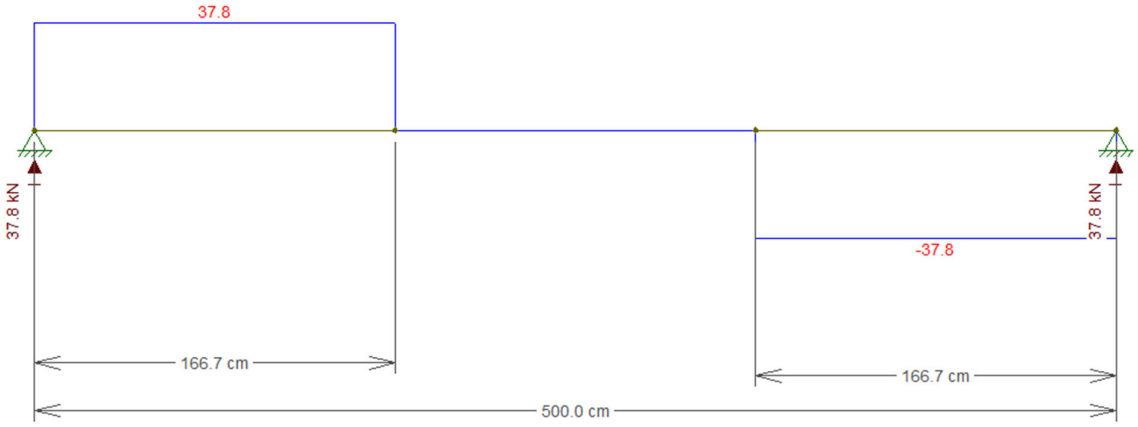
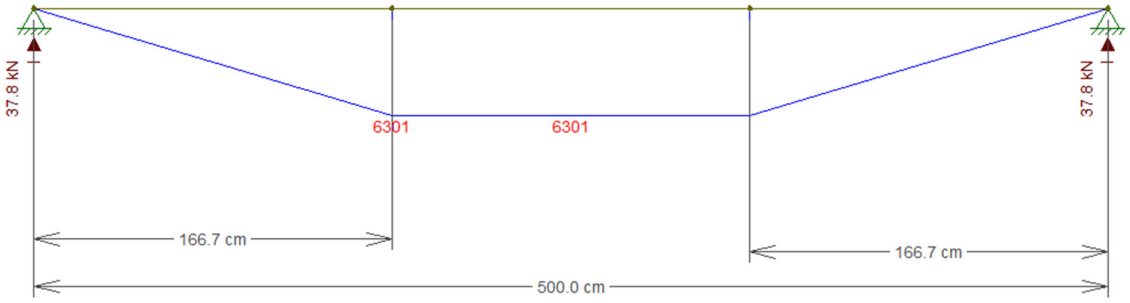


Diagrama de momentos fletores (kN.cm)



- Verificação da flecha máxima:
    - Flecha máxima admissível:

Deslocamento vertical máximo admissível ($f_{máx\ adm}$)(NBR 8800): menor valor entre l/350 e 15 mm.

$$f_{máx\ adm} = \frac{l}{350} = \frac{500}{350} = 1{,}42cm = 14{,}20mm < 15mm, logo$$

$$f_{máx\ adm} = 14{,}22mm = 1{,}42\text{cm}$$

- Flecha máxima do perfil:

$$f_{máx} = \frac{23.q.l^3}{648.E.I_x}$$

$$f_{máx} = \frac{23.38.5.500^3}{648.2100000.4937} = 0{,}016cm$$

$$f_{máx} = 0{,}016 \leq f_{máx\ adm} = 1{,}42\ , logo\ OK$$

- Verificação do cisalhamento:
  - Esforço cortante solicitante máximo Vsd (diagrama): Vsd= 38,5 kN
  - Área resistente da alma:

$$A_w = h_w.t_w \rightarrow A_w = 258.6{,}1 = 1573{,}8\text{mm}^2 \rightarrow 15{,}73\text{cm}^2$$

  - Tensão cortante do cálculo solicitante (τ_{Sd}):

$$\tau_{Sd} = \frac{Vsd}{A_w} \rightarrow \tau_{Sd} = \frac{38{,}5}{15{,}73} = 2{,}45kN/cm^2$$

  - Resistência plástica ao cisalhamento ($V_{pl,Rd}$):

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_w.f_{yd}}{\sqrt{3}} \rightarrow V_{pl,Rd} = \frac{15{,}73.31{,}36}{\sqrt{3}} = 284{,}80kN$$

  - Tensão cortante do cálculo resistente (τ_{Rd}):

$$\tau_{Rd} = \frac{V_{Rd}}{A_w} \rightarrow \tau_{Sd} = \frac{284{,}80}{15{,}73} = 18{,}10\ kN/cm^2$$

  - Verificação da segurança:

$$\tau_{Sd} = 2{,}45\ kN/cm^2 \leq \tau_{Rd} = 18{,}10\ kN/cm^2\ , logo\ OK$$

- Verificação do momento máximo
  - Momento máximo solicitante Msd (diagrama): Msd= 6301kN.cm
  - Momento máximo resistente MRd:

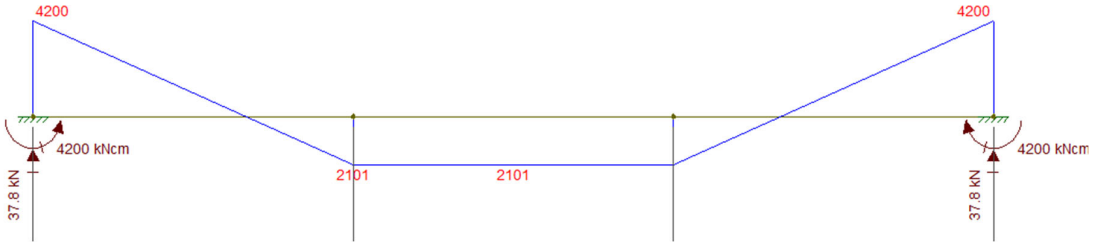
$$M_{Rd} = \frac{W_x . F_y}{1,1}$$

$$M_{Rd} = \frac{382,7.34,5}{1,1}$$

$$M_{Rd} = 12.002,86 kN.cm$$

$$M_{sd} = 6301 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 12.002,86 kN.cm, logo\ OK$$

8.4.4 Dimensionamento da placa de base para fixação das viga V107 (W250x32,7 kg/m)



- Verificação das tensões:

$$\sigma_t = \sigma_c = \frac{M}{W} \rightarrow \sigma_t = \sigma_c = \frac{4200}{\frac{24.40^2}{6}} = 0,65 kN/cm^2$$

$$\sigma_{adm,conc} = 0,51.fck \rightarrow 0,5.1,5 = 0,77\ kN/cm^2$$

$$\sigma_t = 0,65 N/cm^2 \leq \sigma_{adm,conc}\ 0,77\ kN/cm^2, logo\ OK$$

- Espessura da chapa (t) - Trecho superior

  Considerando, barra em balanço – carga uniformemente distribuída:

$$M_{ch} = 0,65.\frac{5^2}{2} = 8,12 kN.cm$$

$$M_{Rd} = W.\frac{F_y}{1,1} = b.\frac{t^2}{6}.\frac{F_y}{1,1}$$

$$8,12 = 24.\frac{t^2}{6}.\frac{25}{1,1}$$

$$t = \sqrt{\frac{8,12.6.1,1}{24.25}} = 0,29cm = 2,9mm$$

- Espessura da chapa (t) - trechos intermediários

  Considerando vinculação II (ANEXO A):

$$\frac{a}{b} = \frac{72}{117} = 0{,}61$$

$$\beta = \frac{0{,}61 - 0{,}50}{0{,}75 - 0{,}50}(0{,}17 - 0{,}08) + 0{,}08 \rightarrow \beta = 0{,}12$$

$$t = b.\sqrt{\frac{\beta.\sigma}{1{,}35.F_y}} \rightarrow t = 11{,}7.\sqrt{\frac{0{,}12.0{,}65}{1{,}35.25}} \rightarrow t = 0{,}56cm = 5{,}6\,mm$$

- Espessura da chapa (t) - Trecho inferior

  Considerando vinculação V (ANEXO):

$$\frac{\mathrm{a}}{\mathrm{b}} = \frac{143}{114} = 1{,}25$$

$$\beta = \frac{1{,}25 - 1{,}20}{1{,}40 - 1{,}20}(0{,}45 - 0{,}38) + 0{,}38 \rightarrow \beta = 0{,}39$$

$$\mathrm{t} = \mathrm{b}.\sqrt{\frac{\beta.\sigma}{1{,}35.\mathrm{F_y}}} \rightarrow \mathrm{t} = 11{,}4.\sqrt{\frac{0{,}39.0{,}65}{1{,}35.25}} \rightarrow \mathrm{t} = 0{,}98\mathrm{cm} = 9{,}8\mathrm{mm}$$

Chapa adotada para placa base 12,5mm ou 1/2”

- Dimensionamento da espessura e altura (h) enrijecedores

  Mantendo chapa 12,5mm:

$$M_{ch} = \frac{\sigma.b.a^2}{2} \rightarrow M_{ch} = \frac{0{,}65.11{,}4.14{,}3^2}{2} = 757{,}63kN.cm$$

$$t = \frac{6{,}6.M_{ch}}{h^2.F_y} \rightarrow 0{,}8 = \frac{6{,}6.767{,}63}{h^2.25}$$

$$h = \sqrt{6{,}6\frac{767{,}63}{1{,}25.25}} = 12{,}64cm - \textit{altura dos enrijecedores adotado } 15cm$$

- Dimensionamento dos chumbadores:

$$c = \frac{\sigma_c.A}{\sigma_c + \sigma_t}$$

$$a = \frac{A}{2} - \frac{c}{3}$$

$$Y = A - d - \frac{c}{3}$$

- Esforço (T) na linha de chumbadores tracionados:

$$T = \frac{M_{Sd} - N_{Sd} \,.\, a}{Y}$$

$$C = \frac{0{,}65.40}{0{,}65 + 0{,}65} = 20$$

$$\frac{c}{3} = 6{,}667$$

$$a = \frac{40}{2} - \frac{20}{3} = 13{,}333$$

$$Y = 40 - 5 - 6{,}6667 = 28{,}33$$

$$T = \frac{4200 - 0.13{,}333}{28{,}333} = 148{,}23kN\ (24{,}71kN\ por\ chumbador)$$

Diâmetro (d_{chu})dos chumbadores:

$$V_{Sd} = \frac{37{,}8}{6} = 6{,}3kN$$

$$d_{chu} = \sqrt{1{,}27\sqrt{\frac{11{,}39.{V_{Sd}}^2 + 3{,}24.{N_{Sd}}^2}{Fu^2}}}$$

$$d_{chu} = \sqrt{1{,}27\sqrt{\frac{11{,}39.6{,}3^2 + 3{,}24.24{,}71^2}{40^2}}} = 1{,}03cm \rightarrow 10{,}3mm$$

$$\rightarrow Diâmetro\ dos\ chumabdores\ adotado\ 22mm\ ou\ 1/2"$$

8.5 Verificação de cálculo das vigas de concreto existentes

Verificou-se que todas as vigas atendem aos critérios normativos de dimensionamento, apresentando seções e armaduras adequadas às solicitações atuantes, **não havendo necessidade de complementação ou reforço estrutural.**

8.5.1 Viga 120

Seção: 18 x 39 cm

d = 35,88cm

Fck = 15MPa – Fcd = 10,71MPa = 1,07kN/cm²

Fyk = 500 MPa – Fyd = 434,8 MPa = 43,48kN/cm²

- Carregamento considerado

Carga uniformemente distribuída (parede de alvenaria) = 9,50kN/m

Cargas pontuais: vigas metálicas apoiadas = 18,5kN

Diagrama do carregamento (kN):

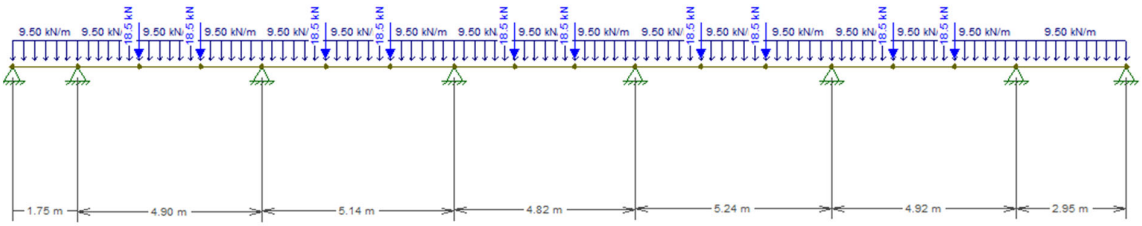


Diagrama da força cortante (Kn):

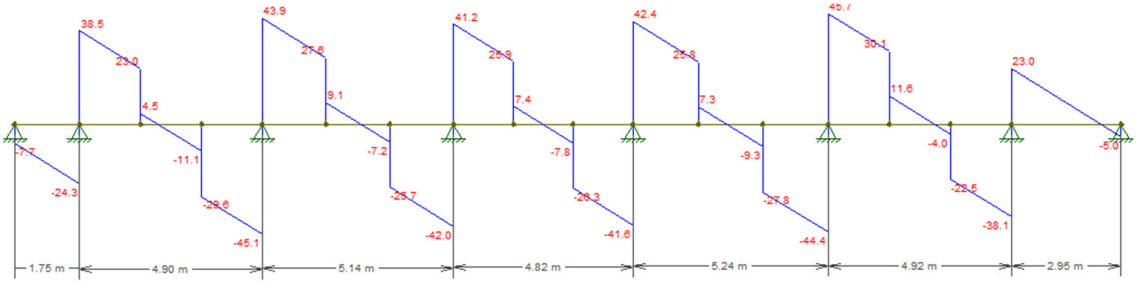
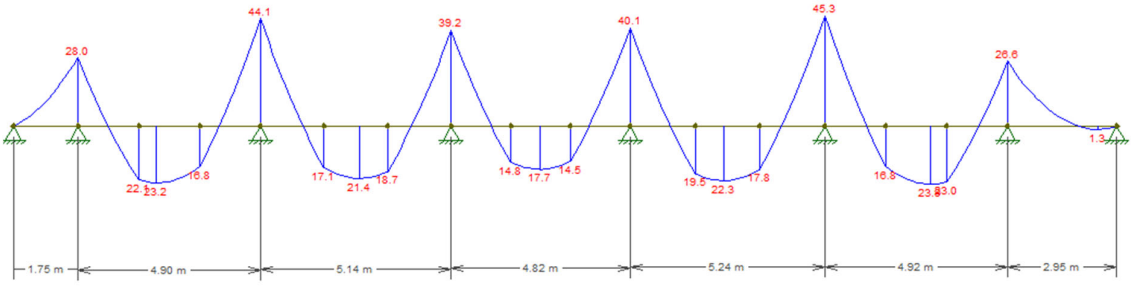


Diagrama de momentos fletores (kN.m)



ARMADURA NEGATIVA

- Valor K

$$Md = 1{,}4xM_k \rightarrow Md = 1{,}4x45{,}3 = 63{,}42kN.m$$

$$K = \frac{M_d}{b.d^2.f_{cd}} \rightarrow K = \frac{63{,}42x10^6}{180.358{,}8^2.10{,}71} = 0{,}163$$

$$K = 0{,}255 < 0{,}272 \rightarrow Seção\ subarmada\ (Domíno\ 2-3, OK)$$

- Verificação dos momentos

$$M_{d,lim} = \mu_{lim}.f_{cd}.b_w.d^2 \rightarrow M_{d,lim} = 0{,}320.1{,}071.18.35{,}88^2 = 7.941{,}76kNcm = 79{,}42kN.m$$

$$Md = 63{,}42kN.m < M_{d,lim} = 79{,}42kN.m, logo\ ARMADURA\ SIMPLES$$

Cálculo da armadura positiva

$$y = d\left(1-\sqrt{1-\frac{M_d}{0{,}425.f_{cd}.b_w.d^2}}\right) \rightarrow y = 35{,}88\left(1-\sqrt{1-\frac{63{,}42x10^2}{0{,}425.1{,}07.18.35{,}88^2}}\right) = 13{,}22$$

$$A_{s,nec} = \frac{0{,}85.f_{cd}.b_w}{f_{yd}}.y \rightarrow A_s = \frac{0{,}85.1{,}07.18}{43{,}48}13{,}22 = 4{,}98cm^2$$

$$A_{s,existente} = 4x\emptyset\ 12.5 + 2x\emptyset\ 8mm = 6{,}00cm^2$$

$$A_{s,nec} = 4{,}98cm^2 < A_{s,existente} = 6{,}00cm^2, logo\ OK$$

ARMADURA POSITIVA

- Valor K

$$Md = 1{,}4xM_k \rightarrow Md = 1{,}4x23{,}2 = 32{,}48kN.m$$

$$K = \frac{M_d}{b.d^2.f_{cd}} \rightarrow K = \frac{32{,}48x10^6}{180.358{,}8^2.10{,}71} = 0{,}130$$

$$K = 0{,}130 < 0{,}272 \rightarrow Seção\ subarmada\ (Domíno\ 2-3, OK)$$

- Verificação dos momentos

$$M_{d,lim} = \mu_{lim}.f_{cd}.b_w.d^2 \rightarrow M_{d,lim} = 0{,}320.1{,}071.18.35{,}88^2 = 7.941{,}76kNcm = 79{,}42kN.m$$

$$Md = 32{,}48kN.m < M_{d,lim} = 79{,}42kN.m, logo\ ARMADURA\ SIMPLES$$

- Cálculo da armadura positiva

$$y = d\left(1-\sqrt{1-\frac{M_d}{0{,}425.f_{cd}.b_w.d^2}}\right) \rightarrow y = 35{,}88\left(1-\sqrt{1-\frac{32{,}48x10^2}{0{,}425.1{,}07.18.35{,}88^2}}\right) = 6{,}03$$

$$A_{s,nec} = \frac{0{,}85.f_{cd}.b_w}{f_{yd}}.y \rightarrow A_s = \frac{0{,}85.1{,}07.18}{43{,}48}6{,}03 = 2{,}27cm^2$$

$$A_{s,existente} = 4x\emptyset\ 12.5 = 5{,}00cm^2$$

$$A_{s,nec} = 2{,}27cm^2 < A_{s,existente} = 5{,}00cm^2, logo\ OK$$

Dimensionamento ao cisalhamento (estribos)

- Verificação da compressão diagonal do concreto

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{fck}{250} \rightarrow \alpha_{v2} = 1 - \frac{15}{250} = 0{,}94$$

$$v_{C,Rd} = 0{,}27.\alpha_{v2}.f_{cd}.b_w.d \rightarrow v_{C,Rd} = 0{,}27.0{,}94.1{,}07.18.39 = 190{,}64kN$$

$$v_{Sd,max} = 46{,}9kN < v_{C,Rd} = 190{,}64kN$$

- Parcela resistida pelo concreto:

$$v_C = 0{,}60.f_{tcd}.b_w.d \rightarrow v_C = 0{,}60.0{,}09.18.39 = 37{,}90kN$$

$$V_{sw} = v_{Sd,max} - v_C \rightarrow V_{sw} = 46{,}90 - 37{,}90 = 10kN$$

$$A_{sw} = \frac{V_{sw}}{0{,}90.d.f_{yk}} \rightarrow A_{sw} = \frac{46{,}90}{0{,}90.0{,}39.45{,}45} = 2{,}88cm^2/m$$

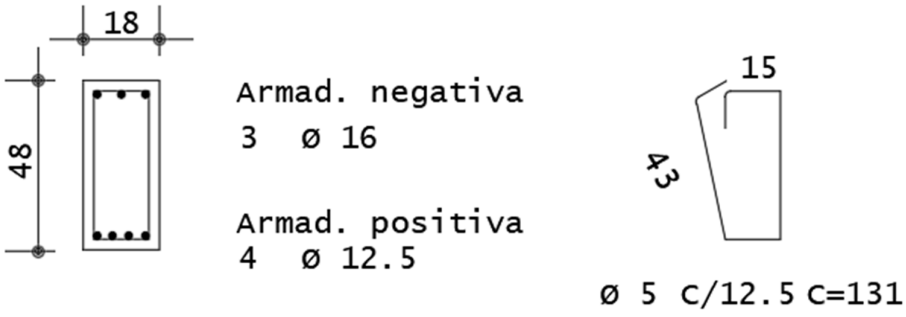
$$N_{barras} = \frac{A_{nec}}{2.A_{\emptyset 5}} = N_{barras} = \frac{2{,}88}{2.0{,}20} = 7{,}20 = 8\ barras\ para\ cada\ m$$

$$s_{nec} = \frac{100}{N_{barras}} = s_{nec} = \frac{100}{8} = 12{,}5cm, \qquad logo\ 1\ \emptyset 5mm\ c/12{,}5cm$$

$$s_{ex} = 1\ \emptyset 5mm\ c/\ 12{,}5cm = s_{nec} = 1\ \emptyset 5mm\ c/12{,}5cm, logo\ OK$$

1) : Viga V211, V213, V214 e V215.

Figura 33 - Armaduras vigas V120, V127 e 131



Fonte: responsáveis técnicos.

Figura 34 – V120 a) armadura negativa e b) armadura positiva



Fonte: responsável técnica.

8.5.2 Viga 101

Seção: 18 x 39 cm

d = 35,88cm

Fck = 15MPa – Fcd = 10,71MPa = 1,07kN/cm²

Fyk = 500 MPa – Fyd = 434,8 MPa = 43,48kN/cm²

- Carregamento considerado

Carga Permanente	250 kgf/m²
Carga Acidental (sobrecarga útil)	200 kgf/m²
CARGA TOTAL	450 kgf/m²

- Carga distribuída (q) 450x0,91 = 409,50 kgf/m = 4,09kN/m
- Carga uniformemente distribuída (parede de alvenaria) = 9,50kN/m

Carga total: 13,6kN/m

Diagrama do carregamento (kN):

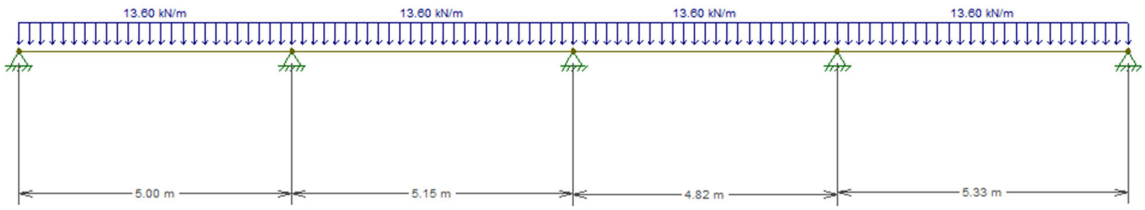


Diagrama da força cortante (Kn):

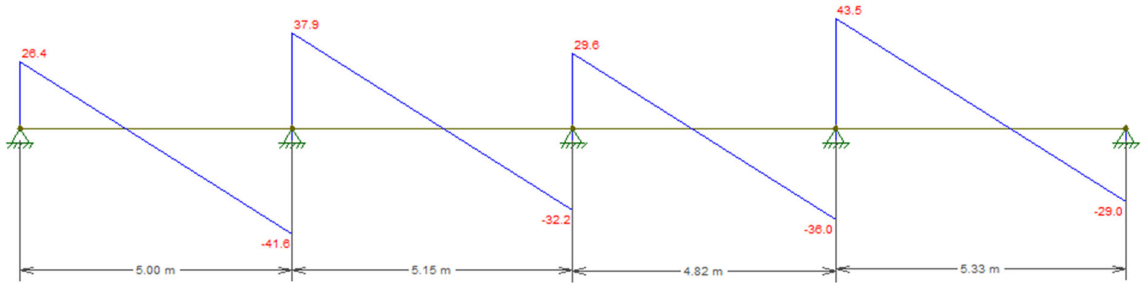
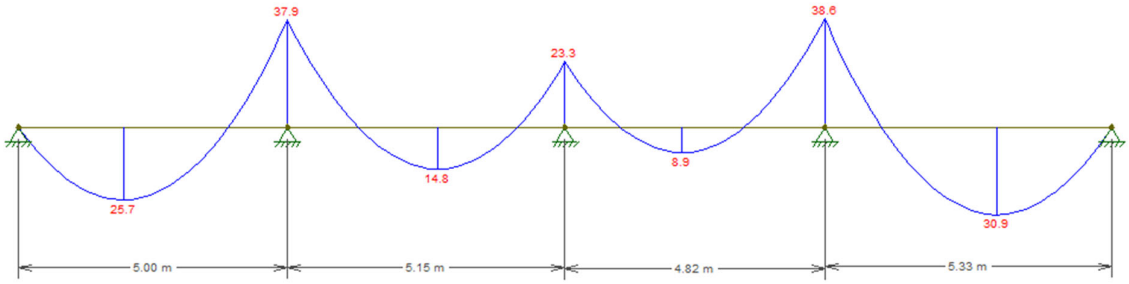


Diagrama de momentos fletores (kN.m)



ARMADURA NEGATIVA

- Valor K

$$Md = 1{,}4xM_k \rightarrow Md = 1{,}4x38{,}6 = 54{,}04kN.m$$

$$K = \frac{M_d}{b.d^2.f_{cd}} \rightarrow K = \frac{54{,}04x10^6}{180.358{,}8^2.10{,}71} = 0{,}174$$

$$K = 0{,}217 < 0{,}272 \rightarrow Seção\ subarmada\ (Domíno\ 2-3, OK)$$

- Verificação dos momentos

$$M_{d,lim} = \mu_{lim}.f_{cd}.b_w.d^2 \rightarrow M_{d,lim} = 0{,}320.1{,}071.18.35{,}88^2 = 7.941{,}76kNcm = 79{,}42kN.m$$

$$Md = 54{,}04kN.m < M_{d,lim} = 79{,}42kN.m, logo\ ARMADURA\ SIMPLES$$

Cálculo da armadura positiva

$$y = d\left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0{,}425.f_{cd}.b_w.d^2}}\right) \rightarrow y = 35{,}88\left(1 - \sqrt{1 - \frac{54{,}04x10^2}{0{,}425.1{,}07.18.35{,}88^2}}\right) = 10{,}82$$

$$A_{s,nec} = \frac{0{,}85.f_{cd}.b_w}{f_{yd}}.y \rightarrow A_s = \frac{0{,}85.1{,}07.18}{51{,}42}8{,}32 = 4{,}08cm^2$$

$$A_{s,existente} = 3x\emptyset\ 12.5 + 2x\emptyset\ 8mm = 4{,}75cm^2$$

$$A_{s,nec} = 4{,}08cm^2 < A_{s,existente} = 4{,}75cm^2, logo\ OK$$

ARMADURA POSITIVA

- Valor K

$$Md = 1{,}4xM_k \rightarrow Md = 1{,}4x30{,}9 = 43{,}26kN.m$$

$$K = \frac{M_d}{b.d^2.f_{cd}} \rightarrow K = \frac{43{,}26x10^6}{180.358{,}8^2.10{,}71} = 0{,}174$$

$$K = 0{,}174 < 0{,}272 \rightarrow Seção\ subarmada\ (Domíno\ 2-3, OK)$$

- Verificação dos momentos

$$M_{d,lim} = \mu_{lim}.f_{cd}.b_w.d^2 \rightarrow M_{d,lim} = 0{,}320.1{,}071.18.35{,}88^2 = 7.941{,}76kNcm = 79{,}42kN.m$$

$$Md = 43{,}26kN.m < M_{d,lim} = 79{,}42kN.m, logo\ ARMADURA\ SIMPLES$$

Cálculo da armadura positiva

$$y = d\left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0{,}425.f_{cd}.b_w.d^2}}\right) \rightarrow y = 35{,}88\left(1 - \sqrt{1 - \frac{43{,}26x10^2}{0{,}425.1{,}07.18.35{,}88^2}}\right) = 8{,}32$$

$$A_{s,nec} = \frac{0{,}85.f_{cd}.b_w}{f_{yd}}.y \rightarrow A_s = \frac{0{,}85.1{,}07.18}{51{,}42}8{,}32 = 3{,}14cm^2$$

$$A_{s,existente} = 3x\emptyset\ 12.5 = 3{,}75cm^2$$

$$A_{s,nec} = 3{,}14cm^2 < A_{s,existente} = 3{,}75cm^2, logo\ OK$$

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO (ESTRIBOS)

- Verificação da compressão diagonal do concreto

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{\text{fck}}{250} \rightarrow \alpha_{v2} = 1 - \frac{15}{250} = 0{,}94$$

$$v_{C,Rd} = 0{,}27.\alpha_{v2}.f_{cd}.b_w.d \rightarrow v_{C,Rd} = 0{,}27.0{,}94.1{,}07.18.39 = 190{,}64\text{kN}$$

$$v_{Sd,max} = 43{,}5kN < v_{C,Rd} = 190{,}64\text{kN}$$

- Parcela resistida pelo concreto:

$$v_C = 0{,}60.f_{tcd}.b_w.d \rightarrow v_C = 0{,}60.0{,}09.18.39 = 37{,}90kN$$

$$V_{sw} = v_{Sd,max} - v_C \rightarrow V_{sw} = 43{,}5 - 37{,}90 = 5{,}6kN$$

- Espaçamento existente (s_{ex}) entre estribos: s_{ex} = 12,5cm
- Armadura necessária (As_{nec}) e espaçamento necessária (S_{nec}):

$$v_C = 0{,}60.f_{tcd}.b_w.d \rightarrow v_C = 0{,}60.0{,}09.18.39 = 37{,}90kN$$

$$V_{sw} = v_{Sd,max} - v_C \rightarrow V_{sw} = 46{,}90 - 38{,}6 = 8{,}3kN$$

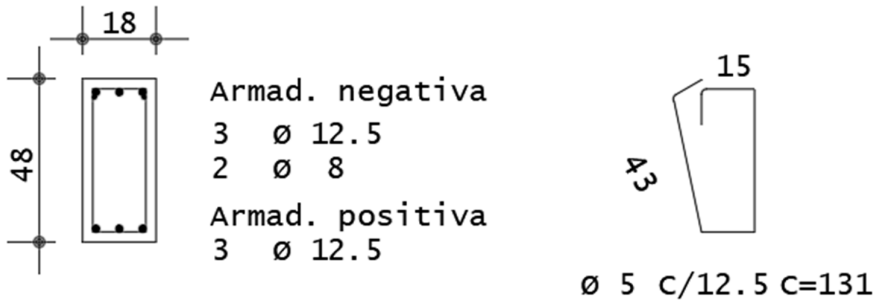
$$A_{sw} = \frac{V_{sw}}{0{,}90.d.f_{yk}} \rightarrow A_{sw} = \frac{46{,}90}{0{,}90.0{,}39.45{,}45} = 2{,}88\text{cm}^2/\text{m}$$

$$N_{barras} = \frac{A_{nec}}{2.A_{\emptyset 5}} = N_{barras} = \frac{2{,}88}{2.0{,}20} = 7{,}20 = 8\ barras\ para\ cada\ m$$

$$s_{nec} = \frac{100}{N_{barras}} = s_{nec} = \frac{100}{8} = 12{,}5cm, \qquad logo\ 1\ \emptyset 5mm\ c/12{,}5cm$$

$$s_{ex} = 1\ \emptyset 5mm\ c/\ 12{,}5cm = s_{nec} = 1\ \emptyset 5mm\ c/12{,}5cm, logo\ OK$$

Figura 35 - Armaduras principais vigas V101 e V119



Fonte: responsável técnica

Figura 36 – V 101 a) Armadura negativa e b) estribos



Fonte: responsável técnica.

8.5.3 Viga 109

Seção: 18 x 48 cm

d = 44,88cm

Fck = 15MPa – Fcd = 10,71MPa = 1,07kN/cm²

Fyk = 500 MPa – Fyd = 434,8 MPa = 43,48kN/cm²

- Carregamento considerado

Carga Permanente	250 kgf/m²
Carga Acidental (sobrecarga útil)	200 kgf/m²
CARGA TOTAL	450 kgf/m²

- Carga distribuída (q)

$$q = 450x1{,}79m \rightarrow 805{,}50\ kgf/m - 7{,}90\ kN/m$$

Diagrama do carregamento (kN):

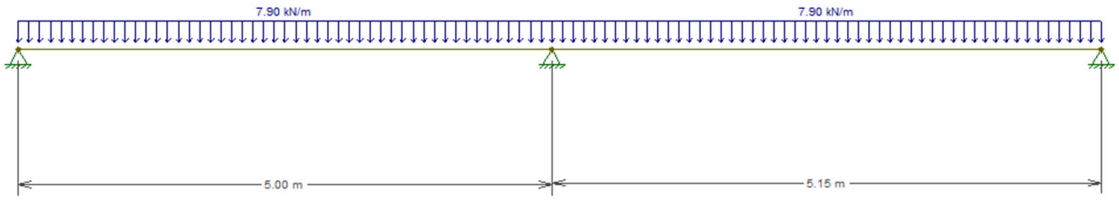


Diagrama da força cortante (Kn):

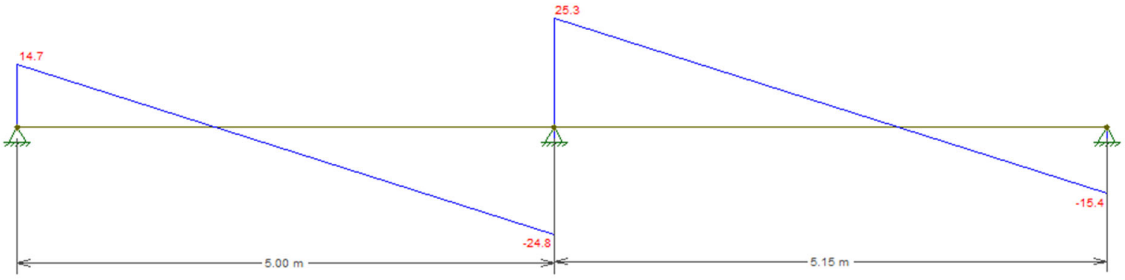
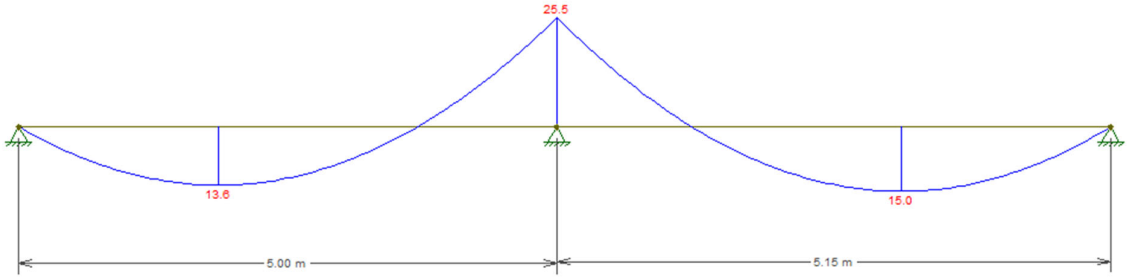


Diagrama de momentos fletores (kN.m)



ARMADURA NEGATIVA

- Valor K

$$Md = 1{,}4xM_k \rightarrow Md = 1{,}4x25{,}5 = 35{,}70N.m$$

$$K = \frac{M_d}{b.d^2.f_{cd}} \rightarrow K = \frac{35{,}70x10^6}{180.448{,}8^2.10{,}71} = 0{,}091$$

$$K = 0{,}091 < 0{,}272 \rightarrow Seção\ subarmada\ (Domíno\ 2-3, OK)$$

- Verificação dos momentos

$$M_{d,lim} = \mu_{lim}.f_{cd}.b_w.d^2 \rightarrow M_{d,lim} = 0{,}320.1{,}071.18.44{,}8^2 = 12427{,}81kNcm = 124{,}27kN.m$$

$$Md = 35{,}70kN.m < M_{d,lim} = 124{,}27kN.m, logo\ ARMADURA\ SIMPLES$$

Cálculo da armadura positiva

$$y = d\left(1-\sqrt{1-\frac{M_d}{0{,}425.f_{cd}.b_w.d^2}}\right) \rightarrow y = 35{,}88\left(1-\sqrt{1-\frac{35{,}70x10^2}{0{,}425.1{,}07.18.44{,}88^2}}\right) = 5{,}15$$

$$A_{s,nec} = \frac{0{,}85.f_{cd}.b_w}{f_{yd}}.y \rightarrow A_s = \frac{0{,}85.1{,}07.18}{51{,}42}10{,}15 = 1{,}94cm^2$$

$$A_{s,existente} = 3x\emptyset\ 16 = 6{,}00cm^2$$

$$A_{s,nec} = 1{,}94cm^2 < A_{s,existente} = 6{,}00cm^2, logo\ OK$$

ARMADURA POSITIVA

- Valor K

$$Md = 1{,}4xM_k \rightarrow Md = 1{,}4x15 = 21kN.m$$

$$K = \frac{M_d}{b.d^2.f_{cd}} \rightarrow K = \frac{19{,}18x10^6}{180.448{,}8^2.10{,}71} = 0{,}054$$

$$K = 0{,}054 < 0{,}272 \rightarrow Seção\ subarmada\ (Domíno\ 2-3, OK)$$

- Verificação dos momentos

$$M_{d,lim} = \mu_{lim}.f_{cd}.b_w.d^2 \rightarrow M_{d,lim} = 0{,}320.1{,}071.18.44{,}8^2 = 12427{,}81kNcm = 124{,}27kN.m$$

$$Md = 21kN.m < M_{d,lim} = 124{,}27\ kN.m, logo\ ARMADURA\ SIMPLES$$

- Cálculo da armadura positiva

$$y = d\left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0{,}425.f_{cd}.b_w.d^2}}\right) \rightarrow y = 35{,}88\left(1 - \sqrt{1 - \frac{21x10^2}{0{,}425.1{,}07.18.35{,}88^2}}\right) = 2{,}95$$

$$A_{s,nec} = \frac{0{,}85.f_{cd}.b_w}{f_{yd}}.y \rightarrow A_s = \frac{0{,}85.1{,}07.18}{41{,}02}7{,}83 = 1{,}11$$

$$A_{s,existente} = 4x\emptyset\ 12{,}5mm = 5{,}00cm^2$$

$$A_{s,nec} = 1{,}01cm^2 < A_{s,existente} = 5{,}00cm^2, logo\ OK$$

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO (ESTRIBOS)

- Verificação da compressão diagonal do concreto

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{fck}{250} \rightarrow \alpha_{v2} = 1 - \frac{15}{250} = 0{,}94$$

$$v_{C,Rd} = 0{,}27.\alpha_{v2}.f_{cd}.b_w.d \rightarrow v_{C,Rd} = 0{,}27.0{,}94.1{,}07.18.48 = 234{,}63kN$$

$$v_{Sd,max} = 25{,}3kN < v_{C,Rd} = 234{,}63kN$$

- Parcela resistida pelo concreto:

$$v_C = 0{,}60.f_{tcd}.b_w.d \rightarrow v_C = 0{,}60.0{,}09.18.48 = 46{,}65kN$$

$$V_{sw} = v_{Sd,max} - v_C \rightarrow V_{sw} = 25{,}3 - 46{,}65 = -21{,}35kN, adotar\ armadura\ mínima$$

- Espaçamento existente (s_{ex}) entre estribos: s_{ex} = 12,5cm
- Armadura mínima necessária (As_{nec}) e espaçamento necessária (S_{nec}):

$$\frac{A_{nec}}{s_{nec}} = \frac{0{,}2.f_{ctm}.b_w}{f_{yd}}$$

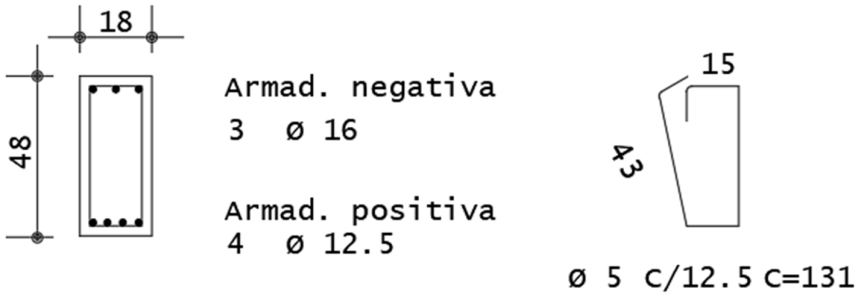
$$\frac{A_{mín,nec}}{s_{nec}} = \frac{0{,}2.0{,}256.18}{43{,}5} \rightarrow A_{nec} = 2{,}12cm^2/m =$$

$$N_{barras} = \frac{A_{nec}}{2.A_{\emptyset 5}} = N_{barras} = \frac{2{,}12}{2.0{,}20} = 5{,}3 = 6\ estribos\ por\ m$$

$$s_{nec} = \frac{100}{N_{barras}} = s_{nec} = \frac{100}{6} = 16{,}667cm, \qquad logo\ 6\ \emptyset 5mm\ c/15cm$$

$$s_{ex} = 1\ \emptyset 5mm\ c/\ 12{,}5cm > s_{nec} = 1\ \emptyset 5mm\ c/15cm, logo\ OK$$

Figura 37 – Arranjo 7 das armaduras principais de vigas V103, V106, V109, V112, V115 e V118.



Fonte: elaborado pela responsável técnica.

Figura 38 – Viga 109 a) Armadura positiva e b) armadura negativa e estribos



Fonte: responsável técnica.

8.5.4 Viga 115

Seção: 18 x 48 cm

d = 44,88cm

Fck = 15MPa – Fcd = 10,71MPa = 1,07kN/cm²

Fyk = 500 MPa – Fyd = 434,8 MPa = 43,48kN/cm²

- Carregamento considerado

Carga Permanente	250 kgf/m²
Carga Acidental (sobrecarga útil)	200 kgf/m²
CARGA TOTAL	450 kgf/m²

- Carga distribuída (q)

$$= 450x1{,}63 \rightarrow 733{,}50\ kgf/m\ -\ 7{,}20\ kN/m$$

Diagrama do carregamento (kN):

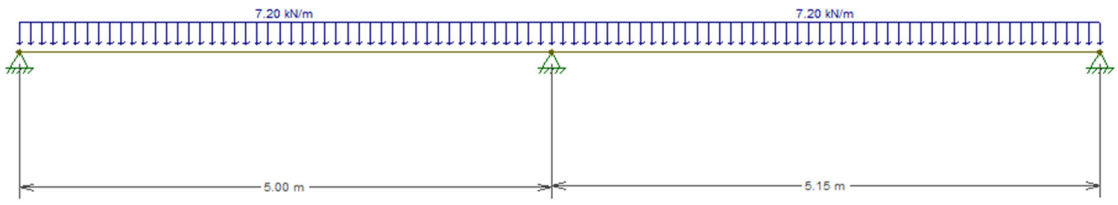


Diagrama da força cortante (Kn):

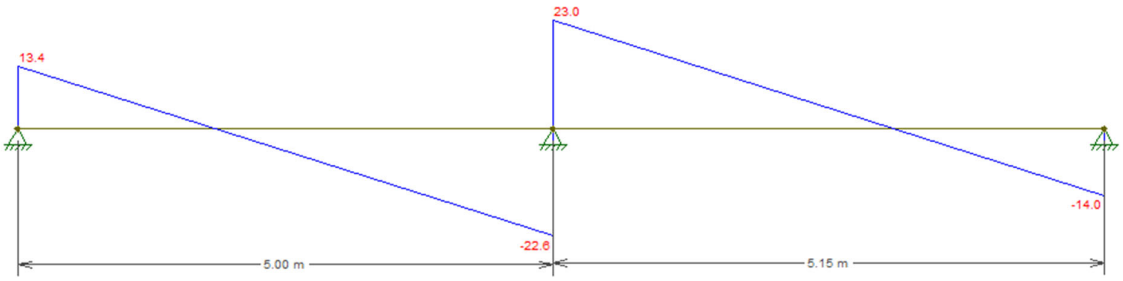
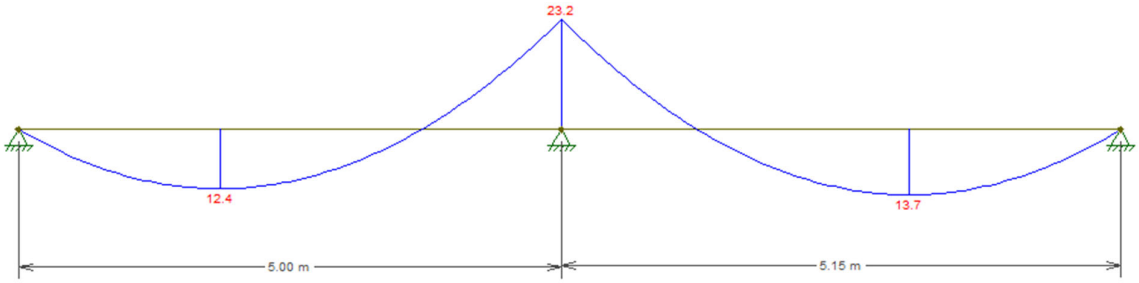


Diagrama de momentos fletores (kN.m)



ARMADURA NEGATIVA

- Valor K

$$Md = 1{,}4xM_k \rightarrow Md = 1{,}4x23{,}2 = 32{,}48N.m$$

$$K = \frac{M_d}{b.d^2.f_{cd}} \rightarrow K = \frac{32{,}48x10^6}{180.448{,}8^2.10{,}71} = 0{,}08$$

$$K = 0{,}08 < 0{,}272 \rightarrow Seção\ subarmada\ (Domíno\ 2-3, OK)$$

- Verificação dos momentos

$$M_{d,lim} = \mu_{lim}.f_{cd}.b_w.d^2 \rightarrow M_{d,lim} = 0{,}320.1{,}071.18.44{,}8^2 = 12427{,}81kNcm = 124{,}27kN.m$$

$$Md = 32{,}48kN.m < M_{d,lim} = 124{,}27kN.m, logo\ ARMADURA\ SIMPLES$$

Cálculo da armadura positiva

$$y = d\left(1-\sqrt{1-\frac{M_d}{0{,}425.f_{cd}.b_w.d^2}}\right) \rightarrow y = 35{,}88\left(1-\sqrt{1-\frac{32{,}48x10^2}{0{,}425.1{,}07.18.44{,}88^2}}\right) = 4{,}66$$

$$A_{s,nec} = \frac{0{,}85.f_{cd}.b_w}{f_{yd}}.y \rightarrow A_s = \frac{0{,}85.1{,}07.18}{51{,}42}10{,}15 = 1{,}76cm^2$$

$$A_{s,existente} = 3x\text{Ø}\,16 = 6{,}00cm^2$$

$$A_{s,nec} = 1{,}76cm^2 < A_{s,existente} = 6{,}00cm^2, logo\ OK$$

ARMADURA POSITIVA

- Valor K

$$Md = 1{,}4xM_k \rightarrow Md = 1{,}4x13{,}7 = 19{,}18kN.m$$

$$K = \frac{M_d}{b.d^2.f_{cd}} \rightarrow K = \frac{19{,}18x10^6}{180.448{,}8^2.10{,}71} = 0{,}049$$

$$K = 0{,}049 < 0{,}272 \rightarrow Seção\ subarmada\ (Domíno\ 2-3, OK)$$

- Verificação dos momentos

$$M_{d,lim} = \mu_{lim}.f_{cd}.b_w.d^2 \rightarrow M_{d,lim} = 0{,}320.1{,}071.18.44{,}8^2 = 12427{,}81kNcm = 124{,}27kN.m$$

$$Md = 19{,}18kN.m < M_{d,lim} = 124{,}27\ kN.m, logo\ ARMADURA\ SIMPLES$$

- Cálculo da armadura positiva

$$y = d\left(1-\sqrt{1-\frac{M_d}{0{,}425.f_{cd}.b_w.d^2}}\right) \rightarrow y = 35{,}88\left(1-\sqrt{1-\frac{41{,}02x10^2}{0{,}425.1{,}07.18.35{,}88^2}}\right) = 2{,}69$$

$$A_{s,nec} = \frac{0{,}85.f_{cd}.b_w}{f_{yd}}.y \rightarrow A_s = \frac{0{,}85.1{,}07.18}{41{,}02}7{,}83 = 1{,}01^2$$

$$A_{s,existente} = 4x\emptyset\ 12{,}5mm = 5{,}00cm^2$$

$$A_{s,nec} = 1{,}01cm^2 < A_{s,existente} = 5{,}00cm^2, logo\ OK$$

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO (ESTRIBOS)

- Verificação da compressão diagonal do concreto

$$\alpha_{v2} = 1-\frac{fck}{250} \rightarrow \alpha_{v2} = 1-\frac{15}{250} = 0{,}94$$

$$v_{C,Rd} = 0{,}27.\alpha_{v2}.f_{cd}.b_w.d \rightarrow v_{C,Rd} = 0{,}27.0{,}94.1{,}07.18.48 = 234{,}63kN$$

$$v_{Sd,max} = 25{,}3kN < v_{C,Rd} = 234{,}63kN$$

- Parcela resistida pelo concreto:

$$v_C = 0{,}60.f_{tcd}.b_w.d \rightarrow v_C = 0{,}60.0{,}09.18.48 = 46{,}65kN$$

$$V_{sw} = v_{Sd,max} - v_C \rightarrow V_{sw} = 23 - 46{,}65 = -23{,}65kN, adotar\ armadura\ mínima$$

- Espaçamento existente (s_{ex}) entre estribos: s_{ex} = 12,5cm
- Armadura mínima necessária (As_{nec}) e espaçamento necessária (S_{nec}):

$$\frac{A_{nec}}{s_{nec}} = \frac{0{,}2.f_{ctm}.b_w}{f_{yd}}$$

$$\frac{A_{mín,nec}}{s_{nec}} = \frac{0{,}2.0{,}256.18}{43{,}5} \rightarrow A_{nec} = 2{,}12cm^2/m =$$

$$N_{barras} = \frac{A_{nec}}{2.A_{\emptyset 5}} = N_{barras} = \frac{2{,}12}{2.0{,}20} = 5{,}3 = 6\ estribos\ por\ m$$

$$s_{nec} = \frac{100}{N_{barras}} = s_{nec} = \frac{100}{6} = 16{,}667cm, \qquad logo\ 6\ \emptyset 5mm\ c/15cm$$

$$s_{ex} = 1\ \emptyset 5mm\ c/\ 12{,}5cm > s_{nec} = 1\ \emptyset 5mm\ c/15cm, logo\ OK$$

Figura 39 – V 115 a) armadura positiva e b) armadura negativa

a) b)



Fonte: responsável técnica.

8.6 Verificação do dimensionamento de pilares

Para a verificação das seções e armadura de pilares considerou-se que todos os elementos são submetidos a flexo-compressão normal – flexão composta de grande excentricidade (FCGE).

As análises indicam que todos os pilares estão em conformidade com os requisitos de dimensionamento previstos em norma, tanto em relação às dimensões das seções quanto à armadura mínima exigida, **dispensando a necessidade de reforço estrutural adicional.**

8.6.1 Pilar P12

Dados

b_w.h = 24 x 26 cm

Aço CA- 50

Fck = 15 MPa

d' = 3,3cm d=22,7cm

My = 67,5 kN.m e N = 87,90 kN

$$e_0 = \frac{My}{N} \rightarrow e_0 = \frac{67,5}{87,90} = 0,76m = 76cm$$

$$\vartheta = \frac{1,4 \text{ x } 87,90}{24\text{x}26\text{x}\,{}^{1,5}/_{1,4}} = 0,18$$

$$\mu = 0,18\text{x}\frac{76}{26} = 0,52 \therefore \frac{\text{d'}}{\text{h}} = \frac{3,3}{26} = 0,13$$

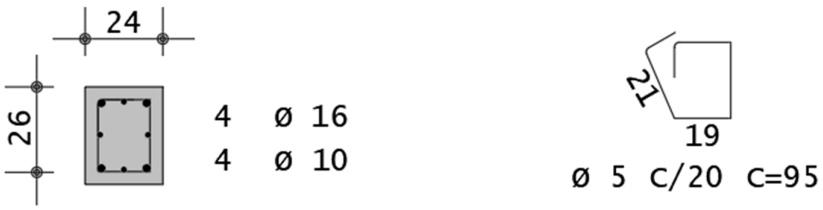
De acordo com as Tabelas de Araújo ω =0,37

$$\text{A}_{\text{s nec}} = \frac{\omega.\text{b.h}\sigma_{\text{cd}}}{\text{f}_{\text{yd}}} \rightarrow \text{A}_{\text{sw}} = \frac{0,37.24.26.\,{}^{1,5}/_{1,4}}{50} = 4,94\text{cm}^2$$

$$\text{A}_{\text{ex}} = 4\text{Ø}\,16\text{mm} + 4\text{Ø}\,10\text{mm} = 11,2\text{cm}^2$$

$$\text{A}_{\text{ex}} = 11,2\text{cm}^2 > \text{A}_{\text{s nec}} = 4,94\text{cm}^2, \text{logo OK}$$

Figura 40 - Armaduras principais de pilares P12, P17, P20, P23 e P26.



Fonte: elaborado pela responsável técnica.

8.6.2 Pilar P2

Dados

b_w.h = 21 x 21 cm

Aço CA- 50

Fck = 15 MPa

d' = 3,1cm d=17,9cm

My = 35.6 kN.m e N = 123 kN

$$e_0 = \frac{My}{N} \rightarrow e_0 = \frac{35,6}{123} = 0,28m = 28cm$$

$$\vartheta = \frac{1,4 \text{ x } 123}{21\text{x}21\text{x}\,{}^{1,5}/_{1,4}} = 0,36$$

$$\mu = 0,36\text{x}\frac{28}{21} = 0,48 \therefore \frac{\text{d'}}{\text{h}} = \frac{3,1}{21} = 0,15$$

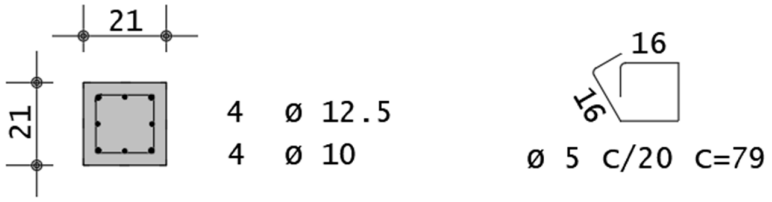
De acordo com as Tabelas de Araújo ω =0,82

$$\text{A}_{\text{s nec}} = \frac{\omega.\text{b.h}\sigma_{\text{cd}}}{\text{f}_{\text{yd}}} \rightarrow \text{A}_{\text{sw}} = \frac{0,82.21.21.\,{}^{1,5}/_{1,4}}{50} = 7,75\text{cm}^2$$

$$\text{A}_{\text{ex}} = 4\text{Ø}\,12,5\text{mm} + 4\text{Ø}\,10\text{mm} = 8,20\text{cm}^2$$

$$\text{A}_{\text{ex}} = 8,20\text{cm}^2 > \text{A}_{\text{s nec}} = 7,75\text{cm}^2, \text{logo OK}$$

Figura 41 –Armaduras principais de pilares P1, P2, P3, P4 e P5



Fonte: elaborado pela responsável técnica.

8.6.3 Pilar P16

Dados

b_w.h = 18 x 46 cm

Aço CA- 50

Fck = 15 MPa

d' = 4,1cm d=41,9cm

My = 56,6 kN.m e N = 92,1 kN

$$e_0 = \frac{My}{N} \rightarrow e_0 = \frac{56,6}{92,1} = 0,61m = 61cm$$

$$\vartheta = \frac{1,4 \text{ x } 92,10}{18\text{x}46\text{x}\,{}^{1,5}/_{1,4}} = 0,14$$

$$\mu = 0,14\text{x}\frac{61}{46} = 0,19 \therefore \frac{\text{d'}}{\text{h}} = \frac{4,1}{46} = 0,09$$

De acordo com as Tabelas de Arapujo ω =0,37

$$\text{A}_{\text{s nec}} = \frac{\omega.\text{b.h}\sigma_{\text{cd}}}{\text{f}_{\text{yd}}} \rightarrow \text{A}_{\text{sw}} = \frac{0,37.18.46.\,{}^{1,5}/_{1,4}}{50} = 6,56\text{cm}^2$$

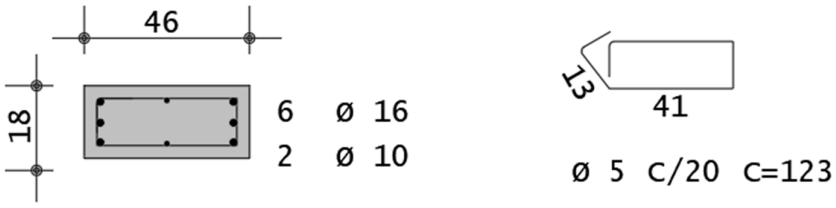
$$\text{A}_{\text{ex}} = 6\text{Ø}\,16\text{mm} + 2\text{Ø}\,10\text{mm} = 13,6\text{cm}^2$$

$$\text{A}_{\text{ex}} = 6,56\text{cm}^2 > \text{A}_{\text{s nec}} = 13,6\text{cm}^2, \text{logo OK}$$

Figura 42 –Armaduras principais de pilares

1) Arranjo 2: P6, P7, P10, P11, P15, P16, P17, P19, P22, P23, P26, P29, P32.

Figura 43 - Arranjo 2 das armaduras principais de pilares P6, P10, P11, P16, P19, P22, P25, P28



Fonte: elaborado pela responsável técnica.

8.6.4 Pilar P17

Dados

b_w.h = 18 x 46 cm

Aço CA- 50

Fck = 15 MPa

d' = 4,1cm d=41,9cm

My = 56,6 kN.m e N = 92,1 kN

$$e_0 = \frac{My}{N} \rightarrow e_0 = \frac{56,6}{92,1} = 0,61m = 61cm$$

$$\vartheta = \frac{1,4 \text{ x } 92,10}{18\text{x}46\text{x}\,{}^{1,5}/_{1,4}} = 0,14$$

$$\mu = 0,14\text{x}\frac{61}{46} = 0,19 \therefore \frac{\text{d'}}{\text{h}} = \frac{4,1}{46} = 0,09$$

De acordo com as Tabelas de Arapujo ω =0,37

$$\text{A}_{\text{s nec}} = \frac{\omega.\text{b.h}\sigma_{\text{cd}}}{\text{f}_{\text{yd}}} \rightarrow \text{A}_{\text{sw}} = \frac{0,37.18.46.\,{}^{1,5}/_{1,4}}{50} = 6,56\text{cm}^2$$

$$\text{A}_{\text{ex}} = 6\text{Ø}\,16\text{mm} + 2\text{Ø}\,10\text{mm} = 13,6\text{cm}^2$$

$$\text{A}_{\text{ex}} = 6,56\text{cm}^2 > \text{A}_{\text{s nec}} = 13,6\text{cm}^2, \text{logo OK}$$

8.6.5 Pilar P8

Dados

b_w.h = 18 x 46 cm

Aço CA- 50

Fck = 15 MPa

d' = 4,1cm d=41,9cm

My = 53,9 kN.m e N = 220 kN

$$e_0 = \frac{My}{N} \rightarrow e_0 = \frac{53,9}{220} = 0,24m = 24cm$$

$$\vartheta = \frac{1,4 \text{ x } 220}{18\text{x}46\text{x}\,{}^{1,5}/_{1,4}} = 0,34$$

$$\mu = 0,34\text{x}\frac{24}{46} = 0,18 \therefore \frac{\text{d'}}{\text{h}} = \frac{4,1}{46} = 0,09$$

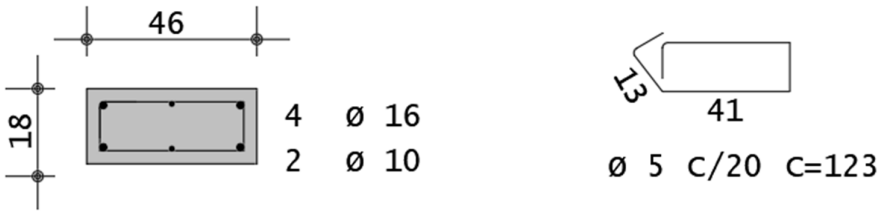
De acordo com as Tabelas de Arapujo ω =0,30

$$\text{A}_{\text{s nec}} = \frac{\omega.\text{b.h}\sigma_{\text{cd}}}{\text{f}_{\text{yd}}} \rightarrow \text{A}_{\text{sw}} = \frac{0,30.18.46.\,{}^{1,5}/_{1,4}}{50} = 5,32\text{cm}^2$$

$$A_{ex} = 4\emptyset\ 16mm + 2\emptyset\ 10mm = 9{,}60cm^2$$

$$A_{ex} = 9{,}60cm^2 > A_{s\,nec} = 5{,}32cm^2, \text{logo OK}$$

Figura 44 - Armaduras principais de pilares P8 e P9



Fonte: elaborado pela responsável técnica.

Figura 45 – a) Espera da armadura principal em detalhe e b) em vista





Fonte: Registrado pelos responsáveis técnicos.

9 QUANTITATIVO

O quantitativo de produtos e reparos estruturais estão descrito na Quadro 2.

Quadro 2 – Quantitativo de material para o reparo estrutural

Serviço	**Descrição**
Tipo 1: Remoção do cobrimento, limpeza de armadura e reposição de armadura	Considerações de cálculo: • Elementos estruturais que receberão reparo estrutural, retirada do cobrimento, limpeza de armadura e reposição de armadura: 2 vigotas da laje L7, V115 (vão 2); Pilares P19. Quantitativo: remoção de 1,23m³ de concreto.
Tipo 2: Remoção do cobrimento e limpeza de armadura	Considerações de cálculo: • Elementos estruturais que receberão reparo estrutural, retirada do cobrimento e limpeza de armadura, conforme indicado na prancha do projeto: P11, P16, P23, P26, V106, V 109, V115, L3, L4, L5, L6, L7, L8 e L9. Quantitativo: remoção de 3,57m³ de concreto a ser removido e recolocado;
Tipo 3: Realcalinização de concreto carbonatado por difusão natural	Considerações de cálculo: • 1050m² de superfície a ser recuperada, considerando vigas, pilares e laje em todas faces, com fator de majoração de 5%; • Produto FerroGard-903 Plus, da Sika, consumo de 0,500 kg/demão, total de 3 demãos, cada embalagem tambor de 220kg; Quantitativo:8 tambores de 220kg de estimada, considerando duas demãos. Obs: O quantitativo é válido para o produto e marca especificada, caso seja adquirido produto similar, verificar o quantitativo no catálogo técnico específico. Recomenda-se testes prévios na obra com método de análise qualitativo, para verificar o consumo e profundidade de penetração.

Fonte: elaborado pela responsável técnica.

O Quadro 3, Quadro 4 e Quadro 5 apresentam o resumo de perfis e chapas metálicas a serem utilizadas no reforço estrutural.

Quadro 3 – Quantitativo de perfis “W”

VIGA	TIPO	PESO (kg/m)	COMP. (cm)	PESO TOTAL (kg)
V102A	W 200	22,6	488	110,29
V102B	W 200	22,6	488	110,29
V102C	W 200	22,6	467	105,54
V102D	W 200	22,6	486	109,84
V104A	W 200	22,6	488	110,29
V104B	W 200	22,6	488	110,29
V104C	W 200	22,6	467	105,54
V104D	W 200	22,6	486	109,84
V105A	W 200	22,6	488	110,29
V105B	W 200	22,6	488	110,29
V105C	W 200	22,6	467	105,54
V105D	W 200	22,6	486	109,84
V107A	W 200	22,6	488	110,29
V107B	W 200	22,6	488	110,29
V107B	W 200	22,6	467	105,54
V107C	W 200	22,6	486	109,84
V108D	W 200	22,6	488	110,29
V108B	W 200	22,6	488	110,29
V108C	W 200	22,6	467	105,54
V108D	W 200	22,6	486	109,84
V110A	W 200	22,6	488	110,29
V110B	W 200	22,6	488	110,29
V111A	W 200	22,6	488	110,29
V111B	W 200	22,6	488	110,29
V113A	W 200	22,6	488	110,29
V113B	W 200	22,6	488	110,29
V114A	W 200	22,6	488	110,29
V114B	W 200	22,6	488	110,29
V116A	W 200	22,6	488	110,29
V116B	W 200	22,6	488	110,29
V117A	W 200	22,6	488	110,29
V117B	W 200	22,6	488	110,29
V121	W 200	22,6	465	105,09
V122	W 200	22,6	486	109,84
V123	W 250	32,7	458	149,77

VIGA	TIPO	PESO (kg/m)	COMP. (cm)	PESO TOTAL (kg)
V124	W 250	32,7	502	164,15
V125	W 250	32,7	469	153,36
V126	W 200	22,6	243	54,92
V128	W 250	32,7	457	149,44
V129	W 200	22,6	243	54,92
			TOTAL:	4444,71

Fonte: elaborado pela responsável técnica.

Quadro 4 - Quantitativo de placa de base

PLACA	TIPO	BASE (cm)	ALTURA (cm)	QNT
PB 1	12,7mm	25,0	230	36
PB 2	12,7mm	24,0	40	16

Fonte: elaborado pela responsável técnica.

Quadro 5 – Quantitativo de chumbadores

CHUMBADOR	DIÂMETRO (POL)	COMPRIMENTO (MM)	QUANTIDADE (UN)
Chumbador galvanizado ISO 4016	1”	152mm	96
Chumbador galvanizado ISO 4016	½"	114MM	144

Fonte: elaborado pela responsável técnica.

10 CRONOGRAMA DE EXECUÇÃO

A execução das intervenções deverá seguir a sequência estabelecida no Quadro 6. Os reparos estruturais dos Tipos 1 e 2 poderão ser executados de forma concomitante, enquanto os reparos do Tipo 3 somente poderão ser iniciados após a conclusão dos Tipos 1 e 2.

O reforço estrutural, inserção de vigas metálicas, deverá ser realizado apenas após a conclusão integral das etapas de reparo e recuperação estrutural.

Quadro 6 – Cronograma de execução das intervenções na edificação

Intervenção		Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4
Reparo e recuperação estrutural	Tipo 1				
	Tipo 2				
	Tipo 3				
Reforço estrutural	Estrutura metálica				

Fonte: elaborado pela responsável técnica.

11 CONCLUSÃO

A partir da perícia realizada e da análise técnica efetuada, conclui-se que os elementos estruturais da edificação apresentam processo de degradação em curso. A patologia predominante identificada é a corrosão das armaduras dos elementos estruturais, decorrente do processo de carbonatação do concreto. As medições realizadas indicaram profundidade média de carbonatação de aproximadamente 3 cm**,** atingindo e ultrapassando o cobrimento nominal das armaduras. Dessa forma, barras longitudinais e estribos encontram-se inseridos em concreto carbonatado e em processo de despassivação**.**

Verificou-se que a maioria dos elementos estruturais apresenta corrosão em estágio inicial, enquanto outros já evidenciam avanço do processo corrosivo, com desplacamento do cobrimento e perda de seção das armaduras.

Ressalta-se que a corrosão de armaduras constitui uma patologia GRAVE, com potencial de comprometimento progressivo da capacidade resistente e da estabilidade estrutural da edificação, devendo ser tratada com urgência e mediante técnicas adequadas de recuperação e proteção do concreto armado, **conforme detalhado neste documento técnico.**

Por tanto, ressalta-se novamente a importância da realização dos serviços de reparo e recuperação por empresa ESPECIALIZADA em recuperação de estruturas, com equipe técnica capacitada e responsável técnico habilitado para o acompanhamento da execução dos serviços, para garantir qualidade e eficácia dos tratamentos sugeridos.

As verificações de cálculo dos elementos estruturais foram realizadas considerando-se as seções de concreto e de armaduras íntegras, ou seja, **s**em redução de área ou perda de capacidade resistente decorrente dos processos de deterioração anteriormente descritos. Dessa forma, pressupôs-se que as intervenções de reparo e recuperação estrutural apresentem desempenho integral, restituindo as condições originais de resistência e durabilidade dos elementos de concreto armado.

As análises de dimensionamento indicaram que as lajes não atendem aos limites de deslocamento vertical máximo estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2023**,** sendo, portanto, necessária a execução de intervenção corretiva. O projeto de reforço estrutural proposto contempla a instalação de vigas metálicas intermediárias, com o objetivo de reduzir as flechas máximas e redistribuir adequadamente os esforços nas vigas de concreto existentes, melhorando o desempenho global do sistema de lajes.

Os demais elementos estruturais, compostos por vigas e pilares de concreto armado, apresentaram seções e armaduras compatíveis com as solicitações atuantes, considerando a contribuição de carga das vigas metálicas previstas no reforço estrutural, atendendo, portanto, aos critérios normativos de segurança e resistência.

Ressalta-se que as fundações não foram objeto de verificação quanto à integridade e estabilidade estrutural no presente documento técnico, devendo tais análises ser realizadas em estudo específico, caso necessário.

Conclui-se, portanto, o presente Laudo Técnico de Estabilidade Estrutural, elaborado com base em inspeções visuais, levantamentos e verificações analíticas, totalizando 79 [setenta e nove] páginas numeradas e assinada, além das pranchas do projeto e ART que também fazem parte do documento técnico.

As conclusões e recomendações contidas neste documento refletem as condições estruturais observadas na data da perícia e estão fundamentadas nas normas técnicas aplicáveis e no conhecimento técnico do profissional responsável.

Mestre em Eng Civil Jéssica Fröhlich
CREA RS 222558
JF Serviços de Engenharia Ltda
CNPJ: 54.831.786/0001-18

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - **ABNT NBR 5410:2008** – Instalações elétricas de baixa tensão. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.NBR **ABNT NBR 6118:2023**— Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7584:2012** - Concreto endurecido — Determinação da profundidade de carbonatação — Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - **ABNT NBR 8800:2008.** Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - **ABNT NBR 13752:1996.** Perícias de engenharia na construção civil. Rio de Janeiro, 1996.

BAKKER, R. F. M. Initiation period. In: SCHIESSL , P. (Ed**.) Corrosion of steel in concrete**. New York: RILEM /Chapman and Hall, p. 22-55, 1988.

GERDAU. **Princípios da proteção de estruturas metálicas em situação de corrosão e incêndio**. 6ª edição, 99 p., 2015.

INSTITUTO BRASILEIRO DE AVALIAÇÕES E PERÍCIAS DE ENGENHARIA (IBAPE). **Norma de inspeção predial nacional**. 18 p., 2012.

PARROTT, L. J. **A review of carbonation in reinforced concrete**. Cement and Concrete Association: Building Research Establishment, 1987

SILVA, Diêgo Raffael Fernandes da. **Patologias em estruturas de concreto armado em ambiente industrial**. Publicado em: 23 out. 2020. RC:61501.

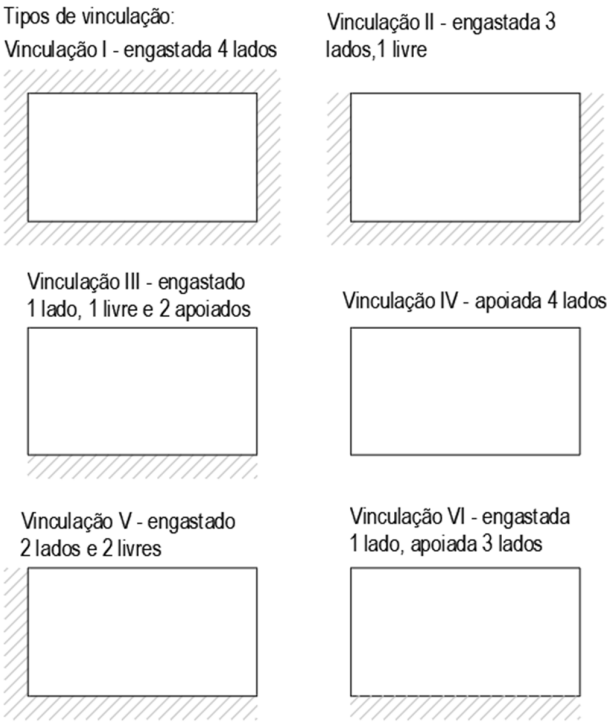
SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1998.

VENUAT, M.; ALEXANDRE, J. **De la carbonatacion du béton.** França. CERILH. Publication Nº 195, 1969, 30p.

YOUNG, Warren C.; ROARK, Raymond J.; BUDYNAS, Richard G. **Roark's Formulas for Stress and Strain.** 7. ed. New York; London: McGraw-Hill, 2002. ISBN 0-07-072542-X.

Anexo A

Figura 46 – Tipos de vinculação para o cálculo de ligações



Fonte: Roark e Young (2002) .

Quadro 7 – Cálculo de ligações de base com enrijecedores

Vinculação I	**a/b**	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	
	β	0,31	0,38	0,44	0,47	0,49	0,52	
Vinculação II	**a/b**	0,25	0,5	0,75	1,5	2	3	
	β	0,02	0,08	0,17	0,32	0,73	1,2	2,1
Vinculação III	**a/b**	0,5	0,67	1	1,5	2	Infinito	
	β	0,36	0,45	0,67	0,77	0,79	0,8	
Vinculação IV	**a/b**	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	3
	β	0,05	0,19	0,39	0,67	1,28	1,8	2,5
Vinculação V	**a/b**	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	3
	β	0,29	0,38	0,45	0,52	0,57	0,61	0,71
Vinculação VI	**a/b**	0,125	0,25	0,375	0,5	0,75	1	
	β	0,05	0,19	0,4	0,63	1,25	1,8	

Fonte: Roark e Young (2002) .