

Tânia Michelle Roque Campos

Tema: Reabilitação e Reforço Estrutural

Estudo de Caso: Reabilitação e Reforço Estrutural de um Edifício na cidade de Maputo



UNIVERSIDADE POLITÉCNICA (A POLITÉCNICA)

Escola Superior de Gestão, Ciência e Tecnologia

Relatório de Estágio Curricular

Curso de Engenharia Civil

Maputo, 2014

“Aprender é a única coisa de que a mente nunca se cansa,

Nunca tem medo e nunca se arrepende”.

(Leonardo Da Vinci)

Tânia Michelle Roque Campos

Tema: Reabilitação e Reforço Estrutural

Estudo de Caso: Reabilitação e Reforço Estrutural de um Edifício na cidade de Maputo



UNIVERSIDADE POLITÉCNICA (A POLITÉCNICA)

Escola Superior de Gestão, Ciência e Tecnologia

Relatório de Estágio Curricular

Curso de Engenharia Civil

Maputo, 2014

UNIVERSIDADE POLITÉCNICA**PARECER DE SUPERVISÃO DE TRABALHO DE LICENCIATURA****TEMA:** Reabilitação e Reforço Estrutural

Estudo de Caso: Reabilitação e Reforço Estrutural de um Edifício na cidade de Maputo.

Candidata: Tânia Michelle Roque Campos

I. Avaliação do Trabalho

Pretende-se neste trabalho analisar a viabilidade técnico-económica das soluções de reforço à luz da documentação regulamentar actualmente existente.

Em termos de enquadramento do problema será apresentada uma síntese retrospectiva dos tipos de reforço existentes para estruturas de betão armado na perspectiva das soluções estruturais, particularmente ao nível das vigas, pilares e lajes. Dar-se-á maior ênfase aos aspectos de carácter tecnológico associados à realização dos vários tipos de reforço estrutural, relacionando-as com as suas vantagens e inconvenientes.

Pretende-se ainda sintetizar a informação disponível na regulamentação, relevante para o dimensionamento do reforço de estruturas de betão armado.

Por último será feito o estudo do reforço de um edifício localizado na cidade de Maputo que apresenta sinais visíveis de avarias estruturais, fazendo a sua comparação técnico-económica.

O Supervisor

Américo Dimande, Eng.º Civil

“Reabilitação e Reforço Estrutural ”

Relatório de estágio curricular
apresentado à **Universidade
Politécnica** como requisito parcial para
a obtenção do título de **Licenciatura
em Engenharia Civil**.

Orientador:

Eng.º. Américo Dimande

Maputo, 2014

DECLARAÇÃO DE HONRA

Declaro por minha honra, que este trabalho é da minha autoria e resulta da minha investigação com recurso às fontes, aos meios e à bibliografia citados ao longo do trabalho. Esta versão constitui a primeira e única que, até ao momento, submeti à Universidade Politécnica, para a obtenção do grau de Licenciatura em Engenharia Civil.

Maputo, 2014

A Candidata

Tânia Michelle Roque Campos

**EXMO SENHOR CHEFE DO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIAS, CIÊNCIAS E
TECNOLOGIAS DA UNIVERSIDADE POLITÉCNICA**

MAPUTO

Maputo, 2013

Tânia Michelle Roque Campos, nascida a 04 de Maio de 1978, filha de Júlio Domingos Campos e de Joana Manuel Roque Dias, natural da Cidade de Maputo, residente na Av. Joaquim Chissano, nº114, 5ºAndar, Cidade de Maputo, portadora do B.I. n.º 110100040954P, emitido a 08 de Janeiro de 2010, pelo Arquivo de Identificação de Maputo, estudante do Curso de Engenharia Civil, código 112011, turno pós-laboral, dessa instituição de ensino, requer a V. Excia a análise e aprovação do Relatório de Estágio Curricular.

Pede deferimento.

A Candidata

Tânia Michelle Roque Campos

DEDICATÓRIAS

Dedico este trabalho,

Aos meus filhos Khyanne Maquechemu e Hakeem Maquechemu, que são a minha vida;

Ao meu esposo Arquimitos Maquechemu, meu presente, sem ele nenhum sonho seria possível ou valeria a pena;

À minha mãe Joana Dias, luz da minha vida que um dia sonhou e hoje compartilha este importante momento comigo;

Ao meu pai Júlio Campos, apesar de não estar fisicamente, acredito que está de espírito e alma a compartilhar este importante momento decisivo da minha vida.

AGRADECIMENTO

É muito bom passar por uma jornada destas e ter tanto que agradecer e querer a tantos homenagear.

É muito bom dizer obrigada a tanta gente que, neste período, de tanta euforia, cansaço, incerteza, incapacidade, tristeza e alegrias, conseguiu manter-se simplesmente presente. Por isso, agradeço:

- Inicialmente a Deus pela grande oportunidade que tive para chegar até este nível e pela força que me dá para sempre continuar a trabalhar e a estudar.
- Ao Eng.º Américo Dimande que me apoiou incentivou e dedicou o seu tempo, que teve importância fundamental nos momentos mais decisivos do meu trabalho, cujas valiosas orientações permitiram a conclusão deste trabalho.
- Aos meus colegas de faculdade Eng.ª Nora Aloy, a Eng.ª Katya Levy, pelo incentivo para conclusão deste trabalho.
- Enfim, a todos que me ajudaram directa ou indirectamente, pois a concretização do mesmo tem as mãos de muitos que buscaram uma forma de me ajudar.

LISTA DE FIGURAS**LISTA DE ABREVIATURAS**

FRP – Polímetro reforçado com fibra de carbono

Mpa – Mega Pascal

Kg- Kilograma

K- Potássio

Na – Sódio

M – metro

Mm – Milímetro

Rebap – Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforço

SPT - ensaio de penetração dinâmica

RESUMO

O mercado da reabilitação e o reforço de estruturas em Moçambique tem vindo a evoluir favoravelmente ao longo dos últimos anos como resultado do crescimento económico observado. A necessidade de se realizar trabalhos de reparação e reforço estrutural em edifícios urbanos está directamente relacionada com a oportunidade e a necessidade de se recuperar espaços e volumes não mais utilizados, impedindo a sua completa degradação, possibilitando assim, uma nova utilização. Estas intervenções devem usar todas as possibilidades proporcionadas pelos modernos sistemas de reparação e de reforço estrutural, visando encontrar as melhores soluções para os problemas da degradação do património histórico e cultural edificado. Uma intervenção de reabilitação pode passar por uma simples reparação, com o objectivo de repor as condições iniciais de segurança da estrutura, ou por uma intervenção mais profunda que inclui a primeira e adicionalmente outras medidas de reforço que visam elevar os níveis de segurança da estrutura às exigências actuais. A caracterização do tipo de intervenção requer um conhecimento pormenorizado da estrutura existente, não só ao nível do seu estado de degradação, bem como do seu comportamento estrutural.

Atendendo ao referido nos parágrafos anteriores, o presente trabalho refere-se ao estudo da reabilitação e reforço estrutural de estruturas de betão armado, através de técnicas vulgarmente conhecidas. De modo a permitir um conhecimento aprofundado sobre as técnicas de reforço e de reabilitação de estruturas, efectuou-se uma revisão bibliográfica sobre o estado do conhecimento, no que concerne ao reforço de estruturas de betão armado, incluindo o reforço das fundações. Pretendeu-se adquirir conhecimentos que permitam esclarecer sobre aspectos como o tipo de patologias e anomalias encontradas em edifícios e as soluções de reforço possível de aplicar.

Ao longo do trabalho é apresentado o caso de estudo de um edifício localizado na cidade de Maputo que apresentou uma série de patologias estruturas, induzidas pelo efeito causado por assentamentos diferenciais provocados pela construção de um edifício em altura contíguo a este. Finalmente indicam-se as principais conclusões sobre as técnicas de reforço e salientam-se algumas perspectivas de desenvolvimento futuro.

Palavras-chave: reforço estrutural, Chapas de aço, edifícios, fundações, mico-estacas, *jet grouting*

Abstract

The rehabilitation and strengthening of structures market in Mozambique has evolved favorably over the past few years as a result of economic growth. The need to carry out repair and structural reinforcement in urban cities is directly related, apart of economic growth, of the need to intervene in many degraded buildings. These interventions should use all the possibilities offered by modern systems of repair and structural reinforcement, aiming to find the best solutions to the problems of degradation of historical and cultural heritage building. A rehabilitation intervention can go through a simple a simple repair, in order to restore the original terms of safety parameters of the structure or, in a deeper perspective, may be necessary other measures aimed at raise the safety terms of the structures towards the current requirements.

The characterization of the type of intervention requires a detailed knowledge of the existing structures, not only in terms of their degradation state, but also its structural behavior.

This present work refers to the study of structural rehabilitation and strengthening of concrete structures through commonly known techniques. A literature review was made in order to allow a clear description of the strengthening and rehabilitation techniques as well as the type of structural pathologies and anomalies and the possible reinforcement solutions.

The case study of a building located in the city of Maputo, which presented a series of structural pathologies caused by differential settlements is described. Finally, conclusions are drawn out and recommendations concerning the strengthening and rehabilitation techniques are presented. Work to be developed in the future is also suggested.

Keywords: structural reinforcement, Steel plates, buildings, foundations, micro-piles, jet grouting

Índice de texto

1. INTRODUÇÃO	18
2. OBJECTIVOS	19
2.1. Objectivos Gerais.....	19
2.2. Objectivos Específicos	19
2.3. Justificativa de Estudo	19
2.4. Metodologia	20
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	21
3.1. Aspectos Gerais.....	21
3.2. Reabilitação.....	22
3.3. Níveis de reabilitação	23
3.3.1. Avaliação e Reabilitação de Edifícios	23
3.3.2. Reabilitação de estruturas.....	23
3.3.3. Principais dificuldades na reabilitação	24
3.4. Reforço Estrutural	25
3.4.1. Métodos convencionais de Reforço Estruturais	26
3.4.2. Aumento da Secção Transversal	27
3.5. Técnicas de Reforço	28
3.5.1. Técnica de reforço por adição de paredes resistentes.....	29
3.5.2. Técnica de reforço por adição de contraventamento metálico	29
3.5.3. Técnica de reforço por aplicação de perfis metálicos	30
3.5.4. Técnica de reforço por encamisamento metálico	31
3.5.5. Técnica de reforço por encamisamento de betão armado	32
3.5.6. Técnica de reforço por colagem de chapas de aço	33
3.5.7. Técnica de reforço por colagem de materiais compósitos de FRP	33
3.5.8. Reforço Estrutural com Chapas de Aço	34
3.5.9. Preparação da Superfície de Betão	35
3.5.10. Preparação da Chapa de Aço.....	35
3.5.11. Passos Para Aplicação do Reforço de Chapas de Aço.....	36
3.6. Método de Dimensionamento.....	37
3.6.1. Dimensionamento do reforço estrutural.....	37
3.6.2. Consideração para o Dimensionamento	38

4. Reforço de fundações.....	39
4.1. Contextualização do reforço e recalçamento de fundações.....	39
4.2. Anomalias em fundações.....	42
4.3. Tipos de intervenção de reforço de fundações.....	48
4.3.1. Reforço de fundações sem aprofundamento.....	48
4.4. Melhoria das características do solo.....	48
4.5. Recurso a soluções de jet grouting.....	49
4.6. Alargamento da base de fundação.....	50
4.7. GetGrounding.....	53
4.7.1. Variáveis que influenciam o método.....	57
4.7.2. Dimensionamento e Verificação da Segurança.....	57
4.7.3. Reforço e tratamento de solos com <i>jet grouting</i>	57
ESTUDO DE CASO	65
5. Reforço Estrutural do prédio nº 630 na Av. 24 de Julho – Cidade de Maputo	65
5.1. Introdução.....	65
5.2. Tipo de pesquisa utilizada.....	65
5.3. Descrição do prédio Nº 630.....	65
5.4. Resultados da Inspeção.....	69
5.5. Causas prováveis das avarias observadas.....	96
5.6. Reforço Estrutural.....	97
5.7. Considerações finais e recomendações.....	104
6. Conclusões:.....	106
7. Futuros Desenvolvimentos	107
Referências Bibliográficas	108

Índice das figuras

Figura 1- Aplicação convencional de material na reparação de vigas (Ferarri, 2007).....	28
Figura 2 - Adição de contraventamento metálico.	30
Figura 3 – chapas metálicas para reforço estrutural (sousa e ripper, 1998)	30
Figura 4 – Reforço por encamisamento metálico.	31
Figura 5 – Encamisamento com betão armado.	32
Figura 6 -. Exemplo de sondagem para averiguar a profundidade e estado das fundações existentes (Arquivo de imagem e fotográfica da empresa JetSJ geotécnica,lda).	41
Figura 7 - Consequência do rebaixamento do nível freático associado a descompressão do terreno (Appleton.J, 2003).	44
Figura 8 - Assentamento de fundação devido a descompressão do solo, na sequência de escavação adjacente (Appleton.J, 2003)	45
Figura 9 - Meteorização de fundações expostas na sequência de escavações (Appleton.J,2003).	46
Figura 10 - Processo de corrosão do aço no betão (Appleton.J, 1999).	47
Figura 11 -Fendilhação e delaminação do betão de recobrimento (Appleton.J, 1999).	47
Figura 12 - Reforço de fundações contínuas e respectivos diagramas de tensões [Coelho, 1996].	51
Figura 13 -Reforço de sapata de betão armado por cinturagem de betão armado (coelho, 1996).	51
Figura 14 -Recalcamento de fundações em alvenaria em duas fases (appleton, 2003).....	52
Figura 15 -Confinamento e alargamento de fundações [appleton, 2003].	53
Figura 16 -Representação esquemática da sequência construtiva de corpos de <i>jet groutings</i> simples [arquivo de imagens e fotos da empresa jetsjgeotecniica,lda].	54
Figura 17 - bico de injeção para <i>jet grouting</i> [pinto,a].	56
Figura 18 - Facilidade de desagregação dos diferentes tipos de solo, adaptado de [Pinto,A].	59
Figura 19 - Influência do tratamento por jet simples na relação final cimento/água em solos coesivos saturados [Carreto, 1999].....	62
Figura 20 - Ábacos orientativos da tensão tangencial solo-cimento/solo para argilas e siltes (a) e areias e seixos (b), adaptado de [Pinto,A].....	63
Figura 21 - Esquema de coluna de jet que atravessa múltiplos estratos de terreno, adaptado de [Bustamante, 1985].....	64
Figura 22 – Vista aérea da localização do prédio N ^o 630 (imagem retirada do Google maps).	66

Figura 23 – Planta do rés-do-chão.....	67
Figura 24 – Planta tipo de um apartamento.	67
Figura 25 – Representação esquemática do edifício nº 630 na Av. 24 de Julho	68
Figura 26 – Planta das fundações do edifício.....	69
Figura 27 – Fissuração do passeio, desenvolvendo-se paralelamente a fachada frontal do edifício.	71
Figura 28 – Deformação excessiva do piso.....	71
Figura 29 – Rotura da fachada envidraçada por deformação excessiva do piso (pormenor A). ...	72
Figura 30 - Fissuração pontual junto a base do pilar localizado junto a nova construção.....	72
Figura 31 – Fissuração acentuada de um murro em betão armado junto a saída das escadas de acesso as traseiras do edifício, sendo pontualmente visíveis as armaduras.	73
Figura 32 – Fissuração das paredes de alvenaria.....	73
Figura 33 – Fissuração atravessando elementos resistentes da estrutura e o aspecto das machas e fungos presentes em alguns locais das paredes.....	74
Figura 34 – Degradação dos tubos de queda e das respectivas fixações.	74
Figura 35 - Deformação excessiva do piso e fissuração acentuada da parede.	75
Figura 36 – Empenamento da caixilharia e da escada de acesso ao piso superior da loja.	76
Figura 37 – Rotura da alvenaria da caixa de passagem de tubagens.	77
Figura 38 – Fissuração do tecto da loja Fabiana.....	77
Figura 39 – Separação por empenamento da laje de cobertura e a caixaria de madeira.	77
Figura 40 – Fissuração acentuada das paredes de alvenaria.	78
Figura 41 – Vista frontal da empresa TAFE, Lda.	79
Figura 42 – Fissuração acentuada com tendência à separação de elementos de construção.	80
Figura 43 – Pormenor da fissuração acentuada (abertura 20mm).....	80
Figura 44 – Fissuração acentuada acompanhada de desalinhamento de paredes.	81
Figura 45 – Rotura do revestimento interior das paredes da casa de banho.....	82
Figura 46 – Pormenor da fissuração acentuada acompanhada de desalinhamento de paredes.	82
Figura 47 – Fissuração horizontal acentuada ao longo da parede.	83
Figura 48 – Fissuração na parede da cozinha atravessando a espessura da parede.	84
Figura 49 – Fissuração da parede da cozinha acompanhada do desalinhamento do revestimento.	85
Figura 50 – Fissuração da parede da cozinha acompanhada de destacamento do revestimento.	85

Figura 51 – Fissuração da parede da casa de banho acompanhada de destacamento do revestimento	86
Figura 52 – Fissuração acentuada da parede do quarto e separação da caixilharia da parede. ..	87
Figura 53 – Fissuração acentuada no interior dos guarda-fatos.....	88
Figura 54 – Fissuração acentuada que atravessa toda a espessura da parede da sala.	89
Figura 55 – Fissuração na parede do quarto.....	89
Figura 56 – Fissuração horizontal ao longo da intersecção parede-laje.....	90
Figura 57 - Entrada principal de acesso ao edifício Nº 630.	91
Figura 58 – Fissuração diagonal junto a parede contígua a tabacaria.....	91
Figura 59 – Fissuração ao longo das paredes.	92
Figura 60 – Fissuração do muro das escadas, repetindo-se em quase todos os pisos.....	92
Figura 61 – Fissuração horizontal junto a laje do corredor de acesso aos fogos, repetindo-se em quase todos os pisos.	93
Figura 62 – Separação de elementos de construção.	93
Figura 63 – Empenamento da caixilharia das portas.....	94
Figura 64 – Fissuração diagonal das paredes.....	94
Figura 65 – Fissuração da laje do tecto.	95
Figura 66 – Fissuração horizontal na parede junto ao Apart. 04.	95
Figura 67 – Reforço da Laje com chapas de aço.	98
Figura 68 – Reforço da laje.....	98
Figura 69 – Pormenor 1: Reforço da laje junto aos apoios.....	99
Figura 70 – Reforço à flexão da viga V8.	99
Figura 71 – Reforço da viga V4 ao corte.....	100
Figura 72 – Reforço de pilares.	101
Figura 73 – Reforço das fundações.	102
Figura 74 – Esquema do sistema de injeção de calda de cimento no solo de fundação.....	104

Índice de tabela

Tabela 1. Etapas do dimensionamento de colunas de jet grouting num contexto de reforço de fundações.58

1. INTRODUÇÃO

Diversos são os factores que afectam o desempenho de uma estrutura de betão armado. Entre estes citam-se: a necessidade de mudança do tipo de utilização da estrutura, falta de controlo nos materiais utilizados para a construção das peças de betão, falta de um plano de manutenção periódica, erros cometidos durante a concepção do projecto, erros cometidos durante a fase de execução, variações térmicas, incêndios e explosões. Existem também situações em que se pretende reforçar uma estrutura para aumentar os seus níveis de segurança, como por exemplo, estruturas sujeitas a acções sísmicas.

Quando uma estrutura não é mais capaz de resistir às cargas a que está submetida, ou quando estas cargas são indevidamente aumentadas, torna-se necessário reforçá-la ou reabilitá-la.

A execução do reforço deverá incluir, também, a reparação de danos existentes no elemento a ser reforçado e, no caso de ocorrer fissuras significativas, deverá proceder-se à sua reparação através, por exemplo, da injeção de resina epóxi.

O reforço pode ser executado com recurso a diversos materiais e técnicas tais como betão, barras de aço, chapas metálicas, compósitos de fibras e resinas.

Neste trabalho é abordada a técnica de reforço com chapas de aço. Esta técnica caracteriza-se pela adição de chapas de aço à superfície de betão por colagem, usando uma resina à base de epóxi com grande capacidade de aderência.

A resina à base de epóxi é um componente de grande importância para a execução do reforço, pois é responsável pela transmissão dos esforços do elemento a ser reforçado para o elemento de reforço. Deve-se ter em consideração, também, a temperatura durante a sua aplicação e a temperatura na qual o elemento de betão reforçado ficará exposto.

O reforço com chapa de aço à superfície de betão é um método simples e de rápida aplicação. Além disso, não são necessárias grandes alterações na secção transversal do elemento de betão a ser reforçado.

2. OBJECTIVOS

2.1. Objectivos Gerais

O presente trabalho tem como objectivo referenciar os procedimentos do reforço estrutural e reabilitação de edifícios, especificamente para o estudo de edifícios que apresentam danos na sua funcionalidade estrutural.

2.2. Objectivos Específicos

Tem como objectivo específico apresentar as mais importantes etapas, e respectivas verificações de segurança, relativas ao dimensionamento das soluções mais correntes de reforço e recalçamento de fundações, nomeadamente soluções com recurso a micro estacas ou à execução de corpos de *jet grouting*.

Este trabalho visa, efectuar o acompanhamento integral de uma obra onde houve o reforço estrutural no sentido de recalçamento e reforço de fundações num contexto de reabilitação.

2.3. Justificativa de Estudo

Diversos são os factores que implicam numa estrutura de betão armado a necessitar de um reforço. Entre estes citam-se: necessidade de mudança do tipo de utilização da estrutura, falta de controlo nos materiais utilizados para confecção das peças estruturais de betão, falta de um plano de manutenção periódica das estruturas, erro na concepção do projecto, erro durante a fase de execução, variações térmicas, incêndios e explosões. Há também as situações em que se pretende reforçar uma estrutura para aumentar os seus níveis de segurança, como por exemplo, estruturas sujeitas a acções sísmicas.

Com este trabalho de investigação, sobre reforço estrutural em edifícios pretende-se:

- Conduzir a uma adequada utilização das diferentes técnicas de reforço;
- Auxiliar de forma construtiva a formação da estagiária, através das diversas actividades desenvolvidas na empreitada;

- Que sirva de consulta para pessoas que não tenham formação nesta área, mas que possam de alguma forma fazer o acompanhamento na reabilitação dos seus imóveis;
- Utilizar como instrumento simples de avaliação ou guião para os técnicos de engenharia e arquitectura, fiscais e consultores para que possam realizar os seus trabalhos.

2.4. Metodologia

Este trabalho foi feito em duas fases, nomeadamente:

Fase 1 - Trabalho de campo;

Fase 2 - Trabalho de escritório / gabinete

A metodologia empregue na elaboração deste trabalho passou, maioritariamente, pela pesquisa bibliográfica de artigos técnicos apresentados em congressos de índole geotécnica e de reabilitação estrutural.

Realizou-se o levantamento fotográfico do edifício, direccionado às patologias verificadas nas paredes do edifício. Naturalmente, não foi dispensada a consulta da regulamentação actualmente em vigor, nomeadamente o REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado). Por último, algumas das considerações avançadas neste documento resultaram de informações de relatórios de obra.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. Aspectos Gerais

O betão armado e / ou pré-esforçado, tem evidenciado as suas potencialidades ao longo do século XX, apresentando-se como uma das melhores opções na área da construção civil. Este facto é notório após a 2ª Guerra Mundial, em que o betão armado passou a ser usado intensivamente.

Porém, surgiram alguns problemas ignorados até há alguns anos, primeiro, inerentes ao comportamento do material “milagroso” por este apresentar dificuldades de reajuste, sobretudo de capacidade de carga, uma vez consolidada a estrutura. Actualmente, muitas estruturas estão a atingir o seu período de vida útil inicialmente previsto, evidenciando-se os efeitos do envelhecimento e observando-se, noutras, o aparecimento de degradação prematura, muito antes deste período, devido em parte a deficiente manutenção e conservação e, por outro lado à utilização para outros fins para os quais a estrutura não foi concebida. A falta de um conhecimento completo na época, sobre a evolução das características dos materiais usados na construção contribuiu também para a degradação prematura dessas estruturas. Com efeito, nunca se deu a devida importância aos aspectos da durabilidade das estruturas e o controlo de qualidade na construção de betão armado muitas vezes tem sido colocado em segundo plano.

Entretanto, em algumas circunstâncias, o projectista é confrontado com condicionantes de projecto que limitam profundamente a solução estrutural e a natureza a eleger. Incluem-se, neste âmbito, os reservatórios e os sistemas fabris onde predomina a agressividade do meio, que condiciona a durabilidade dessas estruturas. Existem outros casos, em que se pretende construir edifícios destinados a equipamentos muito sensíveis, sob o ponto de vista da emissão de campos electromagnéticos ou radioactivos. Deste modo, a simples utilização dos materiais tradicionais em elementos estruturais pode comprometer, a durabilidade estrutural.

Presentemente, os melhoramentos a nível tecnológico aliados a implementação do controlo de qualidade, desde a fase do projecto até a execução de uma obra estimula nos engenheiros, a vontade de projectar estruturas mais arrojadas. A abordagem do projecto de uma estrutura complexa pode constituir um obstáculo à sua análise e concepção, segundo as técnicas correntes de betão armado e pré-esforçado, devido, nomeadamente, ao peso próprio excessivo, à dificuldade em vencer grandes vãos, à garantia das ligações e à adequação dos sistemas construtivos a esses casos específicos.

As estruturas de betão encontram-se, diversas vezes, sujeitas a cargas repetidas e à acção de agentes agressivos que, por acções físicas e químicas, podem conduzir a fragilização mecânica da sua estrutura durante o seu período de vida, comprometendo deste modo a sua durabilidade. Assim, devem ser previstos, no projecto, materiais com

as características mais adequadas às condições de utilização dessas estruturas, bem como os planos de manutenção para a obra, de forma a garantir a durabilidade desejada.

A perda de durabilidade de, por exemplo, tabuleiros de pontes de betão armado e / ou pré-esforçado tem conduzido a custos directos e indirectos não previstos na fase de projecto, citam-se como exemplo a perturbação do tráfego.

Em inúmeros casos, torna-se imperativo o recurso à necessidade de se ajustar às novas técnicas emergentes no processo de reabilitação e reforço estrutural.

Por exemplo, nos EUA, verificou-se ser necessário substituir um número considerável de tabuleiros deteriorados (cerca de 250.000 dos 578.000 existentes), com custos avaliados no dobro dos iniciais. Por seu turno, no reino unido, os custos de reparação de cerca de 165000 pontes, realizadas entre 1988 e 1999, foram estimados em 1.25 biliões de libras (Weaver, 1995). Este cenário demonstra a necessidade de avaliar o estado de conservação de estruturas existentes.

De uma maneira geral, as estruturas de betão têm um período de vida útil longo. No entanto, os seus requisitos de segurança podem alterar-se durante esse período pelo facto de a estrutura, ter de suportar um espectro maior de cargas, pela ausência de manutenção ou por ter de subscrever a novas exigências normativas, a título de exemplo inúmeros são os casos de estruturas que por necessitarem de ser reparadas devido a erros cometidos durante a fase de elaboração de projecto ou de construção que obrigam a necessidade de reforço estrutural, antes ou mesmo após a sua entrada em serviço.

Contudo, nestas situações cabe ao engenheiro de estruturas a opção pelo reforço da estrutura existente ou pela substituição por outra nova.

3.2. Reabilitação

Segundo Carlos Costa (2009), a reabilitação dum edifício surge sempre associada ao seu uso e à sua envolvente e consiste na reparação ou modificação da estrutura, de modo a obter um determinado estado de utilidade.

A reabilitação pretende possibilitar o uso do edifício de forma eficiente e compatível, através de alterações e ampliações, salvaguardando sempre o valor histórico, cultural e arquitectónico.

De acordo com António Pimentel e João Martins (2005), a melhor forma de preservar os edifícios, em provável e sistemática oposição aos objectos móveis, é mantê-los em uso. A utilização inicial é sempre preferencial, ou quanto menor for a alteração melhor. Por outro lado, a reabilitação muitas vezes é a única forma de preservação de um edifício.

Esta pode-se traduzir na aplicação de um novo uso ao edifício, originalmente com uma função diferente.

3.3. Níveis de reabilitação

Para António Pimentel e João Martins (2005), poder-se-ão considerar quatro níveis de reabilitação:

Reabilitação ligeira – compreende basicamente pequenas reparações de instalações e equipamentos;

Reabilitação média – compreende, além da anterior, uma intervenção mais significativa (ex: na reparação/substituição de caixilharia, reforço de alguns elementos estruturais, reparação de revestimentos, redes eléctricas, redes de águas, redes de esgotos, etc.);

Reabilitação profunda – para além dos trabalhos descritos anteriormente, compreende normalmente a necessidade de alteração de distribuição, organização e alteração dos espaços, criação de instalações sanitárias, reorganização funcional dos compartimentos, implicando demolições e reconstruções significativas e resolução de problemas estruturais;

Reabilitação excepcional – compreende uma operação de natureza absolutamente notável, com um grau de desenvolvimento muito profundo, que em alguns casos obriga à total reconstrução do edifício.

3.3.1. Avaliação e Reabilitação de Edifícios

Na perspectiva de José Alves (2003), as experiências mais recentes têm demonstrado que a integração das estruturas é indispensável para não alterar seu comportamento funcional.

A escolha de materiais para recuperar uma estrutura deteriorada dependerá do seu desempenho ao longo do tempo. Assim são definidos materiais de alto desempenho para se tornar a estrutura durável. Também se deve questionar se os materiais duráveis produzem estruturas duráveis. Essa é a nova visão a ser adoptada pelos profissionais que trabalham com reabilitação de estruturas.

3.3.2. Reabilitação de estruturas

Segundo Carlos Costa (2009), a reabilitação de estruturas deve ser sempre precedida por uma fase de investigação e diagnóstico. A fase de investigação compreende a inspeção inicial do local, a compreensão do comportamento estrutural, a recolha de informações sobre o estado original da estrutura, sobre as técnicas e métodos utilizados na sua construção, e sobre as alterações sofridas ao longo do tempo. O diagnóstico

baseia-se em informação histórica, em abordagens qualitativas (baseada na observação directa dos danos estruturais e degradação dos materiais, em investigação histórica arqueológica), e quantitativas (baseado em monitorização e análise estrutural).

No estudo de um edifício é fundamental recolher informação sobre a sua concepção, de técnicas utilizadas na construção, de processos de degradação e danos, de alterações que tenham afectado a estrutura e sobre o estado actual da mesma. O primeiro passo para o estudo de um edifício é a observação directa do mesmo, por parte de equipas devidamente qualificadas. Estas têm como objectivo definir a metodologia mais adequada da investigação, a observação das degradações e danos, determinar se determinados fenómenos estão ou não estabilizados, averiguar a existência de risco de colapso, e identificar os efeitos do meio ambiente sobre a estrutura.

O meio ambiente é o responsável pela introdução de determinados danos na estrutura, mas muitas vezes as anomalias observadas estão associadas a deficiente concepção ou execução inicial por exemplo, pelo emprego de materiais inadequados agravados pela deficiente manutenção subsequente.

É essencial ter conhecimento da história de vida de um edifício no que se refere a reconstruções, colapsos, ampliações, alterações, restauro, modificações estruturais e qualquer alteração do uso da construção, que conduziria à situação actual do edifício. Estes elementos auxiliam os projectos de reabilitação ou reforço da estrutura.

3.3.3. Principais dificuldades na reabilitação

Segundo Pimentel e Martins (2005), as dificuldades para se proceder a uma reabilitação são numerosas, aumentando com o grau de intervenção a que o edifício possa estar sujeito. Neste âmbito de reabilitação urbana, as maiores dificuldades que surgem são:

- Incompreensão do que a salvaguarda do património construído representa enquanto factor de identidade política e de afirmação da nossa especificidade cultural;
- Ausência de uma política de conservação do património arquitectónico urbano que efectivamente garanta a sua salvaguarda e valorização;
- Dificuldade de encontrar mão-de-obra especializada em restauro de edifícios, por insuficiência de formação dos operários especializados em conservação e reabilitação de edifícios, bem como o abandono das técnicas tradicionais de construção;
- Insuficiente recolha de saberes, técnicas e materiais de construção tradicionais, bem como esclarecimento de formas adequadas de restauro, conservação e reabilitação.

Os maiores problemas com que nos deparamos na reabilitação de edifícios antigos, são o facto de os materiais usados na época serem heterogéneos e frágeis, não havendo uma relação força/deformação credível uma vez que as deformações já se deram, e que

muitas vezes os edifícios se encontram em equilíbrio natural e qualquer alteração no seu esquema estático pode, conduzir a riscos difíceis de avaliar (Carlos Costa, 2009).

3.4. Reforço Estrutural

De uma forma geral o reforço estrutural consiste no aumento da capacidade resistente do elemento a ser reforçado (FERRARI et al, 2002). Esse elemento poderá ser uma viga, uma laje, um pilar ou qualquer outro elemento resistente de uma construção que necessite ter a sua capacidade de carga aumentada para satisfazer a determinadas condições de serviço.

A necessidade do reforço estrutural está condicionada principalmente à existência de esforços solicitantes superiores à capacidade resistente do elemento. Além disso, o reforço estrutural pode ser necessário para adequar a estrutura a uma nova regulamentação vigente.

Ferrari et al (2002) destaca as seguintes situações em que o reforço estrutural é necessário:

- a) Correção de anomalias decorrentes de deficiências de projecto ou de construção;
- b) Degradação dos materiais estruturais provocadas, pelos agentes atmosféricos e pela associação destes com a poluição;
- c) Degradação da estrutura devido aos assentamentos de apoio (recalques);
- d) Modificação da geometria da estrutura;
- e) Modificação das acções, como resultado de nova regulamentação ou nova utilização;
- f) Modificação das acções como resultado de acções acidentais (choques, explosões, incêndios, sismos, etc.).

O reforço apresenta algumas vantagens como:

- Permite uma melhoria significativa da capacidade resistente (até 50%)
- Manutenção da secção geométrica do elemento original
- Intervenção sem interrupção do uso da estrutura
- Rapidez de execução

- Evita que sejam ultrapassados os limites de serviço, no que respeita à fendilhação e à reposição do monolitismo através da eliminação de fendas por injeção.

- Evita demolições

- Ausência de ruído excessivo ou pó

E têm como desvantagens:

- Sensibilidade aos agentes atmosféricos, como:

- Corrosão das chapas devido a presença de humidade ou ataque de sais
- Deterioração da cola devido a temperaturas elevadas ou demasiado baixas.

Qualquer projecto de reparação / reforço terá de ser precedido de uma avaliação rigorosa da estrutura existente, seguindo uma metodologia que aparece sistematizada na Norma EN 1504 (2006), a qual define os princípios de protecção e reparação de betão armado danificadas.

A avaliação de necessidade de reforço de uma estrutura de betão armado é precedida de investigação preliminar, com o objectivo de obter informações iniciais sobre o estado de conservação da estrutura, avaliar a gravidade das anomalias bem como verificar a necessidade de uma investigação detalhada. Assim, nesta fase procede-se à recolha de informações, relativas ao projecto, ao relatório de construção e de eventuais alterações sofridas, bem como às intervenções posteriormente executadas. De seguida realiza-se uma visita de inspecção, com o intuito de verificar a conformidade dos elementos de projecto com o edifício existente, procedendo-se ao levantamento das principais anomalias nas zonas afectadas. No local do edifício, e caso necessário, devem ser realizados ensaios aos elementos estruturais bem como recolher amostras do material para análise em laboratório.

No âmbito da investigação detalhada, é efectuada uma avaliação das condições de conservação da estrutura, o levantamento rigoroso da geometria e dimensões dos elementos estruturais, das características dos materiais, da sua integridade e singularidade, de forma a conseguir a modelação estrutural do edifício, devendo, para o efeito, ser realizados ensaios não destrutivos no local. Depois de efectuada a avaliação estrutural, escolhe-se a técnica de reforço a adoptar, dependendo do uso que se pretende dar à estrutura e da sua longevidade.

3.4.1. Métodos convencionais de Reforço Estruturais

Juntamente com o advento do betão, a demanda pelo reforço estrutural surgiu como resposta aos problemas de deterioração das estruturas, (Saraiva 2007, Sousa 2008), projectos inadequados, problemas de construção, (Silva 2006), e com o surgimento de

cargas adicionais não prevista em fase de projecto. Inicialmente, as técnicas de reforço limitavam-se à adição de novos elementos, apoios e no incremento das secções resistentes.

Com o surgimento de novas tecnologias, as técnicas de reforço vêm-se tornando cada vez mais sofisticadas (beber, 1999).

Segundo Beber (2003), é importante salientar que em geral é mais complicado reforçar uma estrutura do que construir uma nova e durante o processo de reforço deve ser dada especial atenção ao material que apresente alguma degradação. Além disso, a documentação existente sobre a estrutura é geralmente deficiente e por vezes não retrata a realidade encontrada no local.

Adicionalmente, quando um reforço é empregado, as possíveis alterações no comportamento estrutural do elemento devem ser cuidadosamente consideradas. Um reforço à flexão, por exemplo, pode conduzir à rotura por corte ao invés de permitir que seja alcançada a capacidade desejada.

Para aplicação do material de reparação, as técnicas convencionais mais conhecidas para casos específicos de vigas de betão armado são:

- O aumento da secção transversal;
- A utilização de chapas de perfil metálico.

Que apresentam inúmeras vantagens, tais como facilidade de aplicação e em termos de custos.

3.4.2. Aumento da Secção Transversal

Segundo Beber (2003), este método é tão antigo quanto à própria indústria da construção. O aumento de secção transversal consiste na adição de uma camada de betão num elemento estrutural existente.

Pilares, vigas, lajes podem ter as secções resistentes aumentadas para elevar a sua capacidade de carga, rigidez, ductilidade, etc. No entanto, a nova camada deve ser aplicada à superfície de betão existente com o objectivo de produzir um elemento monolítico, sendo que a argamassa também pode ser empregue nesta aplicação.

Sua utilização consiste basicamente na montagem de cofragem para o preenchimento da cavidade com o novo material de reparação. Por tanto, o material deve ter fluidez suficiente para se adaptar no interior da cofragem, conforme ilustrado na Figura 1.

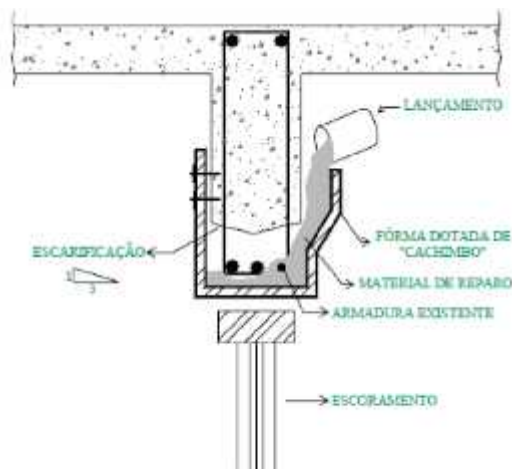


Figura 1- Aplicação convencional de material na reparação de vigas (Ferri, 2007).

As principais desvantagens deste método são:

- A possível deterioração do betão de reforço;
- O aumento da carga permanente devido ao aumento da secção, e o alto risco de corrosão das armaduras, em virtude de recobrimentos reduzidos.

Estes problemas estão também associados com a relativa incompatibilidade entre o betão novo e o existente, onde muitas vezes o surgimento de tensões de tracção, podem conduzir à fissuração e destacamento do betão novo, se este betão for impedido de se deformar (beber et al, 2003, sousa; ripper, 1998).

3.5. Técnicas de Reforço

A decisão de reforçar uma *estrutura de betão armado* é, sobretudo uma decisão económica. Na generalidade, a decisão de *reparar ou reforçar uma estrutura* depende da *inspecção à estrutura danificada* e da análise da relação custo / benefício [Rodriguez et. al., 1991].

Não há um critério consensual para o *dimensionamento do reforço de estruturas de betão armado*. A escolha da *técnica de reforço* a adoptar depende dos objectivos que se pretende atingir. As técnicas de reforço de *estruturas de betão armado* dividem-se basicamente na adição de novos elementos e no reforço de elementos existentes.

Os objectivos do reforço consistem em aumentar a resistência em relação a novas acções laterais ou verticais, em aumentar a ductilidade ou na combinação dos dois

objectivos anteriores e sobretudo na melhoria do comportamento em serviço. São várias as técnicas de reforço de estruturas de betão armado, de entre as quais destacam-se:

3.5.1. Técnica de reforço por adição de paredes resistentes

Tem sido uma das técnicas mais usadas no reforço de edifícios com deficiente comportamento sísmico. Esta técnica baseia-se na aplicação de novas paredes resistentes de betão armado, adequadamente distribuída na estrutura, Ersoy, U [1998]; Fardis, M.N. [1998]; Pinho, R. [2000].

A principal vantagem deste método é o aumento significativo de resistência a cargas laterais e da rigidez, como também, aliviar os pórticos das forças sísmicas, Aguiar et.al. [1989], Rodrigues et.al. [1991].

O principal inconveniente prende-se com o facto do aumento da rigidez introduzida ser localizada, pelo que pode ser necessário reforçar a ligação da parede ao pórtico no qual é inserida. Outro factor importante é o reforço da base dos pilares do pórtico no qual se pretende inserir a parede, por ser geralmente uma zona de emenda de varões e por ficar sujeita a cargas axiais elevadas devido à acção pórtico - parede.

3.5.2. Técnica de reforço por adição de contraventamento metálico

É usada sobretudo como reforço sísmico, esta técnica apresenta como principais vantagens a rapidez de execução e a não perturbação do funcionamento normal do edifício.

Segundo (Badoux [1990], Rodrigues e tal. [1991], Sugano [1981]), normalmente, não exige intervenções de reforço nas fundações, e a sua montagem não é tão intrusiva como a adição e paredes resistentes. Os inconvenientes normalmente apontados são:

- A eventual necessidade de novas fundações ou de reforço das fundações dos pórticos aos quais é adicionado o contraventamento;
- A alteração da estética do edifício, e do comportamento dinâmico fortemente influenciado pelos elementos de contraventamento e pelos pormenores de ligação;
- A necessidade de mão-de-obra especializada.

Devido à interacção entre o contraventamento metálico e o pórtico existente ao qual é ligado, surgem nos pilares de betão esforços axiais e momentos flectores consideráveis.

A Figura 2 apresenta um exemplo do caso de um edifício reforçado com recurso a adição de contraventamento metálico.



Figura 2 - Adição de contraventamento metálico.

3.5.3. Técnica de reforço por aplicação de perfis metálicos

É usada principalmente em pilares de edifícios quando há necessidade de efectuar o reforço sísmico ou por qualquer outra das razões anteriormente enumeradas. A vantagem desta técnica é o facto do aumento da rigidez ser uniformemente distribuída, não havendo necessidade por vezes de reforçar as fundações. A Figura 3 apresenta uma solução de reforço por aplicação de perfis metálicos.

Os inconvenientes apontados prendem-se com o facto de o processo ser trabalhoso, exigir mão-de-obra especializada e necessitar de protecção contra incêndio sobretudo devido à perda de resistência das resinas epóxicas, geralmente usadas para realizar a ligação das cantoneiras ao pilar.

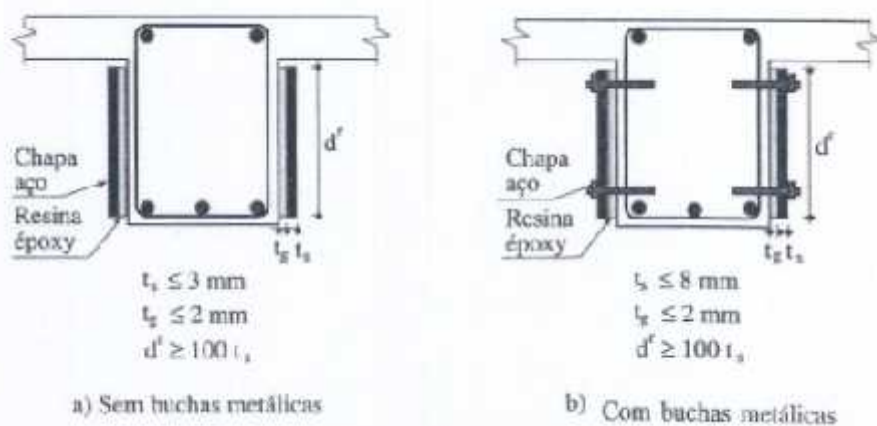


Figura 3 – chapas metálicas para reforço estrutural (sousa e ripper, 1998)

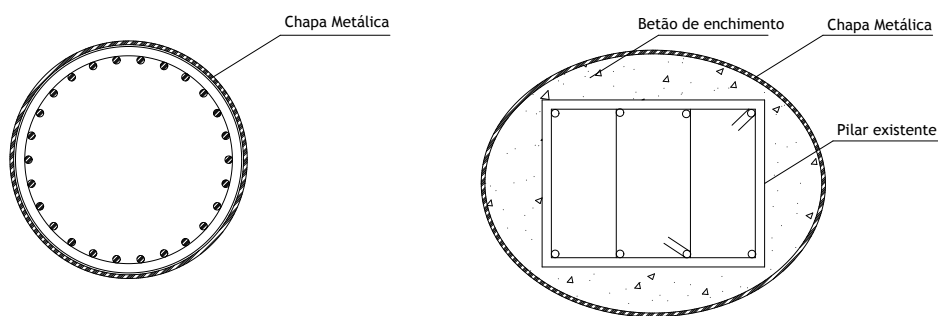
O reforço por adição de chapas metálicas coladas é caracterizado pela união da superfície de betão à chapas de aço através de uma resina com alta capacidade de adesão e resistência mecânica ou por meio de buchas metálicas. A colagem das chapas com resina é uma opção para reforço de elementos de betão, de rápida e simples execução, recomendada principalmente quando é necessário reforçar a estrutura num tempo curto ou quando não é possível fazer grandes alterações na geometria da peça.

No final do processo tem-se um elemento estrutural composto por betão – resina - aço, o que possibilita à estrutura uma resistência maior ao esforço cortante e ao momento flector. Como consequência tem-se um elemento mais rígido que deforma pouco antes de iniciar o colapso. No entanto é de fundamental importância que a resina utilizada para fazer a colagem das chapas seja de boa qualidade e que a superfície do betão e do aço sejam devidamente preparadas.

3.5.4. Técnica de reforço por encamisamento metálico

É geralmente usada para reforçar pilares de pontes, devido ao agravamento de requisitos regulamentares. Também é usada em pilares de pórticos, para reforçar a região junto à base, por ser geralmente a zona de emenda dos varões da armadura longitudinal.

A vantagem do método é a obtenção de um confinamento lateral eficaz e aumento de resistência ao corte com um insignificante aumento da secção transversal. Os inconvenientes prendem-se com o facto de a operação exigir mão-de-obra especializada e, no caso de aplicação da técnica em edifícios, a necessidade de prever a protecção contra incêndios. Existem alguns trabalhos publicados que abordam diversos aspectos desta técnica de reforço, nomeadamente, confinamento e resistência ao corte, ductilidade e resistência e efeito da colagem.



a) Reforço de pilares circulares são utilizadas placas circulares

b) Pilares rectangulares é uma das soluções utilizadas é uma manga elipsoidal

Figura 4 – Reforço por encamisamento metálico.

3.5.5. Técnica de reforço por encamisamento de betão armado

A técnica de reforço mais comum para melhorar o desempenho de elementos de betão armado (pilares, paredes, vigas ou nós viga - pilar) é o encamisamento. Como vantagens desta técnica pode-se referir a simplicidade de execução, não necessitando de mão-de-obra especializada uma vez que apenas é necessário o conhecimento das técnicas de construção de estruturas novas, a distribuição uniforme do aumento da rigidez da estrutura não sendo em geral necessário o reforço das fundações e o aumento de durabilidade do elemento a reforçar, Dimande [2003]. Por outro lado, apresenta como inconvenientes o aumento da dimensão dos elementos reforçados e o tempo de espera necessário para que o betão ganhe resistência, Figura 5 (Santos ,2008).

Na execução desta técnica o betão pode ser moldado ou projectado, incorporando geralmente armaduras adicionais e/ou perfis metálicos;

Embora em quase todos os trabalhos de investigação seja referido que um factor importante no comportamento de um pilar reforçado usando esta técnica é o comportamento da ligação entre o betão original e o betão de reforço, fundamental para assegurar o monolítico do elemento compósito. Entretanto nenhuma análise quantitativa da influência da interface é apresentada, Júlio [2001].



Figura 5 – Encamisamento com betão armado.

O recurso a esta técnica no reforço de pilares tem como objectivos o aumento da cintagem, aumento da resistência a compressão simples e ao aumento da capacidade resistente em flexão composta.

O efeito da melhoria da cintagem é notável ao nível de:

- Aumento da capacidade resistente à compressão;
- Melhoria da ductibilidade, benéfico para o comportamento sísmico.

O Aumento da capacidade resistente em flexão composta pode ser obtido por adição de elementos metálicos (perfis e chapas metálicas) ou por encamisamento de betão armado. A adição de elementos metálicos (sem encamisamento) é recomendável nos casos de insuficiência da armadura do pilar.

3.5.6. Técnica de reforço por colagem de chapas de aço

Tem sido usada sobretudo em vigas de pontes. Normalmente a necessidade de reforçar esses elementos não se deve aos sismos mas antes a situações de alteração das exigências de serviço das estruturas, como sejam os casos de alargamento da faixa de rodagem ou condições mais exigentes de tráfego à qual correspondem sobrecargas superiores às previstas no projecto. De entre as vantagens desta técnica destacam-se a possibilidade da operação de reforço ser realizada sem interrupção do trânsito e o facto de não alterar a geometria da estrutura.

O principal problema desta técnica é a durabilidade das juntas coladas expostas às influências atmosféricas. A descolagem das chapas é muitas vezes provocada pela corrosão do aço e por variações locais de temperatura, representando, como tal, um ponto fraco. A utilização desta técnica em vigas de edifícios apresenta um inconveniente adicional que é a necessidade de protecção contra incêndio das chapas de aço e principalmente da resina epóxida, usada habitualmente como agente ligante, que perde características para temperaturas não muito elevadas.

3.5.7. Técnica de reforço por colagem de materiais compósitos de FRP

Esta técnica surge como uma evolução da técnica de reforço por colagem de chapas de aço, sobretudo, no sentido de eliminar os problemas resultantes da corrosão do aço. A substituição do aço por um material resistente à corrosão é pois um progresso lógico. No entanto, os novos materiais de FRP apresentam grandes vantagens comparativamente ao aço por serem leves, duráveis, fáceis de transportar e de colocar em obra, podem ainda ser colocados sem a introdução de juntas.

A transposição desta técnica para o reforço de edifícios implica, tal como no caso de chapas de aço, a sua protecção contra incêndios.

Vários aspectos desta técnica inovadora são objecto de estudo por parte de alguns investigadores, nomeadamente, a nível da resistência, da ductilidade e dos efeitos de extremidade, (Dimande,A 2003).

A utilização na construção civil dos FRP teve seu maior impulso dado pelo governo japonês em 1995, devido aos constantes abalos sísmicos que ocorriam na região, e principalmente o que arrasou a cidade de Kobe. Iniciou-se assim o estímulo ao uso de compósitos de fibra de carbono, não somente como forma de reforço das estruturas danificadas, mas como forma de prevenção a novos abalos. Este facto propiciou um grande desenvolvimento teórico nas aplicações dos sistemas compósitos, com a criação

de materiais específicos para construção civil, ocorrendo assim a monitorização do desempenho estrutural do material compósito utilizado no reforço ao longo do tempo (MACHADO, 2002, SOUZA; RIPPER, 1998).

De acordo com Machado (2005), apesar da utilização de fibras e de resinas na composição dos sistemas compósitos ser ainda relativamente cara, a mão-de-obra e os equipamentos necessários para a realização dos reforços são relativamente baixos, comparados com os sistemas convencionais de reforços. Além disso, o sistema possibilita a sua aplicação em locais de difícil acesso, ou onde os procedimentos convencionais de reforço não podem ser utilizados devido a limitações geométricas.

3.5.8. Reforço Estrutural com Chapas de Aço

No campo de aplicação, o reforço com chapa de aço colada a vigas pode ser empregado tanto em obras mais usuais assim, como em edifícios e obras de pequeno porte, mas também pode ser usada em pontes e viadutos.

Para aplicação do método deve-se ter em consideração determinadas restrições impostas por regulamentos. O regulamento mais aceite, por exemplo, para o reforço por colagem de chapas de aço em vigas é o do Comité Europeu de Betão (C.E.B) que, dentre outras restrições especifica que (Ripper e Souza, 1998):

- ✓ A espessura da camada de resina não deve exceder 1,5mm (quanto mais espessa a camada, menor a resistência à tracção). Cánovas (1984) sugere que este limite seja de 1,0mm;
- ✓ A espessura da chapa não ultrapasse 3mm (a não ser que sejam utilizados dispositivos especiais de ancoragem com buchas metálica expansivas, em particular), pois chapas mais espessas não se adaptam bem as irregularidades da superfície de betão;
- ✓ O incremento a obter nos esforços resistentes, comparando a situação antes e após o reforço, não seja superior a 50%, tanto para a flexão assim como para o corte (limitação que, em alguns casos, será muito conservadora).

3.5.9. Preparação da Superfície de Betão

Analisando as tensões de transferência entre o aço e o betão através de camadas finas de resina, que é o caso típico de colagem das chapas, o C.E.B. - F.I.P, no boletim nº 162, chama atenção ao papel fundamental da preparação prévia da superfície de betão, a partir do conceito de que a força de ligação aço – resina-betão é directamente proporcional à área e especialmente à largura da superfície de contacto, mesmo contando com o facto de que a distribuição das tensões não é uniforme (Ripper e Souza, 1998).

Uma superfície muito rugosa tornará difícil a aplicação da resina, podendo levar a uma espessura irregular da camada da mesma, a formação de bolhas de ar localizadas, resultantes do desprendimento da resina pela acção de seu próprio peso, excesso pontual de espessura de cola, e conseqüentemente ao consumo elevado da resina. Uma superfície lisa pode, também, trazer dificuldades, particularmente em termos de compatibilidade com a superfície de aço. Logo, o mais adequado é a preparação de uma superfície uniformemente rugosa, essa rugosidade pode ser obtida através de jactos de areia ou com a cuidadosa e contínua percussão provocada por martelo de agulhas. Para garantir uma melhor aderência à superfície, depois de picotada deve ser limpa com jactos de água sob pressão e seca com jactos de ar comprimido, de forma a estar limpa e seca durante a aplicação da resina (Ripper e Souza, 1998).

Caso existam fissuras na superfície do betão, estas deverão ser seladas, antes da execução do reforço, de modo a impedir a fuga de resina.

3.5.10. Preparação da Chapa de Aço

As chapas metálicas devem ser submetidas à decapagem de modo a potenciar ao máximo a sua capacidade de aderência. A decapagem pode ser realizada através de jacto de areia ou lixamento eléctrico.

Logo após a decapagem, a superfície deve ser protegida com um filme autocolante apropriado, de forma a prevenir o contacto com ambientes agressivos e também durante o seu transporte. O filme autocolante, apenas, deve ser removido momentos antes da colagem da chapa.

As superfícies metálicas que não ficarem em contacto com a resina devem receber tratamento de pintura anticorrosiva.

3.5.11. Passos Para Aplicação do Reforço de Chapas de Aço

Para aplicação do reforço com chapa de aço colada é necessário seguir uma série de procedimentos indispensáveis para o bom funcionamento do novo sistema compósito. De seguida são resumidos os passos necessários para realização deste tipo de reforço:

- ✓ Lixar a superfície de betão de forma a eliminar as partículas soltas;
- ✓ Limpar a superfície de betão para eliminar poeira e óleos, com solvente;
- ✓ Aplicar o “primer” para selar a superfície de betão;
- ✓ Aplicar a argamassa de regularização sobre a superfície de betão para eliminação de vazios evitando assim que o reforço se descole por vazios deixados durante a colagem;
- ✓ Lixar a regularização de modo a promover a aderência entre a superfície regularizada e os demais materiais;
- ✓ Aplicar a resina epóxi com controlo de sua espessura;
- ✓ Colar a chapa de aço.

3.6. Método de Dimensionamento

O método de dimensionamento do reforço que será apresentado é válido tanto para o reforço com chapas de aço como para o reforço utilizando mantas de fibras de carbono. O dimensionamento será feito pelo estado limite último, situação na qual ocorre simultaneamente o esmagamento por compressão do betão e a deformação plástica do aço.

3.6.1. Dimensionamento do reforço estrutural

- ✓ Pode assumir um cariz conservatório – os maiores ónus residem no facto de ter de proceder à operação de reforço;
- ✓ Os aspectos ligados à manutenção da funcionalidade da estrutura durante a intervenção de reparação podem assumir maior importância do que os custos directos;
- ✓ Existem limites técnicos e económicos para o projecto de reparação:
 - Pode não existir experiência suficiente para haver garantias do funcionamento do reforço
 - O reforço pode-se assumir como economicamente inviável
- ✓ Adoptam-se procedimentos mais conservativos;
- ✓ Existe abundante número de publicações existentes relativas a procedimentos e tecnologias de reparação e de reforço estrutural;
- ✓ Verifica-se, contudo, uma lacuna de informação no que diz respeito a regulamentação aplicável a projectos de reforço estrutural.

Como possíveis motivos justificativos para este facto, podem se referir:

- Serem, em geral, intervenções não frequentes;
- Utilizarem materiais e tecnologias recentes;
- Cada tipo de intervenção ou técnica de reforço poder englobar uma grande variedade de formas e processos;
- Os aspectos estruturais envolvidos assumirem níveis de complexidade elevados;
- Existir falta de suporte experimental, abrangente e conclusivo.

3.6.2. Consideração para o Dimensionamento

Para determinar a resistência à flexão de um determinado elemento estrutural reforçado devem ser feitas determinadas considerações que a seguir se apresentam:

- O cálculo deve ser feito com base nas dimensões das seções e da quantidade e distribuição das armaduras de aço das mesmas, assim como das propriedades e características mecânicas dos materiais que constituem o betão armado;
- Prevaecem os critérios de Bernoulli, ou seja, as secções planas permanecem planas após a ocorrência dos carregamentos e as deformações são linearmente proporcionais à distância da linha neutra;
- A resistência à tracção do betão é desprezada;
- A deformação específica no betão não pode ultrapassar 3.5% segundo os critérios da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 6118/2003, e de acordo com o REBAP.
- A deformação será considerada linear até a rotura no sistema;
- A aderência entre o elemento de reforço e o substrato de betão armado é considerada perfeita.

4. Reforço de fundações

Um projecto de reforço, no sentido de recalçamento de fundações, é uma das ferramentas essenciais no panorama da reabilitação estrutural do património edificado. Esta reabilitação, motivada tanto pela alteração de uso nas edificações, como pelo aparecimento de danos ao nível da funcionalidade e ao nível estrutural em edifícios, consequência de insuficiente capacidade resistente do solo, carece de um projecto de reforço desta génese.

Todavia, a exigência de mão-de-obra especializada determina a sua ainda pouca utilização no mercado da construção, situação que também se repercute em projecto, uma vez que não existe uma solução universal para todos os casos. De facto, a solução de reforço depende de inúmeros factores, dos quais se destacam as propriedades mecânicas do estrato de solo de suporte, as condições de conservação dos elementos de fundação e da própria estrutura e, acima de tudo, os condicionamentos e restrições impostos durante esta operação. Assim, pode afirmar-se que esta temática se apresenta como multidisciplinar, exigindo não só sólidos conhecimentos acerca do funcionamento estrutural dos edifícios, bem como uma capacidade crítica de interpretação dos diversos dispositivos e parâmetros geotécnicos.

4.1. Contextualização do reforço e recalçamento de fundações

A necessidade de reforço de fundações está geralmente associada a trabalhos sob uma construção existente ou na sua contiguidade imediata (alterações nas condições de fronteira ou de vizinhança do terreno de fundação de um edifício), ou causada pela degradação no tempo das condições de fundação de uma estrutura já existente. O primeiro caso, cada vez mais frequente em zonas urbanas, surge não só da necessidade de circulação e de mobilidade, traduzindo-se na execução de túneis ou de passagens inferiores, mas também da criação de parques automóveis, com a construção de diversos níveis de caves.

Todavia, num pequeno número de casos, a necessidade de consolidação e de reforço coloca-se somente num período limitado de tempo, geralmente no decurso da reabilitação de edifícios, como sucede nas operações de contenção de paredes de fachadas.

De forma genérica pode afirmar-se que a necessidade de consolidação e reforço de fundações se coloca essencialmente em três situações distintas:

- Quando ocorre a alteração das condições do terreno de fundação (arrastamento de finos, abaixamento do nível freático, descompressão do solo),
- No caso de insuficiência de fundações ou como consequência de um aumento das cargas actantes, ou ainda uma combinação destas condições.

Na prática, é possível actuar-se de diversas maneiras com o intuito de reforçar/recalcar fundações. Uma das possibilidades passa pelo melhoramento das características do solo, aumentando a sua capacidade resistente e de deformação. Por outro lado, é também possível actuar sobre as fundações, melhorando as suas características de resistência ou reduzindo as tensões de contacto fundação-solo.

Por último, é ainda possível actuar ao nível do próprio edifício, isto é, reduzindo ou transferindo cargas a actuar na estrutura. Para tal podem, por exemplo, rigidificar-se algumas zonas, constituir ligações estruturais adicionais e/ou aligeirando as restantes cargas permanentes do edifício como os revestimentos (Appleton.J;2003).

No entanto, a maior percentagem de trabalhos de recalque, no sentido de reforço de fundações existentes, surge na sequência do aproveitamento e transformação de edifícios para novas e mais contemporâneas utilizações. Estas reformulações acarretam, regra geral, a supressão e substituição de divisórias e apoios, aliadas ao aumento do número de pisos e de sobrecargas de utilização, reflectindo-se todos estes aspectos numa diferente distribuição das tensões de contacto fundação-terreno, daí a necessidade de melhoramento e reforço das fundações prévias que, face a estas novas exigências, se tornaram insuficientes.

Quando todos os elementos do projecto de uma edificação são conhecidos, as cargas transmitidas às fundações podem ser estimadas com um rigor semelhante ao de uma construção nova. No entanto, esta situação ideal é rara, pois na maioria dos casos, os elementos de projecto, quando existem, estão incompletos e desactualizados, não incluindo as modificações que o imóvel sofreu no decurso da sua utilização. Nos edifícios mais antigos, em geral, é também desconhecida a composição dos pavimentos e paredes, o que dificulta a estimativa das cargas elementares.

A execução de sondagens permite o esclarecimento de alguns destes aspectos estruturais (espessura e constituição dos pavimentos, espessura e natureza dos muros, direcção dos vãos de vigamento, etc.), mas dada a incomodidade e custo destas operações, estas raramente são efectuadas de modo exaustivo, pelo que geralmente se é forçado a trabalhar com dados incompletos e insuficientes (Coelho.S, 2003).

Como resultado, e a fim de reduzir as incertezas, é necessário fazer um exame muito atento ao edifício a recalcar, para obter o máximo de informações e escolher os locais de sondagem mais adequados. Nestas informações devem incluir-se as condições do terreno e profundidade das fundações existentes (Figura 6), bem como a existência de camadas de terrenos mais competentes onde, eventualmente, possa vir a ser apoiada a nova solução de fundação. Naturalmente, o tipo de recalçamento a executar, assim como a sua extensão e profundidade, serão feitas em função das características do terreno, da presença de água e do seu respectivo nível.



Figura 6 -. Exemplo de sondagem para averiguar a profundidade e estado das fundações existentes (Arquivo de imagem e fotográfica da empresa JetSJ geotécnica,lda).

Tendo em conta as incertezas que em geral persistem após estas inspecções e pesquisas, é conveniente avaliar, pelo menos para os elementos principais da estrutura, diversas hipóteses de distribuição de carga, para assim considerar a situação envolvente. No decurso dos trabalhos é muitas vezes possível reduzir o grau de incerteza e, conseqüentemente, afinar os valores de carga a considerar no dimensionamento dos recalques (Coelho.S, 2003).

Para além da determinação das cargas actuantes, o ensaio de carga da estrutura tem grande interesse na óptica da avaliação da rigidez da construção e da sua sensibilidade às deformações. Como é natural, é de todo impossível executar trabalhos de recalque importantes sem introduzir pequenos movimentos ao edifício, logo é vital prever as conseqüências desses movimentos, visto que conforme a sua sensibilidade, as medidas preventivas a tomar durante a execução dos trabalhos deverão ser mais ou menos importantes.

Os conceitos de rigidez/flexibilidade e de fragilidade/ductilidade são assim indispensáveis ainda em fase de projecto, pois a capacidade da construção se deformar, sem transferência de carga apreciável, ou sem danos assinaláveis, dita qual a solução de reforço a adoptar.

As construções de betão armado apresentam comportamentos distintos em função do seu sistema estrutural. No caso de existirem elementos verticais do tipo parede, estes conferem à estrutura uma certa rigidez. No entanto, conforme a pormenorização das respectivas armaduras estes elementos podem ser mais ou menos dúcteis. No caso de

os elementos estruturais serem de pequena altura, podem ocorrer movimentos relativos de certa importância sem prejuízos (Coelho.S, 2003).

A análise do comportamento de edifícios de alvenaria reverte-se de várias dificuldades, pois nestas estruturas intervêm a natureza do ligante (a cal é dúctil enquanto que o gesso e o cimento são frágeis), o tipo de material utilizado (alvenaria de pedra irregular é mais dúctil do que a alvenaria de pedra de cantaria), a espessura das juntas e, naturalmente, a qualidade da pedra empregue. Por outro lado, o comportamento (rigidez) dos elementos de alvenaria é ainda condicionado pela sua forma e pela existência de aberturas. Assim, é necessária alguma experiência para apreciar o comportamento de paredes de alvenaria, sobretudo se esses elementos apresentarem defeitos de concepção ou um historial de deformações acumuladas, que os podem tornar frágeis (Coelho.S, 2003).

Independentemente da sensibilidade da estrutura sujeita a recalque, é importante, do ponto de vista da evolução das deformações, conhecer o historial da construção, para assim poder distinguir as fissurações mais recentes das mais antigas, bem como a evolução de todas essas fissuras, principalmente na fase de recalque ou de execução de trabalhos de escavação contíguos. Para tal, é necessária a instalação de instrumentação a fim de avaliar se a deformação está em fase de estabilização ou, pelo contrário, se acelera e se avizinha o colapso da estrutura, necessitando de intervenção urgente.

Em projectos desta índole, existem de facto incertezas a dois níveis, nomeadamente a nível estrutural (em particular em edificações antigas) e no que toca ao terreno de fundação. Como tal, e para gerir as incertezas associadas a estas operações, é fulcral a realização de sondagens estruturais e geotécnicas.

4.2. Anomalias em fundações

Todas as estruturas estão sujeitas a movimentos/assentamentos não só durante a sua construção mas também posteriormente, quando entram em serviço. Estes movimentos podem ser consequência de carregamentos, de variações de temperatura ou ainda de alterações no comportamento dos terrenos de fundação. Destas últimas, destaca-se a variação de tensões efectivas e no teor em água do solo, que podem resultar numa contracção ou expansão do mesmo, em especial em solos argilosos.

Se, por ventura, os movimentos, por qualquer razão, são impedidos/restringidos ou têm lugar de forma diferencial, a deterioração da estrutura pode resultar numa perda de estabilidade, podendo, inclusivamente, estes efeitos ser irreversíveis no caso de acumulações progressivas de deslocamentos. Ao ocorrer um movimento de rotação da fundação, podem esperar-se danos, tanto nos pisos e coberturas, como nas paredes interiores e exteriores, usualmente materializados pelo surgimento de fendas (Bullivant.R.B, 1996).

De facto, é incontornável que qualquer edifício sofre pequenos deslocamentos, aos quais estão associados pequenos danos (pequenas fendas), quer durante a fase construção, quer durante um período inicial da sua ocupação. Todavia, esta situação é facilmente reparável, sendo designada por alguns autores como “cosmetic damage”, visto que não afecta a integridade estrutural do edifício.

O comportamento estrutural de um edifício deve ser examinado no seu todo, a fim de se perceber como reagem as suas fundações a assentamentos do terreno de fundação. Tipicamente, um movimento vertical descendente de uma parede envolve uma rotação da sua fundação, originando uma perda parcial de estabilidade da estrutura. Se der o caso de o movimento ser excessivo, a estrutura pode mesmo colapsar. Este movimento de rotação das paredes exteriores para fora do seu plano foi já confirmado em várias obras, e resulta do facto de interiormente estas estruturas se encontrarem travadas pelos pisos dos edifícios (Bullivant.R.B, 1996).

À semelhança das intervenções na superestrutura, as intervenções nas fundações de um edifício apresentam diferentes graus de intrusividade. Todavia, a fim de minimizar futuros danos na superestrutura, a técnica de intervenção deve alterar, o menos possível, o funcionamento do sistema estrutura/fundação.

As anomalias em fundações podem então, à partida, dividir-se em dois grandes grupos: problemas relacionados com a falta de capacidade de carga do terreno ou problemas estruturais ao nível do elemento de fundação ou ainda uma combinação destes dois. As mais frequentes estão associadas a alterações ao longo do tempo nos parâmetros que governam o comportamento dos solos, consequência, em geral, da presença de água, ou a descompressões induzidas por perturbações nas condições de equilíbrio existentes.

Segundo Appleton.J (2003) a bombagem de água, procedimento usualmente observável nas imediações de escavações para a execução de novos edifícios, tem como objectivo o rebaixamento do nível freático, para que as fundações da nova edificação possam ser construídas “a seco”. Todavia, não se tem em conta, por norma, que o efeito do rebaixamento tem repercussões no equilíbrio do terreno muito para além do perímetro da escavação.

A extracção de água do solo faz com que o espaço ocupado por esta venha a ser parcialmente preenchido por partículas de solo, que resultam em movimentos de assentamento, conforme ilustrado na Figura 7. De facto, a bombagem de água traduz-se numa diminuição do teor em água do solo, o que induz um incremento das tensões efectivas no solo e, consequentemente, um aumento dos assentamentos.

A ocorrência de infiltrações, resultantes de água das chuvas ou provenientes de roturas de canalizações de água ou esgotos, tende a criar regimes que podem conduzir ao arrastamento dos finos do solo. Este fenómeno provoca, à semelhança do efeito anterior, assentamentos de fundação que com a passagem do tempo podem tornar-se excessivos. Esta situação agrava-se ainda quando aos efeitos físicos de arrastamento

possa estar associada uma agressividade química da água (por exemplo na rotura de condutas de esgotos).

A execução de movimentos de terras nas imediações de edifícios antigos, resultado por exemplo de escavações em meio urbano, pode originar a descompressão lateral do terreno e, conseqüentemente, movimentos de assentamento (Figura 8). Este efeito pode ainda ser agravado pelas vibrações associadas a estes trabalhos, sobretudo tratando-se de solos arenosos, onde a vibração pode aumentar a compacidade do solo, por rearranjo dos seus grãos (Appleton.J, 2003).

O caso de estudo do presente trabalho trata-se de um edifício cujos danos foram introduzidos na sua estrutura, como resultado de escavações e construções nas Suas imediações como se verá mais adiante.



Figura 7 - Conseqüência do rebaixamento do nível freático associado a descompressão do terreno (Appleton.J, 2003).



Figura 8 - Assentamento de fundação devido a descompressão do solo, na sequência de escavação adjacente (Appleton.J, 2003)

Todavia, as causas que estão na origem das anomalias nem sempre se podem atribuir exclusivamente a factores externos. Fenómenos intrínsecos, tanto em fundações superficiais como profundas, ocorrem culminando numa redução da secção de contacto entre a fundação e o solo.

Atendendo agora nas fundações de edifícios antigos, mais especificamente no caso de fundações superficiais, é frequente observar-se uma degradação das características mecânicas das alvenarias. No caso de fundações profundas ou em situações que o terreno foi adensado à custa da utilização de estacas de madeira, a anomalia mais comum é o apodrecimento do material, normalmente causado por variações das condições de humedificação da madeira (variações na cota do nível freático) (Appleton.J, 2003)

A deterioração das características mecânicas, tratando-se de fundações directas ou semi-directas, está associada ao envelhecimento dos materiais constituintes e, especialmente, a alterações na constituição das fundações. Esta última situação resulta ou da lavagem das fundações por águas subterrâneas, com arrastamento dos elementos mais finos da alvenaria de fundação (tipicamente a argamassa de assentamento), ou da meteorização das fundações, provocada pela sua exposição após escavações periféricas, que origina a destruição da argamassa de ligação e degradação das pedras de alvenaria, situação ilustrada na Figura 9 (Appleton.J, 2003).



N1 e N2 representam as cotas originais e após rebaixamento do terreno de fundação.

Figura 9 - Meteorização de fundações expostas na sequência de escavações (Appleton.J,2003).

Já no que respeita a fundações de edifícios executadas em betão armado, as anomalias mais relevantes estão associadas ao próprio material de fundação. Como tal, e à semelhança de estruturas em alvenaria, a própria erosão do betão ou a corrosão do aço podem estar na génese da sua deterioração. No entanto, e tal como em qualquer outro material compósito criado artificialmente, existem vários mecanismos adicionais de degradação devidos à maior complexidade da sua composição (Broomfield.J, 2010).

Actualmente, é dado grande ênfase às reacções álcalis-silica do betão e à corrosão do aço no interior das peças, ambas afectadas determinantemente pela alcalinidade do betão com cimento Portland. As primeiras ocorrem quando agregados não inertes são adicionados ao betão, em particular minerais siliciosos, os quais quando em ambiente alcalino, reagem com a água formando um gel expansivo que causa a fissuração da peça.

Segundo Appleton.J (1999) a corrosão das armaduras de peças de betão armado ocorre por despassivação das mesmas. Esta situação tem geralmente lugar quando o pH do betão, ao nível das armaduras, assume valores inferiores a 10-11, resultado do processo de carbonatação da pasta de cimento, ou quando o nível de cloretos no elemento ultrapassa o seu valor crítico.

O mecanismo de corrosão das armaduras é um processo electroquímico, podendo ser comparado ao funcionamento de uma pilha, causado por diferenças de potencial existentes entre as várias zonas da armadura. A Figura 10 ilustra um exemplo do processo de corrosão.

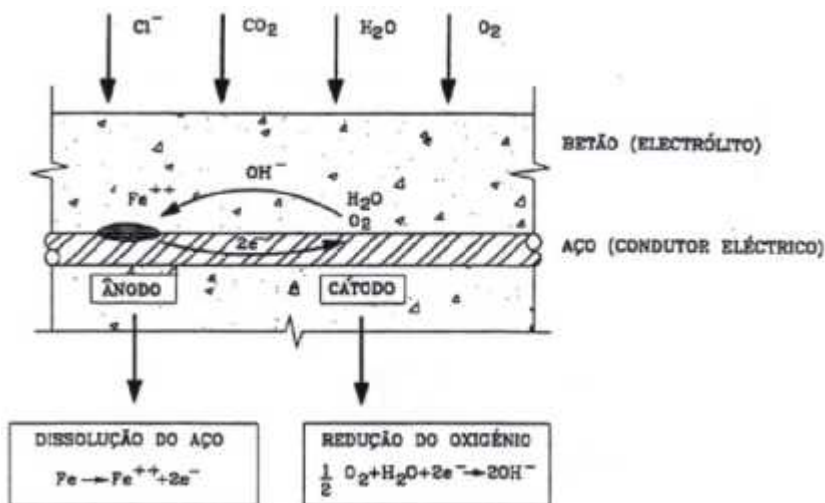


Figura 10 - Processo de corrosão do aço no betão (Appleton.J, 1999).

Associadas às reacções químicas ilustradas, surgem ainda reacções secundárias que originam a formação de produtos de corrosão, aos quais está associado um grande aumento de volume. Como resultado geram-se tensões muito elevadas no betão que acabam por fendilhar, de laminar (Figura 11) ou até mesmo destacar o betão de recobrimento das armaduras. Actualmente existem já mecanismos que permitem a protecção face a estes fenómenos, nomeadamente a protecção catódica das armaduras, obtida à custa de ânodos artificiais ou por ânodos inertes complementados por uma corrente eléctrica.

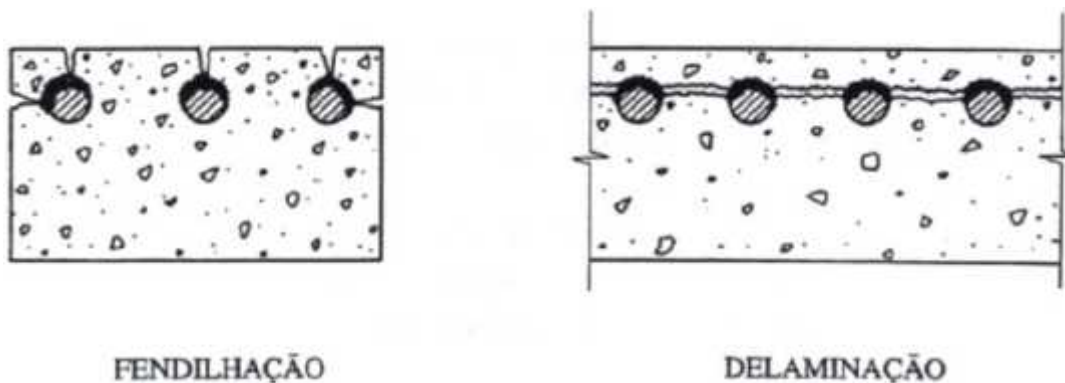


Figura 11 -Fendilhação e delaminação do betão de recobrimento (Appleton.J, 1999).

Não podem ser omissas as anomalias resultantes ou de erro de projecto e/ou de erro de construção. O erro de execução mais comum consiste no insuficiente aprofundamento da cota de fundação. Em tais situações, não são atingidos os estratos de terreno com as

capacidades de resistência e de deformabilidade pretendidas, assentando as fundações sobre camadas de formação recente ou inclusivamente de aterro.

4.3. Tipos de intervenção de reforço de fundações

Uma intervenção de reforço de fundações tem como principal objectivo, um incremento da capacidade de carga das fundações de uma estrutura. Neste sentido são abordadas apenas as situações em que existe a deficiência do terreno de fundação, e em que o reforço de fundações pode ocorrer com ou sem o aprofundamento das mesmas.

Trata-se de uma intervenção sobre fundações em alvenaria, pode justificar-se ainda uma terceira hipótese que passa pela consolidação do próprio material de fundação. No entanto, uma vez que este procedimento procura um incremento da capacidade resistente no elemento e não do solo ou da interface solo - fundação, será abordado apenas superficialmente.

4.3.1. Reforço de fundações sem aprofundamento

A opção de não aprofundar o contacto fundação - terreno recorre essencialmente a dois tipos de soluções, ou a uma combinação do mesmo: melhoramento das qualidades geotécnicas do terreno de apoio ou alargamento da área de contacto fundação - terreno, diminuindo assim a tensão de contacto com o solo.

Naturalmente que a primeira destas formas de intervenção implica um domínio da geotecnia e pressupõe conhecimentos aprofundados quer sobre a caracterização dos solos, quer sobre a aplicabilidade e resultados espectáveis deste tipo de técnicas.

4.4. Melhoria das características do solo

Existem diversos métodos para o melhoramento da compacidade ou resistência dos solos. No entanto, regra geral, somente aqueles que não exijam pés direitos muito grandes nem induzem vibrações excessivas são passíveis de ser aplicados em trabalhos de reabilitação / reforço.

Segundo Coelho (1996), o método mais facilmente aplicável, considerando as restrições anteriores, é a injeção de caldas, nas suas várias modalidades, que procura preencher os vazios naturais dos solos, melhorando assim as suas características geomecânicas. Tratando-se de injeções superficiais, o objectivo passa por intercalar, entre a sapata e o terreno natural uma espécie de sapata intermédia de terreno melhorado. Este processo visa satisfazer duas condições, por um lado obter do terreno injectado uma resistência compatível com as tensões transmitidas pela fundação e, por outro lado, injectar volume de calda suficiente para que, para além do bolbo de terreno injectado, as tensões transmitidas ao terreno, após degradação, sejam inferiores à resistência do terreno natural. Todavia, neste tipo de procedimento é necessário um controlo atento da pressão

de injeção, procurando evitar a possibilidade de ocorrência de levantamentos para além do previsto ou desejável.

Para além deste cuidado, e a montante de qualquer processo de injeção, é fundamental avaliar se o terreno é ou não capaz de admitir esta técnica, uma vez que como o processo de injeção visa preencher os vazios existentes no terreno com um material de elevada resistência, exige certos requisitos de permeabilidade.

A utilização de injeções, por exemplo a técnica de *jet grouting* é ainda recomendável, quando os problemas associados aos terrenos se relacionam com a permeabilidade excessiva deste, e a possibilidade de arrastamento por percolação, assegurando assim uma efectiva impermeabilização do solo, [Coelho.S, 1996].

Em casos muito particulares, e somente em fundações superficiais, é possível ponderar uma solução que recorra à substituição do terreno abaixo da fundação. Trata-se de um procedimento que se pode justificar quando se verifica que as fundações foram executadas sobre camadas pouco resistentes e muito deformáveis, como aterros ou formações geológicas recentes. Assim, tenta-se de forma faseada substituir o terreno existente não por outro tipo de solo, cuja compactação seria extremamente difícil, mas por betão pobre.

4.5. Recurso a soluções de jet grouting

De entre as soluções de melhoria das características do solo de fundação, destaca-se o já mencionado recurso à técnica de jet grouting, esta técnica de melhoria de solos consiste, genericamente, na injeção sob pressão (entre 30 a 50 MPa) de calda de cimento no solo.

Para Carreto.J (2000), a sua origem e desenvolvimento, a partir de 1970, deveu-se à necessidade de colmatar a lacuna deixada pelas técnicas de injeção no que se refere ao tratamento de solos de reduzidas características mecânicas e de elevada permeabilidade ou heterogéneos em determinadas condições, como por exemplo, as que se verificam em zonas urbanas, para as quais a limitação das perturbações causadas e respectivo controlo são condições obrigatórias.

A energia cinética resultante da injeção da calda provoca a desagregação da estrutura do terreno natural e, conseqüentemente, a mistura do mesmo com a calda de cimento, originando um material com melhores características geométricas e de menor permeabilidade. Pode então afirmar-se, resumidamente, que a técnica de *jet grouting* envolve a rotura localizada do solo e a mistura simultânea, in-situ, deste com a calda de cimento.

As soluções de *jet grouting* têm vindo a ser cada vez mais utilizadas ao longo das últimas décadas, uma vez que se trata de uma solução muito versátil e aplicável a praticamente todo o tipo de solos. Para além disso, para a popularidade da técnica contribuem ainda a dispensa de trabalhos de escavação, o que evita a descompressão

do solo, a possibilidade de execuções em áreas confinadas e a produção de vibrações reduzidas [Rodrigues, 2009].

Salientam-se ainda a possibilidade de selecção dos níveis de terreno a tratar, a capacidade de formar colunas com a inclinação pretendida e a possibilidade de inserção, no seu interior, de elementos metálicos.

Todavia, a execução de *jet grouting* apresenta algumas desvantagens. Em primeiro lugar, e em especial em colunas muito profundas, é difícil garantir a sua verticalidade. Por outro lado, é necessária a realização de ensaios prévios e de um controlo eficaz de execução, sob pena dos elementos executados não virem a respeitar os critérios de concepção. No entanto, a sua principal limitação relaciona-se com a não aplicabilidade a solos com ausência de finos e/ou sujeitos a regimes de percolação que promovam a lavagem do cimento.

4.6. Alargamento da base de fundação

Quando o terreno de apoio da fundação não dispõe de resistência suficiente para suportar as solicitações que lhe são impostas pode optar-se não pelo melhoramento do terreno, mas sim pelo alargamento da área de contacto fundação-terreno. Esta metodologia, em geral somente aplicável a fundações directas, é distinta, caso se trate de uma fundação contínua ou de sapatas isoladas.

Na primeira situação, o reforço mais corrente consiste em executar carlingas em betão armado na sapata existente, ligando-as nas suas extremidades a longarinas também de betão armado, executadas na periferia da sapata. A largura das longarinas é determinada de modo a que a áreas de contacto fundação-terreno (soma das áreas da sapata inicial e dos reforços) seja a pretendida. Há no entanto um ponto importante a ter em consideração, que é o cuidado na execução deste reforço pois, caso contrário, a sapata só começa a funcionar para novas sobrecargas e assentamentos, não se realizando uma correcta repartição / distribuição das tensões de contacto.

Para minorar esta situação, deve suspender-se a fundação original, antes de se executar o reforço, para que, após ter sido retirada a suspensão, a carga se distribua o mais uniformemente possível, aproveitando ao máximo o alargamento da sapata (Figura 12). Este procedimento pode ser materializado em obra, escorando a parede que descarrega na sapata e aplicando nessas escoras macacos capazes de aliviar a tensão sob a sapata, enquanto se executa o reforço [Coelho, 1996].

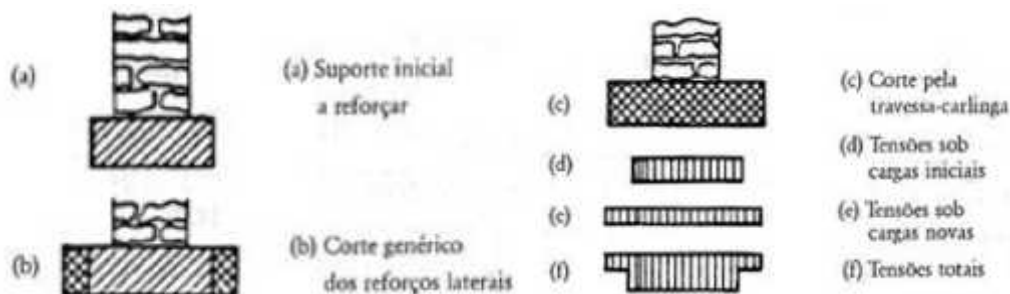


Figura 12 - Reforço de fundações contínuas e respectivos diagramas de tensões [Coelho, 1996].

Uma variação possível da metodologia anterior que pode também ser adoptada é a execução de vigas de recalçamento paralelamente à parede a suportar, solidarizadas com recurso a barras pré-esforçadas.

No caso de uma sapata isolada, é possível aumentá-la / reforçá-la recorrendo a uma camada exterior de betão armado a toda a sua volta, conforme ilustrado na Figura 13. Também nesta situação é útil proceder à suspensão da sapata inicial antes de ser reforçada, pelas razões anteriormente mencionadas.

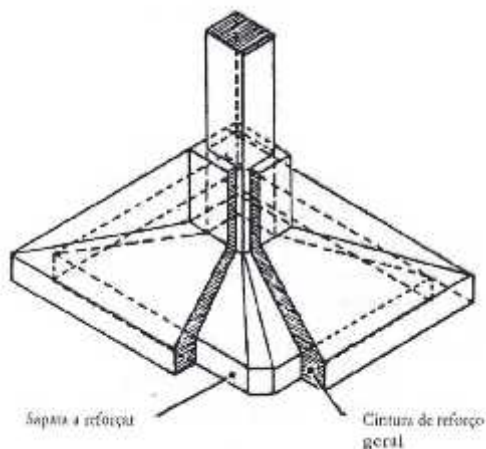


Figura 13 -Reforço de sapata de betão armado por cinturagem de betão armado (coelho, 1996).

As metodologias apresentadas anteriormente aplicam-se maioritariamente a fundações executadas já em betão. No entanto, uma grande parte dos trabalhos de reforço incide ainda sobre edifícios cujas fundações são constituídas por alvenarias. Nestes casos, o recalçamento das fundações é uma operação complexa, em grande parte devido às elevadas cargas que os edifícios antigos mobilizam ao nível das fundações. O procedimento habitual dita que esta tarefa deve ser executada por troços, sucessivamente escavados e infra betonados, recorrendo a enchimentos de betão simples ou armado. Para minorar os riscos associados a este tipo de procedimento pode

realizar-se este recalque faseadamente, de ambos os lados da fundação, conforme ilustrado na Figura 14, e, simultaneamente, impor um escoramento parcial do edifício, por forma a aligeirar os esforços ao nível das fundações [Appleton, 2003].

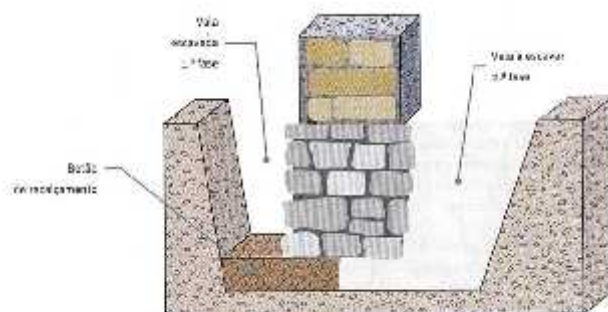


Figura 14 -Recalcamento de fundações em alvenaria em duas fases (appleton, 2003).

Este tipo de actuação deve ser sempre antecedida de um estudo acerca das cargas existentes e futuras sobrecargas a aplicar na estrutura, tendo sempre em mente que, regra geral, em edifícios antigos a parcela devida ao peso das paredes e/ou elementos de alvenaria é preponderante. O dimensionamento da altura mínima do enchimento de recalque, que faz a transição entre as fundações originais e o terreno de fundação, terá de ter em conta tanto as características de resistência do betão aplicado bem como, no caso de este elemento ser armado, os ângulos formados pelas bielas de compressão, ao aplicar a metodologia de escoras e tirantes.

Em todo este processo é necessário ainda garantir uma correcta aderência / ligação entre o material existente da fundação e o novo betão, o que se traduz numa escolha atenta dos novos materiais a aplicar (é recomendável a utilização de betões de baixa retracção) e numa execução cuidada das juntas de betonagem. Para minorar este problema é possível recorrer-se a elementos metálicos de ligação entre betões e alvenarias, ou a redes metálicas no caso de interfaces betão velho / betão novo. Em certos casos, particularmente em função da natureza do solo, o recalque anterior pode apresentar-se como uma solução de execução complexa. Como tal, em vez de recalcar a fundação, pode optar-se por uma solução em que se confina lateralmente este elemento e, simultaneamente, alargando-o (Figura 15). Esta solução, por trazer ganhos tão significativos a nível de resistência das fundações, é em geral mais adequada a situações em que as fundações por si só sejam já suficientemente robustas para suportar as cargas verticais permanentes [Appleton,2003]

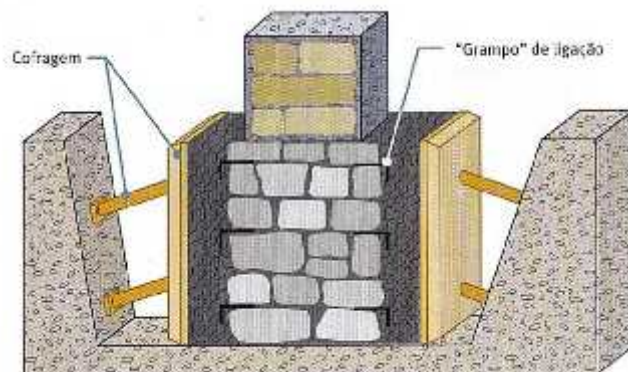


Figura 15 -Confinamento e alargamento de fundações [appleton, 2003].

Intuitivamente percebe-se que, mais uma vez, o aspecto chave neste procedimento passa pela ligação do betão do alargamento preconizado à fundação de alvenaria existente. Para tal, pode recorrer-se a pregagens laterais ou a furações e posterior atravessamento das alvenarias por lâminas de argamassa armada. A mobilização destes reforços pode ainda ser conseguida com recurso ao emprego de varões pré-esforçados.

4.7. GetGrounding

As injeções de calda em solos, independentemente da técnica utilizada, visam, tipicamente, cumprir pelo menos um dos seguintes objectivos, quer se trata de uma solução provisória ou definitiva:

- Uniformizar e diminuir a permeabilidade do maciço, dificultando a circulação de água;
- Melhorar a capacidade resistente ao corte e normal do solo;

De entre as diversas metodologias existentes o *jet grouting* destaca-se pelo facto de a injeção ser efectuada a pressões elevadas, utilizando, se necessário, ar comprimido ou água para ajudar a destruir a estrutura física do solo. Simultaneamente, procede-se à injeção da calda cimento que vai destruir / misturar-se com o solo (Figura 16).

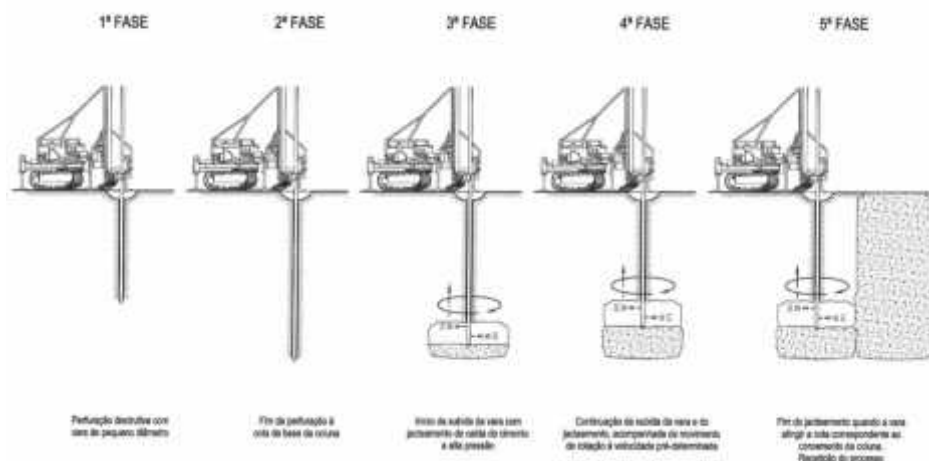


Figura 16 -Representação esquemática da sequência construtiva de corpos de *jet grouting* simples [arquivo de imagens e fotos da empresa jetsigeotecniica,lda].

No caso de soluções de *jet grouting*, podem ainda adicionar-se aos objectivos já mencionados os seguintes:

- Recalcamento de fundações existentes;
- Como complemento de outras soluções geotécnicas.

O propósito da execução de corpos de *jet* deve então ficar perfeitamente definido em projecto, uma vez que tanto as suas propriedades como a sua geometria são função da sua finalidade. Para assegurar resultados consistentes com o previsto em projecto, é aconselhável realizarem-se ensaios *in situ* de pelo menos um corpo de *jet*. Nas situações em que o material é sujeito a grandes esforços ou é executado em ambientes agressivos, os ensaios preliminares *in situ* devem ser antecidos por uma campanha laboratorial, por forma a determinar quais as proporções solo/cimento que resultam nos efeitos desejados.

À semelhança da execução de micro estacas, também no caso do *jet grouting* existe uma norma que regula a sua execução. Assim, e de acordo com a norma EN 12716 [CEN, 2001], no planeamento e execução deste tipo de elementos devem ainda incluir-se as seguintes etapas/actividades aqui apresentadas, não necessariamente por ordem cronológica:

- Confirmação em obra das características do solo apresentadas em projecto;
- Determinação das condições hidrológicas do local (nível freático, velocidade de percolação, etc);

- Execução de corpos de teste, quando necessário, e os seus respectivos ensaios;
- Avaliação dos resultados provenientes dos ensaios dos corpos de teste;
- Definição da sequência construtiva, em função do tópico anterior;
- Escolha do sistema de injeção e dos respectivos parâmetros de execução;
- Definição exacta das dimensões, localização e orientação dos corpos de *jet*;
- Especificação das instruções necessárias ao cumprimento da sequência construtiva prescrita;
- Definição do plano de monitorização (tipo e precisão dos aparelhos, frequência das leituras) dos efeitos que resultem da execução dos corpos de *jet* nas estruturas adjacentes;
- Definição dos critérios alerta e alarme para as grandezas a monitorizar;
- Especificações de controlo de qualidade durante a execução e para os ensaios teste.

Segundo Carreto (1999) o processo físico da técnica de *jet grouting* pode resumir-se às seguintes etapas:

Desagregação: a estrutura inicial do solo é desfeita e as partículas ou fragmentos de solo são dispersos pela acção de um ou mais jactos horizontais (Figura 17);

Mistura e substituição parcial: Parte das partículas ou fragmentos de solo é substituída e a outra parte é englobada com a calda de cimento injectada;

Cimentação: as partículas ou fragmentos de solo são aglutinadas entre si pela acção Auto endurecedora da calda, formando um corpo único.



Figura 17 - bico de injeção para *jet grouting*[pinto,a].

Esta técnica, passível de ser aplicada tanto a solos incoerentes como a solos coesivos, resulta da transformação da energia potencial de bombagem da calda em energia cinética e permite a criação de corpos de *jet* com formas variadas.

As soluções de *jet grouting* têm diversos domínios de aplicação, sendo que num contexto de reabilitação é usual, em situações em que para além do recalçamento das fundações são executadas caves sob os edifícios, executar corpos de *jet* antes de iniciar as escavações propriamente ditas. Deste modo, previne-se, ou pelo menos atenuam-se, quaisquer tipos de deformação, podendo mesmo servir como cortina de impermeabilização de obras realizadas abaixo do nível freático.

O reforço de fundações onde se utiliza *jet groutingé* geralmente conseguido pela execução de corpos de cimento (colunas ou painéis) sob a fundação da estrutura, de modo a que as cargas sejam transmitidas em profundidade. Todavia, deve ter-se em conta que as estruturas sujeitas a este tratamento podem sofrer alguns assentamentos, uma vez que a resistência destes corpos só é atingida na totalidade após alguns dias de cura.

4.7.1. Variáveis que influenciam o método

Existem vários aspectos que influenciam, de forma directa, o resultado final e o procedimento a adoptar nas operações de *jet grouting*, nomeadamente as características intrínsecas do solo a tratar, o tipo de calda e os parâmetros de execução.

Antes de avançar para a escolha de uma determinada metodologia de *jet* é fundamental efectuar uma análise geotécnica do terreno. Esta terá como objectivo a determinação da densidade, teor em água, coesão, ângulo de atrito e granulometria do solo, à custa de ensaios *in situ* e laboratoriais.

4.7.2. Dimensionamento e Verificação da Segurança

Neste capítulo serão tecidas algumas considerações sobre o dimensionamento de soluções de recalçamento com recurso a *jet grouting*. Serão descritos hipóteses e os modelos de cálculo proposto na literatura e apresentados os inconvenientes do recurso a esta solução.

4.7.3. Reforço e tratamento de solos com *jet grouting*

O dimensionamento de soluções de tratamento de solos por *jet grouting* é conceptualmente idêntico ao caso das microestacas. Todavia, e ao contrário da técnica anterior onde as propriedades dos materiais previstos eram conhecidas na sua totalidade à partida, surge aqui o seu maior constrangimento, uma vez que, em fase de projecto, é difícil conhecer, com precisão, as características finais do solo tratado. Como tal, é impossível prever exactamente qual o comportamento dos corpos de *jet* no que toca à sua resistência à compressão e deformabilidade, em termos de resistência ao corte ou ainda no que respeita à redução da permeabilidade do terreno tratado por este processo.

Estes constrangimentos advêm do conceito fundamental desta técnica, que passa não pela substituição integral do solo a ser tratado, mas sim por uma melhoria das suas características à custa da adição de caldas. Desta forma, o produto final irá ser fortemente condicionado pelas características iniciais do terreno, pela percentagem de substituição ocorrida e, fundamentalmente, pela uniformidade de execução da operação em profundidade. A Tabela 1 procura sintetizar as principais etapas do dimensionamento de colunas de *jet grouting*.

Tabela 1. Etapas do dimensionamento de colunas de jet grouting num contexto de reforço de fundações.

Etapa 1.	Avaliação da aplicação do uso de jet grouting
Etapa 2	Revisão de toda a informação disponível sobre o projecto a cerca das condições geotécnicas da obra
Etapa 3	Pré-dimensionamento da solução
Etapa 4	Diâmetro das mesmas Afastamento das colunas Sistema de jet Composição da calda Quantidade de cimento injectado de impacto do jacto
Etapa 5	Dimensionamento da solução Estado limite ultimo de capacidade de carga do terreno Comprimento de selagem Resistência de ponta Efeito de grupo para carregamentos axiais Estados limites últimos de Resistência estrutural Compressão Tracção Flexão composta Estados limite de serviço Assentamentos Considerações finais

Etapa 1: Aplicabilidade

À semelhança das operações de recalçamento com recurso a soluções de micro estacas, também no dimensionamento de colunas de *jet grouting* é necessário efectuar uma análise custo benefício da técnica, bem como determinar a sua exequibilidade perante o cenário de obra.

No que toca ao tipo de terreno, o *jet grouting* é particularmente eficaz em terrenos que se desagreguem facilmente, conforme apresentado na Figura 18.



Figura 18 - Facilidade de desagregação dos diferentes tipos de solo, adaptado de [Pinto,A].

Tipicamente, esta técnica construtiva é rentável e destaca-se em relação a outras formas de injeção nas seguintes situações:

Em zonas onde existam solos heterogéneos, cujas camadas se encontrem bem definidas, bastando um ajuste dos valores dos parâmetros do tratamento para cada tipo de solo. Assim, é possível em obra proceder a vários ajustes a fim de obter um tratamento homogéneo em profundidade [Carreto, 2000];

Em situações em que a aplicação de colunas de *jet grouting* possam ter mais do que uma finalidade, como é o caso de escavações (frequentes em operações de recalçamento), onde estes elementos para além de evitarem a entrada de água para o interior da escavação podem suportar os impulsos do solo e de outras cargas no seu tardoz (Carreto, 1999);

Quando se pretende criar um tampão/laje de fundo de uma escavação que simultaneamente possa suportar o impulso causado pela presença de água;

Quando existem restrições à emissão de ruídos e de vibrações.

Por último, e apesar do material tratado ser caracterizado por uma reduzida resistência à tracção, devendo por esse motivo ser aplicado quando a sollicitação é essencialmente de

compressão, é possível armar as colunas de *jet* com elementos que resistam a esforços de tracção, nomeadamente varões de aço, perfis metálicos ou até mesmo micro estacas;

Etapa 2: Informações de projecto e condições geotécnicas

Mais uma vez, e à semelhança do reforço realizado com a metodologia apresentada, é necessário efectuar, em simultâneo com a primeira etapa, uma inspecção cuidada e caracterizar adequadamente o edifício a recalcar como um todo e, em particular, as condições de conservação dos seus elementos de fundação. Este último estudo é especialmente importante neste tipo de operações, uma vez que com a execução de *jet grouting* pretende-se intervir na capacidade resistente do solo e não incrementar a resistência estrutural dos elementos de fundação existentes. Como tal, esta intervenção torna-se infrutífera caso os problemas estruturais existentes no edifício se devam a anomalias, associadas a problemas de deterioração, dos elementos de fundação.

Quanto ao solo, deverão ser efectuadas sondagens de caracterização geotécnica que permitam identificar o tipo de solo dos diferentes extractos atravessados pelas colunas de *jet* e do terreno de fundação destes elementos, bem como estimar as principais características dos mesmos (densidade, coesão, ângulo de atrito). Para além disso, a determinação da curva granulométrica do solo, bem como o seu teor em água podem ser determinantes para a escolha da melhor solução de *jet grouting*, isto é, do sistema de injeção mais adequado.

Em operações de recalçamento deve ser preferencialmente adoptado o *jet* simples. Com efeito, o teor em água e o tipo de solo estão intrinsecamente relacionados, verificando-se que os maiores valores de teor em água estão associados a solos com maior percentagem de finos.

Etapa 3: Combinações de acções

As combinações de acções relevantes para o dimensionamento das fundações e respectivo reforço são, regra geral, definidas a partir da análise da estrutura ou do projecto de estabilidade, sendo as verificações mais relevantes as associadas a esforços de compressão axial ou a esforços de flexão composta.

Conforme foi referido anteriormente, apesar de esta técnica não estar muito vocacionada para resistir a esforços de tracção, pode tirar-se partido, se necessário, do seu reforço com elementos metálicos e da sua diminuta resistência intrínseca a este tipo de solicitações.

Etapa 4: Pré-dimensionamento

Em primeiro lugar é necessário arbitrar qual a distribuição geométrica a adoptar na solução, isto é qual o diâmetro das colunas e qual o seu afastamento, sendo que à

partida podem dividir-se as soluções em distribuições em malha triangular ou em malha quadrada. A escolha, de entre estas, passa não só por uma racionalização do tratamento (economia da solução), mas sobretudo pelas condicionantes construtivas em obra que podem ditar qual das soluções é passível de ser empregue.

As diferentes características dos três principais métodos de *jet grouting* traduzem-se por diferentes percentagens de substituição do terreno e de mistura do solo com a calda. A sua eficiência pode ainda variar significativamente consoante o tipo de solo tratado e, conseqüentemente, traduzir-se em valores díspares de resistência de método para método.

Segundo Xanthakos (1999) os ensaios realizados em solos incoerentes demonstram que, no que respeita à resistência do material tratado, o sistema de *jet* simples é superior aos sistemas *jet* duplo e *jet* triplo, para a mesma quantidade de cimento injectada por volume de solo tratado. Segundo os autores do estudo, a explicação para este efeito relaciona-se com o diâmetro das colunas produzidas, que no caso do sistema de *jet* simples correspondia a cerca de metade dos demais. Por oposição, ao sistema de *jet* duplo corresponderam, em geral, os menores valores de resistência, motivados pela presença de ar no solo tratado.

A composição da calda, em particular a relação água /cimento adoptada, infere no valor da resistência do material, obtendo-se, em qualquer tipo de solo, e para qualquer tipo de sistema de injeção, menores resistências para valores superiores deste parâmetro.

Contudo, em solos incoerentes constata-se que, em muitos casos, a relação água/cimento do material tratado é inferior à relação água cimento da calda aplicada, em virtude do efeito conjunto da drenagem e do reduzido teor em água destes solos.

Por outro lado, em solos de reduzida permeabilidade onde não ocorre drenagem, tem lugar uma situação inversa à anterior, isto é, a relação água /cimento do produto final é superior à relação água /cimento da calda inicial, o que tem repercussões negativas nos valores de resistência obtidos.

A relação final água/cimento do solo tratado em função da relação água/cimento da inicial e da quantidade de calda injectada por unidade de volume de material tratado pode ser traduzida graficamente através do gráfico da Figura 19, válido somente para solos coesivos (Carreto, 1999).

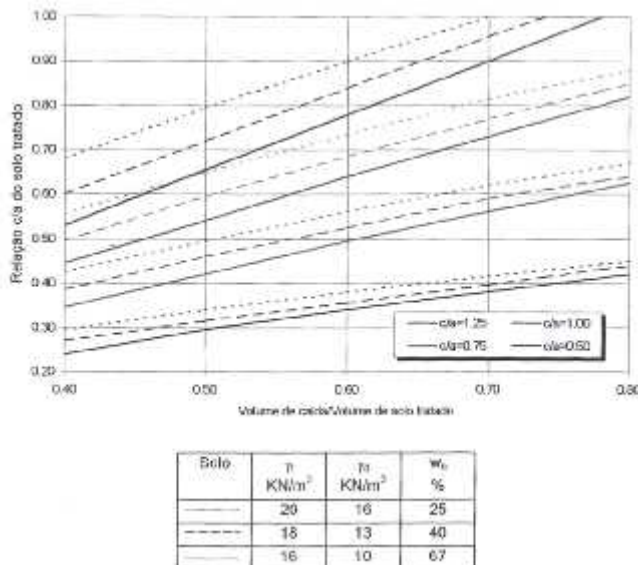


Figura 19 - Influência do tratamento por jet simples na relação final cimento/água em solos coesivos saturados [Carreto, 1999].

No que respeita o tempo de impacto do jacto e, conseqüentemente, a quantidade de cimento injectada, pode afirmar-se que existe uma relação proporcional entre estes parâmetros e a resistência obtida para o corpo de *jet* formado. Em solos incoerentes esta relação pode mesmo ser directa, isto é, duplicando o tempo de impacto do jacto a resistência de solos arenosos aumenta na mesma proporção, enquanto que em solos coesivos o acréscimo é menos acentuado [Xanthakos, 1999].

Etapa 5: Dimensionamento

Estado limite último de capacidade de carga do terreno

A fase de dimensionamento inicia-se pela verificação do estado limite último de capacidade de carga do terreno, sendo usual assumir-se que uma coluna de *jet* funciona como uma micro estaca. A transferência de carga entre o elemento estrutural e o terreno circundante é, em geral, efectuada maioritariamente por atrito lateral, existindo no entanto uma resistência de ponta que pode ser ainda assinalável dados os diâmetros correntes que as colunas possuem.

É ainda avançada a hipótese de que a distribuição das tensões tangenciais de atrito é uniforme ao longo de todo o comprimento do elemento.

A fase de dimensionamento inicia-se pela verificação do estado limite último de capacidade de carga do terreno, sendo usual assumir-se que uma coluna de *jet* funciona como uma micro estaca. A transferência de carga entre o elemento estrutural e o terreno circundante é, em geral, efectuada maioritariamente por atrito lateral, existindo no

entanto uma resistência de ponta que pode ser ainda assinalável dados os diâmetros correntes que as colunas possuem.

É ainda avançada a hipótese de que a distribuição das tensões tangenciais de atrito é uniforme ao longo de todo o comprimento do elemento.

Na expressão anterior corresponde à carga axial aplicada ao elemento, ao factor de segurança desta verificação, é o diâmetro de furação e corresponde à tensão máxima que se pode desenvolver entre o solo e o corpo de *jet*.

Este último parâmetro, encontra-se essencialmente relacionado com as características mecânicas do próprio solo. Para uma estimativa destes valores de tensão é possível recorrer a ábacos [43] que relacionem esta grandeza com valores da pressão de injeção da calda ou com os resultados dos ensaios SPT efectuados *in situ*, como os exemplificados na Figura 20.

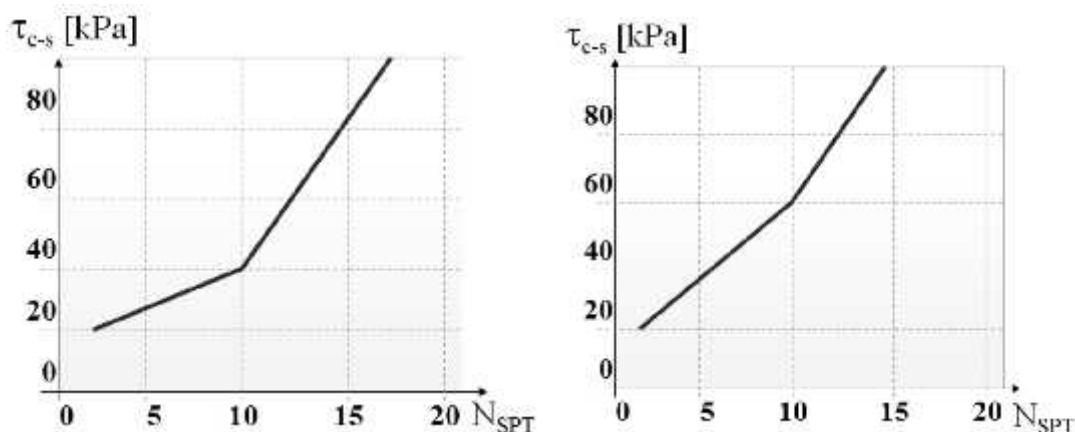


Figura 20 - Ábacos orientativos da tensão tangencial solo-cimento/solo para argilas e siltes (a) e areias e seixos (b), adaptado de [Pinto,A].

Os factores de segurança a aplicar são os apresentados anteriormente na Tabela 1. De realçar, mais uma vez, que os valores são preconizados para situações em que as cargas a aplicar são estáticas, podendo ser alvo de eventuais majorações em que seja necessário fazer face a acções cíclicas.

Nas expressões anteriores e representam, respectivamente, as cargas limite de compressão e tracção da coluna de *jet*, enquanto e correspondem às resistências de ponta e por atrito lateral mobilizadas pelo corpo de *jet*.

Na eventualidade de a coluna de *jet* intersectar mais do que um estrato de terreno, a resistência lateral deve ser calculada como a soma das diferentes componentes de atrito lateral.

Na expressão anterior representa o comprimento da coluna que se situa no estrato de terreno i , conforme ilustrado na Figura 21.

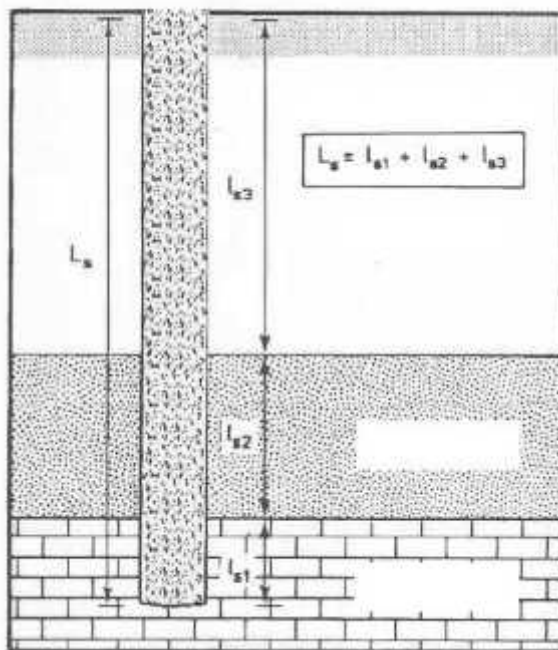


Figura 21 - Esquema de coluna de jet que atravessa múltiplos estratos de terreno, adaptado de [Bustamante, 1985].

ESTUDO DE CASO

5. Reforço Estrutural do prédio nº 630 na Av. 24 de Julho – Cidade de Maputo

5.1. Introdução

A presente secção refere-se a descrição do reforço estrutural do prédio N° 630 na cidade de Maputo. O reforço foi efectuado pela empresa moçambicana de construção civil (Emocil), com base em trabalhos de inspecção realizados pelo Laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM), e pela empresa de Consultoria Infraconsult, Lda. Para a execução do reforço procedeu-se a diversas visitas técnicas ao prédio, tendo em vista o levantamento do esquema estrutural, a caracterização da geometria dos elementos que o compõem, bem como o levantamento dos danos e anomalias introduzidas pela influência da construção de um edifício em altura contíguo a este prédio.

O reforço baseou-se na introdução de chapas de aço nas lajes, perfis metálicos nos pilares e na injeção de calda de cimento no solo de fundação. A introdução de chapas de aço nas lajes teve como objectivo o reforço das lajes à flexão. Os perfis metálicos foram introduzidos nos pilares para reforçá-los aos esforços de compressão e de flexão enquanto que a injeção de calda de cimento no solo de fundação teve como objectivo a estabilização dos solos com vista à melhoria das suas características mecânicas.

5.2. Tipo de pesquisa utilizada

De acordo com a definição de Gil (1999), utilizou-se a pesquisa explicativa para a realização deste trabalho, que tem como preocupação central identificar os factores que determinam ou que contribuem para a ocorrência dos fenómenos.

5.3. Descrição do prédio N° 630

O prédio N° 630 sito na Av. 24 de Julho em Maputo é constituído por dois corpos, designados de lote 1 e lote 2 com uma caixa de escadas comum aos dois lotes. Não foi identificada qualquer junta de dilatação no edifício, o que indica a continuidade de toda a estrutura. O edifício desenvolve-se em 4 pisos elevados, sendo os rés – do - chão destinado à estabelecimentos comerciais e os pisos elevados destinados a habitação. Em termos de tipologia as habitações são do tipo T1, sendo composto por um total de 12 apartamentos. A Figura 22 ilustra a vista aérea do prédio em estudo e as Figura 23 e 24 apresentam as plantas do edifício.

Os blocos (lotes) são simétricos em relação a caixa de escadas com 4 (quatro) apartamentos por piso, conforme se apresenta na Figura 25. Actualmente está em construção um edifício novo na vizinhança do limite do terreno do edifício N°.630 pela construtora EMOCIL /MOTA – Engil (ver Figura 25). O edifício em construção possui um número de pisos superior ao do edifício nr.630 e a sua construção tem sido apontada como a causadora de avarias observadas no edifício N° 630.

Estruturalmente, o edifício é composto por lajes vigadas assentadas em pilares fundados em sapatas isoladas consoante o caso.

As lajes têm 12cm de espessura, excepto na cobertura onde esta possui uma espessura de 10cm. As vigas têm secções bastante variáveis assim como os pilares. Entre o rés-do-chão e a primeira laje elevada existe uma mezzanin também em betão armado que cobre uma área menor em planta do que as restantes lajes de piso.



Figura 22 – Vista aérea da localização do prédio N° 630 (imagem retirada do Google maps).

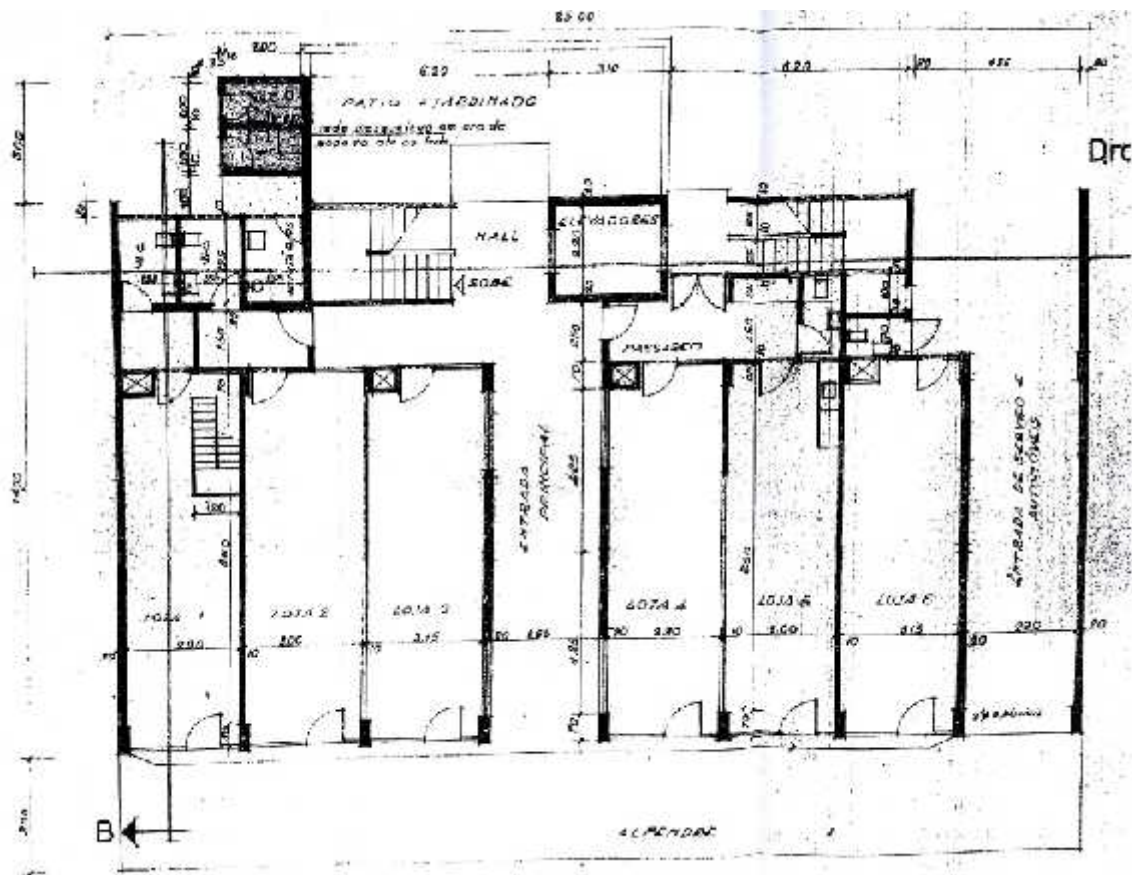


Figura 23 – Planta do rés-do-chão.

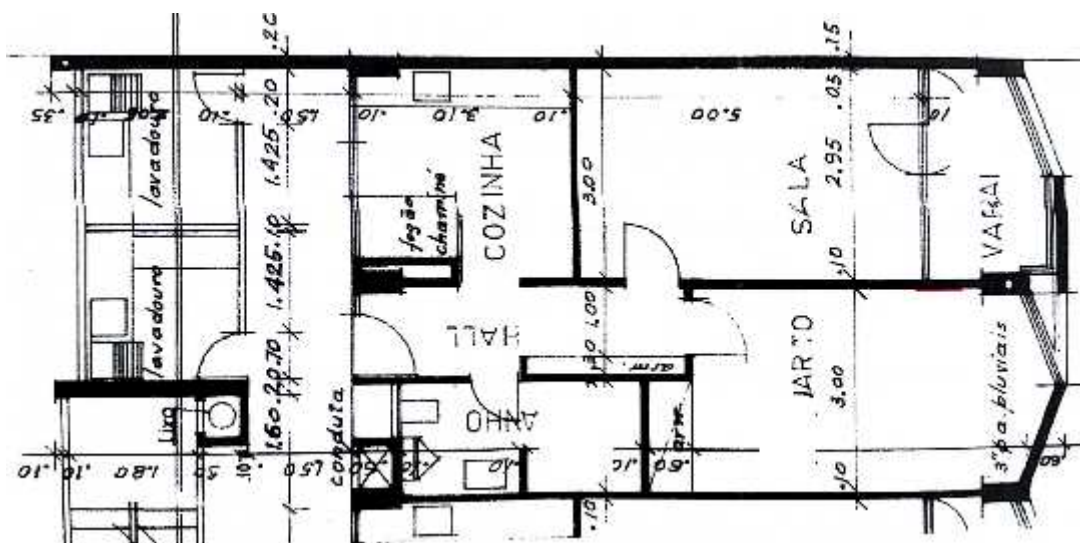


Figura 24 – Planta tipo de um apartamento.

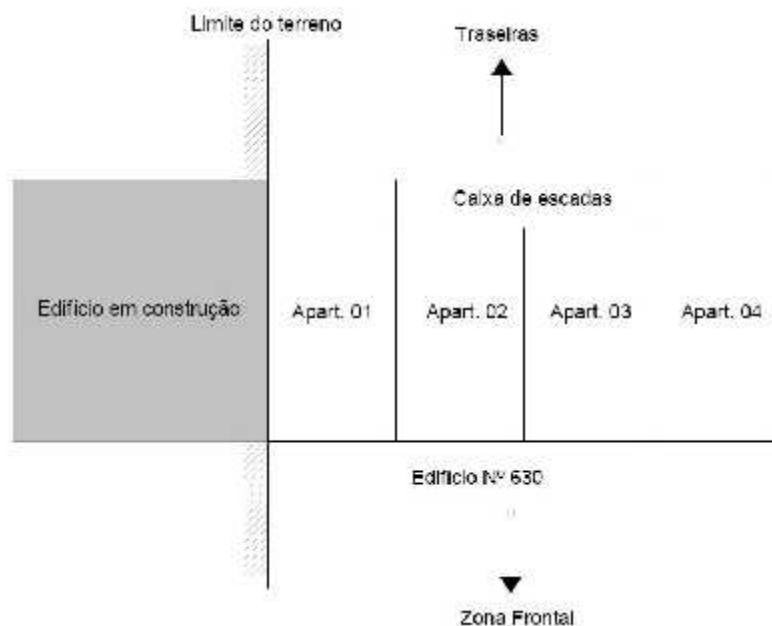


Figura 25 – Representação esquemática do edifício nº 630 na Av. 24 de Julho

A solução de fundação consiste em duas sapatas contínuas com 2.30m de largura e com altura variável, que suportam a estrutura principal do edifício.

No tardo dessa estrutura desenvolvem-se corpos simétricos em termos estruturais, com sapatas isoladas. No que concerne aos elementos horizontais, verifica-se que os mesmos são executados em betão armado, com uma modelação de vigas com lajes maciças. A Figura 26 apresenta a planta de fundações do edifício.

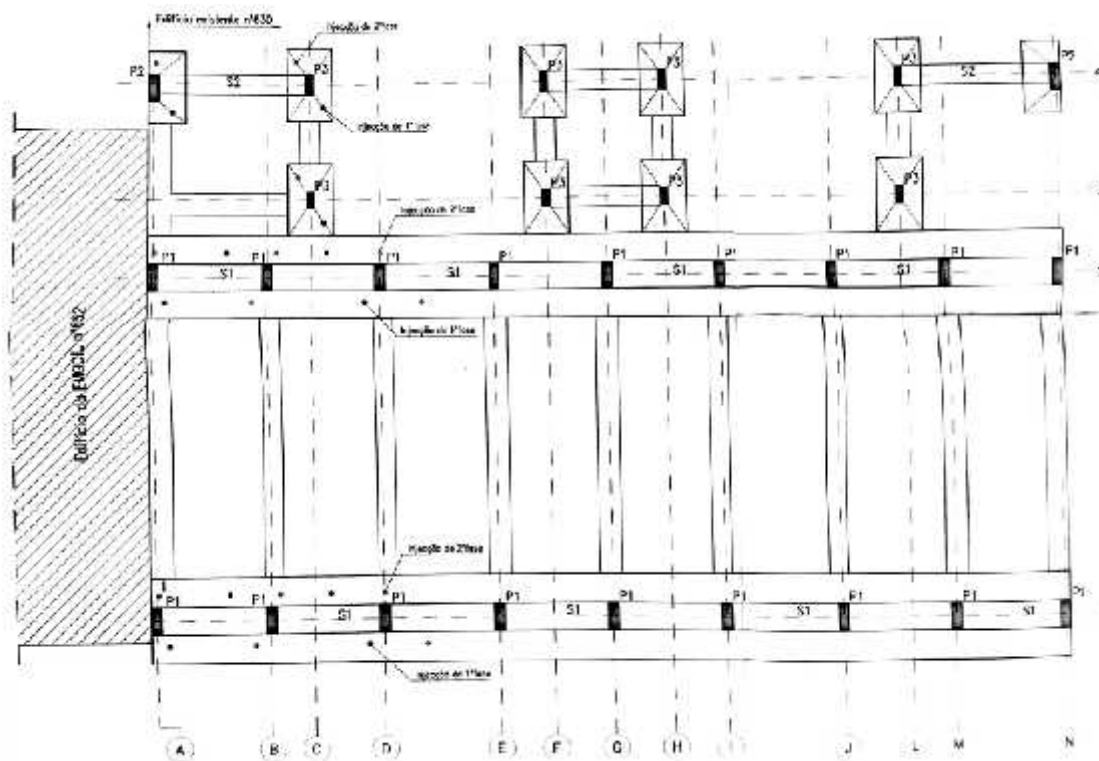


Figura 26 – Planta das fundações do edifício.

5.4. Resultados da Inspeção

Da inspeção realizada pelo LEM observou-se que parte das patologias observadas, ocorrem de forma mais ou menos sistemática por todo o edifício e resultam do envelhecimento natural do edifício e da falta de obras de conservação.

As patologias recentes, ocorreram exclusivamente no bloco 1. Estas são particularmente graves no bloco de apartamentos 01 e 02, diminuindo claramente em direcção ao bloco de apartamentos 03 e 04.

No bloco de apartamentos 04, não se registaram efeitos provocados pela construção do novo edifício. Da inspeção realizada resultou ainda que a rede de esgotos que serve o edifício, deverá ser inspeccionada para verificar se ocorrem infiltrações dos efluentes, no solo sob o bloco de apartamentos 01.

Concluiu-se também que a rede de águas deverá ser inspeccionada, tendo-se observado a existência de fugas nas ligações de alimentação dos depósitos no nível térreo.

Quando se pensou que aqueles assentamentos poderiam estar relacionados com carregamentos da obra nova, a empresa responsável tomou imediatamente a decisão de

interromper as obras de betonagem, até que as causas dos acidentes fossem identificadas.

Uma das ações postas em prática, pela empresa, foi iniciar uma campanha rigorosa de monitorização de alvos colocados em pontos estratégicos do edifício nº 630, por forma a obter informações sobre a evolução dos assentamentos ao longo do tempo. Essa monitorização foi compilada em forma de relatório da campanha de monitorização dos alvos (relatório Nº 5 referente ao período de Setembro a Outubro de 2013).

De acordo com a análise feita ao relatório Nº 5 produzido pela Emocil, observam-se ainda assentamentos em alguns pontos da estrutura localizados na zona contígua ao prédio em construção.

O levantamento das avarias no edifício Nº 630 seguiu a sequência que se apresenta em seguida. Iniciou-se pelas visitas as zonas comuns (pátio, caixa de escadas, corredores ao longo dos pisos), seguiram-se as visitas a alguns apartamentos, posteriormente efectuaram-se visitas aos estabelecimentos comerciais e finalmente ao exterior do edifício. A ordem com que serão apresentadas as avarias não será de acordo com a ordem apresentada no parágrafo anterior.

- **Avarias observadas no exterior**

Na visita realizada observou-se as seguintes avarias na envolvente exterior do edifício:

1. Fissuração do passeio frontal do edifício (ver Figura 27);
2. Deformação excessiva do piso que levou à necessidade de escoramento, tendo resultado na rotura da fachada envidraçada da loja Fabiana (ver Figura 28 e 29);
3. Fissuração pontual junto a base do pilar, localizado junto a nova construção (ver Figura 30);
4. Fissuração acentuada de um muro em betão armado junto a saída das escadas de acesso às traseiras do edifício, sendo pontualmente visíveis as armaduras (ver Figura 31);
5. Fissuração das paredes de alvenaria (ver Figura 32);
6. Fissuração, atravessando elementos resistentes da estrutura (ver Figura 33);
7. Degradação dos tubos de queda e das respectivas fixações (ver Figura 34).



Figura 27 – Fissuração do passeio, desenvolvendo-se paralelamente a fachada frontal do edifício.



Figura 28 – Deformação excessiva do piso.



Figura 29 – Rotura da fachada envidraçada por deformação excessiva do piso (pormenor A).



Figura 30 - Fissuração pontual junto a base do pilar localizado junto a nova construção.



Figura 31 – Fissuração acentuada de um muro em betão armado junto a saída das escadas de acesso as traseiras do edifício, sendo pontualmente visíveis as armaduras.



Figura 32 – Fissuração das paredes de alvenaria.



Figura 33 – Fissuração atravessando elementos resistentes da estrutura e o aspecto das machas e fungos presentes em alguns locais das paredes.



Figura 34 – Degradação dos tubos de queda e das respectivas fixações.

- **Avarias observadas no interior**

Das visitas efectuadas ao interior dos fogos e aos estabelecimentos comerciais localizados no rés-do-chão do edifício, observaram-se as seguintes avarias:

i) Interior da loja Fabiana:

1. Deformação excessiva do piso e fissuração acentuada da parede (ver Figura 35);
2. Empenamento da caixilharia e da escada de acesso ao piso superior da loja (ver Figura 36);
3. Rotura da parede em alvenaria da caixa de passagem de tubagens (Figura 37);
4. Fissuração da laje de cobertura (ver Figura 38);
5. Perda de ligação entre a laje de cobertura e a caixilharia de madeira (ver Figura 39);
6. Fissuração acentuada das paredes de alvenaria (ver Figura 40).



Figura 35 - Deformação excessiva do piso e fissuração acentuada da parede.



Figura 36 – Empenamento da caixilharia e da escada de acesso ao piso superior da loja.



Figura 37 – Rotura da alvenaria da caixa de passagem de tubagens.

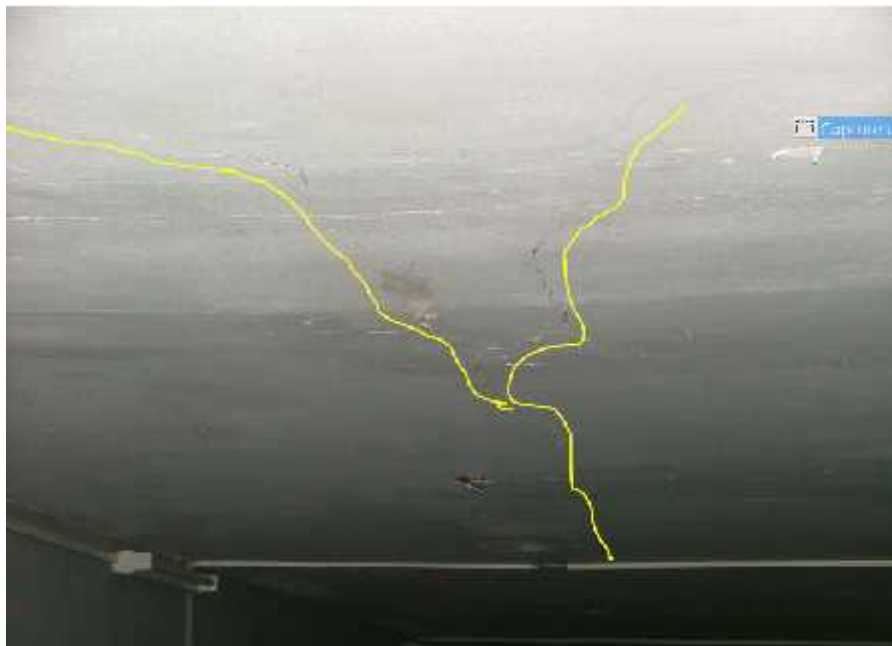


Figura 38 – Fissuração do tecto da loja Fabiana.



Figura 39 – Separação por empenamento da laje de cobertura e a caixaria de madeira.



Figura 40 – Fissuração acentuada das paredes de alvenaria.

ii) Interior da empresa TAFE, Lda:

A empresa TAFE, Lda fica localizada a seguir a loja Fabiana.



Figura 41 – Vista frontal da empresa TAFE, Lda.

Durante a visita ao interior da empresa TAFE, Lda foram observadas as seguintes avarias:

1. Fissuração acentuada junto a caixilharia com separação de elementos de construção (ver Figura 42, 43, 44 e 46);
2. Rotura do revestimento interior das paredes da casa de banho (ver Figura 45);
3. Fissuração horizontal acentuada ao longo da parede (ver Figura 47).



Figura 42 – Fissuração acentuada com tendência à separação de elementos de construção.



Figura 43 – Pormenor da fissuração acentuada (abertura 20mm).



Figura 44 – Fissuração acentuada acompanhada de desalinhamento de paredes.



Figura 45 – Rotura do revestimento interior das paredes da casa de banho.



Figura 46 – Pormenor da fissuração acentuada acompanhada de desalinhamento de paredes.



Figura 47 – Fissuração horizontal acentuada ao longo da parede.

iii) Interior dos apartamentos:

A visita ao interior dos apartamentos iniciou-se pelos apartamentos localizados junto a construção nova, seguindo o sentido do apartamento Apart.01 para Apart. 04.

Apartamentos junto ao edifício em construção (Apart. 01, ver Figura 25):

Durante as visitas ao interior dos apartamentos (Apart. 01) foram observadas as seguintes avarias:

1. Fissuração na parede da cozinha atravessando a sua espessura (ver Figura 25);
2. Fissuração da parede da cozinha acompanhada do desalinhamento do revestimento (ver Figura 26);
3. Fissuração da parede da cozinha acompanhada de destacamento do revestimento (ver Figura 27)
4. Fissuração da parede da casa de banho acompanhada de destacamento do revestimento (ver Figura 28);
5. Fissuração acentuada da parede do quarto e separação da caixilharia da parede (ver Figura 29);
6. Fissuração acentuada no interior dos guarda-fatos (ver Figura 30);

7. Fissuração acentuada na alvenaria, atravessando a espessura da parede da sala (ver Figura 31);



Figura 48 – Fissuração na parede da cozinha atravessando a espessura da parede.



Figura 49 – Fissuração da parede da cozinha acompanhada do desalinhamento do revestimento.



Figura 50 – Fissuração da parede da cozinha acompanhada de destacamento do revestimento.



Figura 51 – Fissuração da parede da casa de banho acompanhada de destacamento do revestimento



Figura 52 – Fissuração acentuada da parede do quarto e separação da caixilharia da parede.



Figura 53 – Fissuração acentuada no interior dos guarda-fatos.



Figura 54 – Fissuração acentuada que atravessa toda a espessura da parede da sala.

- ***Apartamentos - Apart. 02***, ver Figura 25)

Durante as visitas ao interior destes fogos observaram-se as seguintes avarias:

1. Fissuração na parede do quarto (ver Figura 55);
2. Fissuração horizontal ao longo da zona de intersecção parede-laje (ver Figura 56);



Figura 55 – Fissuração na parede do quarto.

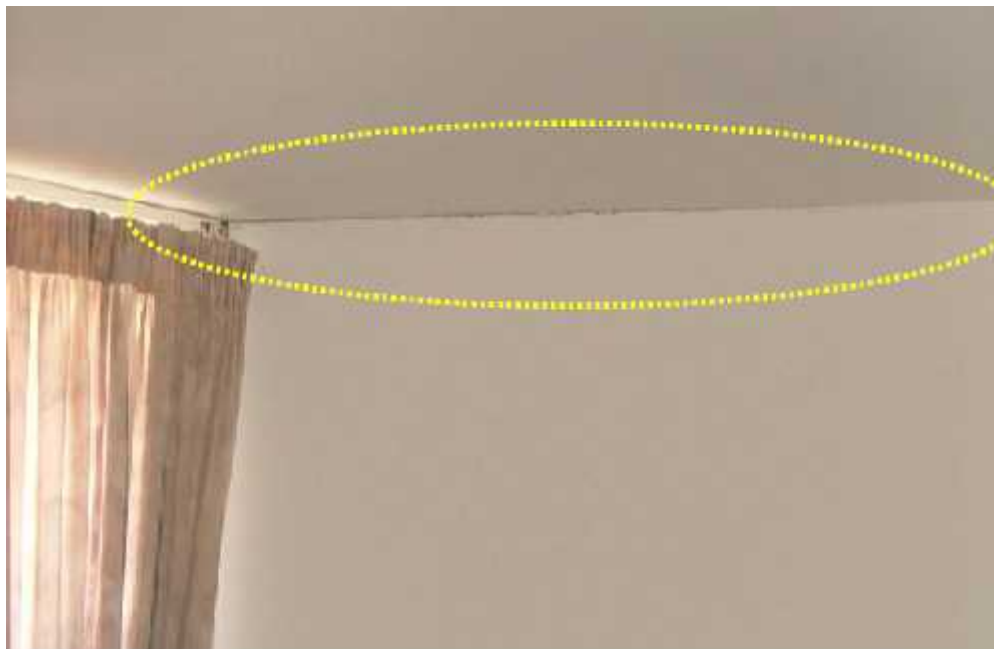


Figura 56 – Fissuração horizontal ao longo da intersecção parede-laje.

- **Avarias observadas em zonas comuns**

Foram observadas as seguintes avarias nas zonas comuns do edifício:

1. Fissuração diagonal junto a parede da tabacaria (ver Figura 58);
2. Fissuração da parede ao longo do corredor de entrada do edifício (ver Figura 59);

i) Entrada

A entrada principal de acesso ao prédio fica localizada a seguir a empresa TAFE, Lda. Na entrada do prédio encontra-se a funcionar uma tabacaria.



Figura 57 - Entrada principal de acesso ao edifício N° 630.



Figura 58 – Fissuração diagonal junto a parede contígua a tabacaria.

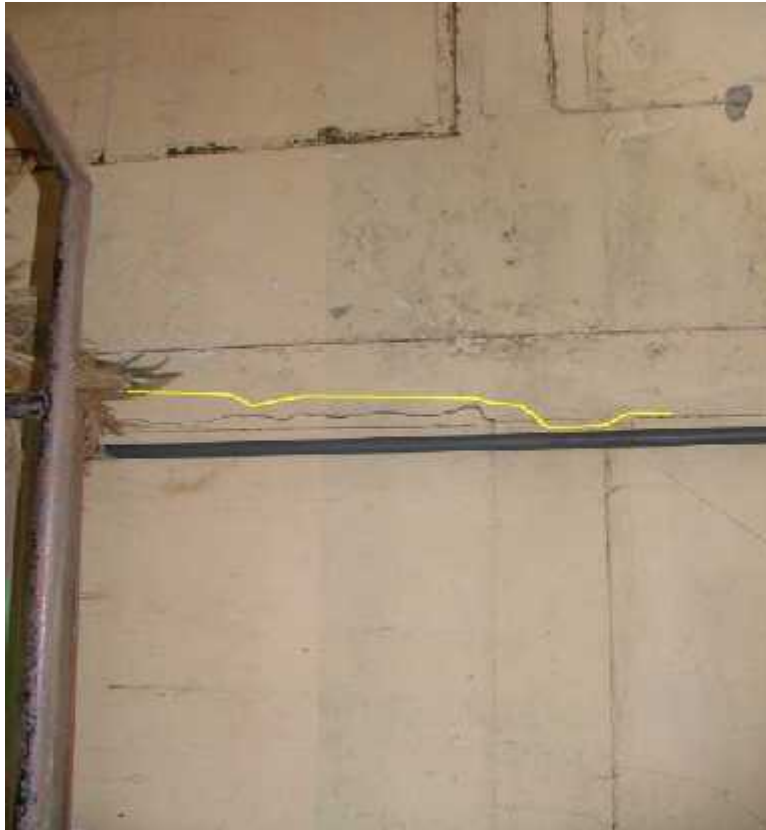


Figura 59 – Fissuração ao longo das paredes.



Figura 60 – Fissuração do muro das escadas, repetindo-se em quase todos os pisos.

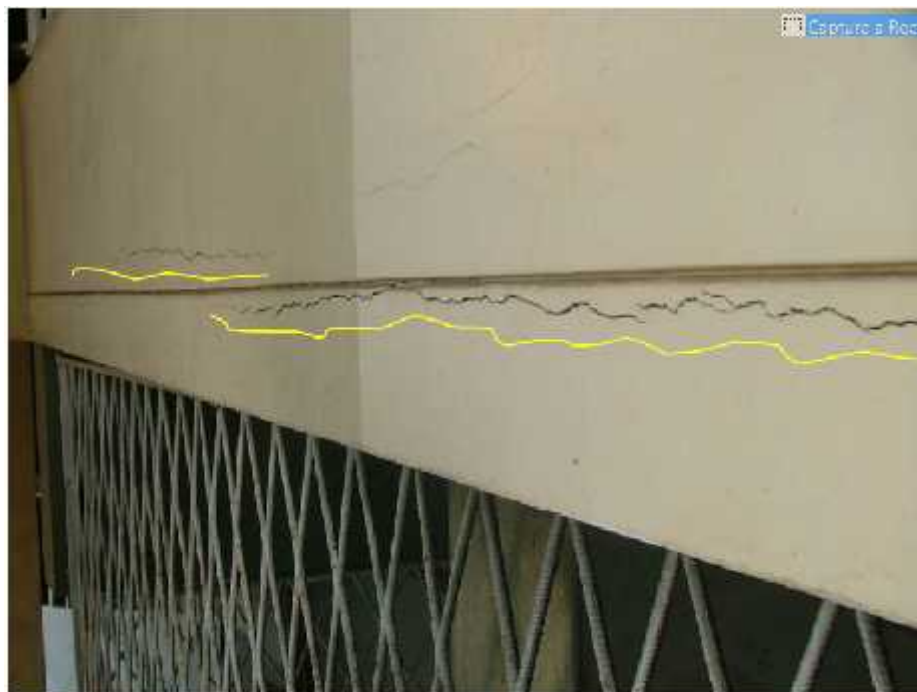


Figura 61 – Fissuração horizontal junto a laje do corredor de acesso aos fogos, repetindo-se em quase todos os pisos.



Figura 62 – Separação de elementos de construção.



Figura 63 – Empenamento da caixilharia das portas.



Figura 64 – Fissuração diagonal das paredes.



Figura 65 – Fissuração da laje do tecto.



Figura 66 – Fissuração horizontal na parede junto ao Apart. 04.

ii) Escadas e corredores entre pisos

Durante a visita a caixa de escadas do edifício foram observadas as seguintes avarias:

1. Fissuração do muro das escadas. Esta avaria repete-se em todos cantos ao longo dos pisos (ver Figura 60);
2. Fissuração horizontal junto a laje do corredor de acesso aos fogos, repetindo-se em quase todos os pisos (ver Figura 61);

3. Separação de elementos de construção (ver Figura 62);
4. Empenamento da caixilharia das portas (ver Figura 63);
5. Fissuração diagonal das paredes (ver Figura 64);
6. Fissuração da laje do tecto (ver Figura 65);
7. Fissuração horizontal na parede junto ao Apart. 04 (ver Figura 66);

5.5. Causas prováveis das avarias observadas

A partir das avarias observadas durante a visita de inspecção realizada à estrutura do edifício N° 630, foi possível observar que:

1. A estrutura do edifício alinhada com os apartamentos Apart. 01 e 02 (ver Figura 25) apresenta danos mais severos;
2. Fendilhação acentuada em alguns elementos estruturais resistentes (lajes, vigas e pilares);
3. Assentamento acentuado do piso, em especial o piso da loja Fabiana, provocando deformações severas (além de fendilhação) em elementos estruturais com flechas de tal ordem que um dos elementos estruturais teve que ser escorado.
4. Fracturas nas paredes divisórias e de fachadas com fendas orientadas diagonalmente. Estas paredes foram colocadas em carga por deformação vertical e horizontal acentuada do edifício, verificando-se que alguns tijolos/blocos da alvenaria estão a sofrer esmagamento.

Apesar da idade avançada do edifício N° 630 e as patologias visíveis, muitas delas resultantes do envelhecimento natural dos materiais e outras resultantes da má conservação e utilização dos espaços, as principais avarias observadas se devem fundamentalmente:

1. Aos movimentos diferenciais experimentados pelo edifício devido a influência da construção de edifício de grande porte nas proximidades. A introdução de cargas excessivas, resultantes da construção nova, terá alterado o equilíbrio das tensões no maciço terroso que suporta as cargas provenientes do edifício N° 630;
2. À existência de cargas elevadas nas fundações que terão conduzido a deslocamentos diferenciais ao nível da fundação, resultando em solicitações excessivas nos elementos estruturais (vigas e lajes), com possibilidade de rotura por corte. Por outro lado, por efeito da deformação dos tramos de vigas, as paredes divisórias que apoiam nestes tramos ficaram sujeitas a movimentos que conduziram a fractura dos tijolos/blocos;

5.6. Reforço Estrutural

A necessidade do reforço surge na sequência de assentamentos diferenciais ocorridos junto à empena noroeste do edifício N^o 630. Estes assentamentos conduziram a patologias, em elementos arquitectónicos, como as alvenarias, mas também em elementos estruturais, como lajes, vigas, pilares e fundações. Após análise das patologias concluiu-se que os elementos não estruturais deverão ser reabilitados, sendo igualmente necessário proceder a um reforço da estrutura do edifício.

Pelas patologias observadas, as zonas afectadas do edifício devem ser escoradas antes e durante a intervenção de reabilitação estrutural.

Do ponto de vista da análise das patologias estruturais, estamos na presença de uma estrutura de betão armado reforçado com varão liso, o qual não permite um controlo da abertura de fendas tão eficaz quanto o aço nervurado. O Varão liso tendo uma menor aderência ao betão permite um maior escorregamento deste, não conseguindo coser as faces da fissura com tanta eficácia. De facto o varão liso encontra-se tipicamente relacionado com um padrão de fissuração caracterizado por poucas fissuras de maior abertura, enquanto o varão nervurado se relaciona com um maior número de fendas mas de menor abertura, tendo por esta via menor impacto visual.

Por outro lado, o aço do tipo A24 é um aço de muito elevada ductibilidade, apresentando extensão mínima à rotura típica de 22% do A500NR, atrasando deste modo a sua rotura por plastificação após a cedência.

Em seguida de forma individual são apresentadas as patologias observadas e respectiva intervenção, começando nos elementos laje, e prosseguindo de forma sequencial até ao terreno de fundação, garantindo a resistência para o caminho de carga, desde o seu ponto de aplicação até ao terreno:

- **Lajes elevadas**

Observou-se fendilhação na face inferior da laje a meio do primeiro painel de laje contíguo à empena Noroeste, e na face superior da laje junto à viga V4 do lado Noroeste. Pode se referir que o assentamento diferencial terá levado a um aumento do momento negativo da laje sobre V4, com a consequente fendilhação da laje e alteração da rigidez, que por sua vez terá possibilitado a “migração” de esforços para o meio vão, levando também à sua consequente fendilhação. A solução de reforço passou pela injeção das fissuras, adopção de cantoneiras junto das vigas V4 e V5 para apoio da laje (eventual reforço ao esforço transversal), assim como um reforço inferior da laje (2 primeiros painéis do lado Noroeste) com chapas metálicas, admitindo conservativamente uma perda total de encastramento sobre o primeiro apoio interior sobre a viga V4, com consequente aumento dos momentos positivos nos vãos adjacentes (ver Figura 67, 68 e 69). Após reforço estes painéis de laje poderão passar a funcionar de forma simplesmente apoiada sobre as cantoneiras metálicas.

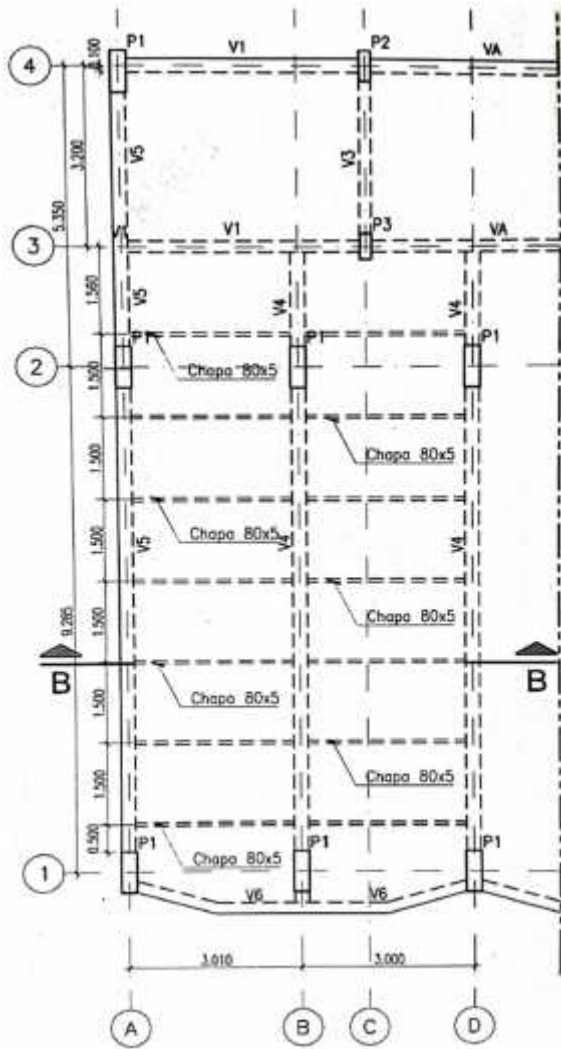


Figura 67 – Reforço da Laje com chapas de aço.

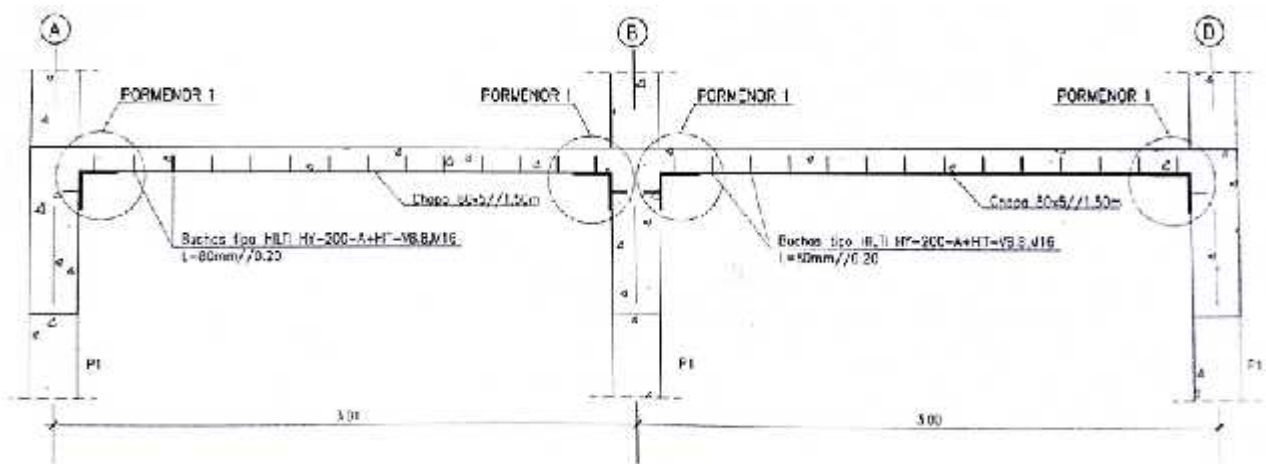


Figura 68 – Reforço da laje.

- **Viga V4 (Zona em consola após pilar P1 interior)**

Esta viga apresenta fissuração compatível com um padrão de solicitação ao esforço transversal. Deste modo propõe-se a injeção das fissuras e reforço ao esforço transversal com chapas metálicas (ver Figura 71). O reforço visa suspender a totalidade da carga na zona fissurada.

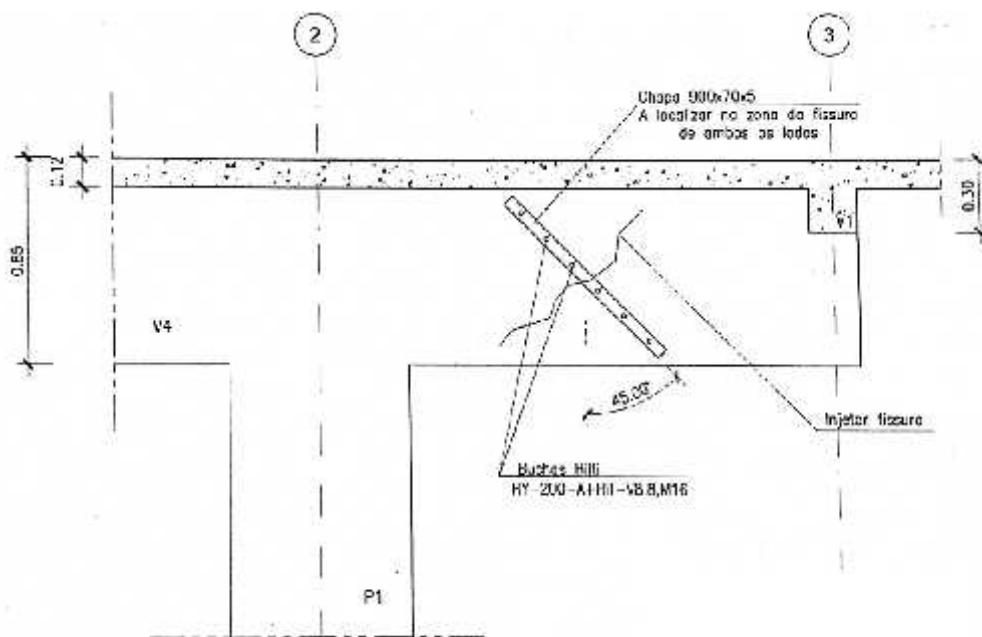


Figura 71 – Reforço da viga V4 ao corte.

- **Pilar P1 (pilar da fachada frontal junto à empena Noroeste) e Pilar P2 (no tardoze junto à empena Noroeste)**

Nestes pilares detectaram-se fissurações importantes, indiciando alterações de esforço axial nos pilares, condizentes com o fenómeno de assentamento diferencial. Preconizou-se neste caso a introdução de novos pilares (ver Figura 72), junto destes, desde o piso 1 até à cobertura, com a mesma capacidade resistente dos pilares originais, e a introdução de paredes resistentes de betão armado, na empena Noroeste. Não obstante, procedeu-se à reparação das fissuras dos pilares danificados.

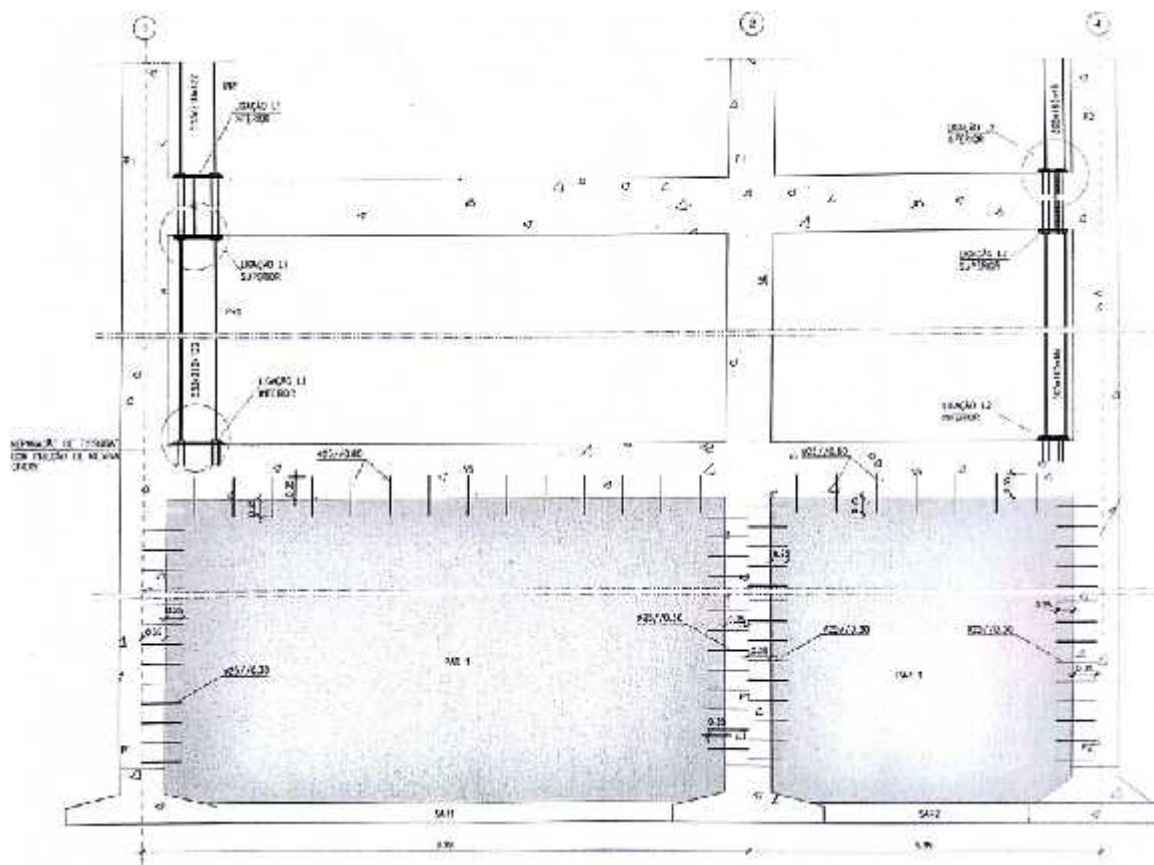


Figura 72 – Reforço de pilares.

- **Fundações**

As fundações, no que até ao momento foi possível identificar, apresentam diversas fissuras, tal como seria expectável visto serem os elementos mais rígidos a absorverem os assentamentos diferenciais. Essas fissuras estarão compatíveis com alterações dos diagramas de momentos flectores. O reforço preconizado neste caso passa pela construção de novas vigas de fundação (uma de cada lado das vigas existentes) que transmitem a carga ao solo de fundação por intermédio das sapatas corridas existentes. As novas vigas servirão igualmente de reforço directo das sapatas existentes, pelo aumento da sua secção e armadura superior. À semelhança do considerado para as lajes, também neste caso se considerou conservativamente, que as fundações existentes terão dissipado o momento flector do encastramento, no sentido paralelo à fachada, sob o primeiro pilar interior. O reforço proposto garante a reposição da resistência original. Para além, disso preconiza-se a realização de novas fundações para os pilares e paredes novos introduzidos, através de lajes de fundação sob as paredes resistentes introduzidas. A Figura 73 apresenta a zona das fundações sujeita ao reforço.

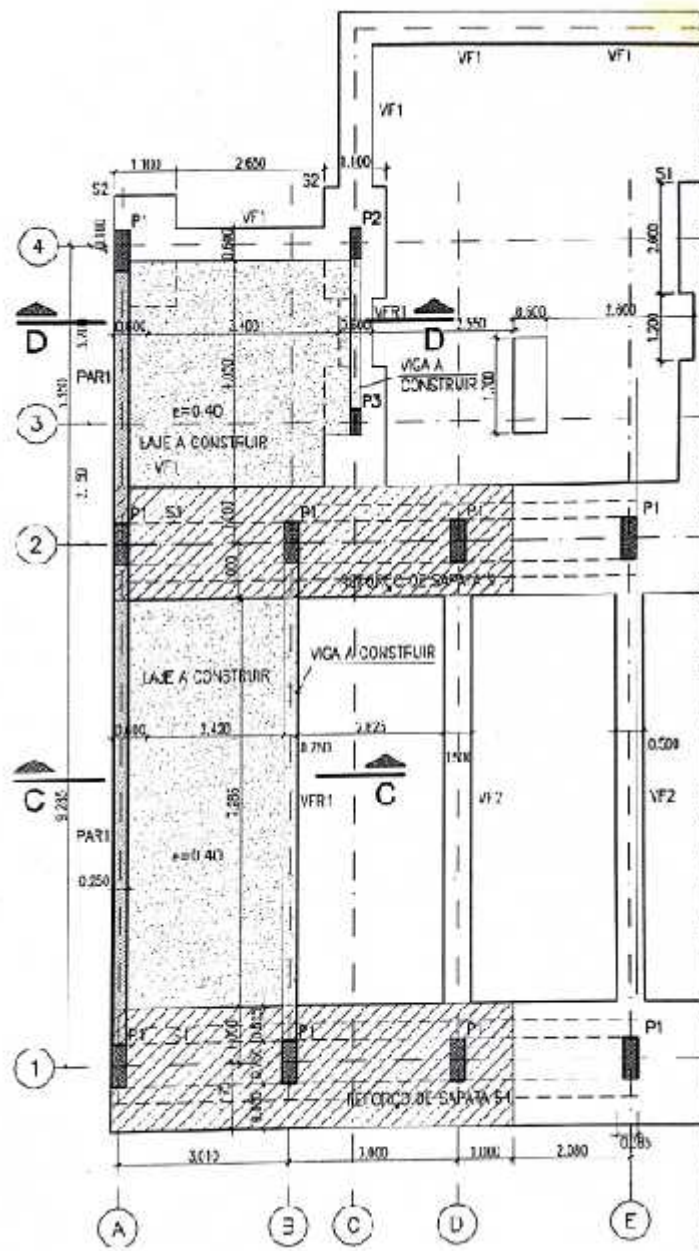


Figura 73 – Reforço das fundações.

- **Solo de fundação**

Atendendo às características dos solos existentes no local da intervenção, optou-se por conceber uma solução de consolidação do terreno por meio de injeções, as quais foram executadas sob as sapatas do edifício, assim como nas zonas de fundação das novas fundações a realizar.

Com a solução de injeções de consolidação pretende-se melhorar as características geométricas do solo de fundação e colmatar eventuais vazios existentes.

Os trabalhos de injeção foram acompanhados por uma monitorização topográfica permanente do edifício, para avaliação dos movimentos. O plano de injeções foi executado de acordo com o faseamento seguinte (ver Figura 74):

- I. Execução de carotes, na fundação existente;
- II. Execução de um furo, revestido provisoriamente, com um diâmetro mínimo de 3", que atravessa a camada a ser tratada;
- III. Colocação de um tubo de PVC rígido, com diâmetro de 2,5", devidamente preparado com....., com os espaçamentos indicados na Figura 74;
- IV. Injeção da calda A até o preenchimento total do espaço anelar entre o tubo de PVC e o furo (bainha);
- V. Com o auxílio de um obturador duplo, a partir da válvula-manchete inferior, executou-se a reinjeção com a calda B, promovendo o rompimento da bainha e a introdução de calda no solo;
- VI. O obturador foi posicionado, concluída a primeira operação ao nível superior seguinte e o ciclo para reinjeção foi repetido neste nível.

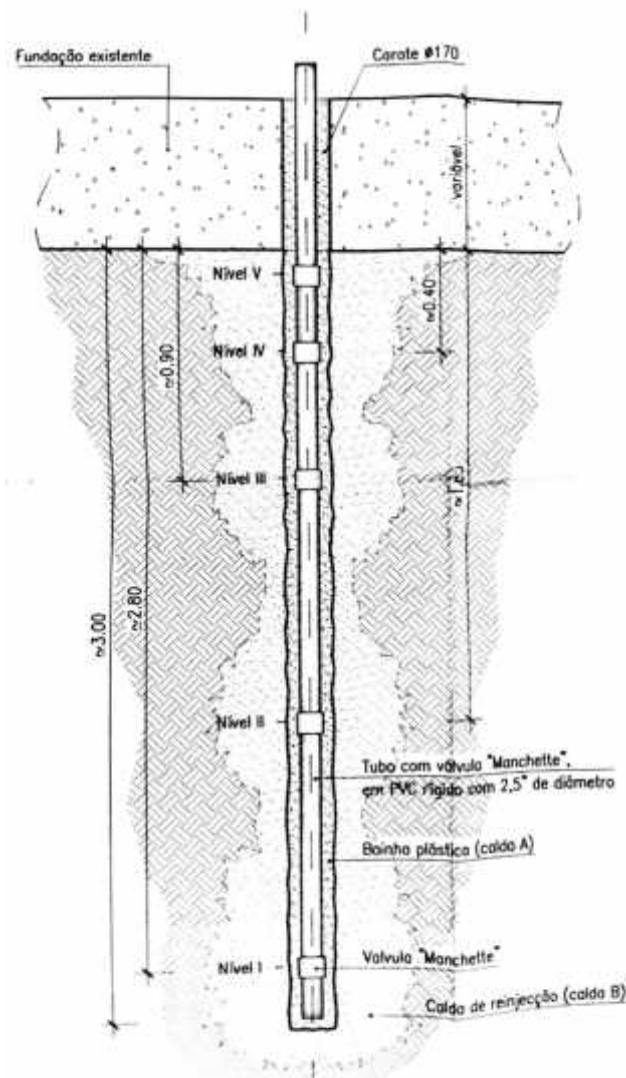


Figura 74 – Esquema do sistema de injeção de calda de cimento no solo de fundação.

5.7. Considerações finais e recomendações

No presente capítulo foi efectuado o levantamento das avarias observadas no edifício N^o 630 localizado na Av. 24 de Julho na Cidade de Maputo e foram apontadas as possíveis causas das avarias apresentadas. As conclusões resultantes têm por base os elementos disponíveis anteriormente referidos, nomeadamente a inspecção realizada.

Ao longo do capítulo foram apontadas causas que conduziram ao aparecimento das avarias estruturais observadas no edifício. Estas avarias resultam de movimentos da estrutura por assentamentos diferenciais excessivos.

Neste âmbito, pode-se referir-se que essas avarias resultam fundamentalmente da alteração da estabilidade das fundações devido a construção do edifício novo, com o

consequente aumento e/ou distribuição das cargas que se manifestam através de avarias na superestrutura.

Face ao constatado no local e de acordo com o documento produzido pelo Laboratório de Engenharia de Moçambique concluiu-se que a estabilidade estrutural do edifício não está garantida pois, para o nível de assentamentos e consequentes avarias que a estrutura apresenta, está evidenciada a possibilidade de colapso parcial ou global do imóvel.

Com vista a solucionar o problema, recomendou-se a evacuação dos utentes do edifício de modo a garantir que um trabalho exaustivo de investigação ao nível dos elementos estruturais (vigas, lajes e pilares) do imóvel seja iniciado urgentemente.

Recomendou-se ainda a avaliação do projecto de fundações e do estudo das condições da fundação do edifício novo para uma melhor avaliação das causas das avarias.

E por fim, a análise do comportamento do edifício N^o 630 baseada num modelo numérico dará indicações de regiões críticas, possibilitando a avaliação do nível de tensão a que os elementos estruturais estão sujeitos face aos assentamentos observados.

Neste contexto, foi desenvolvida uma solução de reparação das patologias observadas que englobam o reforço dos elementos estruturais como; fundação, vigas, pilares e lajes e que é descrita neste trabalho.

6. Conclusões:

A revisão da literatura sobre o tema abordado neste trabalho mostra-se adequada, pois possibilitam o entendimento amplo acerca do reforço estrutural de edifícios, da avaliação do comportamento dos edifícios e dos problemas resultantes da utilização das diversas técnicas de reforço propostas.

Do presente trabalho são extraídos como principais conclusões as seguintes:

- A necessidade de reforço de fundações está geralmente associada a trabalhos sob uma construção ou na sua contiguidade imediata (alterações nas condições de fronteira ou de vizinhança do terreno de fundação de um edifício);
- Antes de se fazer uma intervenção de reforço é necessário fazer-se uma investigação com o objectivo de obter informações iniciais sobre o estado de conservação da estrutura;
- A melhor vantagem na técnica de reforço por colagem de chapas é a substituição do aço por material FRP por serem duráveis, leves e fáceis de transportar e colocar em obra;
- A exigência de mão-de-obra especializada determina a sua pouca utilização no mercado da construção, situação que também se repercute em projectos uma vez que não existe uma solução universal para todos os casos;
- A solução de reforço depende de inúmeros factores dos quais se destacam as propriedades mecânicas do estrato de solo de suporte, as condições de conservação dos elementos de fundação e da própria estrutura, e acima de tudo, os condicionamentos e restrições impostas durante esta operação.

7. Futuros Desenvolvimentos

Ao longo do trabalho foram abordados aspectos que no seu conteúdo carecem de um aprofundamento em estudos futuros. Esses aspectos referem-se nomeadamente:

- Aos modelos de previsão dos danos causados por construções novas na malha urbana de cidades;
- O estado da região de influências de tensões introduzidas pelas edificações novas, cuja solução de fundações é de fundações directas.

Deste modo permitirá uma melhor monitoria aos edifícios circunvizinhos.

Referências Bibliográficas

MACHADO, Ari de Paula – **Reforço de Estrutura de Construção Armado com Fibras de Carbono**. São Paulo: Editora Pini Ltda., 2002. 1º Ed, 271 p.

MACHADO, Ari de Paula – **Reforço de Estrutura de Construção Armado com Fibras de Carbono**. São Paulo, Ed. 125,p. 78-80, ago.2007

DE SOUZA, Vicente Custódio Moreira; RIPPER, Thomaz – **Patologia, Recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Editora Pini Ltda., 1998.255p.

BEBER, Andriei José; (2003). **Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos de Fibra de Carbono**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS.2003.317p.Disponível em <http://www.cpgec.ufrgs.br>. Acesso em 03 de Agosto de 2008.

BEBER, A.J.; Filhos, A.C. Campagnolo; J.L; (1999), “**Flexural Strengthening RCBeams with CFRP Sheets**” Structural Faults and Repair - 99 Brazil

BADOUX, M and Jirsa, J.O, (1990) “**Steel Bracing of RC Frame for seismic Retrofitting**”, Journal of Structural Engineering, Vol.116, Nº1,pp.55-74

CÁNOVAS, Manuel Fernández. **Patologias e terapia do concreto**. São Paulo: Editora Pini Ltda., 1988.55p.

Aloi, Nora, 2012, **Reabilitação e Restauro de Edifícios Antigos**, Tese de Licenciatura, Universidade Politecnica; Av.Paulo Samuel Kankhomba, nº 1011,Maputo,Moçambique

HUSSAIN, M. **Flexural behavior of pre- cracked reinforced concrete beamsstrengthened** externally by steel plates.ACI Structural Journal, V.92, n.1, 1995.

OEHLERS, D.J.; MORAN, J.P. Premature failure of externally plated reinforced concrete beams. **Journal of Structural Engineering**, v.116, n.4.EUA:1990

VAN GERMERT, et AL. **Design methods for strengthening reinforced concrete beams and plates**. Katholieke Universiteit Leuven, Laboratorium Reyntjens, Leuven: 1990

ZIRABA, Y.N.et al. **Combined experimental-numerical approach to characterization of steel-glue-concrete interface**. Material and structures, n. 28, França: 1995.

SILVEIRA, Sebastião S. **Dimensionamento de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com chapas coladas com Resina Epóxi**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ.1997.120 P. Disponível em <http://www.infohab.org.br>. Acesso em 21 Junho 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projecto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. NBR 6118 / 2003, Rio de Janeiro, RJ.221 P.

CAMPAGNOLO, J, L., et al. **Técnicas de ancoragem em vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço colados**, Anais, 34ª REIBRAC. São Paulo: 1995.

GIL, António Carlos **“Como classificar as pesquisas”**. Disponível em <<http://www.professor.pro.br>>Acesso em Março de 2009

Rodriguez, M., Park, M., (1991). **Repair and strengthening of reinforced concrete buildings for earthquake Resistant**, Earthquake Spectra, V.7.Nº3. Aug

Pinho, R., (2000), **Selective retrofitting of RS Structures in Seismic areas**, PhD thesis, Imperial college, London, UK.

DIMANDE, A.O; (2003); **“Influência da Interface no Reforço à flexão de estruturas de betão com sistemas FRP”**. Tese de Mestrado, DEC-SE, FEUP, Porto.

ERSOY. U; (1998), **Seismic Rehabilitation-Second Japan-Turkey workshop of Earthquake engineering: Repairs & Strengthening of existent building – Istanbul**

FARDIS, M.N, (1998); **Seismic assessment and retrofit of RC Structures** – Bisch, Ph., Labbé, P., Pecker, A. (eds), 11th ECEE, Paris, France, Invited lecture, ISBN 90 5809 027 2, A.A. Balkema. Rotterdam, 6th – 11th.

A & C (2008). **“Reforço Sismico”**, Especial Reabilitação 2008 – Arte & Construção

Aguiar, J, Juarezs, H.; R.; Iglesias, J;(1989), **“The Mexico Earthquake of September 19, 1985, Statistics of damage and retrofitting techniques in reinforced concrete buildings affected by 1985 Earthquake”**. Earthquakespectra, V.Nº1, Feb.

Santos, Tito (2008), **“Estratégias para reparação e reforço de estruturas de betão armado”**, tese de mestrado em projectos de Estruturas e Geotécnica, Universidade do Minho.