

UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

CARLA MESQUITA MOREIRA

**ANÁLISE E PROPOSTA DE REFORÇO DE FUNDAÇÃO DEVIDO ÀS
PATOLOGIAS APRESENTADAS EM UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

UBERLÂNDIA

2018

CARLA MESQUITA MOREIRA

**ANÁLISE E PROPOSTA DE REFORÇO DE FUNDAÇÃO DEVIDO ÀS
PATOLOGIAS APRESENTADAS NO EDIFÍCIO**

Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal de Uberlândia, como
requisito para obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Dr. Antônio de Paulo Peruzzi

UBERLÂNDIA

2018

CARLA MESQUITA MOREIRA

**ANÁLISE E PROPOSTA DE REFORÇO DE FUNDAÇÃO DEVIDO ÀS
PATOLOGIAS APRESENTADAS NO EDIFÍCIO**

Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal de Uberlândia, como
requisito para obtenção do título de Engenheira Civil.

29 de Julho de 2018.

Prof. Dr. Antônio de Paulo Peruzzi

Aluna: Carla Mesquita Moreira

RESUMO

Na construção de um edifício, um dos elementos mais importantes é a fundação. Para que qualquer obra permaneça estável, sem rupturas e sem sofrer instabilidade, é preciso de um suporte. Quando há o surgimento de patologias na edificação, como trincas, fissuras e rachaduras, deve-se buscar as causas de ocorrência desses fenômenos patológicos, para posterior diagnóstico e elaboração de planos de intervenção como resolução das manifestações apresentadas. Assim, o objetivo desse trabalho é analisar o projeto de reforço da fundação realizado no edifício, as soluções escolhidas para o problema e propor uma nova solução, baseada no reforço do bloco que sustenta os pilares P37 e P38 da estrutura da edificação. Por meio do software Eberick, foi possível obter o detalhamento e dimensionamento do projeto estrutural do reforço do bloco, além dos esforços atuantes na estrutura. Diante disso, é de extrema importância o conhecimento das características geotécnicas do solo que irá receber a fundação, pois é essa investigação que irá reduzir as perdas financeiras e garantir a segurança da edificação.

Palavras-chave: Fundação. Patologias. Reforço. Bloco.

ABSTRACT

In building a building, one of the most important elements is the foundation. For any work to remain in place, without ruptures and without suffering instability, a foundation is needed. When there is the appearance of pathologies in the building, such as cracks, fissures and cracks, one must search for the causes of these pathological phenomena, for later diagnosis and elaboration of intervention plans as a resolution of the manifestations presented. Thus, the objective of this work is to analyze the project of reinforcement of the foundation realized in the building, the chosen solutions to the problem and to propose a new solution, based on the reinforcement of the block that supports the P37 and P38 pillars of the building structure. Through Eberick software, it was possible to obtain the detailing and dimensioning of the structural design of the reinforcement of the block, besides the efforts in the structure. Given this, it is extremely important to know the geotechnical characteristics of the soil that will receive the foundation, as it is this research that will reduce financial losses and ensure the safety of the building.

Keywords: Foundation, Pathologies, Reinforcement, Block.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fundação de uma edificação	13
Figura 2 - Equipamento utilizado para sondagem a percussão.....	14
Figura 3 - Processo de injeção de calda de cimento.....	17
Figura 4 - Estaca tipo Mega.....	18
Figura 5 - Sequência executiva de estaca tipo Raiz.....	19
Figura 6 - Aumento da seção de concreto na sapata, com alargamento da base	20
Figura 7 - Aumento da seção de concreto na sapata, sem alargamento da base	21
Figura 8 - Utilização de consolos	21
Figura 9 - “Encamisamento” do bloco, através de aumento da armadura	22
Figura 10 - Recalque diferencial de fundação	23
Figura 11 - Fissuras inclinadas provocadas por recalques diferenciais	24
Figura 12 - Concreto protendido	25
Figura 13 - Cordoalhas utilizadas no sistema de protensão	26
Figura 14 - Protensão com aderência inicial (pré-moldado).....	27
Figura 15 - Processo de protensão com aderência posterior	28
Figura 16 - Protensão sem aderência	29
Figura 17: Trinca em alvenaria de subsolo	31
Figura 18 – Fissura no encunhamento (parede-viga).....	32
Figura 19 - Trinca em alvenaria de subsolo após calafetação com produto elastomérico.....	34
Figura 20 - Trinca em alvenaria no Mezanino Lazer	35
Figura 21 - Trinca em alvenaria no Mezanino Garagem.....	35
Figura 22 - Execução de sondagem SPT.....	38
Figura 23 - Pino instalado no pilar para a leitura de recalque.....	41
Figura 24 - Quantitativo dos serviços executados no empreendimento.....	43
Figura 25 - Curvas de isorecalque da 1ª Medição	44
Figura 26 - Quantitativo dos serviços executados no empreendimento.....	47
Figura 27 - Curvas de isorecalque da 2ª Medição	48
Figura 28 - Quantitativo dos serviços executados no empreendimento.....	51
Figura 29 - Curvas de isorecalque da 3ª Medição	51
Figura 30 - Fatores de segurança globais mínimos.....	52
Figura 31 - Região em volta do bloco P37/P38, com furos primários, secundários, terciários e quaternários	53
Figura 32 - Injeção de calda de cimento no solo.....	54
Figura 33 - Resultados das injeções de calda de cimento em cada manchete da bainha.....	55
Figura 34 - Formas do reforço (BLOCO P37/P38).....	57
Figura 35 - Elevação dos cabos nas vigas VL1 e VL2	58
Figura 36 - Detalhe das ancoragens passiva e ativa.....	58
Figura 37 - Armação passiva das vigas	59
Figura 38 - Cortes das vigas.....	59
Figura 39 - Viga lateral 3	60
Figura 40 - Viga lateral 4	60
Figura 42 - Fôrmas e armação do reforço do bloco P37 e P38	61

Figura 43 - Concretagem do bloco P37 e P38	62
Figura 44 - Bloco P37 e P38 quase finalizado após o reforço	62
Figura 45 - Novo modelo de reforço para o Bloco P37 e P38.....	63
Figura 46 – Pavimentos da edificação	64
Figura 47 – Pórtico 3D.....	65
Figura 48 – Configurações de materiais e durabilidade do concreto.....	66
Figura 49 – Formas das vigas laterais e de travamento	68
Figura 50 – Viga lateral 1	68
Figura 51 – Viga lateral 2	69
Figura 52 – Viga lateral 3	69
Figura 53 – Viga lateral 4	70
Figura 54 – Viga de travamento.....	70

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Dados Específicos das Sondagens a Percussão Executadas (SP03, SP04 e SP05).....	39
Tabela 2 - Dados Específicos das Sondagens a Percussão Executadas (SP-06 e SP-07) ..	40
Tabela 3 - Resultados recalque total e velocidade de recalque da 1ª Medição.....	41
Tabela 4 - Resultados recalque total e velocidade de recalque da 2ª Medição.....	45
Tabela 5 - Resultados recalque total e velocidade de recalque da 3ª Medição.....	49

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	11
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	13
2.1 Fundações	13
2.2 Reforço de fundação	16
2.2.2 Estacas tipo Mega	17
2.2.3 Estacas tipo Raiz	18
2.2.3 Ampliação da seção de concreto da sapata	19
2.2.4 Utilização de consolos auxiliares em reforços	21
2.2.5 Reforço em fundação profunda.....	22
2.3 Recalque de fundação	22
2.4 Sistemas de protensão	24
2.4.1 Sistema de protensão com aderência inicial (armadura de protensão pré-tracionada).....	26
2.4.2 Sistema de protensão com aderência posterior (armadura de protensão pós-tracionada).....	27
2.4.3 Sistema de protensão sem aderência (armadura de protensão pós-tracionada) ..	29
2.5 Níveis de protensão.....	30
2.5.1 Nível 1 - Protensão Completa	30
2.5.2 Nível 2 – Protensão Limitada.....	30
2.5.3 Nível 3 – Protensão Parcial	30
3. ESTUDO DE CASO.....	30
3.1 O problema	30
3.2 Levantamentos das causas por meio da execução de sondagens	36
3.3 Monitoramento do recalque.....	40
3.4 Análise das soluções propostas	52
3.5 Reforço do solo	53
3.6 Reforço do bloco	56
3.7 Proposta de um novo modelo de reforço do bloco.....	63
3.7.1 Lançamento estrutural	63
3.7.2 Análise dos resultados.....	66
4 CONCLUSÃO	71
REFERÊNCIAS	74

1 INTRODUÇÃO

Fundação é o elemento de uma estrutura responsável por transmitir as cargas para o solo. Essa transmissão deve ser feita de forma adequada, ou seja, sem gerar problemas de qualquer natureza para a estrutura. Portanto, a transferência deve ser realizada com segurança em relação à ruptura e com recalques compatíveis com a estrutura.

No entanto, são comuns os casos de construções cujas fundações apresentam ou poderão passar a apresentar mau desempenho devido à erros de premissa ou em casos em que não são previstos mecanismos futuros durante o seu dimensionamento. Portanto, essas fundações, passam a necessitar de reforço, que representa uma intervenção no sistema solo-fundação-estrutura existente, e que precisa ser estudado com atenção.

A substituição ou o reforço de fundações existentes servem para recuperar ou aumentar a segurança da fundação original, em virtude do seu mau desempenho ou de aumento do carregamento por ampliação de áreas ou mudança do tipo de uso da edificação. Por se tratar de trabalhos muitas vezes perigosos, sempre delicados, em geral onerosos e causadores de transtornos aos usuários da obra, é necessário que se realizem estudos e orçamentos cuidadosos para uma avaliação adequada da viabilidade e conveniência de tais serviços.

Conceitualmente, os reforços de fundação representam uma intervenção no sistema solo-fundação-estrutura existente, visando modificar seu desempenho. Tal intervenção faz-se necessária nos casos em que as fundações existentes se mostrem inadequadas para o suporte das cargas atuantes ou, ainda, quando ocorrer um aumento no carregamento e este novo valor não puder ser absorvido sem riscos e reduções consideráveis nos coeficientes de segurança (TECGEO, 2015).

Na construção civil, as patologias podem ser atribuídas aos estudos dos danos ocorridos em edificações. Essas patologias se manifestam por

diversos tipos, tais como: trincas, fissuras, infiltrações e danos por umidade excessiva na estrutura. Por ser encontrada em diversos aspectos, recebem o nome de manifestações patológicas.

O estudo dos problemas patológicos a partir de suas manifestações características permite um conhecimento mais aprofundado das causas, subsidia os trabalhos de recuperação e manutenção e contribui para um maior entendimento de cada uma das etapas dos processos de produção das edificações, possibilitando a adoção de medidas preventivas (IOSHIMOTO, 1988).

Quando há o surgimento das patologias na edificação, deve-se buscar as causas de ocorrência desses fenômenos patológicos, que podem ser de diversos tipos. Tais fatores trazem à tona a necessidade de vários estudos e da aplicação dos conhecimentos na área de fundação, para posterior diagnóstico e elaboração de planos de intervenção como resolução das manifestações apresentadas. A solução de um problema patológico envolve um conjunto complexo de procedimentos a serem feitos.

Assim, o presente trabalho aborda as etapas que envolvem o problema de recalque de fundação, desde a suspeita do problema devido à existência das patologias, como trincas, fissuras e rachaduras, até a solução por meio do reforço de um dos blocos que sustenta dois pilares da estrutura da edificação.

O processo investigativo iniciou-se com o estudo da argamassa utilizada no reboco, passando para a o estudo da massa de encunhamento, monitoramento das trincas, fissuras e rachaduras, e em seguida, validação do projeto de fundação, onde se obteve como resultado a necessidade de adequações no projeto de fundação executado.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Fundações

Fundações são os elementos estruturais com função de transmitir as cargas da estrutura para o terreno onde ela se apoia. Assim, as fundações devem ter resistência adequada para suportar as tensões causadas pelos esforços solicitantes. Além disso, o solo necessita de rigidez e resistência apropriadas para não sofrer ruptura e não apresentar deformações diferenciais (AZEVEDO, 1988). Na Figura 1, há exemplo de fundação de uma edificação.

Figura 1 - Fundação de uma edificação



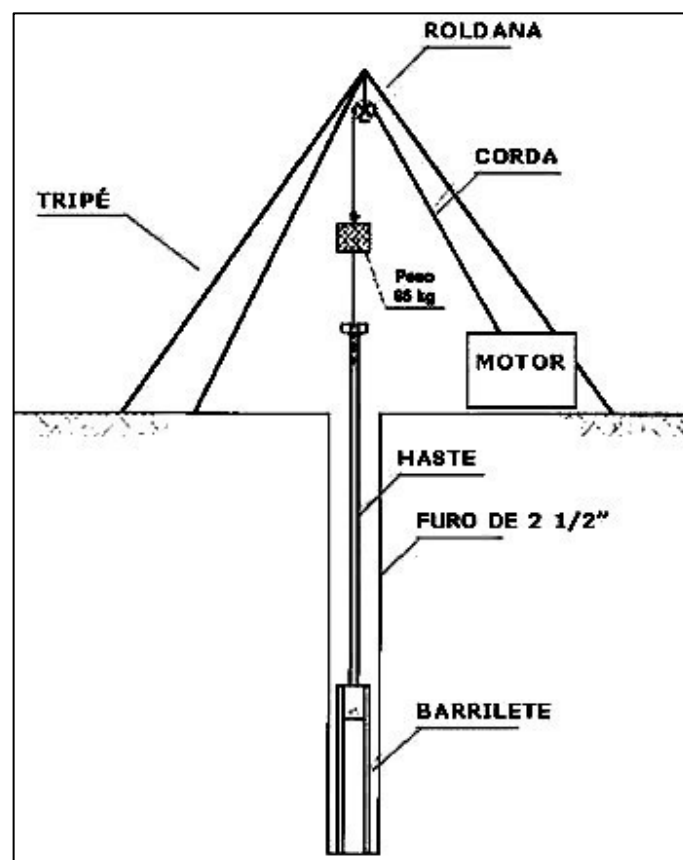
Fonte: Marcondes (2009).

Para se escolher a fundação mais adequada a cada tipo de edificação, deve-se inicialmente, conhecer e avaliar as características do solo do terreno sobre o qual será executada a edificação, conhecer os elementos estruturais que formam a fundação e os esforços atuantes sobre a edificação.

Por meio de sondagens de simples reconhecimento do solo, como a sondagem à percussão (Figura 2), obtém-se as características referentes ao subsolo estudado, tais como:

- Locação dos furos de sondagem;
- Determinação dos tipos de solo até a profundidade de interesse do projeto;
- Determinação das condições de compacidade, consistência e capacidade de carga de cada tipo de solo;
- Determinação da espessura das camadas e avaliação da orientação dos planos que as separam;
- Informação do nível do lençol freático (CABRAL, 2013).

Figura 2 - Equipamento utilizado para sondagem a percussão



Fonte: Lima (2017).

Assim, após o estudo e análise de todos esses dados referentes ao solo estudado, têm-se a base técnica para a escolha do tipo de fundação da edificação que mais se adapta ao solo. O erro na obtenção ou na análise destes dados poderá ocasionar o mau desempenho nas fundações.

O bom ou mau comportamento das fundações em longo prazo é influenciado pelo cálculo e pela execução correta do projeto, da implantação da fundação e da sua manutenção. As patologias nas fundações são consequências da movimentação da estrutura no solo (MARINHO, 2017).

Na ocorrência das patologias devem-se identificar suas origens e, além disto, é de extrema importância acompanhar sua evolução, observando o surgimento de fissuras, trincas e até mesmo o desaprumo das edificações. Os danos causados pelas patologias das fundações podem comprometer a edificação em sua estética, desempenho, funcionalidade, estabilidade e durabilidade. Uma forma de contornar as patologias das fundações é por meio do reforço da fundação, que, por sua vez, varia de acordo com o tipo de fundação, resistência do solo e as cargas atuantes (MARINHO, 2017).

O tratamento de fissuras engloba várias fases e difere uma das outras de acordo com a sua causa e classificação. Um tratamento comum para fissuras mapeadas é a aplicação de tintas e selantes flexíveis, capazes de absorver a abertura causada pelas tensões na parede. Já em casos onde a fissura é motivada por movimentos estruturais, o tratamento acaba se tornando mais complexo. Neste caso, a correção passa por diversas etapas e necessitam de estudos detalhados. Geralmente, pode-se realizar o aumento proposital da trinca com auxílio de um disco de corte, realizar a limpeza de partículas sólidas da trinca, preencher o espaço com selante e aplicar impermeabilizante em uma faixa de 20 a 30 cm ou acrescentar uma tela de poliéster sobre o impermeabilizante (NOAL, 2016).

As manifestações patológicas podem ocorrer em qualquer fase da obra e de diversas formas diferentes, parte delas necessitará de reforços superficiais enquanto outra precisará de demolições ou de reforços. Quanto mais cedo for realizado o reforço da edificação, menor será a sua perda de desempenho e o prejuízo financeiro. Qualquer edificação possui um período de vida útil, que pode ser reduzido devido principalmente à falta de manutenção periódica.

Sendo assim, a patologia das fundações pode ser originada nas fases da investigação do subsolo, na execução do projeto, dos eventos posteriores à conclusão das fundações e na degradação dos materiais constituintes das fundações.

2.2 Reforço de fundação

Um projeto de reforço é necessário quando se tem um desempenho inadequado das fundações caracterizado pelo aparecimento de danos estéticos, funcionais ou estruturais. Os danos arquitetônicos correspondem aos danos que comprometem a estética da edificação e que não causam riscos de qualquer natureza no edifício. Como por exemplo, trincas em paredes. Os danos funcionais prejudicam a funcionalidade do prédio, causando mau funcionamento das instalações prediais, bem como o excessivo desgaste dos trilhos dos elevadores. E os danos estruturais comprometem a estabilidade da estrutura, sendo necessário o reforço, pois sua ausência pode causar a ruptura da estrutura (VELLOSO, 2012).

Dessa forma, a solução de reforço depende principalmente das propriedades mecânicas e da capacidade de suporte do solo, respeitando os limites toleráveis da estrutura, das condições das fundações e das restrições impostas durante a execução.

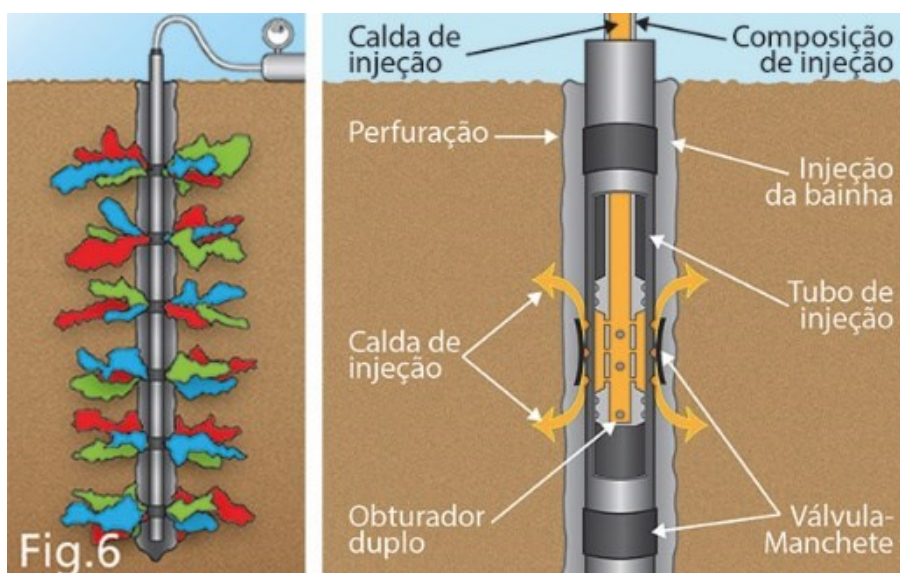
2.2.1 Injeção de calda de cimento

A injeção de calda de cimento é indicada para estabilizar solos pouco coesivos e com baixa resistência, sendo bastante utilizada para

estabilizar solos em recalque, uma vez que preenche os vazios dos solos, melhorando suas propriedades (MARINHO, 2017).

O processo de injeção de calda de cimento proporciona resistência ao solo, capaz de suportar as cargas transmitidas pela fundação e melhora as suas condições de estabilidade. No entanto, deve-se controlar a pressão de injeção da calda a fim de evitar levantamentos maiores que o desejável e comprometer a estrutura da edificação. A Figura 3 apresenta o processo de injeção da calda de cimento.

Figura 3 - Processo de injeção de calda de cimento



Fonte: Solotrat 2017.

2.2.2 Estacas tipo Mega

A utilização de estacas do tipo Mega (Figura 4), conhecidas como estacas prensadas, consiste na introdução de cilindros de metal ou de concreto na fundação existente, a partir de acessos escavados até cerca de 1,5 m abaixo da fundação original.

Figura 4 - Estaca tipo Mega



Fonte: Lima (2015).

O sistema não provoca vibrações no solo ou na estrutura. No entanto, o método tem difícil aplicação fora da projeção da existente, sendo necessário criar uma extensão da estrutura para integrar o novo ponto de apoio às cargas do edifício (SUMENSSE, 2016).

2.2.3 Estacas tipo Raiz

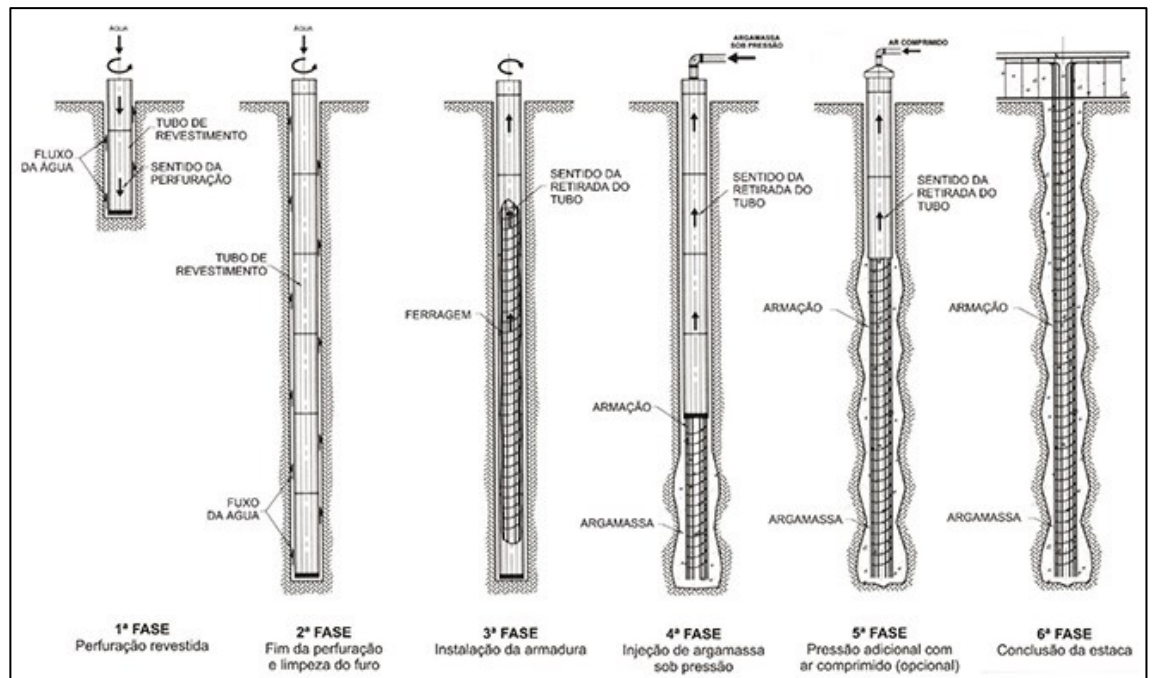
A estaca do tipo raiz é uma estaca moldada in loco, executada através da perfuração rotativa ou roto-percussiva, revestida integralmente no trecho em solo por meio de tubo metálico que garante a estabilidade da perfuração. No trecho em rocha, seja na passagem de matacões ou no embutimento no topo rochoso, ela é executada a partir da perfuração interna ao tubo de revestimento, por processo roto-percussivo (SUMENSSE, 2016).

Nas estacas tipo raiz, onde a injeção é utilizada para moldar o fuste. Imediatamente após a moldagem do fuste, é aplicada pressão no topo, com ar comprimido, uma ou mais vezes durante a retirada do tubo de revestimento. Não se usa tubo de válvulas múltiplas, mas usam-se

pressões baixas (inferiores a 0,5 MPa) que visam apenas garantir a integridade da estaca (NBR 6122:2010).

Na Figura 5 é possível observar a sequência executiva deste tipo de estaca.

Figura 5 - Sequência executiva de estaca tipo Raiz

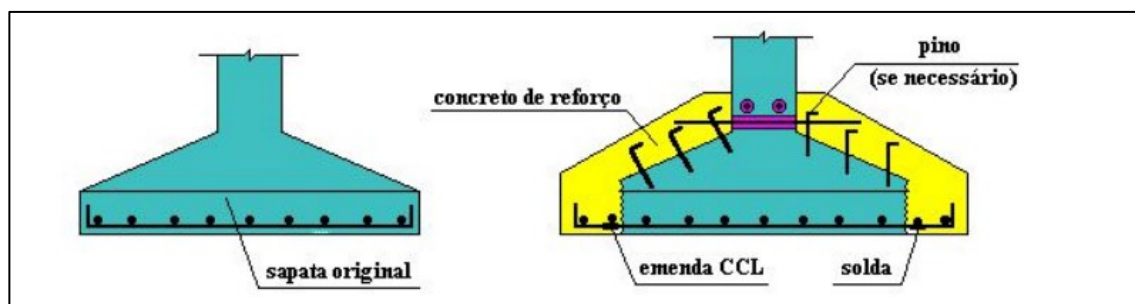


Fonte: Este (2015).

2.2.3 Ampliação da seção de concreto da sapata

Quando há acréscimo de carga no solo ou as tensões que chegam ao solo já estão acima das admissíveis, pode ocorrer um mau desempenho na peça estrutural, exigindo reforços de flexão, punção e cisalhamento ou na interação solo-estrutura, gerando recalques e podendo necessitar de reposicionamento da estrutura (MARINHO, 2017). No caso de sapatas com mau desempenho estrutural, o aumento da seção de concreto pode ser considerado a melhor opção de reforço.

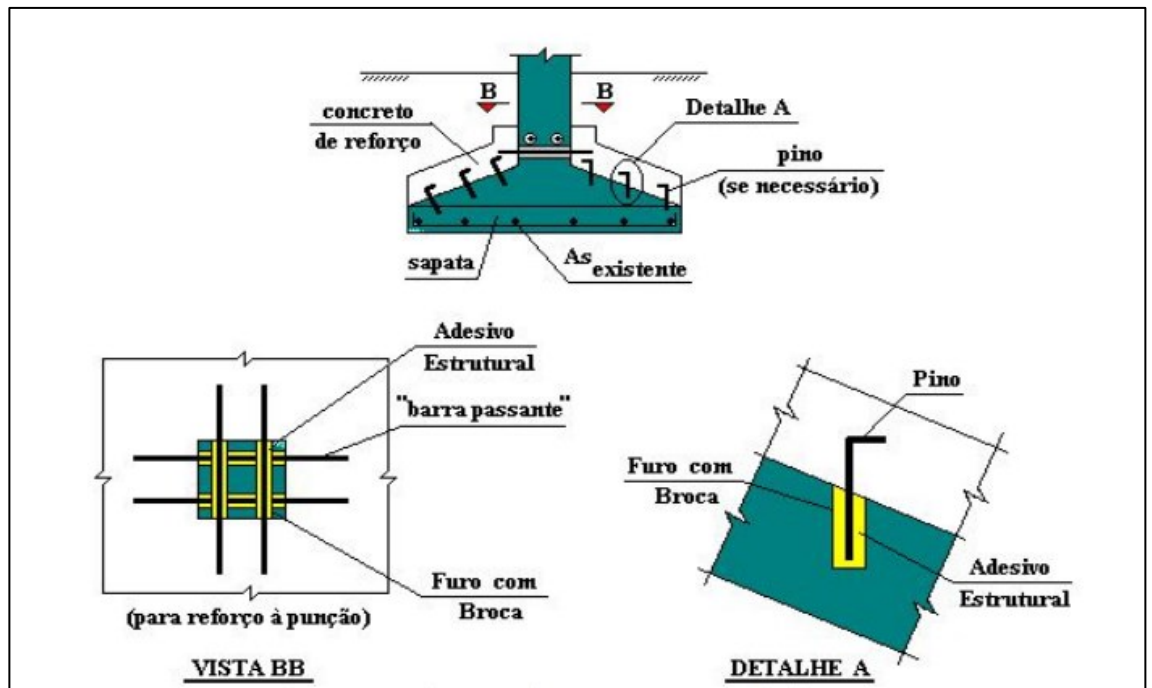
Figura 6 - Aumento da seção de concreto na sapata, com alargamento da base



Fonte: Marinho (2017).

É possível ampliar a seção de concreto da sapata com alargamento da base, quando se prolonga as ferragens de flexão existente e aumenta-se sua altura, o necessário para atender as novas solicitações (Figura 6). Na execução do prolongamento das barras, deve-se quebrar as bordas da sapata, a fim de deixar exposto cerca de 15 cm do trecho reto da ferragem para serem executadas as soldas. Quando não há alargamento da base, adotam-se pinos de cisalhamento com a finalidade de aumentar a aderência entre os concretos (Figura 7). Para garantir a ligação do concreto de reforço com o pilar, colocam-se barras que atravessam o pilar (MARINHO, 2017).

Figura 7 - Aumento da seção de concreto na sapata, sem alargamento da base

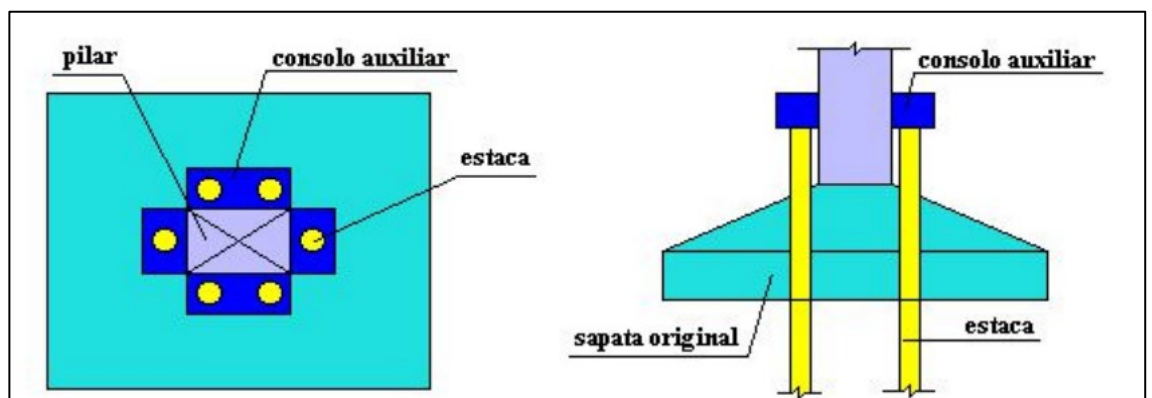


Fonte: Marinho (2017).

2.2.4 Utilização de consolos auxiliares em reforços

Quando ocorre acréscimo de carga normal ou aumento no momento, uma alternativa de reforço da fundação é a cravação de estacas com a utilização de consolos (Figura 8). Esta solução tem a capacidade de absorver o acréscimo de carga normal a fim de evitar que alguma carga seja transferida para a sapata (MARINHO, 2017).

Figura 8 - Utilização de consolos



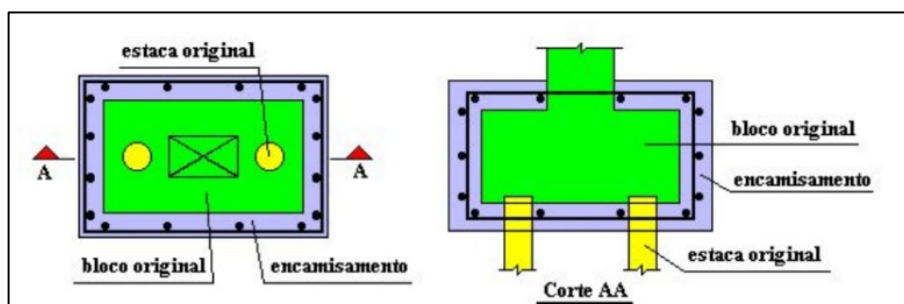
Fonte: Marinho (2017).

2.2.5 Reforço em fundação profunda

As fundações profundas podem necessitar de reforços devido ao acréscimo de solicitações, a baixa resistência do conjunto de estacas e por deficiência do bloco de coroamento.

Quando ocorre deficiência do bloco de coroamento, se este possuir pequenas dimensões é necessário fazer o “encamisamento” do bloco original, através de aumento da armadura do bloco (Figura 9). E por fim, no caso de blocos de coroamento de grandes dimensões, em geral, o reforço deve ser feito pela ampliação da seção de concreto nas faces laterais e superior (MARINHO, 2017).

Figura 9 - “Encamisamento” do bloco, através de aumento da armadura



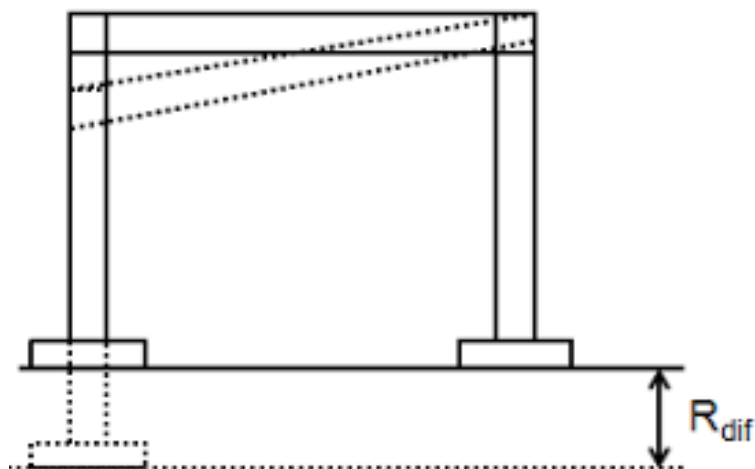
Fonte: Marinho (2017).

2.3 Recalque de fundação

O recalque pode ser definido como o deslocamento vertical para baixo, da base da fundação em relação a uma referência fixa, indeslocável. Os recalques são provenientes das deformações por diminuição de volume e/ou mudança da forma do maciço de solo compreendido entre a base da fundação e o indeslocável (CINTRA, 2009).

Essa diferença de nível, ou seja, uma parte da estrutura fica mais rebaixada que a outra, resulta em esforços estruturais inesperados e, nos casos mais acentuados, pode levar toda a obra à ruína (FABRÍCIO, 2016). Na Figura 10 é possível observar um recalque diferencial entre dois pilares.

Figura 10 - Recalque diferencial de fundação



Fonte: Marinho (2017).

É verdade afirmar que todos os edifícios recalcam, portanto, deve fazer parte da rotina de projetos de fundações a estimativa dos recalques e, mais que isso, a adequação do projeto para que os recalques sejam inferiores aos valores admissíveis.

Contudo, ainda que existam dificuldades e imprecisões, a estimativa dos recalques de uma fundação é um fator de grande importância na orientação do engenheiro, para a solução de problemas de fundação.

As fissuras provocadas por recalques diferenciais são inclinadas (Figura 11) confundindo-se às vezes, com as fissuras provocadas por deflexão de componentes estruturais. Em relação às primeiras, contudo, apresentam aberturas geralmente maiores, "deitando-se" em direção ao ponto onde ocorre o maior recalque. Outra característica das fissuras provocadas por recalque é a presença de esmagamentos localizados, em forma de escamas, dando indícios das tensões de cisalhamento que as provocam (CALISTO, 2015). Além disso, quando os recalques são acentuados, observa-se nitidamente uma variação na abertura da fissura.

Figura 11 - Fissuras inclinadas provocadas por recalques diferenciais



Fonte: Epoca (2013).

Entretanto, os recalques diferenciais poderão provocar fissuras com outras configurações, em função de diversas variáveis, como a geometria das edificações, tamanho e localização das aberturas, grau de enrijecimento da construção e eventual presença de juntas de dilatação. Dessa forma, é necessária a realização de acompanhamento ou controle de recalques para a identificação precisa do comportamento real das fundações.

2.4 Sistemas de protensão

Na engenharia, a protensão expressa a ideia da instalação de um estado prévio de tensões a peças estruturais e materiais de construção. O artifício da protensão consiste em introduzir esforços prévios na peça de concreto, que reduzam ou anulem as tensões de tração provocadas pelas solicitações em serviço. Nessas condições, a fissuração deixa de

ser fator determinante no dimensionamento da peça (VERISSÍMO, 1998).

A protensão é uma tecnologia que confere ao concreto maior resistência à tração, sendo bastante interessante em estruturas onde existem esforços de flexão elevados. Trata-se de tecnologia inteligente, eficaz e duradoura, capaz de oferecer soluções estruturais com ótimas relações custo-benefício (RUDLOFF, 2015). A protensão (Figura 12) pode resultar, em muitos casos, em estruturas com baixa ou nenhuma necessidade de manutenção ao longo de sua vida útil .

Figura 12 - Concreto protendido



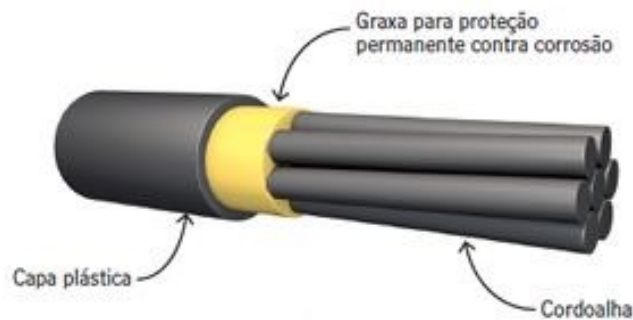
Fonte: Fortmix (2017).

No concreto protendido, praticamente toda a seção do concreto trabalha, enquanto que no concreto armado, apenas cerca de um terço da seção trabalha com tensões normais, resistindo ao momento fletor. Os outros dois terços da seção exercem outras funções, tais como resistir a esforços de cisalhamento, manter a geometria da seção e a posição da armadura, transmitir os esforços da armadura por aderência e proteger o aço contra a corrosão (VERISSÍMO, 1998).

Os aços usados no concreto protendido (Figura 13) caracterizam-se por elevada resistência e pela ausência de patamar de escoamento. Quanto a modalidade de tratamento podem ser aços aliviados ou de relaxação

normal (RN) que são aços retificados por um tratamento térmico que alivia as tensões internas de trefilação e aços estabilizados ou de relaxação baixa (RB) que são aços que recebem um tratamento termomecânico que melhora as características elásticas e reduz as perdas de tensão por relaxação (VERISSÍMO, 1998).

Figura 13 - Cordoalhas utilizadas no sistema de protensão



Fonte: Techne (2012).

A protensão das armaduras de estruturas de concreto proporciona melhores condições de durabilidade, pois anula, ou quase ou totalmente, as tensões de tração, principais responsáveis pela fissuração e permite que a estrutura se recomponha após a atuação de uma sobrecarga eventual não prevista. Além disso, a operação de protensão funciona como uma verdadeira prova de carga, uma vez que as tensões introduzidas nessa fase são muito maiores que as correspondentes à situação da peça em serviço. A estrutura é testada antes de entrar em operação propriamente.

2.4.1 Sistema de protensão com aderência inicial (armadura de protensão pré-tracionada)

O sistema de protensão com aderência inicial é aquele em que o estiramento da armadura de protensão é feito utilizando-se apoios independentes da peça, antes do lançamento do concreto, sendo a ligação da armadura de protensão com os referidos apoios desfeita após o endurecimento do concreto. A ancoragem no concreto realiza-se por

aderência (VERISSÍMO, 1998). A Figura 14 mostra uma protensão com aderência inicial.

Figura 14 - Protensão com aderência inicial (pré-moldado)



Fonte: Bastos (2012).

Nas pistas de protensão, a armadura ativa é posicionada, ancorada em blocos nas cabeceiras e tracionada. Em seguida, a armadura passiva é colocada, o concreto é lançado e adensado, e a peça passa pela fase de cura. Após a cura, as formas são retiradas, os equipamentos que mantinham os cabos tracionados são liberados e os fios são cortados, transferindo a força de protensão para o concreto pela aderência, que nessa ocasião, deve estar suficientemente desenvolvida (VERISSÍMO, 1998).

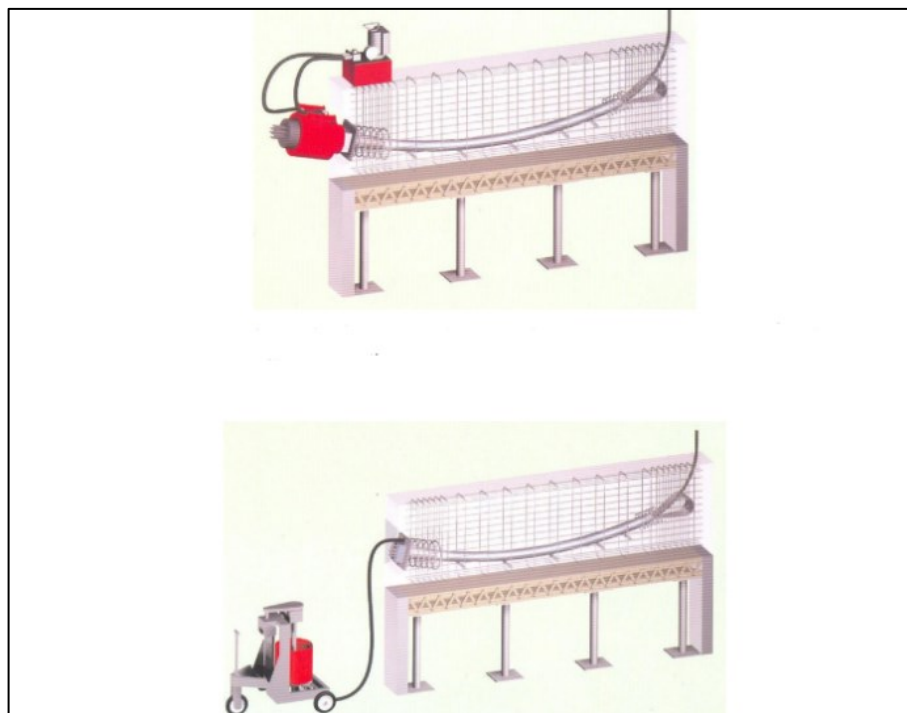
A armadura passiva pode ser definida como qualquer armadura que não seja usada para produzir forças de protensão, isto é, que não seja previamente alongada.

2.4.2 Sistema de protensão com aderência posterior (armadura de protensão pós-tracionada)

O sistema de protensão com aderência posterior é aquele em que o estiramento da armadura de protensão é realizado após o endurecimento do concreto, utilizando-se, como apoios, partes da

própria peça, criando-se posteriormente aderência com o concreto de modo permanente (VERISSÍMO, 1998). Na figura 15 é possível observar o processo de protensão com aderência posterior, em que, inicialmente, realiza-se a operação de estiramento da armadura de protensão com o macaco hidráulico e em seguida, realiza-se o preenchimento da bainha com calda de cimento.

Figura 15 - Processo de protensão com aderência posterior



Fonte: Rudloff (2015).

Por meio da injeção de uma calda de cimento no interior das bainhas, com o auxílio de bombas injetoras, tem-se a protensão aplicada à peça de concreto já endurecido. Bainhas são os tubos dentro dos quais a armadura de protensão deve ser colocada, onde possa deslizar sem atrito. Via de regra, são fabricadas de chapas de aço laminadas a frio, com espessura de 0,1 a 0,35 mm costuradas em hélice (VERISSÍMO, 1998).

Geralmente, os cabos são pós-tracionados por meio de macacos hidráulicos especiais, que se apoiam nas próprias peças de concreto já endurecido. Quando a força de protensão atinge o valor especificado, os cabos são ancorados por meio de dispositivos especiais. Nos sistemas

mais comuns, são utilizadas placas de ancoragem com cunhas metálicas ou de argamassa de alta resistência. Em outros processos, usam-se porcas especiais, grandes blocos de concreto de ancoragem etc.

2.4.3 Sistema de protensão sem aderência (armadura de protensão pós-tracionada)

O sistema de protensão sem aderência é aquele obtido como no caso do sistema de aderência posterior, mas em que, após o estiramento da armadura de protensão, não é criada a aderência com o concreto (VERISSÍMO, 1998).

A armadura ativa é tracionada após a execução da peça de concreto. A inexistência de aderência refere-se somente à armadura ativa. A armadura passiva deve estar sempre aderida ao concreto. Geralmente, a armadura ativa é colocada dentro de dutos metálicos ou de plástico. Após a aplicação da força de protensão, injeta-se graxa nesses dutos para proteger a armadura contra corrosão (VERISSÍMO, 1998). A Figura 16 traz um exemplo de protensão sem aderência.

Figura 16 - Protensão sem aderência



Fonte: Ramirez (2015).

2.5 Níveis de protensão

Os níveis de protensão estão relacionados com os níveis de intensidade da força de protensão, que por sua vez, é função da proporção de armadura ativa utilizada em relação à passiva.

2.5.1 Nível 1 - Protensão Completa

A protensão completa proporciona as melhores condições de proteção das armaduras contra a corrosão e limita as flutuações de tensões no aço a valores moderados. Estes fatores tornam essa modalidade de protensão muito interessante nos casos de obras situadas em meios muito agressivos (BASTOS, 2015).

2.5.2 Nível 2 – Protensão Limitada

As vigas com protensão limitada são dimensionadas para tensões moderadas de tração em serviço, considerando-se uma probabilidade muito pequena de fissuração do concreto. As fissuras eventualmente abertas, devido à atuação de uma sobrecarga transitória se fecham após a passagem da carga, pois as seções permanecem comprimidas sob o efeito das cargas quase permanentes (BASTOS, 2015).

2.5.3 Nível 3 – Protensão Parcial

O critério estabelecido neste caso é semelhante aquele para protensão limitada, porém, permite-se que as tensões de tração no concreto atinjam valores mais elevados ocasionando a formação de fissuras de maior abertura (BASTOS, 2015).

3. ESTUDO DE CASO

3.1 O problema

O empreendimento estudado apresenta características residenciais multifamiliar, composto por uma torre de 30 pavimentos, sendo 28 pavimentos tipo, com quatro apartamentos de 139 m² por andar, mezanino garagem, mezanino lazer, térreo e 2 subssolos. Está localizado na cidade de Goiânia, Goiás.

A meso estrutura da obra é constituída por concreto armado, fechamentos laterais em alvenarias de tijolos cerâmicos furados recobertos com argamassa cimentícia, revestimentos de argamassa e pintura nas áreas secas e azulejos cerâmicos nas áreas úmidas. A fundação é composta por blocos sobre tubulões

O primeiro sinal de que a edificação apresentava problemas de estabilidade, seja estrutural ou na fundação, foi a manifestação de fissuras no revestimento argamassado das alvenarias dos subsolos (Figura 17).

Figura 17: Trinca em alvenaria de subsolo



Fonte: Autora (2017)

Primordialmente, houve estudo da argamassa utilizada no reboco, analisando a mistura homogênea dos agregados miúdos, aglomerantes inorgânicos e água; e a presença de aditivos, com propriedades de aderência e endurecimento, dosadas através dos processos industriais.

Não foram encontrados erros significativos na execução dessa argamassa e no material, passando-se em seguida, para o estudo da massa de encunhamento.

Como notava-se a presença de fissuras no acabamento da vedação que recebe a última fiada da alvenaria quando vai ao encontro de uma viga (encunhamento) (Figura 18), passou-se a suspeitar de problemas na execução da vedação e na massa de encunhamento. Contudo, realizou-se o estudo do material juntamente com o fornecedor e acompanhou-se a execução do processo, percebendo que nenhum dos fatores eram os causadores das trincas.

Figura 18 – Fissura no encunhamento (parede-viga)



Fonte: Autora (2017).

A partir de então, iniciou-se um minucioso monitoramento de toda construção do edifício o qual evidenciou a presença de outras trincas e fissuras ao longo de toda obra (mesmo que não necessariamente com sentidos e dimensões de mesma proporção do que as constatadas no subsolo). As trincas e fissuras encontradas ao longo da análise possuíam características distintas, sendo classificadas por:

- Trinca 45°.
- No sentido oposto aos pilares (concentradas em sua maioria na região dos subsolos, térreos, sobre solos e na divisão entre a projeção da torre e da área comum, sendo essas trincas no sentido horizontal e na junção entre vigas, alvenarias e a meia altura das alvenarias, predominantemente nas fachadas frontais e posteriores).
- Trinca por todos os pavimentos do corpo da torre.
- Trincas e fissuras nos sentidos verticais (predominantemente em junções de alvenaria, pilar, próximas as instalações e tubulações elétricas e por toda a extensão da torre).
- Trincas em quinas de pilares nos subsolos, térreos e sobre solos (predominantemente nos pilares junto às rampas).

Durante o processo de monitoramento das trincas, foi evidenciado que os danos estavam em processo de evolução, com velocidades elevadas de aproximadamente 3 a 4 mm por mês.

A partir disso, nas trincas e fissuras ao longo da torre do edifício, providenciou-se o reparo das avarias com grampeamento e calafetação com produto elastomérico (base de poliuretano), nos subsolos e no Mezanino Lazer (Figura 19).

Figura 19 - Trinca em alvenaria de subsolo após calafetação com produto elastomérico



Fonte: Autora (2017).

Contudo, mesmo com os reparos executados, as manifestações patológicas encontravam-se ainda em desenvolvimento (Figuras 20 e 21).

Figura 20 - Trinca em alvenaria no Mezanino Lazer



Fonte: Autora (2017).

Figura 21 - Trinca em alvenaria no Mezanino Garagem



Fonte: Autora (2017).

Diante deste fato, o consultor de fundações, responsável pelos projetos e pela execução da fundação, foi notificado com vários questionamentos. Ele alegou, a partir de relatório técnico, que os danos se tratavam de evoluções naturais da obra. O carregamento adicional que estava sendo executado na obra e os formatos predominantes são característicos de movimentação de lajes com trincas ascendentes, as quais não ocorrem quando se tem problemas com fundações.

Além disso, o consultor alegou que as trincas de 45°, presentes nas vigas, são patologias sintomáticas de movimentação estrutural, nessa região do encontro da estrutura da torre com a periferia. Essas patologias geram esforços de torção, os quais geram trincas com esse tipo de morfologia em cantos de vigas.

Dessa forma, devido à necessidade e a suspeita do problema se originar da fundação, avançou-se para uma investigação mais profunda e iniciou-se a verificação do projeto de fundação.

3.2 Levantamentos das causas por meio da execução de sondagens

A fim de verificar se existia coerência entre os valores das duas sondagens usadas no projeto (SP 1 e SP 2) (Anexo A) com as três novas sondagens (SP3 a SP5), três novos furos de sondagem foram solicitados.

Foram apresentados os resultados das investigações geológico-geotécnicas constituídas por 03 sondagens a percussão, totalizando 92,91 metros lineares perfurados.

A sondagem no subsolo 2 (-6,30 m em relação ao térreo) foi realizada com o emprego do trado-concha até a profundidade de 1,00 m. Em seguida, instalou-se até essa profundidade do primeiro segmento do tubo de revestimento, no qual é dotado de sapata cortante. Nas operações subsequentes de perfuração, intercalou-se ensaio e amostragem. Assim, até se atingir o nível d'água freático, o trado helicoidal foi utilizado.

Em seguida, executou-se o método de avanço por circulação de água (lavagem) com cravação obrigatória de revestimento. Para tanto, procedeu-se ao avanço dos tubos de revestimento de tal modo que sua base permanecesse sempre alguns centímetros acima da cota de realização do respectivo SPT.

Os ensaios penetrométricos SPT (Standard Penetration Test) foram realizados de acordo com a Norma ABNT NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. O ensaio consiste na cravação de um amostrador padrão de 50,80 milímetros de diâmetro externo e 41,28 milímetros de diâmetro interno, tipo Raymond bipartido. Toma-se como referência o topo do tubo de revestimento. Na haste de perfuração, com um giz, marca-se um segmento de 45 centímetros, em três trechos de 15 centímetros. Pelo impacto causado pelo levantamento de um martelo padrão de 65 quilos, que cai livremente de uma altura de 75 centímetros sobre a coluna de perfuração constituída por hastes de Ø 1", crava-se o amostrador no solo. O Disparador do Martelo garante a queda livre e a altura de 75 centímetros.

Desse modo, cada queda correspondia a um golpe e aplicava-se tantos golpes quantos necessários para a cravação total do amostrador. Foram anotados o número de golpes e a penetração (em centímetro) para cada trecho de 15 cm do amostrador. O valor da resistência à penetração consistiu no número de golpes necessários à cravação dos 30 cm finais. Na Figura 22 é possível observar a execução do processo.

Figura 22 - Execução de sondagem SPT



Fonte: Autora (2017).

A impenetrabilidade do solo ao SPT conforme a NBR 6484:2001, é definida segundo os seguintes critérios:

- (a)** quando, em 3 m sucessivos, qualquer dos três segmentos de 15 cm, o número de golpes ultrapassarem 30;
- (b)** quando, em 3 m sucessivos, um total de 50 golpes tiver sido aplicado durante toda cravação;
- (c)** quando, em 3 m sucessivos, não se observar avanço do amostrador-padrão durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo.

Assim, as amostras de solos obtidas nas sondagens, foram coletadas nos avanços dos ensaios SPT (sondagens percussivas), até se atingir o “impenetrável” ao ensaio SPT. Em seguida, as amostras foram numeradas com a sigla da sondagem (SP de 03 a 05, seguida da numeração da amostra de cada sondagem) conforme registro no boletim de campo de controle da sondagem.

A cada ensaio penetrométrico (SPT), a amostra recuperada no bico amostrador foi imediatamente acondicionada em saco plástico apropriado, devidamente identificado.

As coletas de amostras das sondagens são classificadas tátil-visualmente, conforme os parâmetros geológico-geotécnicos e agrupadas em diferentes horizontes. Dessa forma, a amostra e os resultados de penetração (sob a forma de gráficos de penetração em “golpes/30 centímetros finais, isto é, segundo e terceiro trecho), permitiram a elaboração dos perfis individuais de sondagem. Esses perfis são elaborados segundo os critérios para descrição de amostras de sondagens.

As sondagens executadas estão identificadas na Tabela 1. Cada sondagem está representada no perfil (Anexo B) com a identificação da sondagem: número, data de execução, profundidade, etc; profundidades do N.A e com os parâmetros geotécnicos: descrição geológica, resultados dos ensaios SPT (apresentado no gráfico como o número de golpes).

Tabela 1 - Dados Específicos das Sondagens a Percussão Executadas (SP03, SP04 e SP05)

Nº Furo	Local de Projeto	Nº de Ensaios SPT	Prof. Final (m)	N.A (m)	Data
SP 03	GOIÂNIA - GOIÁS	22	22,46	9,00	28/11/16
SP 04		29	48,00	8,70	21/11/16
SP 05		22	22,45	8,70	29/11/16
TOTAL		73	92,91		

Fonte: Autora (2017).

Os valores dos níveis d'água freáticos (NA), apresentados nos perfis e na Tabela 1 são determinados por meio de leituras da profundidade (em metro) realizadas durante os serviços e após a sua estabilização. Para tal, utilizou-se um medidor elétrico de nível d'água composto de um

eletrodo que, ao entrar em contato com a água, emite um sinal de audiofrequência, que é transmitido por meio de um cabo elétrico tipo AF 1 x 24 (AWG T). O sinal é captado na superfície e transmitido sonoramente por meio de um equipamento de alarme.

Após a devida identificação das amostras, por meio de registros sequenciais, foram realizadas as análises tátil-visuais. O solo foi classificado quanto a sua gênese (residual, colúvio ou aluvião), quanto a sua fração granulométrica predominante (areia, silte ou argila), quanto a sua compacidade e/ou consistência e pela cor.

Além destas, prosseguiu o mesmo método de execução para a realização de mais duas sondagens, identificadas na Tabela 2 e os perfis individuais de sondagem encontram-se nos (Anexo C).

Tabela 2 - Dados Específicos das Sondagens a Percussão Executadas (SP-06 e SP-07)

Nº Furo	Local de Projeto	Nº de Ensaios SPT	Prof. Final (m)	N.A	Data
SP-06	GOIÂNIA - GOIÁS	28	29,00	8,50	23/02/17
SP-07		30	48,00	8,87	20/02/17
TOTAL		58	77,00		

Fonte: Autora (2017).

3.3 Monitoramento do recalque

Para as medições de recalque, utilizou-se níveis óticos, dotados de placa plano-paralela e mira graduada em chapa de invar. Os pontos instrumentados foram definidos de acordo com as condições de acesso na obra.

Desse modo, as atividades adequadas ao monitoramento consistiam basicamente em instalação de pinos nos pilares da edificação (Figura 23) e tomavam como base, um referencial de nível que é instalado no furo de sondagem SP05 com profundidade de 48,0 metros (Bench mark).

Figura 23 - Pino instalado no pilar para a leitura de recalque



Fonte: Autora (2017).

Em dezembro de 2016, iniciaram-se as leituras semanais de recalque, a fim de verificar o desempenho global da fundação, o comportamento da interação solo-estrutura do conjunto e as velocidades de recalque.

Na tabela 3 têm-se os resultados dos recalques absolutos e velocidades de recalque da 1ª medição, do dia 01/12/2016.

Tabela 3 - Resultados recalque total e velocidade de recalque da 1ª Medição

Pilares	Data	Data	Tt = 7 dias	
	24/11/2016	01/12/2016	Recalque Total (mm)	Velocidade de recalque ($\mu\text{m}/\text{dia}$)
	Leitura 0	1ª Medição		
	Cota de Referência (mm)	Cota de Referência (mm)		
P1	1969,640	1968,190	1,450	207,14
P2	2011,220	2009,670	1,550	221,43
P3	2048,700	2047,430	1,270	181,43
P4	2050,400	2049,160	1,240	177,14
P5	2079,150	2077,580	1,570	224,29
P6	1981,490	1979,880	1,610	230,00
P7	1976,590	1974,670	1,920	274,29
P8	1956,440	1954,470	1,970	281,43

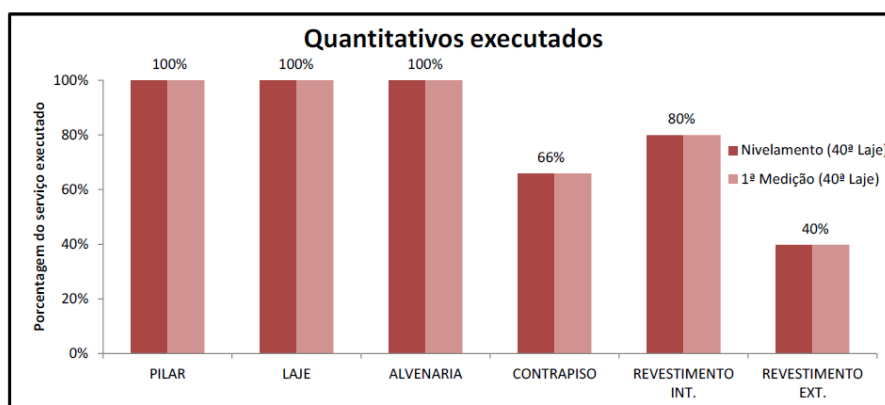
P9	1963,530	1963,180	0,350	50,00
P10	1931,740	1930,130	1,610	230,00
P11	2090,750	2089,060	1,690	241,43
P12	1950,220	1948,420	1,800	257,14
P13	1967,340	1966,060	1,280	182,86
P14	1995,530	1993,790	1,740	248,57
P15	1950,860	1949,180	1,680	240,00
P16	1934,120	1932,530	1,590	227,14
P17	1996,180	1994,500	1,680	240,00
P18	2020,340	2019,020	1,320	188,57
P19	1957,930	1956,600	1,330	190,00
P20	2110,250	2108,490	1,760	251,43
P21	2041,700	2039,500	2,200	314,29
P22	2162,280	2160,300	1,980	282,86
P23	1969,330	1967,700	1,630	232,86
P24	1977,600	1975,830	1,770	252,86
P25	1950,970	1948,990	1,980	282,86
P26	1924,110	1921,720	2,390	341,43
P27	2036,500	2035,180	1,320	188,57
P28	2011,370	2009,550	1,820	260,00
P29	1911,630	1909,620	2,010	287,14
P30	2002,200	2000,430	1,770	252,86
P31	1957,690	1955,800	1,890	270,00
P32	1940,200	1938,680	1,520	217,14
P33	1912,810	1910,680	2,130	304,29
P34	1945,630	1944,520	1,110	158,57
P35	1951,050	1949,710	1,340	191,43
P36	2013,470	2011,910	1,560	222,86
P37	1956,400	1954,860	1,540	220,00
P38	1905,100	1903,430	1,670	238,57
P39	1964,450	1963,400	1,050	150,00
P40	2107,590	2106,080	1,510	215,71
P41	2017,490	2015,700	1,790	255,71
P42	1966,150	1964,760	1,390	198,57
P44	2056,400	2055,810	0,590	84,29
P45	2015,910	2015,480	0,430	61,43
P46	2090,720	2090,090	0,630	90,00
P47	2013,010	2012,830	0,180	25,71
P48	2058,060	2057,830	0,230	32,86
P49	2047,780	2047,570	0,210	30,00
P50	1983,990	1983,270	0,720	102,86
P51	2154,860	2153,770	1,090	155,71
P52	2016,980	2016,800	0,180	25,71
P53	2012,310	2011,880	0,430	61,43
P54	2227,900	2227,680	0,220	31,43
P55	2022,560	2022,480	0,080	11,43

P61	1977,640	1977,510	0,130	18,57
P64	1954,670	1952,800	1,870	267,14
P65	1938,420	1937,680	0,740	105,71
P68	1962,520	1960,680	1,840	262,86
P69	2026,960	2025,840	1,120	160,00
P71	1951,510	1950,570	0,940	134,29
P74	1978,870	1977,800	1,070	152,86
P80	2087,930	2087,600	0,330	47,14
P81	1975,230	1974,740	0,490	70,00
P82	1929,810	1928,970	0,840	120,00
P83	2060,010	2059,450	0,560	80,00
P84	2012,220	2012,180	0,040	5,71
P85	2015,550	2014,930	0,620	88,57

*A incerteza envolvida no processo de leitura é da ordem de 1,0 mm.

A Figura 24 ilustra o acréscimo de carga, por meio do levantamento dos quantitativos dos serviços que foram executados entre o nivelamento e a 1ª medição de recalque do empreendimento em questão. O levantamento foi realizado na obra na mesma data da medição.

Figura 24 - Quantitativo dos serviços executados no empreendimento

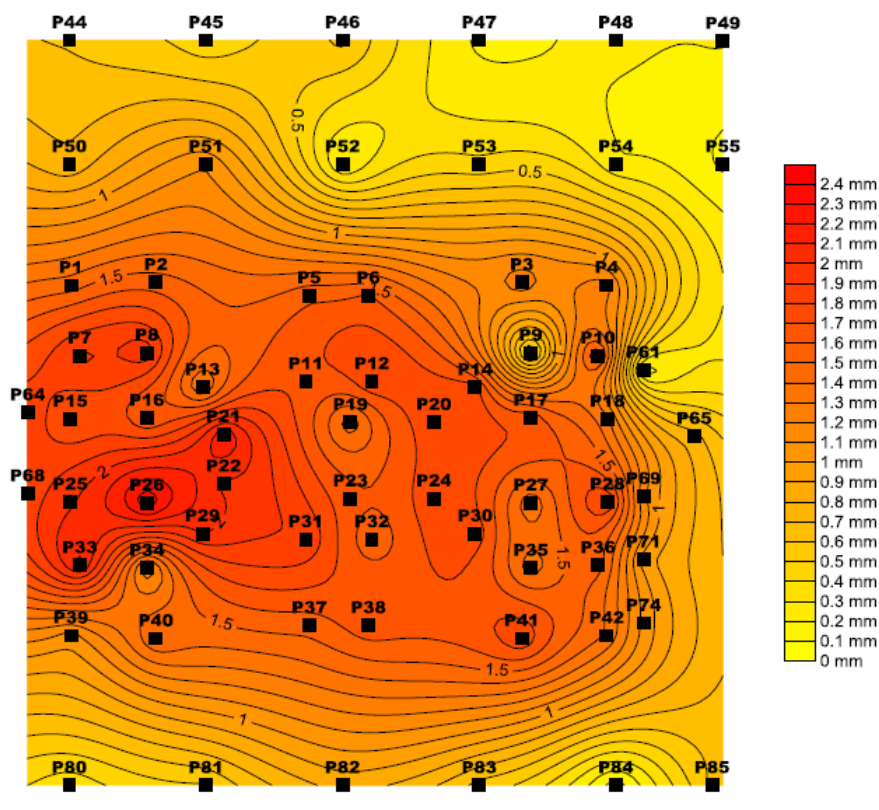


Fonte: Autora (2017).

Observa-se que a edificação encontra-se com quase a totalidade do seu carregamento permanente, estando na fase de acabamento (revestimentos interno e externo).

A seguir, encontram-se as curvas de isorecalque (gráficos da evolução dos recalques) da 1ª medição do edifício, a fim de verificar o comportamento das velocidades e acelerações dos recalques (Figura 25).

Figura 25 - Curvas de isorecalque da 1ª Medição



Fonte: Autora (2017).

De modo geral, observa-se valores de recalques na 1ª Medição de até 2,0 mm. Entretanto, devido ao intervalo de tempo curto de 07 dias, têm-se velocidades de recalque significativas, com valores acima de 200 μ /dia em diferentes pilares da torre.

Na prática, os valores de velocidade de ocorrência dos recalques, em microns por dia (μ /dia), dependem de inúmeros fatores, sendo o mais relevante deles o comportamento do solo sob carga. Como indicação genérica dos valores usuais, apresentam as referências relativas a velocidades de recalque:

- Prédios com mais de 5 anos, velocidade menor que 10 μ /dia (3,6 mm/ano);
- Prédios entre 1 e 5 anos, entre 10 e 20 μ /dia (3,6 a 7,2 mm/ano);
- Prédios em fundações diretas, fase construtiva, até 200 μ /dia (72 mm/ano);

- Prédios em fundações profundas, fase construtiva, até 80 μ /dia (28,8 mm/ano);
- acima de 200 μ /dia: situação de urgência com necessidade de adoção de medidas cautelares;
- acima 400 μ /dia: emergência e risco de acidentes (144 mm/ano). (MILITITSKY, 2015).

Dessa forma, foi necessário prosseguir com o monitoramento dos recalques do edifício, conforme recomendação da ABNT NBR 6122:2010, uma vez que se têm valores elevados de velocidade de recalque, acima do esperado na fase construtiva.

Do mesmo modo, não se pode comparar os recalques absolutos apresentados com as previsões de projeto, isso porque o monitoramento foi realizado em período distinto ao início da construção do edifício.

Assim, na tabela 4 têm-se os resultados obtidos dos recalques absolutos e velocidades de recalque da 2ª medição, do dia 08/12/2016.

Tabela 4 - Resultados recalque total e velocidade de recalque da 2ª Medição

Pilares	Data	Data	Tt = 14 dias	
	24/11/2016	08/12/2016	Recalque Total (mm)	Velocidade de recalque (μ m/dia)
	Leitura 0	2ª Medição		
	Cota de Referência (mm)	Cota de Referência (mm)		
P1	1969,640	1966,600	3,040	217,14
P2	2011,220	2008,280	2,940	210,00
P3	2048,700	2046,580	2,120	151,43
P4	2050,400	2048,200	2,200	157,14
P5	2079,150	2076,310	2,840	202,86
P6	1981,490	1978,710	2,780	198,57
P7	1976,590	1972,980	3,610	257,86
P8	1956,440	1952,930	3,510	250,71
P9	1963,530	1962,230	1,300	92,86
P10	1931,740	1929,300	2,440	174,29
P11	2090,750	2087,760	2,990	213,57
P12	1950,220	1947,000	3,220	230,00
P13	1967,340	1964,490	2,850	203,57

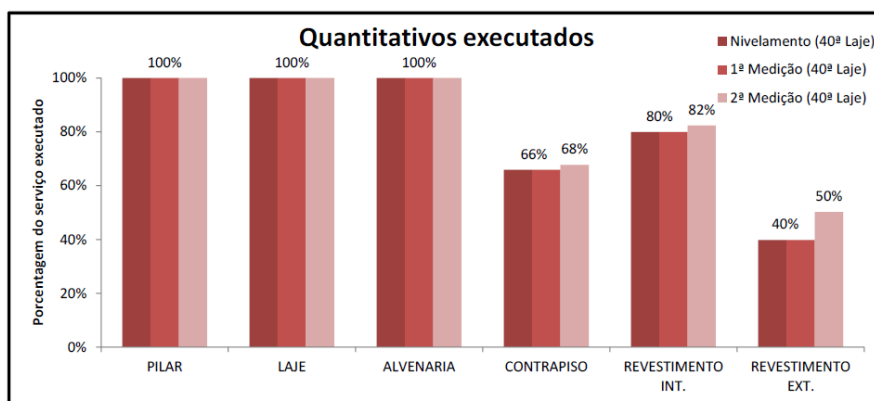
P14	1995,530	1992,520	3,010	215,00
P15	1950,860	1947,740	3,120	222,86
P16	1934,120	1931,070	3,050	217,86
P17	1996,180	1993,340	2,840	202,86
P18	2020,340	2017,960	2,380	170,00
P19	1957,930	1955,230	2,700	192,86
P20	2110,250	2107,350	2,900	207,14
P21	2041,700	2038,020	3,680	262,86
P22	2162,280	2159,050	3,230	230,71
P23	1969,330	1966,300	3,030	216,43
P24	1977,600	1974,480	3,120	222,86
P25	1950,970	1947,490	3,480	248,57
P26	1924,110	1920,300	3,810	272,14
P27	2036,500	2034,150	2,350	167,86
P28	2011,370	2008,360	3,010	215,00
P29	1911,630	1908,220	3,410	243,57
P30	2002,200	1998,780	3,420	244,29
P31	1957,690	1954,190	3,500	250,00
P32	1940,200	1937,000	3,200	228,57
P33	1912,810	1909,350	3,460	247,14
P34	1945,630	1942,680	2,950	210,71
P35	1951,050	1948,280	2,770	197,86
P36	2013,470	2010,900	2,570	183,57
P37	1956,400	1953,300	3,100	221,43
P38	1905,100	1902,200	2,900	207,14
P39	1964,450	1961,590	2,860	204,29
P40	2107,590	2104,110	3,480	248,57
P41	2017,490	2014,410	3,080	220,00
P42	1966,150	1963,780	2,370	169,29
P44	2056,400	2055,700	0,700	50,00
P45	2015,910	2015,450	0,460	32,86
P46	2090,720	2089,880	0,840	60,00
P47	2013,010	2012,700	0,310	22,14
P48	2058,060	2057,850	0,210	15,00
P49	2047,780	2047,560	0,220	15,71
P50	1983,990	1983,180	0,810	57,86
P51	2154,860	2153,580	1,280	91,43
P52	2016,980	2016,580	0,400	28,57
P53	2012,310	2011,780	0,530	37,86
P54	2227,900	2227,660	0,240	17,14
P55	2022,560	2022,455	0,105	7,50
P61	1977,640	1976,850	0,790	56,43
P64	1954,670	1951,520	3,150	225,00
P65	1938,420	1936,730	1,690	120,71
P68	1962,520	1959,490	3,030	216,43
P69	2026,960	2024,990	1,970	140,71

P71	1951,510	1949,900	1,610	115,00
P74	1978,870	1977,130	1,740	124,29
P80	2087,930	2087,555	0,375	26,79
P81	1975,230	1974,770	0,460	32,86
P82	1929,810	1928,960	0,850	60,71
P83	2060,010	2059,380	0,630	45,00
P84	2012,220	2012,120	0,100	7,14
P85	2015,550	2014,760	0,790	56,43

*A incerteza envolvida no processo de leitura é da ordem de 1,0 mm.

Na Figura 26, é possível observar o acréscimo de carga, por meio do levantamento dos quantitativos dos serviços executados entre o nivelamento e a 2ª medição de recalque. O levantamento ocorreu na mesma data da medição.

Figura 26 - Quantitativo dos serviços executados no empreendimento



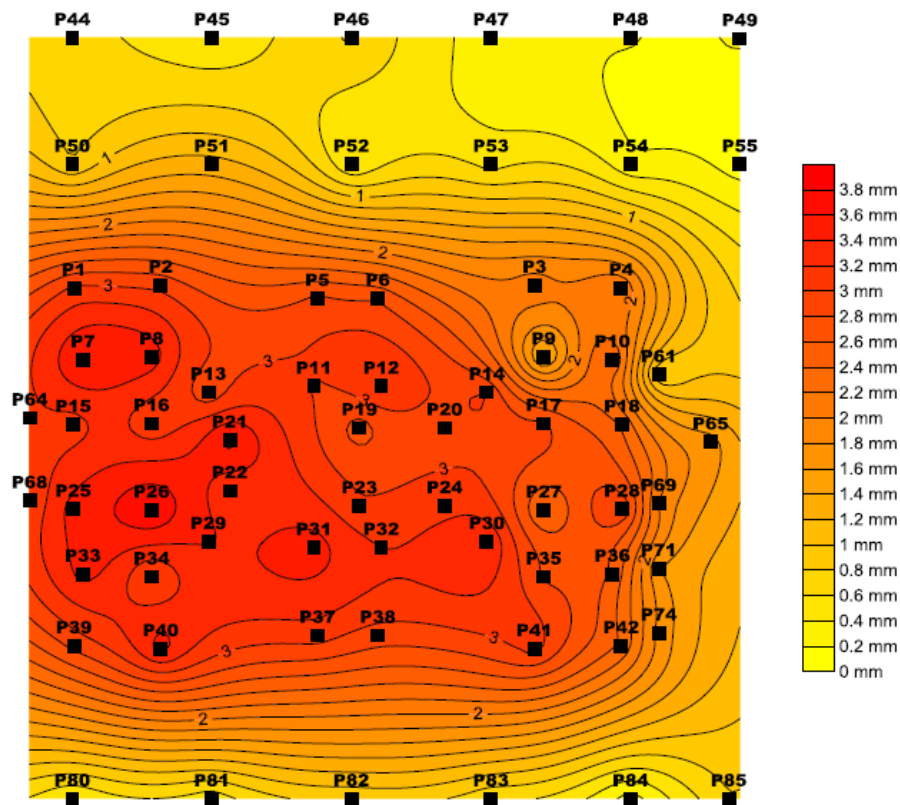
Fonte: Autora (2017).

Assim como na 1ª medição, a edificação encontrava-se na fase de acabamento.

Até a 2ª medição, houve o acompanhamento dos recalques e das velocidades, em conformidade com as mesmas informações descritas na 1ª medição.

Em seguida, encontraram-se as curvas de isorecalque da 2ª medição (Figura 27).

Figura 27 - Curvas de isorecalque da 2ª Medição



Fonte: Autora (2017).

Os valores de recalques na 2ª Medição são da ordem de 3,0 mm, e devido ao intervalo de tempo curto de 14 dias, têm-se velocidades de recalque significativas, com valores acima de 200 μ /dia em diferentes pilares da Torre.

Dessa forma, como os valores elevados de velocidade de recalque ainda estavam acima do esperado na fase construtiva, continuou com o monitoramento de recalque e deixou o consultor da obra ciente das devidas providências.

Na tabela 5, têm-se os resultados obtidos dos recalques absolutos e velocidades de recalque da 3ª medição, do dia 15/12/2016.

Tabela 5 - Resultados recalque total e velocidade de recalque da 3ª Medição

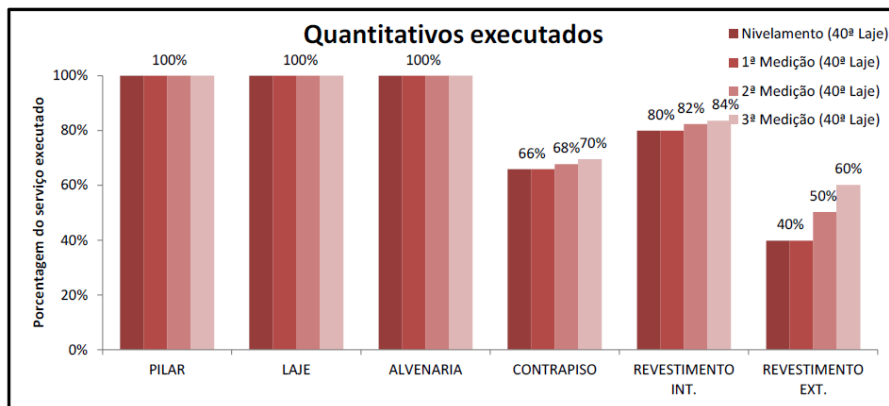
Pilares	Data	Data	Tt = 21 dias	
	24/11/2016	15/12/2016	Recalque Total (mm)	Velocidade de recalque (µm/dia)
	Leitura 0	3ª Medição		
	Cota de Referência (mm)	Cota de Referência (mm)		
P1	1969,640	1965,100	4,540	216,19
P2	2011,220	2006,820	4,400	209,52
P3	2048,700	2044,940	3,760	179,05
P4	2050,400	2047,140	3,260	155,24
P5	2079,150	2074,610	4,540	216,19
P6	1981,490	1976,820	4,670	222,38
P7	1976,590	1971,260	5,330	253,81
P8	1956,440	1951,290	5,150	245,24
P9	1963,530	1960,630	2,900	138,10
P10	1931,740	1927,800	3,940	187,62
P11	2090,750	2085,840	4,910	233,81
P12	1950,220	1945,650	4,570	217,62
P13	1967,340	1962,320	5,020	239,05
P14	1995,530	1991,080	4,450	211,90
P15	1950,860	1945,940	4,920	234,29
P16	1934,120	1929,040	5,080	241,90
P17	1996,180	1992,010	4,170	198,57
P18	2020,340	2016,980	3,360	160,00
P19	1957,930	1953,790	4,140	197,14
P20	2110,250	2105,870	4,380	208,57
P21	2041,700	2036,360	5,340	254,29
P22	2162,280	2157,160	5,120	243,81
P23	1969,330	1964,650	4,680	222,86
P24	1977,600	1973,050	4,550	216,67
P25	1950,970	1945,730	5,240	249,52
P26	1924,110	1918,460	5,650	269,05
P27	2036,500	2032,490	4,010	190,95
P28	2011,370	2007,310	4,060	193,33
P29	1911,630	1906,380	5,250	250,00
P30	2002,200	1997,370	4,830	230,00
P31	1957,690	1952,630	5,060	240,95
P32	1940,200	1935,500	4,700	223,81
P33	1912,810	1907,590	5,220	248,57
P34	1945,630	1940,840	4,790	228,10
P35	1951,050	1946,790	4,260	202,86
P36	2013,470	2009,620	3,850	183,33
P37	1956,400	1951,650	4,750	226,19

P38	1905,100	1900,490	4,610	219,52
P39	1964,450	1959,560	4,890	232,86
P40	2107,590	2102,330	5,260	250,48
P41	2017,490	2013,000	4,490	213,81
P42	1966,150	1962,550	3,600	171,43
P44	2056,400	2055,420	0,980	46,67
P45	2015,910	2015,290	0,620	29,52
P46	2090,720	2089,720	1,000	47,62
P47	2013,010	2012,470	0,540	25,71
P48	2058,060	2057,380	0,680	32,38
P49	2047,780	2047,230	0,550	26,19
P50	1983,990	1983,020	0,970	46,19
P51	2154,860	2153,330	1,530	72,86
P52	2016,980	2016,340	0,640	30,48
P53	2012,310	2011,540	0,770	36,67
P54	2227,900	2227,350	0,550	26,19
P55	2022,560	2022,090	0,470	22,38
P61	1977,640	1975,950	1,690	80,48
P64	1954,670	1949,880	4,790	228,10
P65	1938,420	1936,150	2,270	108,10
P68	1962,520	1958,050	4,470	212,86
P69	2026,960	2024,300	2,660	126,67
P71	1951,510	1949,050	2,460	117,14
P74	1978,870	1976,330	2,540	120,95
P80	2087,930	2087,240	0,690	32,86
P81	1975,230	1974,660	0,570	27,14
P82	1929,810	1928,700	1,110	52,86
P83	2060,010	2059,330	0,680	32,38
P84	2012,220	2012,070	0,150	7,14
P85	2015,550	2014,730	0,820	39,05

*A incerteza envolvida no processo de leitura é da ordem de 1,0 mm.

A Figura 28 ilustra o acréscimo de carga, por meio do levantamento dos quantitativos dos serviços executados entre o nivelamento e a 3ª medição de recalque.

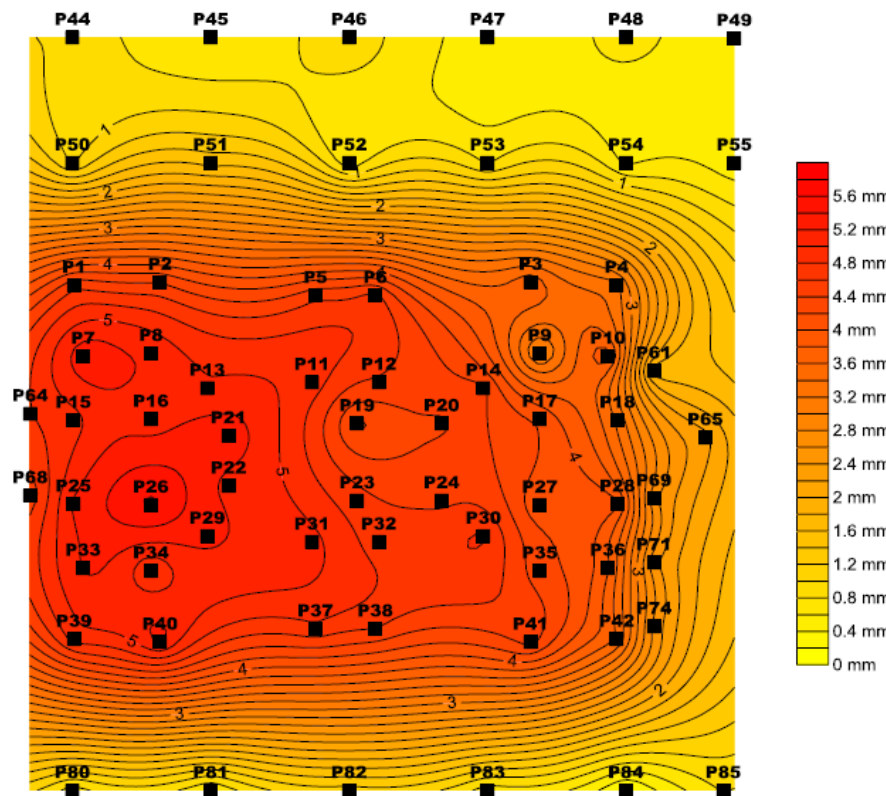
Figura 28 - Quantitativo dos serviços executados no empreendimento



Fonte: Autora (2017).

As curvas de isorecalque da 3ª medição encontram-se na Figura 29.

Figura 29 - Curvas de isorecalque da 3ª Medição



Fonte: Autora (2017).

Os valores de recalques na 3ª Medição de até 5,65 mm, para um intervalo de tempo de 21 dias, com velocidades de recalque significativas, com valores acima de 200 μ /dia em pilares, indicam a necessidade de intervenção nas fundações com medidas cautelares por parte do consultor da obra.

Com base nas sondagens antigas (SP1 e SP2 usadas no projeto de fundação) e as três novas sondagens, entende-se que existe recalque da fundação, o que demonstra baixa resistência do solo em todo o perfil de solo sondado. Similarmente, a velocidade de recalque encontra-se mais acentuada nos blocos centrais da fundação.

A tensão no solo que o projetista da fundação adotou ($6,5 \text{ kgf/cm}^2$ - 600 kPA) é muito elevada quando comparada com as tensões estimadas (aproximadamente 3 kgf/cm^2 - 300 kPA), através dos valores de NSPT encontrados abaixo da cota de apoio destas fundações.

3.4 Análise das soluções propostas

- 1ª SOLUÇÃO PROPOSTA

Diante da situação apresentada, havia a urgente necessidade de adotar a interferência na fundação, devolvendo o seu fator de segurança exigido pela ABNT NBR 6122:2010 – Projeto e execução de fundações (Figura 30).

Figura 30 - Fatores de segurança globais mínimos

Tabela 1 - Fatores de segurança globais mínimos	
Condição	Fator de segurança
Capacidade de carga de fundações superficiais	3,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões sem prova de carga	2,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões com prova de carga	1,6

Nota: No caso de fundações profundas, só é permitido reduzir o fator de segurança quando se dispõe do resultado de um número adequado de provas de carga e quando os elementos ensaiados são representativos do conjunto da fundação, ou a critério do projetista. Esta redução só é possível quando as provas de carga são realizadas *a priori* na obra, e não *a posteriori*, como instrumento para dirimir dúvidas quanto à qualidade do estaqueamento.

Fonte: ABNT NBR 6122:2010 - Projeto e execução de fundações.

A solução proposta baseada no uso da estaca tipo Mega para a consolidação do solo era uma solução satisfatória, devido ao acréscimo da capacidade de suporte das fundações existentes que ela proporciona e da modificação parcial dessas fundações existentes em virtude de uma deficiência localizada, que é o recalque, sem interferir no uso da

edificação durante o decorrer da obra. Além disso, são utilizadas em locais de difícil acesso, não fazem barulho e não utilizam água nem refrigeração.

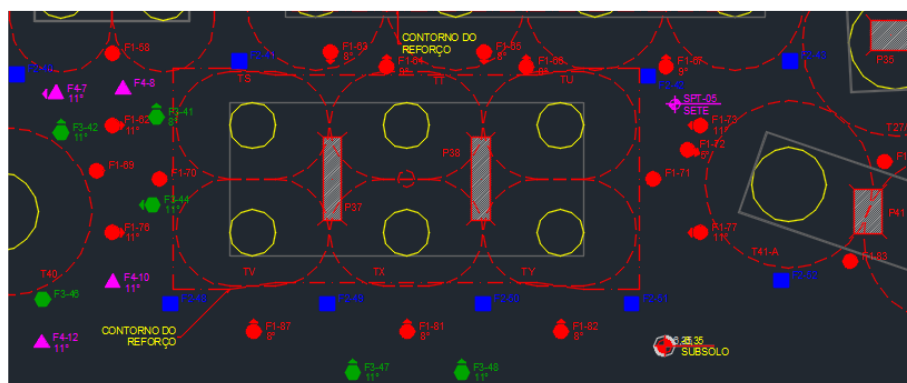
Contudo, descartou-se essa opção pelo impedimento de espaço da edificação, uma vez que, tratava-se de um edifício de 30 pavimentos, com carga bastante elevada. O alto custo de execução e o seu longo tempo, também contribuíram para a inviabilidade do processo.

3.5 Reforço do solo

O projeto de reforço do solo consistiu na injeção de calda de cimento CP II - Z - 32 (cimento Portland composto com pozolana), abaixo da base dos tubulões e até cerca de 12 a 14 metros do solo, para que fosse restituída a capacidade de carga do solo. Com isso, seria possível estabilizar os recalques, gerando menos impacto na edificação.

O projeto continha a locação dos furos primários (círculo vermelho), secundários (quadrado azul), terciários (hexágono verde) e quaternários (triângulo rosa) (Figura 31).

Figura 31 - Região em volta do bloco P37/P38, com furos primários, secundários, terciários e quaternários



Fonte: Autora (2017).

O Tratamento de Solo por injeção de consolidação (Figura 32) utilizou-se de tubo PVC manchettato. Cada manchete era dividida de 15 em 15 centímetros. O tubo era composto em malha preliminar de 2x2m e, se necessário, malha de 1x1m, com comprimento entre 12 e 14 metros.

Até a cota prevista no projeto, realizou-se a perfuração e aplicava-se polímero para o seu avanço. Retirou-se o trado e introduzia o tubo PVC manchettato, devidamente tampado no fundo. Preencheu-se a bainha com calda de cimento (fator água/cimento 0,50) conforme especificação de projeto, utilizando 1 saco de cimento para cada manchete, em estágios múltiplos, no sentido ascendente, com o auxílio de uma bomba injetora de obturador duplo.

Figura 32 - Injeção de calda de cimento no solo



Fonte: Autora (2017).

Assim, as pressões de injeção deviam ser controladas, na ordem de 5kgf/cm² (500 kPA) e o tempo de início das injeções, devia ser superior a 8 horas e inferior a 36 horas. Os furos de injeção com espaçamento inferior a 7 metros e com intervalo de tempo inferior a 12 horas, não foram executados.

A partir da execução das injeções, foi realizado o seu acompanhamento diário, com a finalidade de obter as leituras de controle de recalque, conforme pode ser observado na Figura 33.

Figura 33 - Resultados das injeções de calda de cimento em cada manchete da baihna

F1-02						
Baihna	Data: 06/03/2017		Início: 08:55	Término: 10:06	Vol.: 0,135m ³ (2,5 sacos de cimento)	
	Comp. Total: 20,0m (5,0m s/ manchete + 15,0m c/ manchete)				Inclinação: 15°	
Manchetes	Pa (kg/cm ²)	Pi (kg/cm ²)	Quant. (sacos de cimento)	Calda de cimento (m3)	Data: 07/03/2017	
					Início: 07:37	Término: 12:30
n.1	40	10	0,5	0,027	OBS.: Traço da calda de cimento 0,50. Com receio de atingir a base do tubulão com a perfuração com inclinação de 20°, conforme havia ocorrido na tentativa de execução do furo F1-03, tentou-se executá-lo, com sucesso, com inclinação de 15°. O comprimento total perfurado foi de 20,0m, sendo os primeiros 5,0m sem manchete e o restante com manchetes a cada 0,50m.	
n.2	40	10	0,5	0,027		
n.3	44	10	0,5	0,027		
n.4	38	10	0,5	0,027		
n.5	38	10	0,5	0,027		
n.6	38	10	1,0	0,054	Houve demora para iniciar os serviços no dia 06/03/2017 devido a queima e troca de um fusível.	
n.7	38	10	1,0	0,054		
n.8	40	10	1,0	0,054		
n.9	34	10	1,0	0,054		
n.10	30	10	1,0	0,054	Houve dificuldade durante a escavação dos últimos metros desta baihna.	
n.11	32	10	1,0	0,054		
n.12	36	10	0,5	0,027	Algumas interrupções durante as injeções para reparos na bomba (entrada de ar) e para desentupir o obturador	
n.13	34	10	1,0	0,054		
n.14	30	10	1,0	0,054		
n.15	24	10	1,0	0,054		
n.16	28	10	1,0	0,054		
n.17	20	10	1,0	0,054		
n.18	26	10	1,0	0,054		
n.19	30	10	1,0	0,054		
n.20	32	10	1,0	0,054		

n.21	22	8	1,0	0,054
n.22	22	8	1,0	0,054
n.23	20	8	1,0	0,054
n.24	28	10	1,0	0,054
n.25	38	10	1,0	0,054
n.26	26	10	1,0	0,054
n.27	24	8	1,0	0,054
n.28	20	8	1,0	0,054
n.29	12	6	1,0	0,054
n.30	16	6	1,0	0,054
		TOTAL	27,0	1,458

Fonte: Autora (2017).

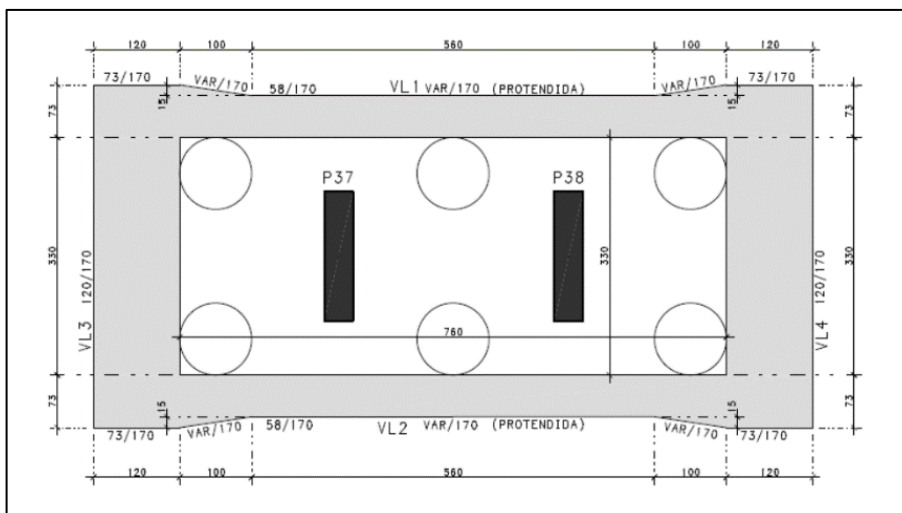
3.6 Reforço do bloco

Além do tratamento de enrijecimento do solo, ainda havia a necessidade de mais reforço para a sustentação da estrutura do prédio, uma vez que apenas o solo estava reforçado enquanto a estrutura se comportava da mesma forma. Além disso, percebia-se que no “fundo” do terreno, o solo apresentava mais componentes de argila, deixando-o “mais mole” e logo, com menos resistência. Por isso, esse lado do edifício estava recalando mais do que em outros pontos do terreno, devido às características do solo obtidas na sondagem. O medo do edifício “tombar” para a parte menos resistente do solo era presente, pois notava-se valores de velocidade de recalque maiores nesses pontos.

Além disso, a partir de análises, percebeu-se que havia problema no cálculo do projeto de fundação, de modo que a armadura do bloco foi subdimensionada, ou seja, havia insuficiência de armadura negativa para compensar os esforços provenientes dos momentos fletores negativos.

Desse modo, observando o perigo, houve a execução do reforço do bloco (Figura 34) que sustenta os pilares P37 e P38, para estabilizar o bloco, de modo que ele seja capaz de suportar os esforços provenientes dos pilares da edificação. O reforço do bloco representa o reforço da estrutura do empreendimento em questão, a fim de garantir a estabilidade do edifício estudado.

Figura 34 - Formas do reforço (BLOCO P37/P38)



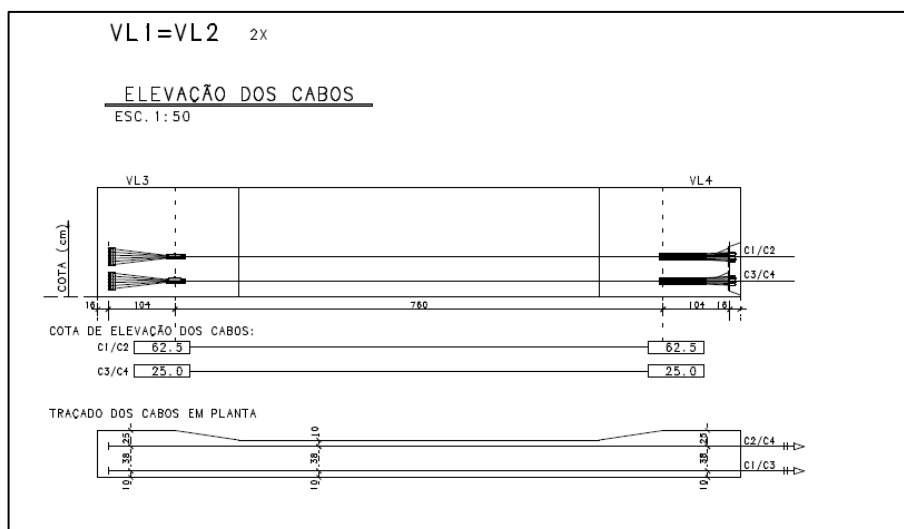
Fonte: Autora (2017).

A execução do reforço consistia em travar o bloco nas duas direções. No sentido de maior comprimento do bloco, foram executadas as vigas laterais (VL1 e VL2), com armadura composta por cabos de protensão. As vigas laterais apresentam seção transversal variável de 58 cm de largura passando para 73 cm nas extremidades do bloco e altura de 1,80 m.

O processo de reforço utilizou concreto protendido com aderência posterior (armadura de protensão pós-tracionada). Nessa armadura, foram utilizadas cordoalhas engraxadas, nos quatro cantos do bloco.

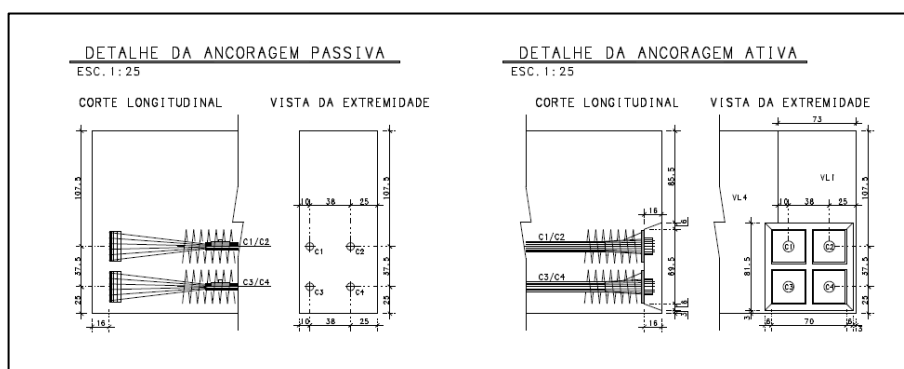
A protensão com aderência posterior trabalha com o concreto de reforço do bloco já endurecido, de modo que a aderência ocorre posteriormente, através da injeção de calda de cimento Portland CP-IV no interior das bainhas, relação água/cimento de 0,40, com o auxílio de bombas injetoras. Os cabos de protensão foram pós-tracionados por meio de macacos hidráulicos especiais. Quando a força de protensão atingiu o valor especificado em projeto, os cabos foram ancorados na lateral do bloco através da placa de ancoragem com quatro cunhas metálicas, conforme pode ser observado na Figura 35.

Figura 35 - Elevação dos cabos nas vigas VL1 e VL2



Fonte: Autora (2017).

Figura 36 - Detalhe das ancoragens passiva e ativa

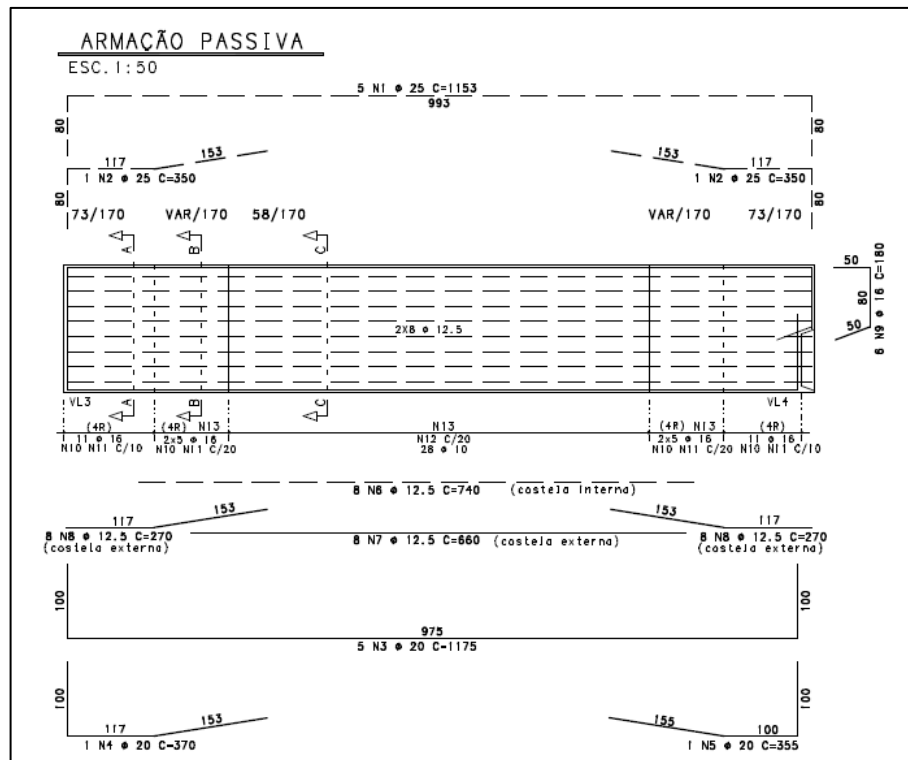


Fonte: Autora (2017).

A execução da ancoragem passiva detalhada na Figura 36 foi realizada com a utilização de cunhas pré-cravadas, a fim de deixar a outra extremidade livre para a protensão na ancoragem ativa.

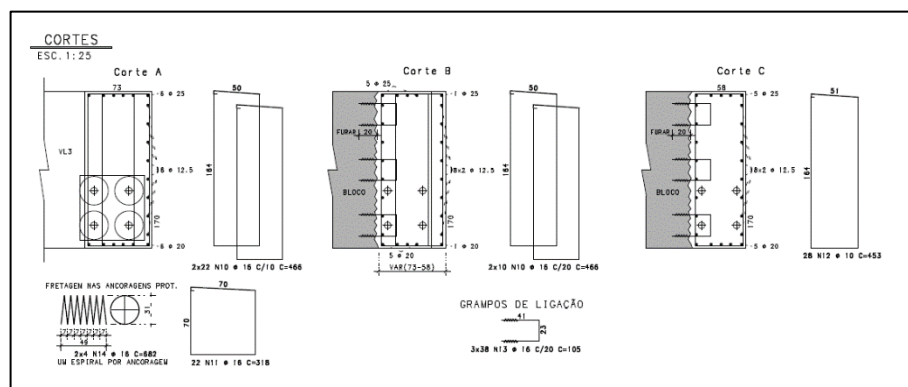
Contudo, além da protensão nas vigas laterais, na Figura 37 tem-se o detalhamento da armação das vigas, tanto no sentido transversal, como no sentido longitudinal, utilizando-se de barras de Φ 12,5 mm, Φ 20 mm e Φ 25 mm, e estribos de Φ de 10 mm. E na Figura 38 é possível observar os cortes.

Figura 37 - Armação passiva das vigas



Fonte: Autora (2017).

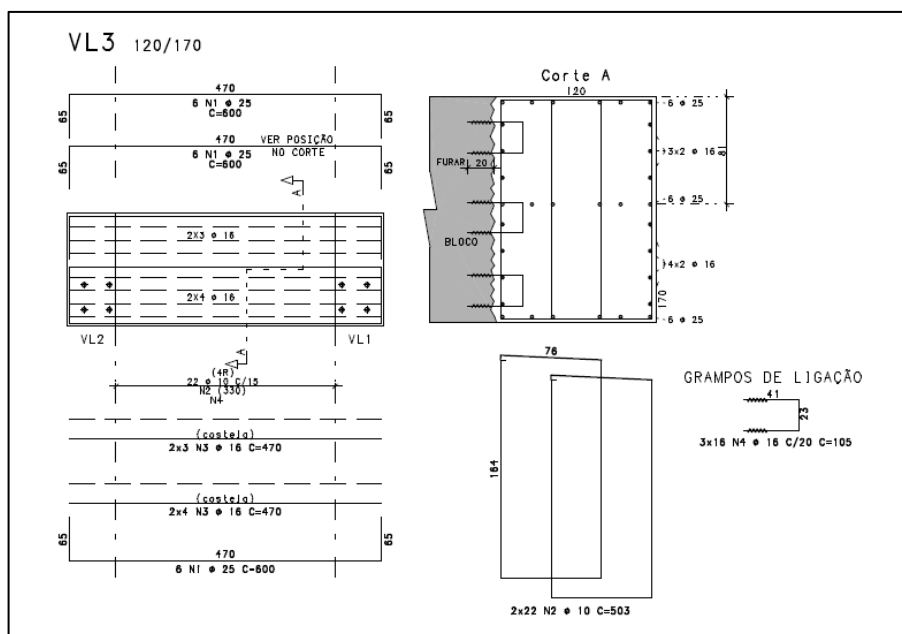
Figura 38 - Cortes das vigas



Fonte: Autora (2017).

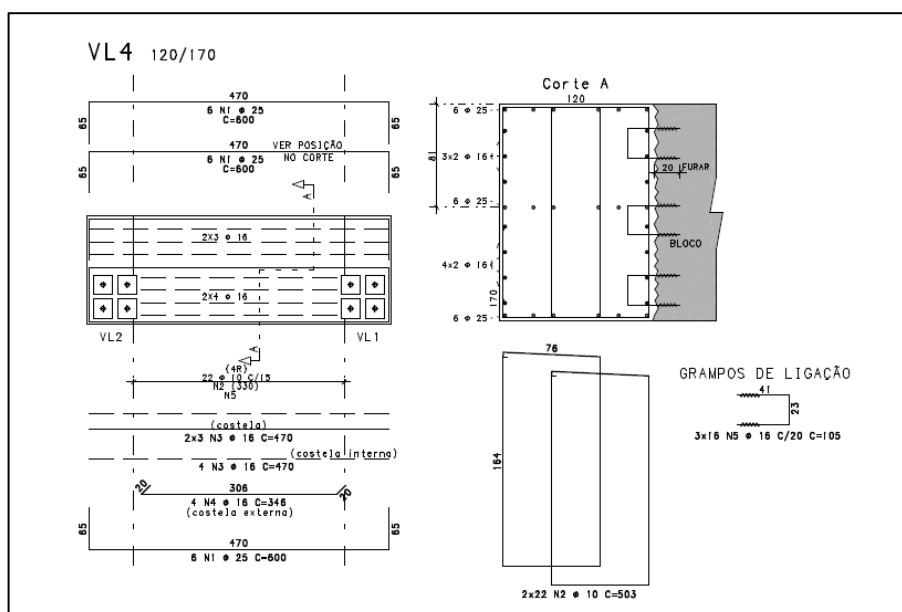
Ademais, nas duas menores dimensões do bloco, foram utilizadas vigas laterais de concreto armado (VL3 e VL4), com 1,20 metros de largura por 1,80 metros de altura, o que constituiu vigas bem robustas e capazes de suportar o travamento do bloco. Nas Figuras 39 e 40, é possível observar a armação das vigas VL3 e VL4, respectivamente, com barras de Φ 16 mm e Φ 20 mm.

Figura 39 - Viga lateral 3



Fonte: Autora (2017).

Figura 40 - Viga lateral 4



Fonte: Autora (2017).

As Figuras 41, 42, 43 e 44 mostram algumas das fases de execução do reforço do bloco P37/P38.

Figura 41 - Escavação ao redor do bloco P37 e P38 para a execução do reforço



Fonte: Autora (2017).

Figura 42 - Fôrmas e armação do reforço do bloco P37 e P38



Fonte: Autora (2017).

Figura 43 - Concretagem do bloco P37 e P38



Fonte: Autora (2017).

Figura 44 - Bloco P37 e P38 quase finalizado após o reforço

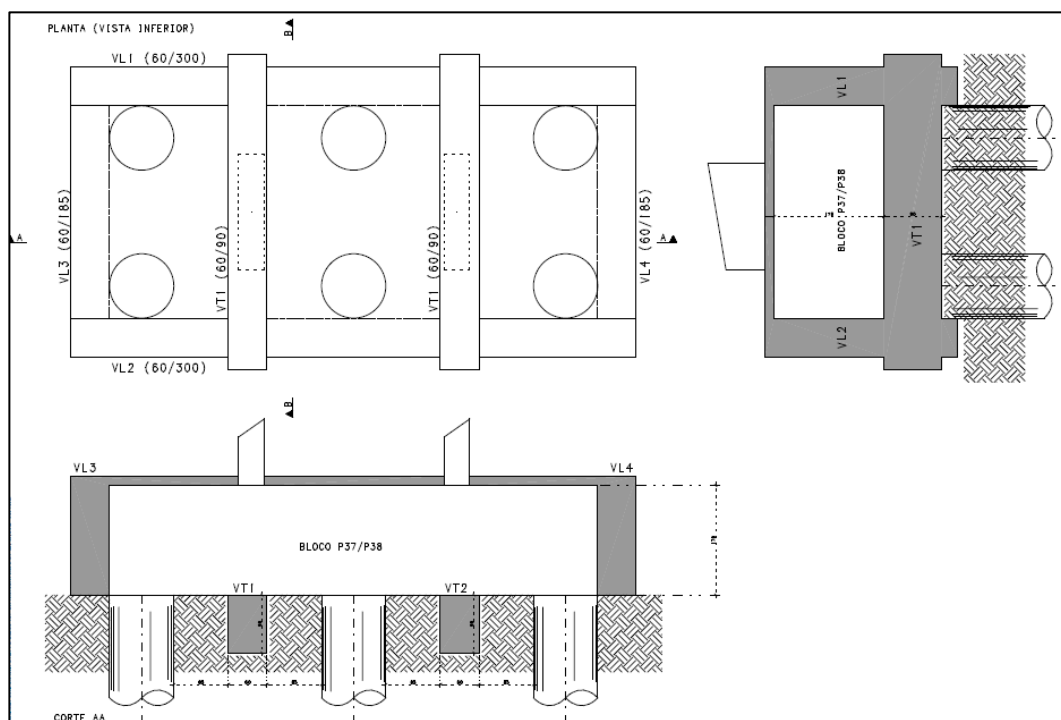


Fonte: Autora (2017).

3.7 Proposta de um novo modelo de reforço do bloco

O reforço do bloco consiste em utilizar vigas de travamento, com seção transversal de 60 cm de largura por 90 cm de altura, encabeçando o bloco, no sentido de compensar a insuficiência de armadura negativa (Figura 45). A insuficiência de armadura negativa é proveniente da falha no cálculo estrutural do projeto, o que indica que há necessidade de complementar essa armadura, a fim de combater os esforços provenientes dos momentos fletores negativos.

Figura 45 - Novo modelo de reforço para o Bloco P37 e P38



Fonte: Autora (2018).

Além disso, utiliza-se vigas laterais (VL1 e VL2) de 60 cm de largura por 3 m de altura e vigas laterais (VL3 e VL4) de 60 cm de largura por 1,85 m de altura com o mesmo princípio de encabeçamento do bloco, compensando a armadura negativa.

3.7.1 Lançamento estrutural

Para a modelagem, análise, cálculos, dimensionamento e detalhamento da armação das vigas de travamento e vigas laterais, utilizou-se o

software AltoQi Eberick. O resultado de dimensionamento apresentado pelo Eberick demonstra os esforços e resultados da armadura, verificando os elementos para o Estado Limite Último e de Serviço (ELU e ELS) de acordo com a ABNT NBR 6118:2014. Além disso, os resultados são apresentados em janelas para cada elemento estrutural, demonstrando os esforços e os resultados de armadura.

Inicialmente, definiu-se as propriedades da edificação, incluindo os pavimentos e as alturas dos níveis. Cada pavimento corresponde a um croqui (Figura 46). Em seguida, foi importado o projeto arquitetônico de cada pavimento, que é o projeto original da edificação, no formato DWG, realizando-se a conversão correta de escala para o lançamento da estrutura (1:50). Após o lançamento dos pilares, das vigas e das lajes, respeitando o mesmo lançamento estrutural do projeto da edificação, realizou-se o ajuste de todos os croquis, respeitando os valores mínimos determinados em norma para os elementos estruturais.

Figura 46 – Pavimentos da edificação

Projeto novo

Modelo

	Pavimento	Repetições	Altura (cm)	Nível (cm)	Lance
1	Ático	1	315.00	10710.00	35
2	Cobertura	1	315.00	10395.00	34
3	Pav. Tipo	28	315.00	10080.00	6
4	Mez. Lazer	1	315.00	1260.00	5
5	Mez. Garagem	1	315.00	945.00	4
6	Térreo	1	315.00	630.00	3
7	Subsolo 2	1	315.00	315.00	2
8	Subsolo 1	1	300.00	0.00	1
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					

Título

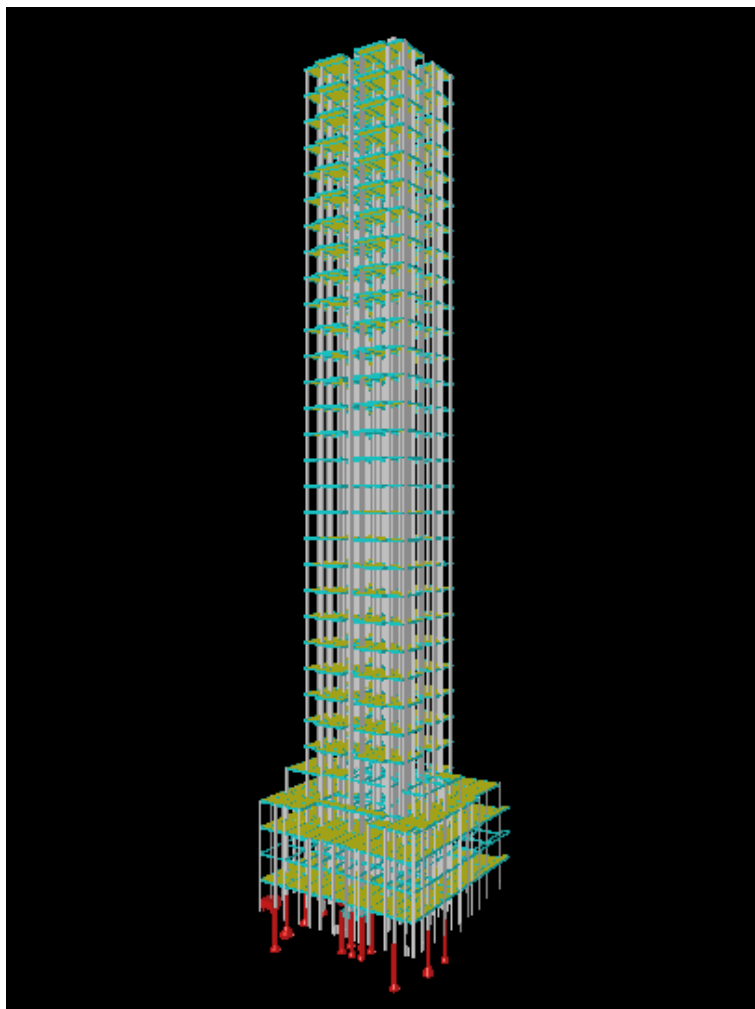
Nível inferior cm

Lance inicial

Fonte: Autora (2018).

A Figura 47 mostra os pavimentos da edificação em um pórtico espacial, após o lançamento completo da estrutura.

Figura 47 – Pórtico 3D



Fonte: Autora (2018).

As cargas referentes ao peso próprio das estruturas foram calculadas automaticamente através do software. Nessa etapa, determinou-se as cargas permanentes, as cargas acidentais atuantes na estrutura em função do seu uso, os esforços da alvenaria sobre as lajes e as vigas e, no ático, uma carga distribuída por área referente ao reservatório.

Por fim, definiu-se as principais configurações do Eberick, tais como tipos de ações, análise do dimensionamento e detalhamento, vento e realizou-se a análise estrutural, com a finalidade de efetuar as verificações dos Estados Limites Últimos (ELU) e de Serviço (ELS). Para

efeitos de cálculo, supõe-se que o edifício em questão, encontra-se em um ambiente urbano de classe de agressividade ambiental II segundo o item 6.4.2 da Norma ABNT NBR 6118:2014 (Figura 48).

Figura 48 – Configurações de materiais e durabilidade do concreto

Materiais e durabilidade

Aplicação
☒ Projeto inteiro
☐ Por pavimento

Pavimento
 Pav Tipo 7
 Pav Tipo 6
 Pav Tipo 5
 Pav Tipo 4
 Pav Tipo 3
 Pav Tipo 2
 Pav Tipo 1
 Pav Tipo
 Mez. Lazer
 Mez. Garagem
 Téreo
 Subsolo 1
 Subsolo 2
 Pço. elevador

Abertura máxima das fissuras
 Contato com o solo: 0.2 mm
 Contato com a água: 0.1 mm
 Demais peças: 0.3 mm

Geral
 Classe de agressividade: II (moderada)
 Dimensão do agregado: 19 mm
☐ Controle rigoroso nas dimensões dos elementos

Elementos

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	
Vigas	C-25	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	3 cm	Bitolas...
Lajes	C-25	2.5 cm		Bitolas...
Reservatórios	C-25	3 cm		Bitolas...
Blocos	C-25	3 cm		Bitolas...
Sapatas	C-25	3 cm		Bitolas...
Tubulões	C-20	3 cm		Bitolas...
Muros	C-25	3 cm		Bitolas...
Radier	C-25	3 cm		Bitolas...

Avísos
 Todas as informações estão definidas corretamente
 Detalhes...

OK Cancelar Ajuda Fluência... Barras... Classes...

Fonte: Autora (2018).

3.7.2 Análise dos resultados

Durante o fluxo de elaboração do projeto estrutural no Eberick, em diversos momentos, apareceram mensagens de erro ou de aviso referentes ao lançamento, à análise ou ao dimensionamento da estrutura. Ao encontrar tais mensagens, realizou-se a análise do que a mensagem significava e alterou-se o projeto de modo a corrigir a situação.

Os erros foram emitidos quando os elementos estruturais apresentaram condições insuficientes ou inadequadas para o seu dimensionamento e consequentemente detalhamento. Neste caso, a cada erro, o trabalho foi interrompido e analisava-se a condição de erro apontada, de forma a corrigi-lo da melhor maneira possível e prosseguir com os cálculos.

Já os avisos foram emitidos quando os elementos se encontravam em uma situação particular, que exigia alguma verificação não realizada pelo programa ou em uma situação que necessitava de alerta ou confirmação de que o elemento não está com erro de dimensionamento e foi propositalmente considerado como tal.

Dessa forma, os avisos emitidos pelo programa não impediram o detalhamento do elemento estrutural, uma vez que o lançamento estrutural estava correto, de acordo com os projetos originais da edificação.

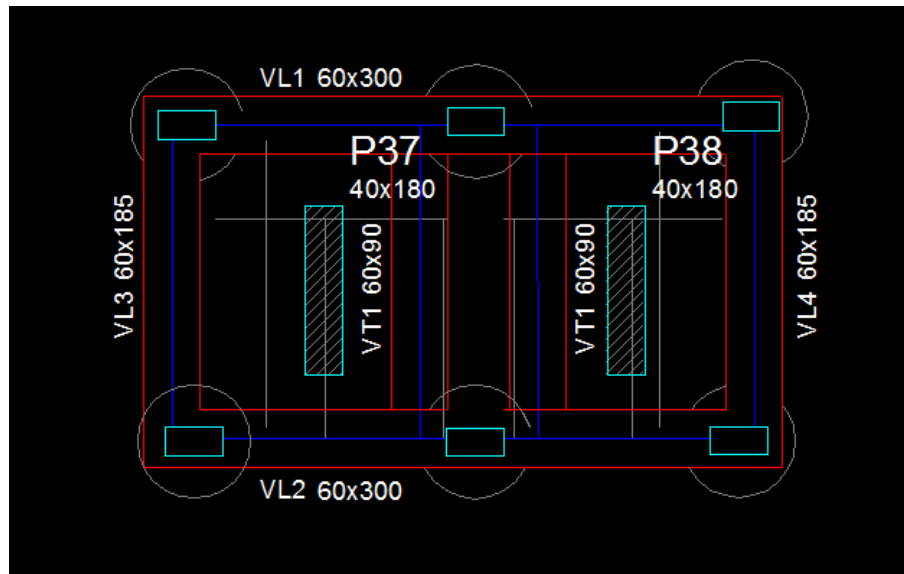
No detalhamento das vigas laterais e de travamento, alguns avisos foram emitidos, porém, desconsiderados. Tais erros referiam-se a viga parede e a possibilidade de instabilidade lateral.

A NBR 6118:2014 define em seu item 18.3.1 que as vigas biapoiadas com altura inferior a um terço do vão teórico e vigas contínuas com altura menor que a metade do vão teórico, devem ser tratadas como vigas para os detalhamentos conforme item 18.3. Vigas com relações maiores de l/h deverão ser tratadas como vigas parede e seguir as prescrições da seção 22, cujas hipóteses de dimensionamento e comportamento estrutural diferem de vigas usuais, não se aplicando ao dimensionamento efetuado pelo Eberick.

Para vigas sujeitas à compressão em pontos não travados por lajes, é necessário verificar a segurança à instabilidade lateral da viga através de procedimentos apropriados. O Eberick utiliza as condições simplificadas sugeridas pela norma para verificação das vigas quanto à flambagem lateral quando a zona comprimida não se situa dentro de uma laje. Desse modo, pode-se desconsiderar momentaneamente tal situação.

A Figura 49 mostra a planta de fôrma das vigas com a configuração final da estrutura de reforço do bloco que sustenta os pilares P37 e P38.

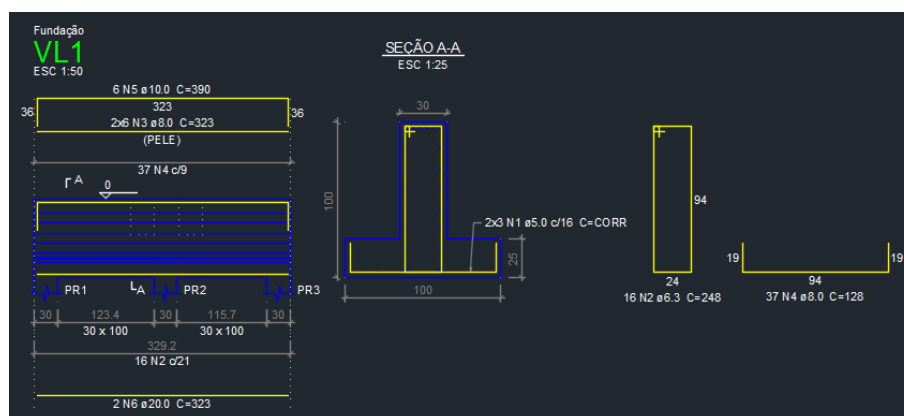
Figura 49 – Formas das vigas laterais e de travamento



Fonte: Autora (2018).

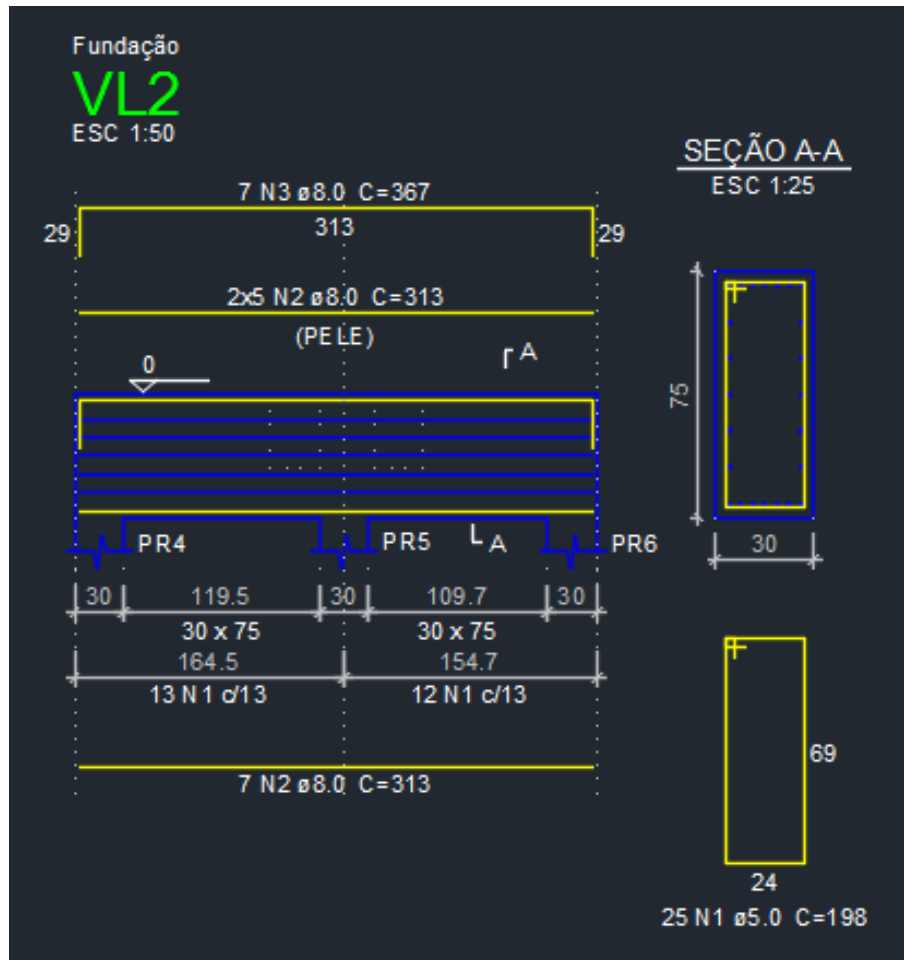
Assim, as Figuras 50, 51, 52, 53 e 54 trazem a armadura calculada para as vigas laterais (VL1, VL2, VL3 e VL4) e para as vigas de travamento (VT1) de acordo com o que foi proposto como novo reforço do bloco P37/P38.

Figura 50 – Viga lateral 1



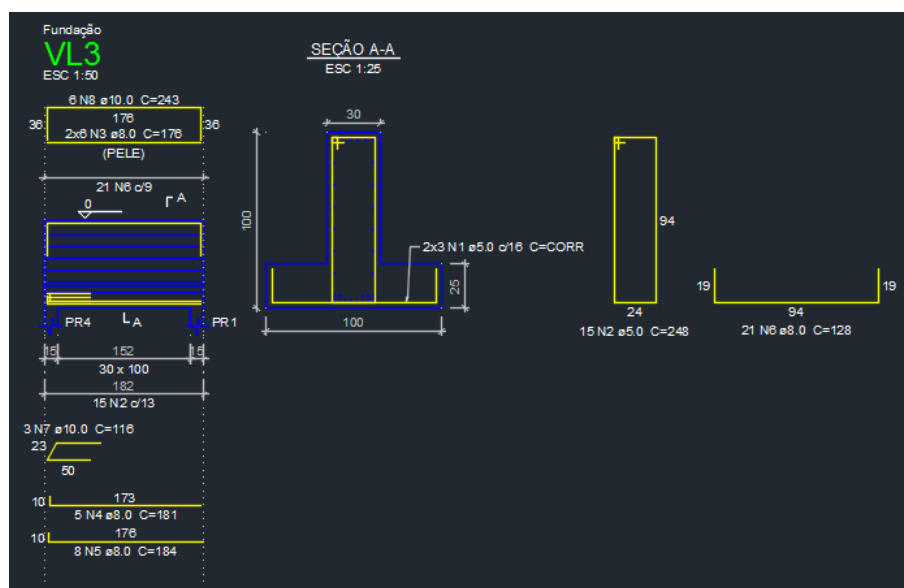
Fonte: Autora (2018).

Figura 51 – Viga lateral 2



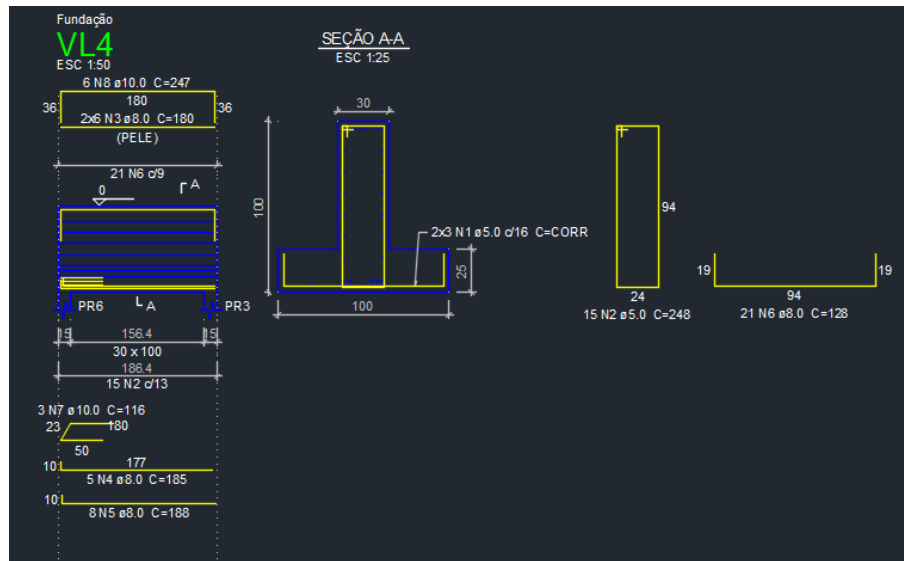
Fonte: Autora (2018).

Figura 52 – Viga lateral 3



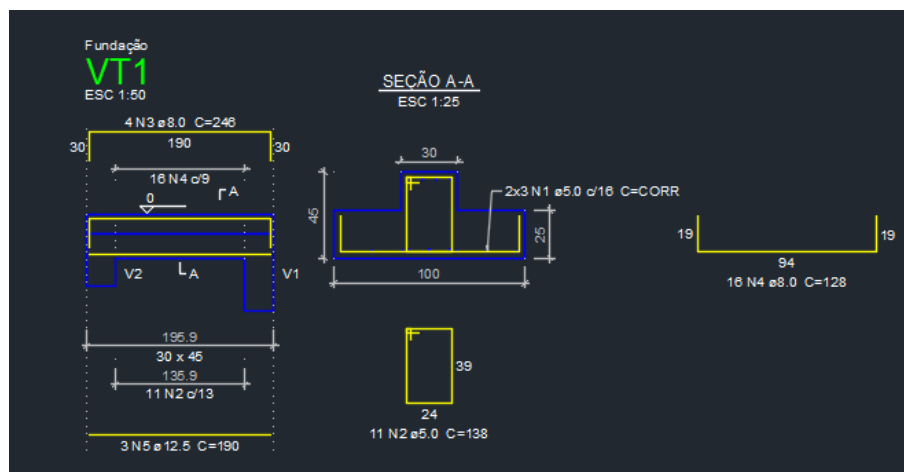
Fonte: Autora (2018).

Figura 53 – Viga lateral 4



Fonte: Autora (2018).

Figura 54 – Viga de travamento



Fonte: Autora (2018).

Observa-se que o detalhamento da armação das vigas, utilizando-se de barras de Φ 10 mm, Φ 12,5 mm e Φ 20 mm, e estribos de Φ 5 mm e Φ 8 mm para resistir aos momentos atuantes nas seções. As barras são providas de comprimento adicional para que ocorra a transferência de tensões nas quais estão submetidas para o concreto pela aderência. Assim, há capacidade de transmissão de esforços entre concreto e armadura.

Além disso, há ancoragem das barras da armadura de acordo com o que prescreve a ABNT NBR 6118:2014 no item 9.4.2. As barras tracionadas (item 9.4.2.1) podem ser ancoradas com um comprimento retilíneo ou com grande raio de curvatura em sua extremidade. E, de acordo com o item 9.4.6 da norma, a ancoragem dos estribos deve necessariamente ser garantida por meio de ganchos ou barras longitudinais soldadas.

A vantagem da utilização do Eberick é que o software permite criar um documento único com o memorial de cálculo da edificação, bem como relatórios referentes à análise global (Anexo D), esforços e dimensionamento dos elementos, deslocamentos horizontais (Anexo E) e cargas nas fundações (Anexo F). Também é possível gerar um relatório com os critérios adotados no projeto, como, dados da obra e normas utilizadas para análise e dimensionamento dos elementos estruturais.

4 CONCLUSÃO

Uma investigação geotécnica de qualidade é o primeiro passo para a confecção de um projeto de fundações. Além disto, é extremamente necessário saber as cargas que serão transmitidas ao solo e o tipo de fundação que será executada. Diante destas informações, é possível executar corretamente o tipo de fundação escolhida, evitando-se assim, o número de ocorrência de patologias das fundações, que, infelizmente, ainda é um número bastante considerável. A utilização de procedimentos corretos durante a vida útil dos elementos de fundação pode minimizar ou até mesmo eliminar as patologias, aumentando o desempenho e a segurança das fundações.

Nos casos de ocorrências de patologias na fundação, será necessário a recuperação ou reforço das fundações, que por sua vez, depende do tipo de fundação, resistência do solo e das cargas atuantes. Assim, o conhecimento sobre as patologias é de grande importância, tanto para a segurança como para a durabilidade e maior vida útil das construções, bem como para se economizar financeiramente. Percebe-se que as

causas das patologias de fundações podem ser evitadas, lembrando-se dos pequenos detalhes que fazem total diferença.

Desse modo, o erro no projeto da fundação do empreendimento estudado é proveniente das características geológicas do local, do superdimensionamento do resultado da investigação do solo (valor de tensão admissível elevado) e da deficiência do projeto estrutural, que ocasionou a insuficiência de armadura negativa nos blocos.

O recalque de fundação do edifício em questão, diagnosticado através da realização de inúmeras sondagens e previsto pela existência de trincas, fissuras e rachaduras por todos os pavimentos foi solucionado por meio da injeção de calda de cimento no solo para o tratamento das suas condições de estabilidade e pelo reforço do bloco que sustentava os pilares P37 e P38 da edificação, utilizando o sistema de protensão com aderência posterior e aumento de seção do bloco.

Sendo assim, nota-se que é importante o cuidado na realização de uma boa sondagem do solo e de estudos geotécnicos antes de se iniciar o trabalho de construção, uma vez que o erro na execução da sondagem do edifício, pode ocasionar em erros no dimensionamento do projeto da fundação, pois define-se características do solo que podem estar equivocadas. A correta análise inicial do solo estudado, pode prevenir futuros problemas patológicos bem como os recalques, evitando assim, perdas financeiras e de segurança.

É possível verificar que, quando se descobriu a existência de um problema patológico nas estruturas da edificação, houve a necessidade imediata de verificar as causas dos problemas para uma possível intervenção no processo de construção do edifício, pois quanto antes se iniciassem os trabalhos de resolução, mais eficazes e mais baratos ficariam os gastos para reparo.

Portanto, a escolha do modelo de reforço do bloco através das vigas de travamento, foi decorrente do empirismo alcançado com todas as informações estudadas e da experiência e julgamento dos profissionais

envolvidos no problema. A definição do novo reforço a ser aplicado esteve sujeita a condicionantes técnicos, econômicos, de exequibilidade, viabilidade, disponibilidade, praticabilidade e de segurança.

REFERÊNCIAS

ABNT. **Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos solos**. NBR 6484. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **Forças devidas ao vento em edificações**. NBR 6123. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **Projeto e execução de fundações**. NBR 6122. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. NBR 6120. Rio de Janeiro, 1980.

ABNT. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. NBR 8681. Rio de Janeiro, 2003.

AZEVEDO, Hélio. **O Edifício até sua Cobertura**. 2 ed. São Paulo: Edgard Blucher LTDA, 1988.

BASTOS, Paulo. **Concreto protendido**. 2015. Disponível em: <<http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/>>. Acesso em: 12 jun. 2018.

BASTOS, Paulo. **Fabricação de peças protendidas**. 2012. Disponível em: <<https://slideplayer.com.br/slide/384870/>>. Acesso em: 12 jun. 2018.

BRITO, José. **Fundações do edifício**. São Paulo, EPUSP, 1987.

CABRAL, Yan. **Métodos de investigação geológica e geotécnica**. 2013. Disponível em:

<<https://www.passeidireto.com/arquivo/4824843/metodos-de-investigacao-geologica>>. Acesso: 10 jun. 2018.

CALISTO, Aline. KOSWOSKI, Regiane. **Efeito do recalque diferencial de fundações em estruturas de concreto armado e alvenaria de vedação. Estudo de caso.** 2015. Disponível em: <http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/3930/1/CT_EPC_2014_2_03.pdf>. Acesso em: 14 jun. 2018.

CARVALHO, C.; FILHO, J. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado. Segundo a NBR 6118:2014.** 4. Ed. São Carlos. 2015.

CINTRA, J. C. A., AOKI, N., ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: Projeto geotécnico.** São Paulo. 2009.

CORREIRA, João. **Reforço de fundações de edifícios.** 2014. Monografia (Dissertação para a obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil) – Técnico Lisboa. Lisboa. 2014.

CUNHA, Flavio. Apostila de fundações, faculdades objetivo. Disponível em: <<http://pt.scribd.com/doc/96815277/Apostila-de-fundacoes-Recalque>>. Acesso em 21 jun. 2018.

EPOCA. **Prédios do Minha Casa, Minha Vida, no Rio ameaçam cair e terão que ser demolidos.** 2013. Disponível em: <<http://revistaepoca.globo.com/Sociedade/noticia/2013/03/predios-do-minha-casa-minha-vida-no-rio-ameacam-cair-e-terao-que-ser-demolidos.html>>. Acesso em: 11 jun. 2018.

ESTE, Geotecnia. **Sequência executiva de Estaca Raiz.** 2015. Disponível em: <<http://www.este.com.br/servicos.php>>. Acesso em: 11 jun. 2018.

FABRÍCIO, M.; ROSSIGNOLO, J. **Fundações.** 2016. Disponível em: <<http://www.mapadaobra.com.br/capacitacao/conheca-os-tipos-de-fundacoes-de-uma-construcao/>>. Acesso em: 09 jun. 2018.

FORTMIX. Concreto protendido. 2017. Disponível em: <<http://www.salverfortmix.com.br/noticias/concreto-protendido-3.html>>. Acesso em: 12 jun. 2018.

FRANCO, Vanessa Naiara Censi; NIEDERMEYER, Francieli Maiara. **Manifestações Patológicas Geradas por Recalque de Fundações**. Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Edição 07. Ano 02, Vol. 01. pp 194-214, Outubro de 2017. ISSN:2448-0959.

HACHICH, W.; FALCONI F. F.; SAES J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações; teoria e prática**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.

IOSHIMOTO, E. **Incidências de manifestações patológicas em edificações habitacionais**. In: TECNOLOGIA DE EDIFICAÇÕES. São Paulo: Pini, 1988.

JUNIOR, Luiz. **Argamassas – como e onde usar?** 2013. <https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/argamassas--como-e-onde-usar_11323_0_1>. Acesso em: 20 jun. 2018.

LIMA, Amanda. **Vamos falar de sondagem: Sondagem a Percussão**. 2017. Disponível em: <<http://engenheirocaicara.com/vamos-falar-de-sondagem-sondagem-percussao/>>. Acesso em: 13 jun. 2018.

LIMA, J. J. Estaca mega e estaca metálica. 2015. Disponível em: <<http://jjlimaempreiteira.com.br/servicos.html>>. Acesso em: 11 jun. 2018.

LOBATO, Raul. **Níveis de protensão**. 2015. Disponível em: <http://sinop.unemat.br/site_antigo/prof/foto_p_downloads/fot_12224aula_05_pdf_AULA_05.pdf>. Acesso: 10 jun. 2018.

SUMENSSE, Karen. **Patologia de fundações**. 2016. Disponível em: <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAhHKwAF/patologia-fundacoes>>. Acesso em: 13 jun. 2018.

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

MARCONDES, Carlos. **Itambé utiliza fôrmas de blocos de concreto na fundação de seu novo moinho**. 2009. Disponível em: <<http://www.cimentoitambe.com.br/itambe-utiliza-formas-de-blocos-de-concreto-na-fundacao-de-seu-novo-moinho/>>. Acesso em: 12 jun. 2018.

MARINHO, Rafaella. **Patologia das fundações: Estudos de caso**. 2017. Instituto de Pós-Graduação – IPOG.

MILITITSKY, Jarbas. **Patologia das Fundações**. 2015. 2. Ed. São Paulo. 2008.

NEVES. M. J. N. **Técnicas de Recalçamento e Reforço de Fundações: Metodologias, Dimensionamento e Verificações de Segurança**. 2010. 189 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Superior Técnico: Universidade Técnica de Lisboa. 41

NOAL, Bruno. **Entendendo as trincas e fissuras**. 2016. Disponível em: <<http://www.mapadaobra.com.br/inovacao/entendendo-as-trincas-e-fissuras/>>. Acesso: 10 jun. 2018.

OLIVEIRA, Armando. **Tipos de reforço de fundação**. <<http://www.reforca.com.br/tipos-de-reforco-de-fundacoes/>>. 2014. Acesso em: 19 jun. 2018.

PIANCASTELLI, Élvio. **Patologia e Terapia das Estruturas: Reforço com Concreto**. Universidade Federal de Minas gerais. 31 p. Notas de Aula. 2005.

RAMIREZ. **Projetos de engenharia**. 2015. Disponível em: <http://www.sub100.com.br/empresas/engen/ramirez_novo/projetos.php>. Acesso em: 11 jun. 2018.

RÊBELO, Thaiane. **Estudo de caso de uma obra de reforço de fundações e renivelamento de edifícios**. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2017.

RUDLOFF. **Concreto protendido.** 2015. Disponível em: <<http://www.rudloff.com.br/concreto-protendido>>. Acesso em: 12 jun. 2018.

SOLOTRAT. **Injeção de calda de cimento.** 2017. Disponível em: <<http://www.solotrat.com.br/injecao-de-calda-de-cimento>>. Acesso em: 12 jun. 2018.

TECGEO. **Reforço de fundações.** 2015. Disponível em: <<http://www.tecgeo.com.br/servicos/reforco-de-fundacoes-20>>. Acesso em: 21 jun. 2018.

TECHNE. **Radier protendido.** 2012. Disponível em: <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/185/radier-protendido-285959-1.aspx>>. Acesso em: 12 jun. 2018.

VELLOSO, D. A., LOPES. F., R. **Fundações.** Vol. Único. São Paulo. 2012.

VERÇOZA, E. J. **Patologia das edificações.** Porto Alegre: Editora Sagra, 1991.

VERISSÍMO, G.; JR K. **Concreto protendido – Fundamentos básicos.** Viçosa. 1998. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/lutt/Concreto%20Protendido/CP-vol1.pdf>>. Acesso em: 11 jun. 2018.