U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

FERRAMENTAS BIM DE APOIO AO DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS PORTICADAS DE EDIFÍCIOS DE BA DE ACORDO COM O EC8

PATRÍCIA CARREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

JUNHO DE 2021

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2020/2021

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2020/2021 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2021*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha Família e Amigos

Nothing in life is to be feared, it is only to be understood.
Now is the time to understand more, so that we may fear less.

Marie Curie

AGRADECIMENTOS

Este trabalho é o culminar não só de 5 anos de estudos, mas igualmente de tudo o que já vivi, cresci e aprendi, que inevitavelmente definiu o resultado final aqui apresentado. Acabo com orgulho em mim por não ter desistido neste percurso que teve o seu tanto de altos como de baixos, por ter sabido quando insistir e quando deixar.

Primeiramente quero agradecer com profunda admiração e estima ao meu orientador, Professor Doutor Humberto Varum, por toda a prestabilidade e apoio ao longo deste trabalho e sem o qual esta dissertação não teria sido possível. É uma honra poder ter realizado este trabalho sobre a direção de um profissional tão bem qualificado quanto este e sem dúvida uma experiência enriquecedora a vários níveis para a minha vida profissional.

Ao Engenheiro Pedro Sá, meu coorientador, pelo apoio e partilha de experiências e que fez um acompanhamento imprescindível. Aos Engenheiros Fernando Miranda e Joel Ribeiro por todo o apoio e ensinamentos na área da programação essenciais para a concretização deste trabalho.

Ao Engenheiro António Monteiro, pela oportunidade de realizar a dissertação em ambiente empresarial na empresa A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia, Lda., e por toda a prestabilidade e preocupação ao longo do percurso.

Ao pessoal da A400 pela forma como me acolheram e pela constante prestabilidade e sábia concelhia, tornando esta fase do curso muito mais proveitosa a nível profissional e pessoal. Em especial ao Vasco e à Inês pela ajuda e companhia na transição para o mundo profissional.

A todos os meus amigos que, de uma forma ou outra, contribuíram para o meu sucesso. Ao Gonçalo, por tudo aquilo que me fez crescer, viver e sonhar, e ainda por me ter dado uma família no Porto. À Ana pelo apoio nos maus e nos bons momentos, por todo o carinho que me deu nas horas mais difíceis. A estes dois que já são mais como irmãos, um sincero e profundo obrigado por tudo, há poucos momentos que preze tanto como aqueles em criámos amizade. À Catarina, a melhor pessoa que a China me deu, em tão pouco tempo se criou algo para a vida. Ainda ao Paulo, ao Tiago, à Susana, à Sofia, ao Humberto, à Diana e ao Bruno, pessoas que melhoram a minha vida.

Por fim, mas igualmente importante, à minha família, à qual devo todo o meu percurso até chegar a esta fase. Especialmente à minha mãe, Aida, ao meu pai, Fernando e à minha irmã, Lara, por todo o incansável apoio que me deram e esforço que fizeram durante esta minha caminhada.

RESUMO

A presente dissertação tem como principal objetivo a criação de uma ferramenta prática para utilização em REVIT, que verifique de forma eficaz as regras de cálculo pela capacidade real e detalhes exigidos, para vigas e pilares, em projeto de estruturas de betão armado dimensionadas para Classe de Ductilidade Média (DCM) de acordo com a EN 1998-1, o Eurocódigo 8.

Para a concretização deste objetivo foi desenvolvido um programa utilizando a linguagem de programação *C#*, no Ambiente de Desenvolvimento Integrado (IDE), *Visual Studio*. É utilizada a integração em REVIT através do SDK, um kit de desenvolvimento de *software*, para obtenção de informações da estrutura em estudo, estas são tratadas de forma a obter os dados necessários para a realização das verificações pretendidas.

São apresentados os princípios básicos de dimensionamento sísmico e as regras do EC8 para vigas e pilares que são verificadas através da ferramenta criada. A modelação numérica da estrutura foi realizada num programa de cálculo automático, o SAP2000, no qual foram consideradas as ações sísmicas associadas às características da estrutura.

O programa criado foi inspirado por programas similares desenvolvidos pelo Departamento de Investigação e Desenvolvimento da empresa A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia. Foi utilizado um algoritmo que permite a inserção do *addin* no REVIT e algumas funções com cariz de programação que levam ao bom desempenho do programa. Todo o restante desenvolvimento foi conseguido pelo acompanhamento da empresa e aprendizagem contínua.

O desenvolvimento realizado permitiu a criação da ferramenta pretendida que apresenta os resultados das verificações necessárias para vigas, pilares e nós viga-pilar. Com o resultado da verificação, o rácio e indicação da respetiva regra que está a ser verificada.

Com a aplicação do programa à estrutura global é possível observar o panorama geral de incumprimento das verificações. Desta forma facilmente se percebe as modificações que serão necessárias realizar à estrutura para que esta passe a ser sismo-resistente. É, também, possível modificar os materiais e características sísmicas de forma a perceber a influência destas na resposta sísmica da estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: Engenharia Sísmica, Eurocódigo 8 - EN 1998-1, SAP2000, BIM, *C#*.

ABSTRACT

The present work has the main objective to create a practical tool to integrate into REVIT that efficiently verifies the design rules by capacity design and required detailing to beams and columns in projects of reinforced concrete structures designed for Medium Ductility Class (DCM) according to EN 1998-1, the Eurocode 8.

To achieve this objective, a program was developed using the programming language *C#* in the integrated development environment, Visual Studio. Using the REVIT Development Software Kit (SDK) to integrate with the software in order to be able to obtain data from the structure under study, that are processed to obtain the required information and perform the verifications.

The basic principles of seismic design and rules from EC8 applied to beams and columns that are verified through the tool created are presented. The numerical modelling of the structure was performed in an automatic calculation software, SAP2000, in which the seismic actions associated with the characteristics of the structure were considered.

The program created was inspired by similar programs developed by the Investigation and Development Department of the company A400 – Engineering Designers and Consultants. An algorithm was used that allows the insertion of the addin in REVIT and some programming functions that lead to the good performance of the program. All the remaining development was achieved by the company's supervision and continuous learning.

The development allowed the creation of the desired tool that presents the results of the necessary verifications for beams, columns, and beam-column nodes. The tool presents the verification outcome, the ratio and indication of the respective rule in evaluation.

With the application of the program to the overall structure, it is possible to observe the general picture of non-compliance with the verifications. In this way easily realize the modifications that will be necessary to make to the structure for it to become earthquake resistant. It is also possible to modify the materials and seismic characteristics to perceive the influence of these on the seismic response of the structure.

KEYWORDS: Seismic Engineering, Eurocode 8 – EN 1998-1, SAP2000, BIM, *C#*.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS I
RESUMO III
ABSTRACT V

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 1
1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS 2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO 2
2. REGRAS E PROCESSOS ESTABELECIDOS PELO EC8 5
2.1. INTRODUÇÃO 5
2.2. DESEMPENHO DA ESTRUTURA 5
2.3. AÇÃO SÍSMICA 6
2.3.1. TIPO DE TERRENO 6
2.3.2. ZONAS SÍSMICAS 6
2.3.3. ESPETRO DE RESPOSTA ELÁSTICA HORIZONTAL 9
2.3.4. CLASSES DE IMPORTÂNCIA 11
2.3.5. COMBINAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA COM OUTRAS AÇÕES 11
2.3.5.1. Coeficientes a considerar para o cálculo da massa 11
2.3.5.2. Coeficientes a considerar para a combinação sísmica 12
2.3.5.3. Combinação de direções 13
2.4. DIMENSIONAMENTO SISMO-RESISTENTE DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO 13
2.4.1. MODELAÇÃO EM 2D VERSUS MODELAÇÃO EM 3D 14
2.4.2. ANÁLISE ESTRUTURAL 15
2.4.2.1. Análise linear 15
2.4.2.2. Análise não linear 15
2.4.3. REDUÇÃO DA RIGIDEZ 15
2.4.4. CONDIÇÃO DE DUCTILIDADE GLOBAL 16
2.4.5. CONDIÇÃO DE DUCTILIDADE LOCAL 17
2.4.6. SISTEMAS ESTRUTURAIS 18
2.4.7. RIGIDEZ À TORÇÃO 18
2.4.8. MOMENTO POLAR DE INÉRCIA DE MASSA 19

2.4.9. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO 19
2.4.10. CLASSES DE DUCTILIDADE 21
2.4.11. MATERIAIS 21
2.4.11.1. Betão 21
2.4.11.2. Aço 21
2.5. VIGAS 22
2.5.1. RESTRIÇÕES GEOMÉTRICAS 22
2.5.1.1. Excentricidade viga-pilar 22
2.5.1.2. Largura 22
2.5.2. ESFORÇOS DE CÁLCULO 23
2.5.3. RESISTÊNCIA À FLEXÃO E AO ESFORÇO TRANSVERSO 24
2.5.4. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS PARA DUCTILIDADE LOCAL 25
2.5.4.1. Zonas Críticas 25
2.5.4.2. Armadura de compressão 25
2.5.4.3. Taxa de armadura na zona tracionada 25
2.5.4.4. Armadura de confinamento 26
2.6. PILARES 27
2.6.1. RESTRIÇÕES GEOMÉTRICAS 27
2.6.2. ESFORÇOS DE CÁLCULO 27
2.6.2.1. Resistência à Flexão e ao Esforço Transverso 27
2.6.2.2. Resistência de cálculo 28
2.6.2.3. Esforço normal reduzido 28
2.6.3. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS PARA A DUCTILIDADE LOCAL 29
2.6.3.1. Taxa de armadura longitudinal 29
2.6.3.2. Zonas críticas 29
2.6.3.3. Requisito de ductilidade local 30
2.6.3.4. Espaçamento da armadura transversal em zonas críticas 31
2.7. SÍNTESE DE VERIFICAÇÕES 32
3. ELABORAÇÃO DO ALGORÍTMO 35
3.1. INTRODUÇÃO 35
3.2. FUNCIONAMENTO DO ALGORITMO 35
3.2.1. OBTENÇÃO DE DADOS DO REVIT E PRÉ-TRATAMENTO 36
3.2.2. TRATAMENTO DOS DADOS 38
3.2.3. APRESENTAÇÃO DOS DADOS 38

3.3. CASOS ESPECÍFICOS DE PROGRAMAÇÃO 40
3.3.1. ÁREA DA SECÇÃO TRANSVERSAL 40
3.3.2. ARMADURA TRANSVERSAL 42
3.4. CONCLUSÃO 44
4. CASO DE ESTUDO 45
4.1. INTRODUÇÃO 45
4.2. INFORMAÇÃO ESTRUTURAL 45
4.2.1. GEOMETRIA 45
4.2.2. AÇÕES 48
4.2.2.1. Cargas 48
4.2.2.2. Ação sísmica 48
4.2.3. MATERIAIS 49
4.3. ANÁLISE ESTRUTURAL 49
4.3.1. ANÁLISE MODAL E SÍSMICA 49
4.3.2. COMBINAÇÕES DA AÇÃO SÍSMICA 51
4.3.2.1. Coeficiente de combinação, $\psi_{E,i}$ 51
4.3.2.2. Combinações das restantes ações com a ação sísmica 51
4.4. OUTRAS ANÁLISES 51
4.4.1. VERIFICAÇÃO DA CORRETA FORMULAÇÃO DA ESTRUTURA 52
4.4.2. ANÁLISE DO TIPO DE ESTRUTURA 54
4.5. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS 56
4.5.1. ARMADURA PARA OS PILARES 56
4.5.2. ARMADURA PARA AS VIGAS 58
4.6. CONCLUSÃO 60
5. APLICAÇÃO DO PROGRAMA 61
5.1. INTRODUÇÃO 61
5.2. INICIALIZAÇÃO 61
5.2.1. PRÉ-SELEÇÕES 61
5.2.2. SELEÇÃO DAS BARRAS NO MODELO 62
5.3. RESULTADOS 63
5.3.1. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS 63
5.3.2. DETALHES ACERCA DAS VERIFICAÇÕES REALIZADAS 65
5.3.2.1. Vigas 65

5.3.2.2. Pilares 68
5.3.2.3. Nós Viga-Pilar 71
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS 73
6.1. INTRODUÇÃO 73
6.2. CONCLUSÕES 73
6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 74
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 77
ANEXOS A1
Resultados da análise modal da estrutura A3
Exemplo dos resultados fornecidos pelo programa *FlexDesv* para vigas A5
Exemplo dos resultados fornecidos pelo programa *FlexDesv* para Pilares A9
Resultados da aplicação do programa a todas as vigas do caso de estudo A15
Resultados da aplicação do programa a todos os pilares do caso de estudo A17
Resultados da aplicação do programa a todos os nós viga-pilar do caso de estudo A19
Dados gerais para verificação dos resultados do programa A21
Verificação dos resultados do programa para as vigas A23
Verificação dos resultados do programa para os pilares A25
Funções da classe *RevitFuncs* desenvolvido em linguagem C# A27
Funções da classe *MaterialData* desenvolvido em linguagem C# A31
Funções da classe *BarResults*, *BeamResults*, *ColumnsResults* e *JointResults* desenvolvido em linguagem C# A33

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (EC8, 2010). 8

Figura 2.2 – Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira, ação sísmica Tipo 1 (EC8, 2010). 8

Figura 2.3 – Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores, ação sísmica Tipo 2 (EC8, 2010). 9

Figura 2.4 – Planta de um edifício regular em planta e em altura (Arêde, 2013). 14

Figura 2.5 – Corte de um edifício regular em planta e em altura (Arêde, 2013). 14

Figura 2.6 – Modelação 2D por junção de pórticos ligados por bielas axialmente rígidas (Arêde, 2013). 14

Figura 2.7 – Modelo 3D de uma estrutura (Varum, 2020). 14

Figura 2.8 – Análise dos momentos resistentes em torno do eixo *x*. 17

Figura 2.9 – Análise dos momentos resistentes em torno do eixo *y*. 17

Figura 2.10 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas (EC8, 2010). 23

Figura 2.11 – Largura eficaz do banzo b_{eff} para vigas ligadas a pilares (EC8, 2010). 24

Figura 2.12 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nos pilares (EC8, 2010). 28

Figura 3.1 – Diagrama de Fluxo do tratamento de dados pelo programa. 36

Figura 3.2 – Parte do código que efetua o preenchimento das propriedades na classe Bar Data. 38

Figura 3.3 – Processamento e apresentação dos dados nas classes usadas. 39

Figura 3.4 – Excerto do código referente à classe *Beam Results*. 40

Figura 3.5 – Processo de obtenção da área da secção transversal de um elemento. 41

Figura 3.6 – Diferentes formas de definição de armadura transversal. 42

Figura 3.7 – Distinção entre os dois casos de armadura transversal. 43

Figura 4.1 – Modelo 3D em REVIT da estrutura em estudo. 46

Figura 4.2 – Plantas à cota das Fundações. 46

Figura 4.3 – Plantas à cota do Piso 1. 46

Figura 4.4 – Plantas à cota do Piso 2. 46

Figura 4.5 – Plantas à cota da Cobertura. 46

Figura 4.6 – Corte 1-1. 47

Figura 4.7 – Corte 2-2. 47

Figura 4.8 – Espetros de resposta sísmica com representação do período *T*, do primeiro modo de vibração. 49

Figura 4.9 – Modelo 3D em SAP2000 da estrutura em estudo. 49

Figura 4.10 – Modelo 3D analítico em SAP2000 da estrutura em estudo. 49

Figura 4.11 – Representação do primeiro modo de vibração em *xz*. 50
Figura 4.12 – Representação do primeiro modo de vibração em *yz*. 50
Figura 4.13 – Representação do primeiro modo de vibração em 3d. 50
Figura 4.14 – Representação do segundo modo de vibração em *xz*. 50
Figura 4.15 – Representação do segundo modo de vibração em *yz*. 50
Figura 4.16 – Representação do segundo modo de vibração em 3d. 50
Figura 4.17 – Representação do terceiro modo de vibração em *xz*. 51
Figura 4.18 – Representação do terceiro modo de vibração em *yz*. 51
Figura 4.19 – Representação do terceiro modo de vibração em 3d. 51
Figura 4.20 – Representação das armaduras colocadas no modelo REVIT. 60
Figura 5.1 – Jánela inicial com as pré-seleções efetuadas. 62
Figura 5.2 – Modelo analítico da estrutura. 63
Figura 5.3 – Seleção de barras com o modelo analítico ativo. 63
Figura 5.4 – Resultados das verificações nas vigas selecionadas. 64
Figura 5.5 – Resultados das verificações nos pilares selecionados. 64
Figura 5.6 – Resultados das verificações nos nós selecionados. 64
Figura 5.7 – Informações respeitantes a cada uma das verificações realizadas. 65

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Tipos de terreno de fundação (EC8, 2010). 7

Quadro 2.2 – Aceleração máxima de referência a_{gR} [m/s^2] nas várias zonas sísmicas (EC8, 2010). 8

Quadro 2.3 – Valores dos parâmetros definidores do espetro de resposta elástica para a ação sísmica Tipo I (EC8, 2010). 9

Quadro 2.4 – Valores dos parâmetros definidores do espetro de resposta elástica para a ação sísmica Tipo II (EC8, 2010). 10

Quadro 2.5 – Coeficientes de importância, γ_I (EC8, 2010). 11

Quadro 2.6 – Coeficiente de combinação das ações variáveis (EC8, 2010). 12

Quadro 2.7 – Valor básico do coeficiente de comportamento q_o, para sistemas regulares em altura (EC8, 2010). 20

Quadro 2.8 – Valores para o fator de majoração α_u/α_1 (EC8, 2010). 20

Quadro 2.9 – Verificações relativas a materiais. 32

Quadro 2.10 – Verificações relativas a opções de projeto. 32

Quadro 2.11 – Verificações relativas a geometria para vigas e pilares. 32

Quadro 2.12 – Verificações relativas a armaduras para vigas. 33

Quadro 2.13 – Verificações relativas a armaduras para pilares. 34

Quadro 3.1 – Dados obtidos direta e indiretamente a partir do REVIT. 37

Quadro 4.1 – Ações consideradas na estrutura. 48

Quadro 4.2 – Dados para a definição dos espetros. 48

Quadro 4.3 – Características dos modos de vibração. 50

Quadro 4.4 – Altura dos pisos. 52

Quadro 4.5 – Cálculo das lajes. 52

Quadro 4.6 – Cálculo dos pilares. 52

Quadro 4.7 – Cálculo das vigas. 53

Quadro 4.8 – Cálculo dos elementos associados ao peso próprio. 53

Quadro 4.9 – Cálculos associados à Combinação Quase-Permanente. 53

Quadro 4.10 – Comparação dos resultados obtidos com o software SAP2000 para o peso próprio e CQP. 53

Quadro 4.11 – Forças consideradas na análise do tipo de estrutura. 54

Quadro 4.12 – Deslocamentos e rotações obtidos na análise do tipo de estrutura. 55

Quadro 4.13 – Cálculo da rigidez nas direções requeridas. 55

Quadro 4.14 – Resultados do fator *r*. 55

Quadro 4.15 – Cálculo do fator I_s. 56

Quadro 4.16 – Armadura dimensionada para os pilares. 57

Quadro 4.17 – Armadura dimensionada para as vigas do piso 1. 58

Quadro 4.18 – Armadura dimensionada para as vigas do piso 2. 59

Quadro 4.19 – Armadura dimensionada para as vigas da cobertura. 59

Quadro 5.1 – Pré-seleções no programa. 62

Quadro 5.2 – Informações acerca da verificação da largura máxima para vigas. 65

Quadro 5.3 – Informações acerca da verificação do diâmetro máximo da armadura longitudinal para vigas. 66

Quadro 5.4 – Informações acerca da verificação da taxa mínima de armadura longitudinal de tração para vigas. 66

Quadro 5.5 – Informações acerca da verificação da taxa máxima de armadura longitudinal de tração para vigas. 66

Quadro 5.6 – Informações acerca da verificação da percentagem de armadura longitudinal de compressão para vigas. 67

Quadro 5.7 – Informações acerca da verificação do diâmetro mínimo da armadura transversal para vigas. 67

Quadro 5.8 – Informações acerca da verificação do espaçamento máximo da armadura transversal em zonas críticas para vigas. 67

Quadro 5.9 – Informações acerca da verificação do espaçamento máximo da armadura transversal para vigas. 67

Quadro 5.10 – Informações acerca da verificação primeira ocorrência da armadura transversal para vigas. 68

Quadro 5.11 – Informações acerca da verificação do V_{RD} máximo para vigas. 68

Quadro 5.12 – Informações acerca da verificação do rácio mínimo de armadura longitudinal para pilares. 68

Quadro 5.13 – Informações acerca da verificação do rácio máximo de armadura longitudinal para pilares. 68

Quadro 5.14 – Informações acerca da verificação de armadura longitudinal em todas as faces para pilares. 69

Quadro 5.15 – Informações acerca da verificação de distância máxima entre a armadura longitudinal para pilares. 69

Quadro 5.16 – Informações acerca da verificação do diâmetro mínimo da armadura transversal para pilares. 69

Quadro 5.17 – Informações acerca da verificação do espaçamento máximo entre a armadura transversal para pilares. 69

Quadro 5.18 – Informações acerca da verificação do esforço normal reduzido para pilares. 70

Quadro 5.19 – Informações acerca da verificação do fator de ductilidade para pilares. 70

Quadro 5.20 – Informações acerca da verificação da taxa mecânica volumétrica de cintas para pilares. 70

Quadro 5.21 – Informações acerca da verificação do V_{RD} máximo para pilares. 70

Quadro 5.22 – Informações acerca da verificação da condição de ductilidade global para nós viga-pilar. 71

Quadro 5.23 – Informações acerca da verificação da distância máxima entre eixos para nós viga-pilar. 71

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

BIM	Building Information Modeling
C#	Linguagem de programação
DCH	Classe de Ductilidade Alta
DCL	Classe de Ductilidade Baixa
DCM	Classe de Ductilidade Média
EC2	Eurocódigo 2, EN - 1992-1-1
EC8	Eurocódigo 8, EN - 1998-1
Eq.	Equação
IDE	Integrated Development Environment
RCP	Restantes Cargas Permanentes
SDK	Software Development Kit
2D	Duas dimensões
3D	Três dimensões
$A_{s,c}$	Secção de armadura para a zona comprimida
$A_{s,t}$	Secção de armadura para a zona tracionada
D_o	Diâmetro do núcleo de confinado, medido ao eixo das cintas
$E_{E,dx}$	Efeitos da ação sísmica na direção x
$E_{E,dy}$	Efeitos da ação sísmica na direção y
$G_{k,j}$	Valor característico da ação permanentes j
J_{xG}	Momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade
$K_{Torção}$	Rigidez de torção
K_Y	Rigidez lateral na direção y
M_{Rb}	Momentos resistentes das vigas
M_{Rc}	Momentos resistentes dos pilares
N_{Ed}	Esforço axial de cálculo
NSPT	Número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica
P_{tot}	Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado
Q_k	Sobrecarga
$Q_{k,j}$	Valor característico da ação variável i
R_{eH}	Tensão de cedência superior
R_m	Tensão de rotura à tração do aço

S	Coeficiente do solo
$S_d(T)$	Espetro de cálculo
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espetral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espetral constante
T_D	Valor que define no espetro o início do ramo de deslocamento constante
V_{tot}	Força de corte sísmica total no piso considerado
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima na base
b_c	Maior dimensão da secção transversal do pilar perpendicular ao eixo longitudinal da viga
b_{eff}	Largura efetiva do banzo
b_i	Distância entre varões consecutivos abraçados
b_w	Largura de uma viga sísmica primária
c_u	Resistência ao corte não drenada do solo
d_{bL}	Diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal
d_{bw}	Diâmetro da armadura de confinamento
d_r	Valor de cálculo ao deslocamento relativo entre pisos
d_{xi}	Deslocamento na direção x no piso i
$e_{b,c}$	Excentricidade entre os eixos da viga e do pilar
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço
h	altura entre pisos
h_c, b_c	Altura e a largura bruta da seção transversal de um pilar
h_f	Altura do banzo da viga
h_o, b_o	Altura e a largura do núcleo confinado de um pilar, medido ao eixo das cintas
h_w	Altura da viga
l_{cl}	Comprimento livre do pilar
l_s	Raio de giração da massa do piso em planta
q	Coeficiente de comportamento
q_o	Valor básico do comportamento
r_{zi}	Rotação em torno de z no piso i
s	espaçamento da armadura de confinamento

α	Coeficiente de eficácia do confinamento
β	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espetro de cálculo horizontal
θ	Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos
φ	Coeficiente de combinação das ações variáveis
v_d	Esforço normal reduzido de cálculo
$v_{s,30}$	Valor médio da velocidade de propagação de ondas de corte, S, nos 30 m superiores do perfil do solo
γ_I	Coeficiente de importância
γ_{Rd}	Coeficiente de sobrerresistência
ε_{cu}	Extensões limites do betão
$\varepsilon_{su,k}$	Extensões limites do aço
$\varepsilon_{sy,d}$	Valor de cálculo da extensão do aço
μ_ϕ	fator de ductilidade em curvatura
ρ'	Taxa de armadura na zona comprimida
ψ_{2i}	Fator quase-permanente de cargas variáveis
$\psi_{E,i}$	Coeficiente de combinação para a ação variável i
ω_{wd}	Taxa mecânica volumétrica de cintas na zona crítica

1
INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A Engenharia Civil é das engenharias mais antigas, sempre presente, que acompanhou a evolução do ser humano, cresceu com ele, inovou com ele, falhou, e voltou a tentar, com ele. À semelhança do passado, a Engenharia Civil mantém o seu ritmo, sendo, desta vez, beneficiada pelo crescente, e já muito forte, efeito da programação.

O *Building Information Modeling*, ou BIM, é uma das últimas tecnologias a dar entrada no mundo da Engenharia Civil que procura reformar tecnologias e processos anteriormente utilizados nas fases de projeto, construção e fiscalização. Tem vantagens que permitem aumentar a produtividade, reduzir eventuais limitações do desenho em 2D e partilhar um conjunto de informação, gráfica e não gráfica. Na sua capacidade total, o BIM é uma base de dados integrada e digitalmente estruturada que recolhe dados da arquitetura, engenharia, construção, operações e sustentabilidade em objetos paramétricos 3D que se correlacionam.

A visualização em três dimensões, agora possibilitada pelos avanços tecnológicos, é de extrema utilidade quando se concebe um projeto. Dado que a estrutura idealizada terá igualmente as três dimensões, é obvia a vantagem de poder visualizar, modelar e projetar com interação direta no modelo 3D e não em 2D, como anteriormente era produzido e, só mais tarde, traduzido em maquetas.

Hoje, a programação está presente em tudo o que nos rodeia, até às mais pequenas coisas que nos passam despercebidas, sendo uma área extremamente avançada e abrangente. As possibilidades são infindáveis, não há nada que não se possa fazer com a correta determinação.

Desta forma, é essencial que a Engenharia Civil tire partido desta poderosa arma de desenvolvimento. Com o objetivo de findar com as tarefas que se realizam de forma repetida e sequencial, torna-se necessário uma otimização do processo, levando a uma economia de tempo, custos e recursos em toda a cadeia envolvida. Existem ferramentas que facilitam o cálculo estrutural, reduzem o tempo de conceção e melhoram a qualidade dos resultados obtidos.

A garantia de uma boa resposta sísmica das estruturas sempre foi uma preocupação constante em Portugal, devido a ser um fenómeno imprevisível e um quanto provável no país. Desde muito cedo que existem princípios simples que regem a construção de forma a procurar o equilíbrio para a resistência sísmica, isto é, uma estrutura tão resistente quanto possível mas, ao mesmo tempo, tão flexível quanto necessário.

Mais recentemente surge o EN 1998, geralmente designado Eurocódigo 8 (EC 8), desenvolvido pelo Comité Europeu de Normalização. É um documento formado por seis partes, que regulamenta a construção de edifícios de tal forma que estes possuam resistência sísmica, ou seja, sejam sismo-

-resistentes. A Parte 1 deste Eurocódigo contem as regras gerais a considerar num projeto de Engenharia de Estruturas de vários tipos em zonas sísmicas

Como seria de esperar, o dimensionamento sísmico implica a consideração de inúmeros fatores complexos que influenciam o comportamento de uma estrutura quando sujeita a uma ação sísmica. Não só da própria ação para a qual dimensionamos uma estrutura que, contrariamente à generalidade das ações para as quais a dimensionamos, esta não se trata de uma ação fixa e constante, mas sim de uma ação aleatória e imprevisível, mas também da sua geometria, materiais que a constituem, e muitos outros fatores particulares a cada projeto que o EC8 procura regulamentar tendo em consideração todas as condicionantes e possibilidades estruturais.

1.2 MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS

A motivação que levou à exploração deste tema tem origem na falta de programas, ou métodos de cálculo automático, que permitam a validação de uma estrutura face às normas presentes no EC8.

Já é possível, de forma fácil e eficaz, tanto a modelação de uma estrutura em 3D que represente fielmente todas as suas características, como a produção de uma estrutura sismo-resistente que garanta todas as premissas de dimensionamento do EC8. No entanto, falta aliar estas duas partes essenciais de qualquer projeto corrente, de forma a atingir uma otimização de processos e melhoramento de resultados.

A presente dissertação tem como principal objetivo conjugar as três ideias anteriormente apresentadas, especificamente, BIM, programação e engenharia sísmica. Automatizar o cálculo de verificações impostas a estruturas sismo-resistentes, explorando as possibilidades geradas pela produção de um algoritmo, criando uma ferramenta de fácil utilização em REVIT, um software BIM, permitir a rápida verificação das normas presentes no EC8 relativas a vigas e pilares no modelo 3D de uma estrutura.

Este programa emprega um algoritmo escrito na linguagem de programação *C#*, uma linguagem comum para desenvolvimento de programas usados como *addins* no REVIT. Este possui uma ferramenta integradora no software (SDK – *Software Development Kit*) e permite a rápida interação com o mesmo, possibilitando a criação da ferramenta pretendida.

O objetivo final será a criação de uma ferramenta útil, rápida e eficaz na determinação do cumprimento ou não das normas aplicadas a vigas, pilares e nós viga-pilar num projeto de uma estrutura sismo-resistente no *software* de modelação em BIM.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está organizada em seis capítulos, sendo que o primeiro diz respeito à introdução, onde se faz referência às considerações gerais sobre o trabalho desenvolvido, assim como o seu objetivo e descrição da sua estrutura.

O segundo capítulo apresenta a regulamentação sísmica em vigor descrita no Eurocódigo 8, as normas gerais para o dimensionamento de uma estrutura sismo-resistente e em específico para vigas e pilares.

No terceiro capítulo é explicado o processo de desenvolvimento do programa, tal como o encadeamento de tarefas aquando da sua aplicação. São ainda pormenorizados alguns excertos do programa como casos específicos de programação, onde foram exigidas soluções mais complexas para concretização do pretendido.

No quarto capítulo é apresentado o caso de estudo, a respetiva modelação e o seu dimensionamento. São realizadas diversas análises de forma a determinar o tipo de estrutura, o que apresenta consequências para os passos seguintes. Foram dimensionadas armaduras para vigas e pilares, com base nos esforços resistentes das secções e dos esforços atuantes resultantes da análise sísmica.

No quinto capítulo é explicado o funcionamento da ferramenta desenvolvida para a sua utilização. É aplicada à estrutura apresentada no quarto capítulo, sendo apresentados os resultados obtidos. É também detalhada cada uma das verificações realizadas, nomeadamente a norma respeitante a cada verificação e a forma de obtenção do rácio.

O sexto capítulo diz respeito às considerações finais, onde se descrevem as conclusões retiradas sobre o trabalho efetuado e são apresentadas possíveis continuidades respeitantes a trabalhos futuros.

2

REGRAS E PROCESSOS ESTABELECIDOS PELO EC8

2.1 INTRODUÇÃO

A atividade sísmica é uma ação de extrema importância a considerar aquando do dimensionamento de um edifício, uma vez que é responsável por danos estruturais severos com consequências de elevado grau a nível social e económico que se podem estender desde a perda de edifícios e bens materiais à perda de vidas. Posto isto, é lógico que, para as zonas mais propensas a este tipo de acontecimentos, sejam estabelecidas regras de dimensionamento específicas para colmatar ou mitigar os danos da ação sísmica nos edifícios.

As considerações adicionais a ter em conta estão descritas no EC8 - Parte 1 (EC8, 2010), que impõe normativamente formas de quantificar, analisar e considerar a ação sísmica. Têm por base uma série de fatores, internos e externos à estrutura, que permitem a realização de um projeto tão resistente à ação sísmica quanto necessário.

Neste capítulo, são apresentadas as regras de dimensionamento sísmico que foram utilizadas para a verificação realizada pelo algoritmo desenvolvido.

2.2 DESEMPENHO DA ESTRUTURA

No EC8 são apresentados dois requisitos de desempenho que a estrutura deve suportar para permitir um bom comportamento em caso de sismo, o requisito de não ocorrência de colapso e o requisito de limitação de danos.

O requisito de não ocorrência de colapso impõe que a estrutura mantenha a sua integridade estrutural, não esgotando a capacidade resistente mesmo após a ocorrência de um sismo, sem que se verifique colapso local ou global da mesma. Estando diretamente relacionado com este requisito o cumprimento dos estados limite últimos, ligado à segurança dos ocupantes e bens associados à estrutura.

O requisito de limitação de danos impõe que a estrutura seja projetada e construída com capacidade de resistir a uma ação sísmica, cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a da ação sísmica de cálculo, sem que se verifiquem danos ou limitações de utilização, cujos custos sejam desproporcionalmente elevados em comparação com os da própria estrutura. Este requisito pressupõe o cumprimento dos estados de limitação de danos, associados a danos para além dos quais a estrutura não cumprirá determinados requisitos de utilização.

2.3 AÇÃO SÍSMICA

O primeiro passo para o dimensionamento de uma estrutura sismo-resistente será a quantificação da ação sísmica. Para isto é necessário avaliar o risco sísmico que se define como a relação entre a perigosidade (recorrência e tipo da ação sísmica), a vulnerabilidade (capacidade e resistência estrutural) e a exposição (uso e ocupação do edifício).

A perigosidade é a probabilidade de ocorrência de um sismo e é definida pela avaliação do histórico sísmico e informação do solo no local, determinando o nível de ação sísmica esperado no local de implantação da estrutura. A vulnerabilidade é o grau de danos ou perdas que se espera ocorrer num elemento como consequência da ocorrência de um sismo de determinada intensidade. A exposição contempla o tipo de uso a que a estrutura vai estar sujeita, assim como a importância dos bens ou serviços dentro dos mesmos.

O dimensionamento para a ação sísmica prende-se com o balanço do risco sísmico do local e da vulnerabilidade da estrutura. Quanto maior for a perigosidade, menor terá que ser a vulnerabilidade da estrutura e vice-versa (IPMA, 2021).

2.3.1 TIPO DE TERRENO

A atuação da força sísmica varia consoante o tipo de terreno em que esta decorre, pois a velocidade das ondas sísmicas é influenciada pelo tipo de terreno que estas percorrem.

No EC8 são definidos diferentes tipos de terreno para ter em conta este fenómeno e prever a influência das condições locais do mesmo de acordo com o seu perfil estratigráfico. Devem ser realizados ensaios para a caracterização geotécnica para uma correta classificação e previsão da influência das condições do terreno na ação sísmica, como SPT (*Standard Penetration Test*) ou CPT (Cone *Penetration Test*), e consoante os parâmetros resultantes destes, a partir do Quadro 2.1, pode-se concluir o tipo de terreno em causa.

2.3.2 ZONAS SÍSMICAS

O território nacional encontra-se divido em diferentes zonas sísmicas representativas do respetivo risco sísmico (Figura 2.1 a Figura 2.3). Esta divisão territorial reflete-se nos valores de referência da aceleração máxima na base, num terreno do tipo A, a_{gR} (EC8, 2010) presentes no Quadro 2.2.

O EC8 define espetros de resposta de aceleração para cada zona sísmica, sendo que estes têm em conta vários aspetos como o tipo de ação sísmica, tipo de terreno e amortecimento.

As acelerações sísmicas são separadas em dois tipos, em função da proximidade do território nacional ao epicentro. A ação sísmica tipo 1 correspondente à situação em que o epicentro se encontra afastado, no Oceano Atlântico, e o tipo 2 à situação em que o epicentro se encontra próximo, no território Continental (ou no arquipélago dos Açores).

Quadro 2.1 – Tipos de terreno de fundação (EC8, 2010).

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ [m/s]	NSPT [pancadas/30cm]	c_u [kPa]
A	Rocha ou formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície.	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.	180 - 360	15 - 30	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole e dura.	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrado aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com v_s > 800 m/s.			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade (PI > 40) e um elevado teor em água.	< 100 (indicativo)	-	10 - 20
S_2	Depósitos de solo com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terrenos não incluídos nos tipos A-E ou S1.			

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

$v_{s,30}$ valor médio da velocidade de propagação de ondas de corte, S, nos 30 metros superiores do perfil do solo para deformações por corte iguais ou inferiores a 10-5;

NSPT número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica;

c_u resistência ao corte não drenada do solo.

Quadro 2.2 – Aceleração máxima de referência a_{gR} [m/s^2] nas várias zonas sísmicas (EC8, 2010).

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona sísmica	a_{gR} [m/s^2]	Zona sísmica	a_{gR} [m/s^2]
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

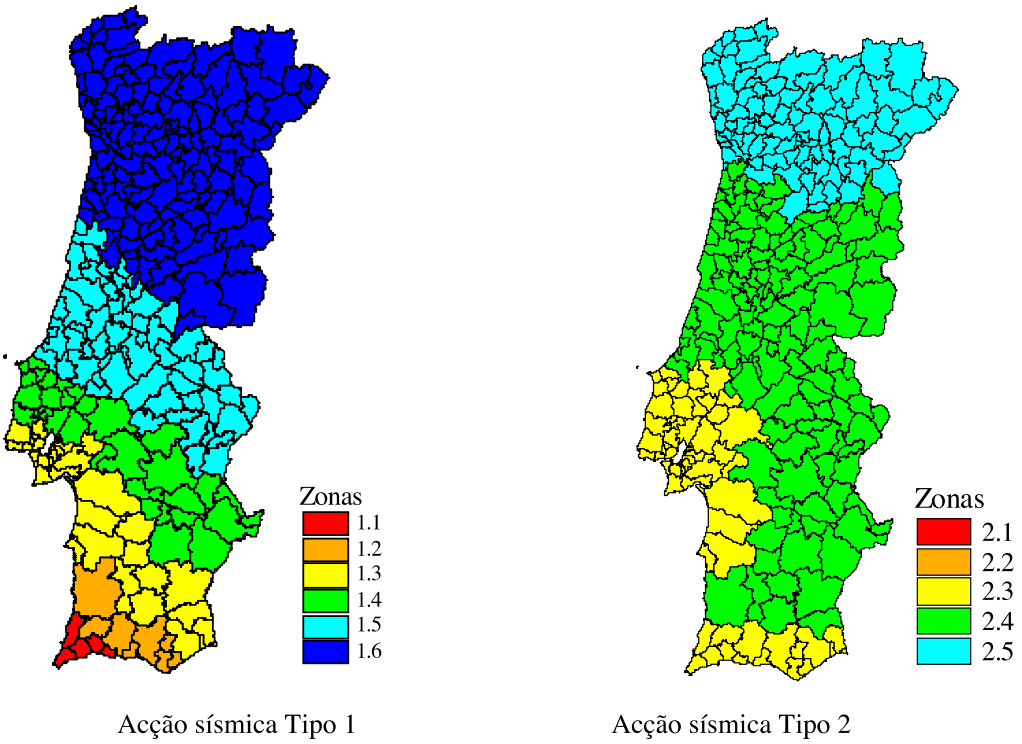


Figura 2.1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (EC8, 2010).

Figura 2.2 – Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira, ação sísmica Tipo 1 (EC8, 2010).

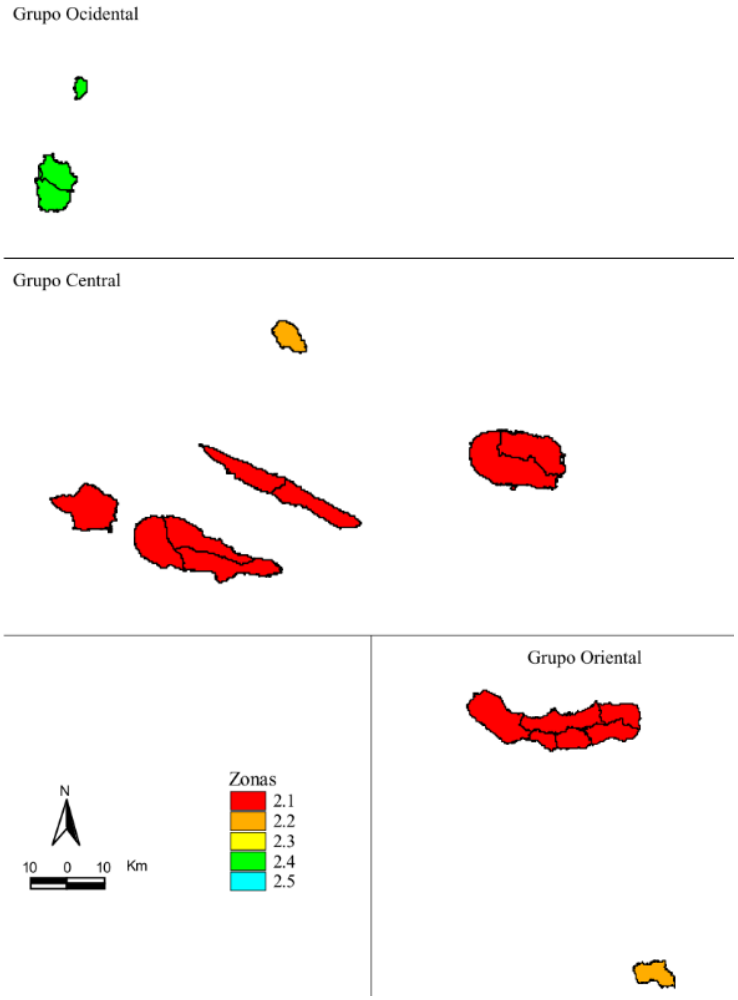


Figura 2.3 – Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores, ação sísmica Tipo 2 (EC8, 2010).

2.3.3 ESPETRO DE RESPOSTA ELÁSTICA HORIZONTAL

O espetro de resposta é definido como uma representação gráfica de respostas máximas (expressas em deslocamentos, velocidades, acelerações, etc.) do conjunto dos sistemas de 1 grau de liberdade possíveis face à solicitação que vibram com determinado período próprio (T) dependentes do tipo de ação sísmica considerada (Quadro 2.3 e Quadro 2.4). A abcissa do espetro é o período de vibração natural a que correspondem valores da resposta máxima.

Quadro 2.3 – Valores dos parâmetros definidores do espetro de resposta elástica para a ação sísmica Tipo I (EC8, 2010).

Tipo de Terreno	$S_{máx}$	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Quadro 2.4 – Valores dos parâmetros definidores do espetro de resposta elástica para a ação sísmica Tipo II (EC8, 2010).

Tipo de Terreno	$S_{máx}$	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Para a determinação dos espetros de resposta elástica, o valor do parâmetro S, que representa o coeficiente do solo, deve ser corrigido tendo em conta o cálculo da aceleração à superfície de um terreno, a_g, através de:

$$\begin{cases} a_g \leq 1m/s^2 \quad S = S_{max} \\ 1\ m/s^2 < a_g < 4\ m/s^2 \quad S = S_{max} - \dfrac{S_{max} - 1}{3}(a_g - 1) \\ a_g \geq 4\ m/s^2 \quad \mathrm{S} = 1{,}0 \end{cases} \qquad \text{Eq. 2.1}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

a_g valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A;

S_{max} coeficiente máximo do solo, parâmetro cujo valor é indicado no Quadro 2.1.

A estrutura possui características que lhe permitem apresentar um comportamento dúctil, ou seja, esta dissipa energia que lhe é aplicada sob a forma de ação sísmica. Pode-se realizar uma análise elástica no domínio não linear, efetuando-se cálculos para ações sísmicas inferiores às que se realizariam para uma resposta elástica linear.

A ação sísmica é obtida a partir de um espetro de resposta elástica que é reduzido pelo coeficiente de comportamento de forma a reduzir igualmente a ação sísmica. O seguinte sistema de equações (EC8, 2010) permitem obter o espetro de cálculo, $S_d(T)$, para as componentes horizontais da ação sísmica:

$$\begin{cases} 0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\dfrac{2}{3} + \dfrac{T}{T_B} \cdot \left(\dfrac{2{,}5}{q} - \dfrac{2}{3}\right)\right] \\ T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \dfrac{2{,}5}{q} \\ T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \dfrac{2{,}5}{q} \cdot \left[\dfrac{T_C}{T}\right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \\ T_D \leq T \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \dfrac{2{,}5}{q} \cdot \left[\dfrac{T_C T_D}{T}\right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \end{cases} \qquad \text{Eq. 2.2}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

T período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

T_B limite inferior do período no patamar de aceleração espetral constante;

T_C limite superior do período no patamar de aceleração espetral constante;

T_D valor que define no espetro o início do ramo de deslocamento constante;

q coeficiente de comportamento;

β coeficiente correspondente ao limite inferior do espetro de cálculo horizontal, recomendado como 0,2.

2.3.4 CLASSES DE IMPORTÂNCIA

As classes de importância demonstram o nível de fiabilidade que a estrutura deve apresentar aquando da ocorrência de um sismo, estando relacionadas com a utilização e necessidade de continuação em serviço do edifício após um sismo. Em função deste parâmetro é necessário ajustar o valor de cálculo da aceleração à superfície, a_g, consoante a relevância da estrutura em dimensionamento, dada pela Eq. 2.3 com o coeficiente correspondente apresentado no Quadro 2.5.

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \qquad \text{Eq. 2.3}$$

em que:

γ_I é o coeficiente de importância.

Quadro 2.5 – Coeficientes de importância, γ_I (EC8, 2010).

Classe de Importância	Ação sísmica Tipo I	Ação sísmica Tipo II	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

2.3.5 COMBINAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA COM OUTRAS AÇÕES

A resposta de uma estrutura à ação sísmica está relacionada com as suas frequências naturais de vibração que variam com a massa e rigidez do sistema, dependendo estes do tipo de estrutura e da utilização que é esperada.

2.3.5.1 Coeficientes a considerar para o cálculo da massa

Para o cálculo da massa da estrutura é utilizado o coeficiente φ, que depende do tipo de ocupação do edifício e das atividades destinadas ao mesmo, multiplicado pelo coeficiente ψ_{2i}, de forma a avaliar os

efeitos de inércia da ação sísmica, ou seja, das massas associadas a todas as cargas gravíticas, que efetivamente irão contribuir para a inércia da estrutura ao movimento sísmico.

Este coeficiente de combinação das ações variáveis com a ação sísmica é dado pela Eq. 2.4, sendo que φ depende do tipo de ocupação do edifício e das atividades destinadas ao mesmo dispostas no Quadro 2.6. Logo, a combinação associada a este efeito é dada pela Eq. 2.5 e será usada para a fonte de massa da estrutura, aquando da realização da análise modal.

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i} \qquad \text{Eq. 2.4}$$

em que:

ψ_{2i} é o fator quase-permanente de cargas variáveis, toma o valor de 0,3 para cargas variáveis de ocupação de categoria B e de 0 para neve e vento.

Quadro 2.6 – Coeficiente de combinação das ações variáveis (EC8, 2010).

Categorias		φ	
A	Atividades domésticas e residenciais	Coberturas	1
B	Escritórios	Pisos com ocupações correlacionadas	0,8
C	Locais de reunião	Pisos com ocupações independentes	0,5
D	Atividades comerciais		1

$$\sum G_{k,j} \text{ "+" } \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \qquad \text{Eq. 2.5}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

$G_{k,j}$ valor característico da ação permanente *j*;

$Q_{k,i}$ valor característico da ação variável *i*;

$\psi_{\mathrm{E,i}}$ coeficiente de combinação para a ação variável *i*;

2.3.5.2 Coeficientes a considerar para a combinação sísmica

Para determinação dos esforços na estrutura, será necessário usar uma combinação global que contemple todas as ações a que a estrutura está sujeita.

$$\sum G_{k,j} \text{ "+" } E_{E,\mathrm{d}} \text{ "+" } \sum \psi_{2i} \cdot Q_{k,i} \qquad \text{Eq. 2.6}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

$G_{k,j}$ valor característico da ação permanente *j*;

$E_{E,d}$ valor de cálculo da ação sísmica;

$Q_{k,i}$ valor característico da ação variável *i*.

2.3.5.3 Combinação de direções

Segundo o EC8 as componentes horizontais da ação sísmica devem também ser combinadas quando é realizada uma análise tridimensional do sistema. São considerados os efeitos da ação sísmica em duas direções horizontais, uma na direção *x* ($E_{E,dx}$) e outra na direção *y* ($E_{E,dy}$), sendo que a combinação resulta da ação total numa direção e 30% da ortogonal.

Para sismo na direção *x*:

$$E_{E,dx} \text{ " + " } 0{,}30 \cdot E_{E,dy} \qquad \text{Eq. 2.7}$$

Para sismo na direção *y*:

$$0{,}30 \cdot E_{E,dx} \text{ " + " } E_{E,dy} \qquad \text{Eq. 2.8}$$

2.4 DIMENSIONAMENTO SISMO-RESISTENTE DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

Os temas abordados neste subcapítulo fazem parte de noções básicas para a conceção de uma estrutura sismo-resistente. Não sendo estes diretamente respeitantes à ação sísmica, mas antes um conjunto de conceitos que devem ser abordados e estudados aquando do dimensionamento de uma estrutura.

Para o dimensionamento de uma estrutura segundo o EC8, onde as ações horizontais desempenhem um papel ativo no comportamento da estrutura, é possível melhorar o desempenho da mesma, adotando um conjunto de critérios que otimizam o comportamento face a estas ações, como (EC8, 2010):

- Simplicidade estrutural;
- Uniformidade, simetria e redundância;
- Resistência e rigidez nas duas direções principais;
- Resistência e rigidez à torção;
- Ação de diafragma ao nível dos pisos;
- Fundações adequadas.

Tanto quanto possível a estrutura deverá apresentar formas simples e regulares, tanto em planta como em altura. Quando isto não for possível dever-se-á procurar soluções como juntas de dilatação de forma a criar unidades dinamicamente independentes.

Deve-se assegurar um comportamento dissipativo dúctil, evitando roturas frágeis ou a formação prematura de mecanismos instáveis. Estabelecendo uma hierarquia da resistência dos vários

componentes estruturais e dos modos de colapso, pelo método de cálculo pela capacidade real, garante-se um mecanismo plástico apropriado evitando modos de rotura frágil.

Uma das formas para concretizar as condições exigidas é deduzir-se, a partir das condições de equilíbrio, os esforços de cálculo nas zonas consideradas, admitindo nas áreas adjacentes a formação de rótulas plásticas e considerando as suas eventuais sobrerresistências.

2.4.1 MODELAÇÃO EM 2D VERSUS MODELAÇÃO EM 3D

Na realização de uma análise em 2D a resposta modal é separada em cada uma das direções, sendo que é facilitada a análise não linear devido à simplicidade do modelo (Figura 2.4 a Figura 2.6). Esta análise é mais indicada para edifícios regulares em planta e a resposta final tem que ser a combinação das respostas em cada direção.

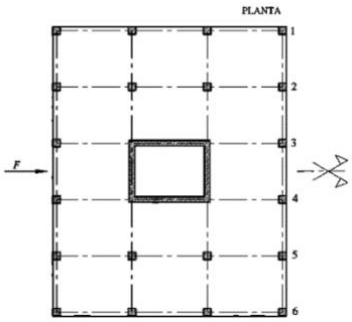


Figura 2.4 – Planta de um edifício regular em planta e em altura (Arêde, 2013).

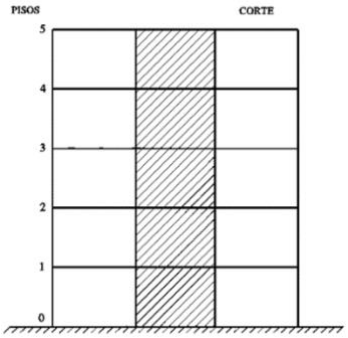


Figura 2.5 – Corte de um edifício regular em planta e em altura (Arêde, 2013).

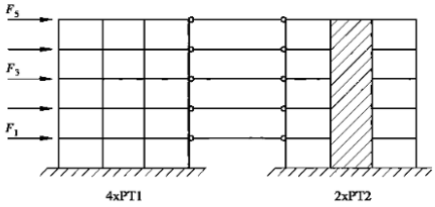


Figura 2.6 – Modelação 2D por junção de pórticos ligados por bielas axialmente rígidas (Arêde, 2013).

As análises a partir de modelos 3D (Figura 2.7) possibilitam a representação do comportamento da estrutura e a sua regularidade. O tratamento dos resultados é mais simples e óbvio, mas a introdução de lajes em casca exige maior controlo do caminho da carga gravítica. Este tipo de análise é válido para qualquer tipo de configuração geométrica.

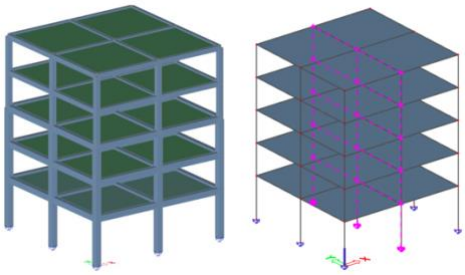


Figura 2.7 – Modelo 3D de uma estrutura (Varum, 2020).

2.4.2 ANÁLISE ESTRUTURAL

O modelo do edifício deve representar adequadamente a distribuição de rigidez e de massa de modo que todos os modos de deformação significativos e as forças de inércia sejam devidamente representados para ação sísmica considerada.

2.4.2.1 Análise linear

A análise linear, como o nome indica, estabelece relações lineares entre as diversas grandezas presentes no estudo de uma estrutura. Estas relações podem ser observadas, quer no contexto da teoria da elasticidade, aplicada aos corpos encarados como contínuos deformáveis, como no contexto de teorias estruturais, tais como a teoria das peças lineares (vigas, estruturas reticuladas) ou teorias de peças laminares (placas, lajes ou cascas) (Corrêa, 2016).

É uma análise mais simples e rápida de realizar, no entanto tem bastantes limitações a nível de cálculo como a esbelteza (quando a estrutura apresenta valores de P-Δ elevados); fundações com falta de contacto (trações lineares); interação solo-estrutura em paredes subterrâneas; elementos pré-fabricados que dependem da fricção. A análise linear define uma janela de resultados, no entanto não implica que a resposta sísmica seja elástica.

Deste tipo de análise destacam-se a análise modal por espetro de resposta, aplicável a todo o tipo de edifícios, e o método de análise por forças laterais. O método de referência para determinação dos efeitos sísmicos é o da análise modal por espetro de resposta, utilizando um modelo elástico linear da estrutura e espetro de cálculo. Para a realização desta análise é necessário considerar todos os modos com massas modais superiores a 5% da massa total da estrutura e a soma das massas modais dos modos utilizados deve corresponder a pelo menos 90% da massa total.

2.4.2.2 Análise não linear

A análise não linear é manifestamente mais complexa que uma análise linear, uma vez que pode ser contemplada em diferentes aspetos e diferentes formas, recorrendo a mais ou a menos simplificações (Corrêa, 2016). É útil em muitas situações, como: avaliação da performance sísmica (mecanismos plásticos, acumulação de danos); verificação de estruturas existentes; estruturas reforçadas; ratio de sobre resistência; verificação de *drifts*; isoladores de base.

Uma análise não linear é mais morosa, pelo que inicialmente é criado um modelo mais simples onde é realizada uma análise preliminar e após isso aplicadas pequenas mudanças nas propriedades até chegar ao modelo mais realístico possível, considerando a sensibilidade da análise.

Deste tipo de análise destacam-se a análise estática não linear (*pushover*) e a análise (dinâmica) temporal não linear. Por vezes, é necessário realizar análises lineares mesmo quando é escolhido método não linear devido à imposição do EC8 que não permite a realização de análises não lineares que reduzam a resistência lateral em mais de 25%.

2.4.3 REDUÇÃO DA RIGIDEZ

Na análise da estrutura considera-se a rigidez dos elementos assumindo que estes estão fendilhados, correspondendo a rigidez àquela apresentada no início da cedência da armadura.

O EC8 define que, a menos que seja efetuada uma análise mais rigorosa dos elementos fendilhados, deve-se considerar que as propriedades de rigidez elástica e de esforço transverso são metade do valor

da rigidez correspondente aos elementos não fendilhados. Na prática, o módulo de elasticidade a considerar corresponde a metade do módulo de elasticidade dos elementos quando não fendilhados (EC8, 2010).

2.4.4 CONDIÇÃO DE DUCTILIDADE GLOBAL

Para toda a estrutura é necessário garantir que os elementos estruturais possuam uma ductilidade adequada e compatível com o coeficiente de comportamento adotado.

Deve-se garantir uma localização tal das rótulas plásticas, de forma a evitar modos de rotura frágil. De forma a certificar que tal aconteça, em todos os nós de ligação entre vigas e pilares pertencentes a estruturas porticadas, é necessário que se verifique a seguinte condição (EC8, 2010):

$$\sum M_{Rc} \geq 1{,}3 \cdot \sum M_{Rb} \qquad \text{Eq. 2.9}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

$\sum M_{Rc}$ somatório dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados no nó considerado. O valor a considerar deverá ser o mínimo dos momentos resistentes do pilar obtidos para a secção sujeita aos vários esforços normais considerados na análise da situação sísmica;

$\sum M_{Rb}$ somatório dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas no nó considerado.

A Eq. 2.9 deve ser aplicada de forma independente em dois planos verticais ortogonais de flexão. No caso de estruturas porticadas definidas em duas direções ortogonais devem ser definidos por essas duas direções. Deve-se considerar igualmente o sentido positivo e negativo de atuação da força em torno do nó. Estas regras aplicam-se a edifícios com dois ou mais pisos, excetuando o nível superior dos pisos.

Em termos práticos, para um nó em que convirjam dois pilares e quatro vigas (duas orientadas segundo *x* e duas orientadas segundo *y*): na análise segundo o eixo *x* (Figura 2.8) entram na análise os momentos resistentes em torno de *x* das vigas 1 e 2 e dos pilares 1 e 2; na análise segundo o eixo *y* (Figura 2.9) entram na análise os momentos resistentes em torno de *y* das vigas 3 e 4 e dos pilares 1 e 2.

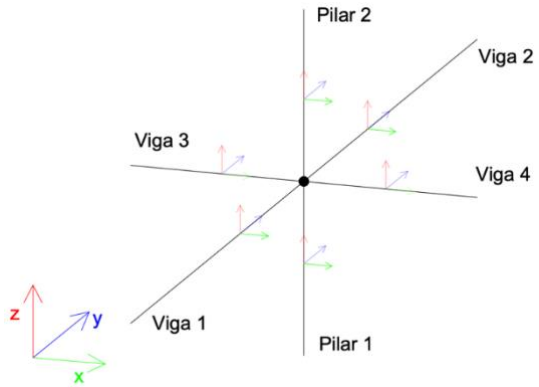


Figura 2.8 – Análise dos momentos resistentes em torno do eixo *x*.

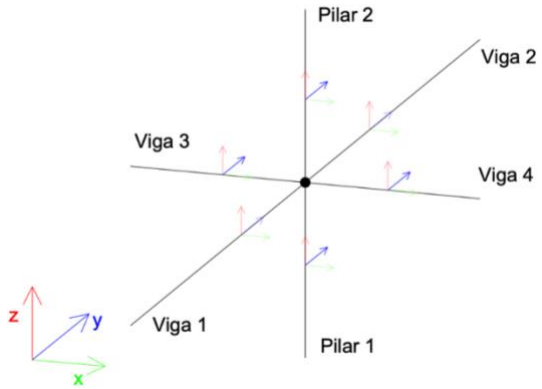


Figura 2.9 – Análise dos momentos resistentes em torno do eixo *y*.

2.4.5 CONDIÇÃO DE DUCTILIDADE LOCAL

Dado que é requerida uma elevada capacidade de rotação sem que ocorra rotura, em todas as zonas críticas dos elementos sísmicos primários deve ser assegurada uma ductilidade suficiente em curvatura, necessária para assegurar a formação de rótulas plásticas (EC8, 2010).

Nas armaduras comprimidas deve ser impedida a curvatura local em zonas de potencial formação de rotulas plásticas dos elementos sísmicos primários.

As qualidades do betão e do aço também estão condicionadas (EC8, 2010):

- O aço a utilizar deve pertencer à classe B ou C definidas no EC2 e possuir uma extensão plástica uniforme elevada;
- $\frac{R_m}{R_{eH}} \gg 1$, em que R_m é a tensão de rotura à tração do aço e R_{eH} é a tensão de cedência superior;
- Resistência à compressão adequada;
- Extensão de rotura deve exceder, numa margem adequada, a extensão correspondente à resistência à compressão máxima.

Para avaliar a existência de ductilidade suficiente é necessário calcular o fator de ductilidade em curvatura, μ_ϕ, para cada zona critica considerada (Eq. 2.10). Este é definido como a relação entre a curvatura correspondente a 85 % do momento resistente, na fase pós-última e a curvatura de cedência, não excedendo as extensões limites do betão e do aço, ε_{cu} e $\varepsilon_{su,k}$, respetivamente. Caso o aço da armadura longitudinal utilizado na secção em questão for da classe B, o fator de ductilidade em curvatura, μ_ϕ, deve ser pelo menos 1,5 vezes superior ao obtido pelo Sistema de equações Eq. 2.10.

$$\begin{cases} \mu_\phi = 2q_o - 1 \quad \text{se } T_1 \geq T_C \\ \mu_\phi = 1 + 2(q_o - 1)\, T_C/T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C \end{cases} \qquad \text{Eq. 2.10}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

q_o valor básico do coeficiente de comportamento;

T_1 período fundamental do edifício;

T_C limite superior do período no patamar de aceleração espetral constante.

2.4.6 SISTEMAS ESTRUTURAIS

Nos diferentes tipos de projetos, o EC8 sugere que as estruturas se dividam em vários tipos de sistemas, sendo que a cada um deles estão alocados diferentes tipos de regras e valores máximos para o coeficiente de comportamento (EC8, 2010).

O **sistema porticado** é um sistema estrutural em que a resistência, às ações verticais e horizontais, é principalmente assegurada por pórticos espaciais. Nestes sistemas, a resistência à força de corte, na base do edifício, é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.

O **sistema de paredes** é um sistema estrutural. no qual, a resistência às ações verticais e horizontais, é principalmente assegurada por paredes estruturais verticais, acopladas ou não. Nestes sistemas, a resistência à força de corte na base do edifício, é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.

O **sistema misto** é um sistema estrutural, no qual, a resistência às ações verticais, é principalmente garantida por pórticos espaciais e a resistência às ações horizontais é assegurada, tanto pelo sistema porticado como pelas paredes estruturais, acopladas ou não. Este tipo de sistemas subdivide-se em dois tipos: sistema misto equivalente a sistema porticado, em que a resistência do sistema porticado à força de corte na base do edifício é superior a 50% da resistência sísmica de todo o sistema estrutural; e sistema misto equivalente a paredes, em que a resistência das paredes à força de corte na base do edifício é superior a 50% da resistência sísmica de todo o sistema estrutural.

O **sistema pêndulo invertido** é um sistema estrutural no qual pelo menos 50% da massa total da estrutura se localiza no terço superior da altura ou os mecanismos dissipadores de energia se encontrem concentrados num único elemento na base.

O **sistema torsionalmente flexível** é um sistema misto ou sistema de paredes, que não apresenta rigidez à torção mínima.

2.4.7 RIGIDEZ À TORÇÃO

Para uma estrutura não ser classificada como torsionalmente flexível, deve cumprir os requisitos de rigidez à torção mínima, nas duas direções horizontais. Esta verificação é feita através da comparação:

$$r_X \geq l_S \qquad \text{Eq. 2.11}$$

$$r_X = \sqrt{\frac{K_{Torção}}{K_y}} \qquad \text{Eq. 2.12}$$

$$l_S = \sqrt{\frac{J_{x_G}}{M}} \qquad \text{Eq. 2.13}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

$K_{Torção}$ rigidez de torção;

K_y rigidez lateral na direção *y*;

l_S raio de giração da massa do piso em planta;

J_{x_G} momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade;

M massa do piso.

2.4.8 MOMENTO POLAR DE INÉRCIA DE MASSA

O momento polar de inércia de massa é definido como a resistência à deformação torsional, a capacidade que o objeto possui para resistir à aceleração angular, quando sujeito a ações exteriores, ou seja, a resistência à mudança de direção de rotação, dependendo da distribuição da massa no objeto e da sua forma. No caso de um edifício, deve ser calculada por piso, tendo em conta a massa e centro de gravidade respetivos.

Sendo o momento polar de inércia de área, I_P, definido relativamente ao centro de gravidade x_G, calculado como:

$$I_{P\,x_G} = \frac{(h^2 + b^2)}{12} \cdot A \qquad \text{Eq. 2.14}$$

O momento polar de inércia de massa, J_P, define-se como:

$$J_{P\,x_G} = \frac{I_{P\,x_G}}{A} \cdot M \qquad \text{Eq. 2.15}$$

$$J_{P\,x_G} = \frac{M}{12} \cdot (h^2 + b^2) \qquad \text{Eq. 2.16}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

h, b dimensões do piso;

A área do piso.

2.4.9 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Ao dimensionar uma estrutura, que tem possibilidade de enfrentar ação sísmica ao longo da sua vida útil, não é prudente considerar uma análise linear, como base de cálculo para obtenção dos esforços. Ao experimentar uma ação sísmica intensa, a estrutura pode apresentar valores de deslocamentos altos, que despertam um comportamento não linear da mesma.

Para ter em conta um comportamento não-linear, os esforços são divididos pelo coeficiente de comportamento. Desta forma é permitido que o dimensionamento da estrutura seja feito para esforços bastante inferiores aos obtidos por análises elásticas lineares.

Este coeficiente de comportamento permite explorar a capacidade dúctil dos materiais em regime não-linear, reduzindo a ação a que a estrutura está sujeita, mas exigindo uma maior capacidade de

deformação da mesma, empregando análises linear elásticas. É uma aproximação, que permite ter em conta a capacidade de dissipação de energia da estrutura caso a resposta seja apenas no domínio elástico com 5% de amortecimento viscoso.

Para uma correta quantificação dos mecanismos dissipativos de energia, aquando da formação de rótulas plásticas no evento sísmico, o EC8 define limites máximos do coeficiente de comportamento, q, a utilizar tendo em conta a capacidade da estrutura para dissipar energia que é avaliada pelo fator de majoração α_u/α_1 (para DCM no Quadro 2.7). Quando este fator de majoração não estiver quantificado, poderão utilizar-se os valores aproximados apresentados no Quadro 2.8.

Quadro 2.7 – Valor básico do coeficiente de comportamento q_o, para sistemas regulares em altura (EC8, 2010).

Tipo estrutural	DCM
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3{,}0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0
Sistema torsionalmente flexível	2,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5

Quadro 2.8 – Valores para o fator de majoração α_u/α_1 (EC8, 2010).

Tipo estrutural		α_u/α_1
Sistema porticado ou sistemas mistos equivalentes a pórticos	Edifícios de 1 só piso	1,1
	Edifícios de vários pisos, pórticos com 1 só tramo	1,2
	Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos	1,3
Sistema de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes	Sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal	1,0
	Outros sistemas de paredes não acopladas	1,1
	Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas	1,2

em que:

α_1 é o valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão, em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo;

α_u é o valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas, num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo.

2.4.10 CLASSES DE DUCTILIDADE

A capacidade de ductilidade que um edifício é obrigado a ter aquando do impacto de um sismo é dividida em 3 classes de ductilidade: baixa, DCL (*Ductility Class: Low*); média, DCM (*Ductility Class: Medium*); alta, DCH (*Ductility Class: High*), com grau crescente de flexibilidade e decrescente de rigidez. Desta forma, a energia originada pelo sismo é dissipada através da exploração das capacidades plásticas dos materiais.

A DCL é usada para casos onde se verifica baixa sismicidade, sendo requerida baixa ductilidade do edifício. Aplica-se um coeficiente de comportamento não superior a 1,5 e todas as regras de dimensionamento de edifício em betão armado presentes no EC2.

A DCM e DCH são descritas no EC8 e estabelecem parâmetros de dimensionamento mais eficientes para zonas sísmicas, nomeadamente para os elementos que resistem diretamente à ação sísmica. Permitindo a troca entre deformabilidade e capacidade de dissipação por esforços, ou seja, um coeficiente de comportamento superior a 1,5.

O que marca a grande diferença entre as várias classes de ductilidade é o espetro de resposta a utilizar. Para as estruturas de baixa ductilidade a ação sísmica é quantificada através de um espetro elástico. Em estruturas de ductilidade média e alta é considerada a formação de rótulas plásticas nos elementos resistentes, utilizando-se um espetro de dimensionamento que incorpora o coeficiente de comportamento, q, levando a uma redução da ação sísmica tão grande quanto a capacidade de dissipar energia da estrutura. Concluindo-se que, para um maior coeficiente de comportamento, maior é a ductilidade da estrutura, menor a ação sísmica de cálculo considerada e mais flexível é a mesma.

A DCM é a classe mais comummente usada quando é necessário dimensionar um edifício com características resistentes a nível sísmico. A DCH implica normas mais restritas e um maior coeficiente de comportamento, é pouco usada atualmente, tanto pela eficácia excessiva a um evento sísmico, como pela despesa financeira que implica o reforço da estrutura, encontrando-se apenas edifícios com teor educacional.

2.4.11 MATERIAIS

A escolha de materiais a usar num projeto sismo-resistente, deve ser feita de com o objetivo de garantir as características para resistir às ações sísmicas que são consideradas, assim como aos requerimentos de ductilidade que são impostos.

2.4.11.1 Betão

A classe do betão deve possuir uma resistência à compressão adequada e uma extensão de rotura elevada. Na realização de estruturas sismo-resistentes não se deve empregar betão estrutural com classe inferior a C16/20 (EC8, 2010).

2.4.11.2 Aço

O aço deve possuir uma extensão plástica uniforme elevada. Na realização de estruturas sismo--resistentes, todas as armaduras empregadas em zonas críticas devem ser de classe B ou C, excetuando estribos fechados, em que se devem usar varões nervurados (EC8, 2010).

2.5 VIGAS

As vigas são elementos fundamentais na resistência da estrutura ao sismo, uma vez que transportam as cargas das lajes para os pilares. Impõe-se ainda que sejam sempre estas a falhar numa primeira instância, antes da criação de rotulas plásticas nos pilares, de forma a garantir o mínimo de estabilidade na estrutura e salvaguardando a cedência da mesma.

2.5.1 RESTRIÇÕES GEOMÉTRICAS

Os desvios geométricos poderão produzir importantes incertezas relacionadas com a resistência da peça. As regras expostas infra devem ser cumpridas de forma a garantir a resistência da estrutura.

2.5.1.1 Excentricidade viga-pilar

De forma a transferir eficazmente os momentos resultantes da ação sísmica das vigas para os pilares, é imposta uma excentricidade máxima entre o eixo da viga e o eixo do pilar:

$$e_{b,c} \leq \frac{b_c}{4} \qquad \text{Eq. 2.17}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

$e_{b,c}$ excentricidade do eixo da viga em relação ao pilar;

b_c maior dimensão da secção transversal do pilar perpendicular ao eixo longitudinal da viga.

2.5.1.2 Largura

Com vista a aproveitar o efeito favorável da compressão do pilar na aderência dos varões horizontais, a largura das vigas é limitada, dependendo da geometria do pilar a que está ligada e da altura da própria viga (EC8, 2010):

$$b_w \leq min\{b_c + h_w; 2b_c\} \qquad \text{Eq. 2.18}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

b_w largura de uma viga sísmica primária;

h_w altura da viga.

2.5.2 ESFORÇOS DE CÁLCULO

Os esforços atuantes na viga resultantes da ação sísmica, são determinados de acordo com a capacidade real com base no equilíbrio da viga sob a ação de (EC8, 2010):

- Carga transversal atuante na situação de projeto sísmico;
- Momentos nas extremidades associados à formação de rótulas plásticas.

Considera-se que são formadas rótulas plásticas nas extremidades da viga ou nos elementos verticais para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica. Para que os esforços de cálculo verifiquem a resistência às ações sísmicas consideradas em cada extremidade, deve-se considerar dois valores do esforço transverso atuante (EC8, 2010):

- $V_{Ed,max,i}$ correspondente ao momento positivo máximo;
- $V_{Ed,min,i}$ correspondente ao momento negativo máximo.

Estes momentos nas extremidades da viga, $M_{i,d}$, representados na Figura 2.10 são possíveis de determinar pelo EC8 pela Eq. 2.19.

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \qquad \text{Eq. 2.19}$$

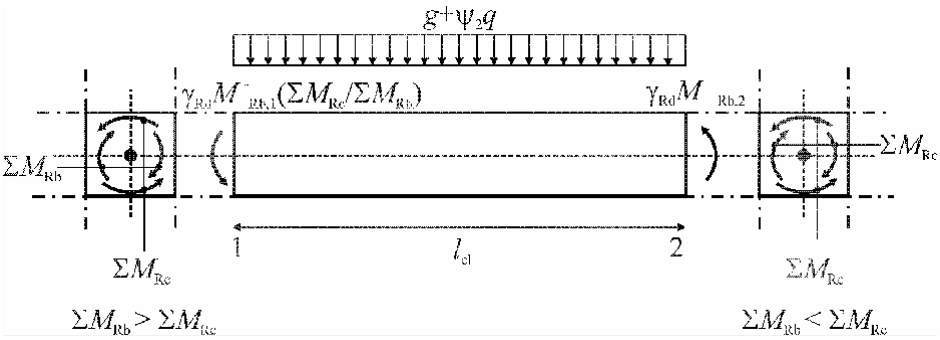


Figura 2.10 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas (EC8, 2010).

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

γ_{Rd} coeficiente que tem em conta a possível sobrerresistência do aço, para vigas pertencentes a estruturas DCM considera-se igual a 1,0;

$M_{Rb,i}$ valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade *i* no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado da ação sísmica;

$\sum M_{Rc}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares que concorrem no nó. Deve corresponder aos esforços normais do pilar, na situação de projeto sísmico;

$\sum M_{Rb}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó;

2.5.3 RESISTÊNCIA À FLEXÃO E AO ESFORÇO TRANSVERSO

De forma a melhorar a resistência à flexão e ao esforço transverso, em vigas sísmicas primárias com secção transversal em *L* ou em *T*, a armadura superior deverá ser colocada dentro da largura da alma. Pode existir parte desta armadura fora da largura da alma, mas tem que estar contida dentro da largura efetiva do banzo, b_{eff}. Para vigas sísmicas primárias ligadas a pilares exteriores, pode ser calculada tendo em conta a geometria na envolvente (Eq. 2.20 a Eq. 2.23 e Figura 2.11).

- Sem viga transversal

$$b_{eff} = b_c \qquad \text{Eq. 2.20}$$

- Com uma viga transversal de altura semelhante

$$b_{eff} = b_c + 2h_f \qquad \text{Eq. 2.21}$$

A largura efetiva do banzo, b_{eff}, para vigas sísmicas primárias ligadas a pilares interiores, pode ser calculada:

- Sem viga transversal

$$b_{eff} = b_c + 2h_f \qquad \text{Eq. 2.22}$$

- Com uma viga transversal de altura semelhante

$$b_{eff} = b_c + 4h_f \qquad \text{Eq. 2.23}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

b_c largura do pilar;

h_f altura do banzo da viga.

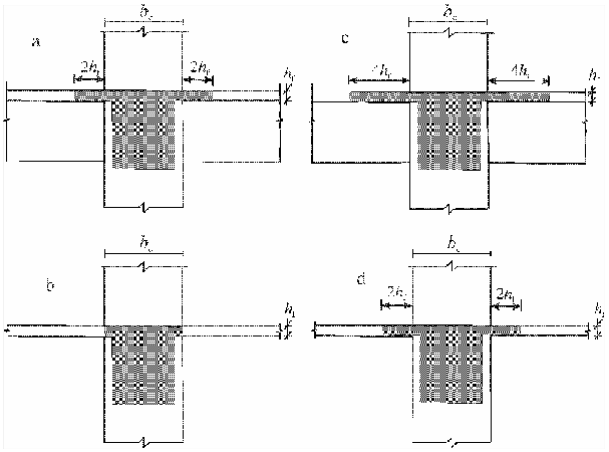


Figura 2.11 – Largura eficaz do banzo b_{eff} para vigas ligadas a pilares (EC8, 2010).

2.5.4 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS PARA DUCTILIDADE LOCAL

Para as vigas são descritas regras construtivas no EC8 que limitam o espaçamento da armadura transversal e asseguram a existência de armadura longitudinal suficiente para que se possa considerar que existe ductilidade local.

2.5.4.1 Zonas Críticas

São designadas de zonas críticas, l_{cr}, aquelas em que será necessário prestar mais atenção e detalhar melhor a armadura que deverá ser aqui reforçada e apresentando condicionantes adicionais ao para a armadura, sendo também necessário satisfazer o requisito de ductilidade local, nas zonas críticas da viga sísmica primária. É possível garantir o requisito de ductilidade local, nas zonas críticas de vigas sísmicas primárias, caso sejam verificadas algumas condições em ambos os banzos (EC8, 2010).

Nas vigas, a zona crítica é contabilizada a partir de uma ligação a um nó viga-pilar, e tem uma extensão:

$$l_{cr} = h_w \qquad \text{Eq. 2.24}$$

em que:

h_w é a altura da viga.

2.5.4.2 Armadura de compressão

Na zona comprimida, deve ser colocada pelo menos metade da secção da armadura da zona tracionada (Eq. 2.25), para além da armadura de compressão, necessária para que a viga verifique o estado limite último na situação de projeto sísmico.

$$A_{s,c} \geq 0{,}5 \cdot A_{s,t} \qquad \text{Eq. 2.25}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

$A_{s,c}$ secção de armadura para a zona comprimida;

$A_{s,t}$ secção de armadura para a zona tracionada.

2.5.4.3 Taxa de armadura na zona tracionada

A taxa de armadura na zona tracionada, ρ, não deve exceder um valor máximo, ρ_{max} (Eq. 2.26 e Eq. 2.27). As taxas de armadura, ρ e ρ', devem ser normalizadas por bd, em que b é a largura do banzo comprimido da viga e d é a altura útil da secção transversal. Em todo o comprimento da viga sísmica primária, a taxa de armadura tracionada deverá ser superior a taxa de armadura mínima, ρ_{min} (Eq.

2.28). Caso a zona tracionada contenha uma laje, a armadura desta, que seja paralela à viga, deverá ser contabilizada na taxa de armadura tracionada.

$$\rho \leq \rho_{max} \qquad \text{Eq. 2.26}$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0{,}0018}{\mu_\phi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad \text{Eq. 2.27}$$

$$\rho_{min} = 0{,}5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) \qquad \text{Eq. 2.28}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

ρ' taxa de armadura na zona comprimida;

$\varepsilon_{sy,d}$ valor de cálculo da extensão do aço;

f_{cd} valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{yd} valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

f_{ctm} valor médio da tensão de cedência do aço.

2.5.4.4 Armadura de confinamento

É necessário aplicar armadura de confinamento nas zonas críticas de vigas sísmicas primárias de tal forma que sejam cumpridas as condições das Eq. 2.29 e Eq. 2.30. A primeira armadura de confinamento tem de ser colocada a uma distância máxima de 50 mm da seção transversal que inicia o nó viga-pilar.

$$d_{bw} \geq 6\ mm \qquad \text{Eq. 2.29}$$

$$s \leq min\left\{\frac{h_w}{4}\ ;\ 24 \cdot d_{dw}\ ;\ 225\ ;\ 8 \cdot d_{bL}\right\} mm \qquad \text{Eq. 2.30}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

d_{bw} diâmetro da armadura de confinamento;

s espaçamento da armadura de confinamento;

h_w altura da viga;

d_{bL} diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal.

2.6 PILARES

Os pilares, são elementos estruturais de elevada importância e particularmente sensíveis a comportamentos semelhantes ao sísmico, ações axiais em combinação com flexão biaxial cíclica (Rodrigues [et al.], 2016). São estabelecidas pelo EC8 normas que permitem limitar os danos provocados por ações sísmicas.

2.6.1 RESTRIÇÕES GEOMÉTRICAS

Para os pilares, a curvatura é relevante pelo que irá induzir efeitos de segunda ordem, logo é necessário o controlo dos deslocamentos relativos entre pisos de forma a verificar que tal não acontece garantindo a resistência da estrutura.

Não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem se for satisfeita a condição de $\theta \leq 0,1$ (Eq. 2.31). Caso se verifique que $0,1 < \theta \leq 0,2$ pode-se considerar uma análise simplificada dos efeitos de segunda ordem, multiplicando os esforços sísmicos por um fator $1/(1-\theta)$. O coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos não deve exceder o valor de 0,3.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,1 \qquad \text{Eq. 2.31}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

θ coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

P_{tot} carga gravítica total, devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este;

d_r valor de cálculo ao deslocamento relativo entre pisos;

V_{tot} força de corte sísmica total, no piso considerado;

h altura entre pisos.

2.6.2 ESFORÇOS DE CÁLCULO

2.6.2.1 Resistência à Flexão e ao Esforço Transverso

A resistência à flexão e ao esforço transverso devem ser determinados de acordo com a regra de cálculo pela capacidade real, considerando o equilíbrio do pilar sobre a ação de momentos fletores nas extremidades associados à formação de rótulas plásticas.

São formadas rótulas plásticas nas extremidades das vigas ligadas aos nós, nos quais as extremidades dos pilares concorrem ou nas extremidades dos pilares.

Estes momentos nas extremidades da viga, $M_{i,d}$, representados na Figura 2.12 são possíveis de determinar pelo EC8 pela Eq. 2.32.

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \qquad \text{Eq. 2.32}$$

Em que:

γ_{Rd} é o coeficiente que tem em conta a possível sobrerresistência do aço e o confinamento do betão, na zona de compressão da secção, considera-se igual a 1,1;

$M_{Rc,i}$ é o valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i, no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado da ação sísmica;

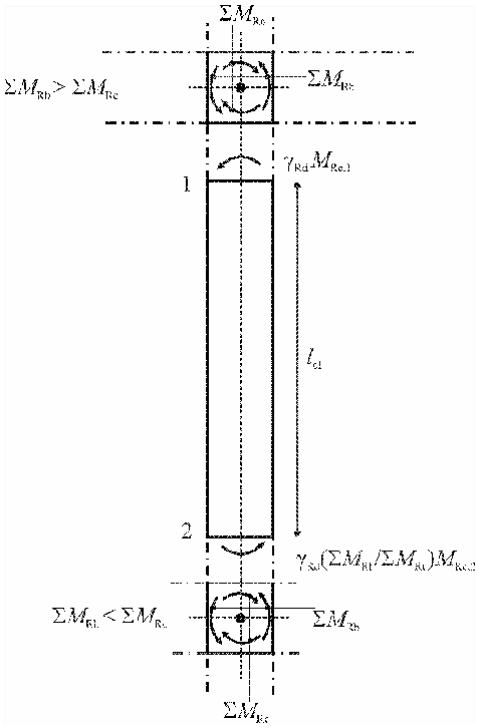


Figura 2.12 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nos pilares (EC8, 2010).

2.6.2.2 Resistência de cálculo

A resistência à flexão e ao esforço transverso são calculadas de acordo com o EC2, utilizando o valor do esforço normal obtido para a situação de projeto sísmico em ambos os sentidos, positivo e negativo, para cada eixo ortogonal.

É necessário a verificação da flexão desviada, de forma simplificada, em cada direção com uma redução de 30 % relativamente à resistência à flexão.

2.6.2.3 Esforço normal reduzido

O esforço normal reduzido, υ, deve ter um valor máximo de 0,65:

$$\upsilon = \frac{N_{Ed}}{h \cdot b \cdot f_{cd}} \leq 0{,}65 \qquad \text{Eq. 2.33}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

N_{Ed} esforço axial de cálculo;

b, h dimensões da peça;

f_{cd} valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

2.6.3 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS PARA A DUCTILIDADE LOCAL

A ductilidade local em flexão é fundamentalmente dependente da cintagem e do nível de esforço axial, são prescritos no EC8 limites máximos do nível de esforço axial e valores mínimos de cintagem nas zonas criticas (zonas em que potencialmente se formarão rótulas plásticas englobando os nós de ligação e zonas limítrofes) de vigas e de pilares, tomando uma papel especialmente importante nestes últimos (Gomes e De Brito, 1996).

2.6.3.1 Taxa de armadura longitudinal

A taxa de armadura longitudinal deve estar compreendida entre 0,01 e 0,04, (Eq. 2.34). Quando a secção transversal é simétrica, deve-se optar por armaduras simétricas, (Eq. 2.35). Deve ainda ser colocado, ao longo de cada face do pilar, pelo menos um varão intermédio entre os varões de canto, de forma a assegurar a integridade dos nós vigas-pilar.

$$0{,}01 \leq \rho \leq 0{,}04 \qquad \text{Eq. 2.34}$$

$$\rho = \rho' \qquad \text{Eq. 2.35}$$

2.6.3.2 Zonas críticas

As zonas numa extensão l_{cr}, definida na Eq. 2.36, a partir de cada uma das extremidades de um pilar sísmico primário, deve ser considerada como zona crítica. Caso se verifique que $l_{cl}/h_c < 3$, toda a altura do pilar sísmico primário deverá ser considerada como zona critica.

$$l_{cr} = max\{\, h_c \,;\, l_{cl}/6 \,;\, 0{,}45 \,\}\, m \qquad \text{Eq. 2.36}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

h_c maior dimensão da secção transversal;

l_{cl} comprimento livre do pilar.

2.6.3.3 Requisito de ductilidade local

De forma a assegurar a integridade da viga, é necessário satisfazer o requisito de ductilidade local nas zonas críticas desta. Se, para o valor de μ_ϕ, for atingida em qualquer ponto da secção transversal uma extensão no betão superior a $\varepsilon_{cu2}=0,0035$, deve-se compensar com um confinamento adequado do núcleo de betão a perda de resistência, devido ao destacamento deste do betão. Para a zona crítica na base dos pilares sísmicos primários deve verificar-se $\omega_{wd}\geq 0,08$.

Este requisito é satisfeito se:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0{,}035 \qquad \text{Eq. 2.37}$$

$$\omega_{wd} = \frac{volume\ de\ cintas}{volume\ do\ núcleo\ de\ betão} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \qquad \text{Eq. 2.38}$$

$$v_d = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \qquad \text{Eq. 2.39}$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \qquad \text{Eq. 2.40}$$

Para secções transversais retangulares:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n {b_i}^2/(6 \cdot b_o \cdot h_o) \qquad \text{Eq. 2.41}$$

$$\alpha_s = (1 - s/2 \cdot b_o)(1 - s/2 \cdot h_o) \qquad \text{Eq. 2.42}$$

Para secções transversais circulares com cintas circulares:

$$\alpha_n = 1 \qquad \text{Eq. 2.43}$$

$$\alpha_s = (1 - s/2 \cdot D_o)^2 \qquad \text{Eq. 2.44}$$

Para secções transversais circulares com cintas helicoidais:

$$\alpha_n = 1 \qquad \text{Eq. 2.45}$$

$$\alpha_s = (1 - s/2 \cdot D_o) \qquad \text{Eq. 2.46}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

ω_{wd} taxa mecânica volumétrica de cintas na zona crítica;

v_d esforço normal reduzido de cálculo;

$\varepsilon_{sy,d}$ valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço;

h_c, b_c altura e largura bruta da seção transversal;

h_o, b_o altura e largura do núcleo confinado, medido ao eixo das cintas;

α coeficiente de eficácia do confinamento;

n número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos;

s espaçamento entre armaduras transversais;

b_i distância entre varões consecutivos abraçados;

D_o diâmetro do núcleo de confinado, medido ao eixo das cintas.

2.6.3.4 Espaçamento da armadura transversal em zonas críticas

Em todas as zonas críticas dos pilares sísmicos primários devem adotar-se cintas e ganchos de diâmetro não inferior a 6 mm. As cintas devem ter um espaçamento tal que garanta um mínimo de ductilidade e impeça a encurvadura local dos varões longitudinais. A sua forma deve ser tal que a secção transversal fique sujeita a condições de tensão triaxial por elas produzida.

Caso $q \leq 2,0$ e $v \leq 0,2$, a zona crítica na base do pilar sísmico primário pode ser dimensionada pelo descrito no EC2, ou seja, para DCL.

$$d_{cw} \geq 6\ mm \qquad \text{Eq. 2.47}$$

$$s \leq min\left\{\frac{b_o}{2}\ ;\ 175\ ;\ 8 \cdot d_{bL}\right\} mm \qquad \text{Eq. 2.48}$$

$$b_i \leq 200\ mm \qquad \text{Eq. 2.49}$$

em que as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

d_{bL} diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal [mm];

b_i distância entre varões longitudinais consecutivos [mm].

2.7 SÍNTESE DE VERIFICAÇÕES

Nos Quadro 2.9 a Quadro 2.11 é apresentado o resumo de verificações a realizar para vigas e pilares segundo o EC8 para DCM. Estas verificações são utilizadas para elaboração do programa descrito no capítulo seguinte, a aplicar na estrutura apresentada no Capítulo 4.

Quadro 2.9 – Verificações relativas a materiais.

Materiais	Betão	Classe do betão	Não inferior a C16/20
	Aço	Varões nervurados	Nas zonas críticas (exceto em estribos fechados)
		Classe da armadura	Classe B ou C nas zonas críticas

Quadro 2.10 – Verificações relativas a opções de projeto.

Opções de projeto	Coeficiente de comportamento	Ductilidade Local	se $T_1 \geq T_C$	$\mu_\phi = 2q_o - 1$
			se $T_1 < T_C$	$\mu_\phi = 1 + 2(q_o - 1)\, T_C/T_1$

Quadro 2.11 – Verificações relativas a geometria para vigas e pilares.

Geometria	VIGAS		
	Excentricidade	Excentricidade do eixo da viga em relação ao eixo do pilar	$e_{b,c} \leq \frac{b_c}{4}$
	Largura	b_w	$\leq min\{b_c + h_w; 2b_c\}$
	Zonas críticas	$l_{cr} = h_w\ m$	
	PILARES		
	Zonas críticas	$l_{cr} = max\{\ h_c\ ;\ l_{cl}/6\ ;\ 0{,}45\ \}\ m$ Se $l_{cl}/h_c < 3$ toda a altura do pilar é zona critica.	

Quadro 2.12 – Verificações relativas a armaduras para vigas.

Armaduras	Disposição da armadura	Ligação a pilar exterior	Sem viga transversal	$b_{eff} = b_c$
			Com viga transversal	$b_{eff} = b_c + 2h_f$
		Ligação a pilar interior	Sem viga transversal	$b_{eff} = b_c + 2h_f$
			Com viga transversal	$b_{eff} = b_c + 4h_f$
	Armadura Longitudinal	Percentagem de armadura de tração, ρ	$\rho_{min} = 0{,}5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right)$ $\rho_{max} = \rho' + \frac{0{,}0018}{\mu_\phi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	
		Armadura de compressão	$A_{s,c} \geq 0{,}5 \cdot A_{s,t}$	
		Armadura máxima	$A_s \leq 0{,}04 \cdot A_c$	
	Armadura Transversal	Diâmetro	$d_{bw} \geq 6\ mm$	
		Espaçamento (zona crítica)	$s \leq min\left\{\frac{h_w}{4}\ ;\ 24 \cdot d_{dw}\ ;\ 225\ ;\ 8 \cdot d_{bL}\right\}\ mm$	
		Colocação da primeira armadura de confinamento	a menos de 50 mm	
	Amarração	Limitação do diâmetro dos varões longitudinais	Em nós viga-pilar interiores $\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7{,}5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0{,}8 \cdot v_d}{1 + 0{,}75 k_D \cdot \rho'/\rho_{máx}}$ Em nós viga-pilar exteriores $\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7{,}5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0{,}8 \cdot v_d)$	

Quadro 2.13 – Verificações relativas a armaduras para pilares.

	Disposição da armadura	Ao longo de cada face do pilar	Pelo menos um varão intermédio entre os varões de canto
Armaduras	Armadura Longitudinal	Percentagem de armadura de tração, ρ	$0{,}01 \leq \rho_l \leq 0{,}04$
		Distância entre varões	$b_i \leq 200\ mm$
	Armadura Transversal	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas	$\omega_{wd} = \frac{volume\ de\ cintas}{volume\ do\ núcleo\ de\ betão} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$ $\omega_{wd} \geq 0{,}08$
		Verificação do fator de ductilidade	$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0{,}035$
		Diâmetro	$d_{bw} \geq 6\ mm$
		Espaçamento	$s \leq min\left\{\frac{b_o}{2}\ ;\ 175\ ;\ 8 \cdot d_{bL}\right\}\ mm$
	Amarração	Relação entre a armadura requerida e a armadura usada	$A_{s,req} / A_{s,prov} = 1$

3
ELABORAÇÃO DO ALGORÍTMO

3.1 INTRODUÇÃO

Utilizando a linguagem de programação *C#*, através do compilador *Visual Basic*, foi desenvolvido um programa algo complexo que pretende realizar a verificação do cumprimento, ou não, das regras estabelecidas no EC8 para o correto dimensionamento de uma estrutura sismo-resistente classificada como DCM – Classe de Ductilidade Média – em vigas e pilares estruturais.

Este programa é inserido dentro do *software* REVIT como *addin* e pode ser usado transversalmente entre diferentes projetos, tirando partido da versatilidade e rapidez comum às linguagens de programação. Para o seu desenvolvimento foi usado o SDK (*Software Development Kit*), que oferece ferramentas para comunicação com o REVIT através de C#.

Neste capítulo é explicado o desenvolvimento do algoritmo com a explicitação da sequência de cálculo. São ainda expostos alguns casos de programação que exigiram uma solução mais complexa de concretização. Encontram-se nos Anexos A10 a A12 as principais funções utilizadas no programa.

3.2 FUNCIONAMENTO DO ALGORITMO

O processo de verificação (Figura 3.1) começa com o reconhecimento dos elementos estruturais presentes no modelo a avaliar, preenchendo uma classe com os dados de cada elemento, denominada de *Bar Data*. Dentro desses dados, encontram-se as informações relevantes para o posterior tratamento da informação.

A informação é tratada considerando três casos que exigem verificações diferentes: pilares, vigas e nós viga-pilar. Os respetivos dados são inseridos numa nova classe, chamada de *Bar Results*, portadora dos resultados que serão tratados para apresentação.

Uma vez recolhida e tratada a informação relativa aos elementos selecionados, essencial para a análise, são realizadas de forma independente as verificações para cada um dos três casos.

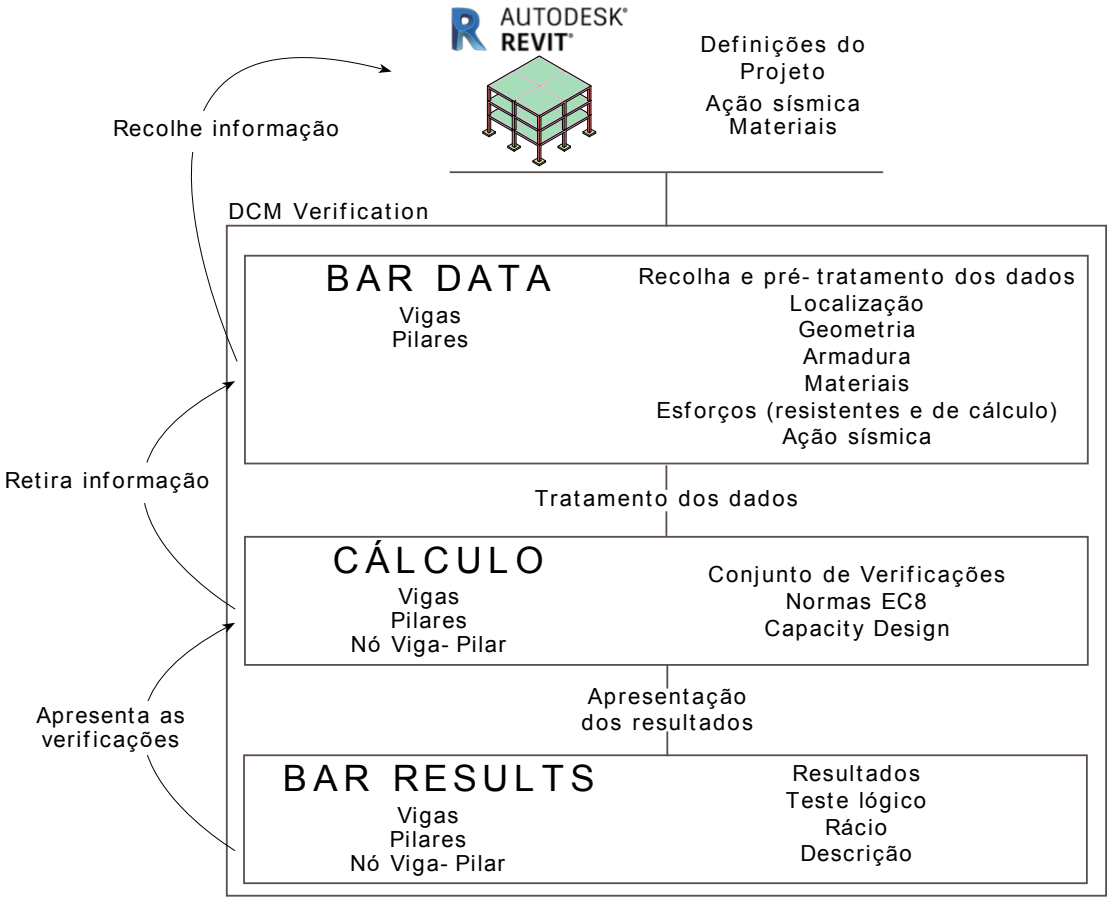


Figura 3.1 – Diagrama de Fluxo do tratamento de dados pelo programa.

3.2.1 OBTENÇÃO DE DADOS DO REVIT E PRÉ-TRATAMENTO

Por forma a garantir que a obtenção de dados é realizada corretamente, que é a chave para o funcionamento do programa, uma vez que a qualidade da perceção do conteúdo do modelo em estudo influência diretamente a qualidade dos resultados. Uma leitura que obtenha dados errados, mesmo que só em parte, irá naturalmente fornecer resultados finais igualmente incorretos.

Dada a importância da leitura das características da estrutura, este é um passo que só por si constitui uma fase do programa, que foi tratada numa parte inicial da formulação, com verificação contínua da qualidade dos resultados produzidos. A recolha de dados é a parte mais delicada, pois implica contacto direto com os dados do REVIT, para cada elemento selecionado.

Na fase de obtenção de dados do REVIT, há informações relevantes que transitam diretamente de características do modelo para parâmetros do elemento estrutural, uma vez que se encontram armazenadas no conjunto de dados que definem o elemento. No entanto, há outras informações que, logo nesta fase prévia, são resultado do tratamento de dados obtidos diretamente, havendo então a distinção entre dois tipos de dados, os obtidos diretamente e os obtidos indiretamente. Esta relação é demonstrada no Quadro 3.1 e o respetivo código na Figura 3.2.

Um dos dados mais relevantes para as análises que se seguem é o tipo de elemento estrutural em análise (pilar ou viga), pois dependendo deste as verificações a realizar variam, assim como a convergência entre vigas e pilares, para a respetiva análise dos nós viga-pilar.

Quadro 3.1 – Dados obtidos direta e indiretamente a partir do REVIT.

DADOS OBTIDOS DIRETAMENTE		DADOS COM O PRÉ TRATAMENTO
Comprimento Eixo Faces Comprimento livre Altura entre pisos	GEOMETRIA	Área da secção transversal Distância entre os eixos viga–pilar Dimensão da secção transversal Dimensões confinadas Volume do núcleo de betão
Transversal Diâmetro Espaçamento Longitudinal Diâmetro Número de varões Posição	ARMADURA	Transversal Volume de cintas Espaçamento Longitudinal Área de armadura Distância entre varões Armadura de compressão/tração Percentagem de armadura
Betão Classe Aço Classe	MATERIAIS	Betão f_{cd} f_{ctm} Aço f_{yd} f_{yk} $E_{y,d}$
Período natural da estrutura Características da ação sísmica Coeficiente de comportamento, q	OPÇÕES DE PROJETO	Ductilidade Local Parâmetros definidores do espetro de resposta
Momento Resistente Esforço Transverso Resistente	ESFORÇOS	

```
1  using Autodesk.Revit.DB;
2  using Autodesk.Revit.DB.Structure;
3  using Autodesk.Revit.UI;
4  using Dcm.Common;
5  using RevitApi;
6  using System;
7  using System.Collections.Generic;
8  using System.Linq;
9
10 namespace Dcm.Addin
11 {
12     public class RevitFuncs
13     {
14
15         internal static List<BarData> GetSelectedRevitBarsData(UIDocument uiDoc)
16         {
17             var doc = uiDoc.Document;
18             var lst = new List<BarData>();
19             var label = LabelElements(uiDoc);
20
21             using (var tr = new Transaction(doc, "getSelectedBars"))
22             {
23                 tr.Start();
24                 new SetForcesColumns(doc);
25                 new SetForcesBeams(doc);
26
27                 foreach (var id in uiDoc.Selection.GetElementIds())
28                 {
29                     var el = doc.GetElement(id);
30                     if (el.Category == null) continue;
31                     var b = new BarData();
32                     b.rebar = new RebarProps();
33                     b.forces = new ForcesData();
34
35                     if (el.Category.Name == "Structural Columns" || el.Category.Name == "Structural Framing")
36                     {
37                         b.doc = doc;
38                         b.pData = GetPData(label, el);
39                         b.barName = b.pData.barName;
40                         b.RevitCategory = el.Category.Name;
41                         b.ID = el.UniqueId;
42                         b.shape = SectionData.GetElementShape(el, uiDoc);
43                         b.Axis = GetElementAxis(el, uiDoc);
44                         b.csArea = SectionData.GetArea(el, uiDoc);
45                         b.lc = GetCutLenght(el, uiDoc);
46                         b.relPosition = el.GetParameter2("Relative Position").AsString();
47                         b.rebar.dbw = GetRebarDiameterTransv(el, doc);
48                         b.rebar.bi = GetDistanceBetweenBars(el, doc);
49                         b.rebar.dbl = GetRebarDiameterLongi(el, doc);
50                         b.rebar.nbl = GetRebarLongiNumber(el, doc);
51                         b.rebar.As = GetRebarAreaLongi2(el, doc);
52                         b.rebar.sMax = GetRebarMaxSpacing(el, uiDoc);
53                         b.rebar.sMin = GetRebarMinSpacing(el, uiDoc);
54                         b.rebar.longi = GetRebarAsRebarLongi(el, doc);
55                         b.rebar.transv = GetRebarAsRebarTransv(el, doc);
56                         b.rebar.transvVolume = GetRebarTransvVolume(el, doc);
57                         b.rebar.spacingTransv = GetRebarSpacingTransv(el, uiDoc);
58                         b.rebar.rebarTopPts = GetRebarTopPoints(el, doc);
59                         b.rebar.cover = GetConcCover(el, doc);
60                         b.forces.axialF = Extensions.ConvertToDisplayUnitsForce(doc, el.GetParameter2("Nsd").AsDouble());
61                         b.forces.VRd = Extensions.ConvertToDisplayUnitsForce(doc, el.GetParameter2("VRd").AsDouble());
62                         GetTopAndBotRebar(el, uiDoc, out b.rebar.rebarTop, out b.rebar.rebarBottom, out b.rebar.rebarPts);
```

```
64                      if (b.RevitCategory == "Structural Framing")
65                      {
66                          b.bw = SectionData.MinEdgeDim(el, uiDoc);
67                          b.hw = SectionData.MaxEdgeDim(el, uiDoc);
68                          b.lcr = b.hw;
69                          b.zBase = GetZBeam(el, uiDoc);
70                          b.forces.beamMRdxx2 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("Mrdxx+").AsDouble());
71                          b.forces.beamMRdxx1 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("Mrdxx-").AsDouble());
72                          b.forces.beamMRdyy2 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("Mrdxx+").AsDouble());
73                          b.forces.beamMRdyy1 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("Mrdxx-").AsDouble());
74                          b.forces.beamVDist = Extensions.ConvertToDisplayUnitsForceDist(doc, el.GetParameter2("VDist").AsDouble());
75                      }
76                      else if (b.RevitCategory == "Structural Columns")
77                      {
78                          b.bc = SectionData.MaxEdgeDim(el, uiDoc);
79                          b.hc = SectionData.MaxEdgeDim(el, uiDoc);
80                          b.hf = SectionData.MaxEdgeDim(el, uiDoc);
81                          b.bo = GetConfinedWidth(el, uiDoc);
82                          b.ho = GetConfinedHeight(el, uiDoc);
83                          b.vo = GetConfinedVolume(el, uiDoc);
84                          b.lcr = GetColumnLcr(b);
85                          b.levelH = GetLevelHeightColumn(el, uiDoc);
86                          b.zBase = GetZBaseColumn(el, uiDoc);
87                          b.forces.columnMRdxxTop2 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("MrdxxTop+").AsDouble());
88                          b.forces.columnMRdyyTop2 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("MrdyyTop+").AsDouble());
89                          b.forces.columnMRdxxBottom2 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("MrdxxBottom+").AsDouble());
90                          b.forces.columnMRdyyBottom2 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("MrdyyBottom+").AsDouble());
91                          b.forces.columnMRdxxTop1 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("MrdxxTop-").AsDouble());
92                          b.forces.columnMRdyyTop1 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("MrdyyTop-").AsDouble());
93                          b.forces.columnMRdxxBottom1 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("MrdxxBottom-").AsDouble());
94                          b.forces.columnMRdyyBottom1 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("MrdyyBottom-").AsDouble());
95                      }
96                      lst.Add(b);
97                  }
98              }
99              tr.Commit();
100         }
101         return lst;
102     }
```

Figura 3.2 – Parte do código que efetua o preenchimento das propriedades na classe Bar Data.

3.2.2 TRATAMENTO DOS DADOS

Terminada a obtenção de dados, deixa de haver contacto com o REVIT. Todas as leituras e resultados obtidos com o pré-tratamento são armazenados na classe *Bar Data*, que será o *input* para todas as análises realizadas na produção de resultados. Os objetos armazenados nesta classe foram produzidos de forma a guardarem características relevantes e suficientes do elemento em análise para esta fase do programa.

Após a análise de todas as verificações a realizar para que a estrutura verifique a Classe de Ductilidade Média, DCM, estas foram traduzidas em código e utilizam os dados recolhidos anteriormente. Dependendo do teor das verificações a realizar, é ou não necessária a realização de cálculos auxiliares sobre estes dados. Na generalidade destas, são necessários mais cálculos para obtenção de novos dados ou de condições a verificar (valores mínimos ou máximos dos parâmetros).

3.2.3 APRESENTAÇÃO DOS DADOS

Após a realização de todos os cálculos intermédios, (entre os dados obtidos a partir das características dos elementos e os valores que limitam cada característica) sobre os quais se vai realizar cada uma das verificações estas são efetuadas de forma separada entre vigas, pilares e nós viga-pilar.

Primeiramente, são divididos os elementos a analisar por tipo estrutural (vigas e pilares) e por ligações (são identificados os nós selecionados que tenham ligados vigas e pilares). Depois, para cada um dos 3 tipos em análise são realizadas as verificações estipuladas (Figura 3.4).

Cada verificação apresenta três propriedades: um teste lógico, um rácio com que cumpre/não cumpre a verificação e uma breve descrição (Figura 3.3). O teste lógico apenas define a verificação como verdadeira, caso seja cumprida e falsa caso contrário. O rácio é calculado de forma diferente para cada verificação, tendo em conta o teor da mesma: caso se verifique em relação a um valor mínimo o rácio

será dado pela razão entre a opção de projeto e a exigência (Eq. 3.1); caso o limite seja um máximo, o rácio será dado pelo inverso, a razão entre a exigência e a opção de projeto (Eq. 3.2). Desta forma o rácio apresenta para um resultado positivo um valor superior a 1, sendo tanto maior quanto a veracidade da verificação. Contrariamente, para um resultado negativo, o rácio é um número compreendido entre 0 e 1, sendo tanto mais próximo de 1 quanto mais próximo estiver de verificar a condição em causa. A breve descrição apresenta uma definição da verificação realizada e a cláusula do EC8 onde esta se encontra.

$$rácio_{limite\ mínimo} = \frac{opção\ de\ projeto}{exigência_{mínima}} \qquad \text{Eq. 3.1}$$

$$rácio_{limite\ máximo} = \frac{opção\ de\ projeto}{exigência_{máxima}} \qquad \text{Eq. 3.2}$$

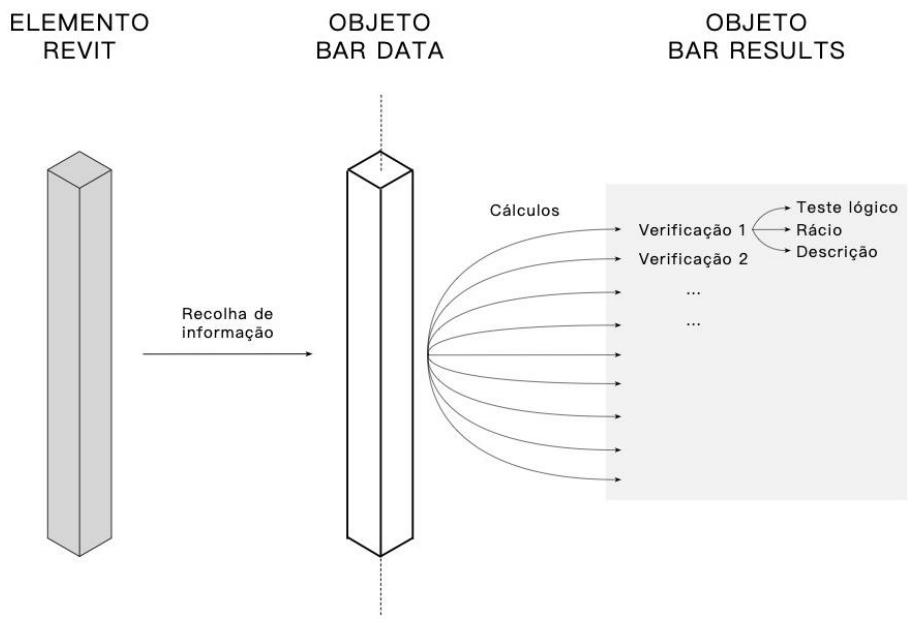


Figura 3.3 – Processamento e apresentação dos dados nas classes usadas.

```
1  using System.Collections.Generic;
2  using System.Linq;
3  using System;
4  using Dcm.Common;
5
6  namespace Dcm.Common
7  {
8      public class BeamResults : BarResults
9      {
10         public Verification verBExteriorInteriorRebarMaxDiam;
11         public Verification verBRebarTransvSpacingLcr;
12         public Verification verBFirstRebarTransv;
13         public Verification verBRebarTransvSpacing;
14         public Verification verBWidth;
15         public Verification verBRebarRatioTracMin;
16         public Verification verBRebarRatioTracMax;
17         public Verification verBRebarComp;
18         public Verification verMaxVrd;
19         public override void Calculate()
```

```
20          {
21              base.Calculate();
22
23              verBExteriorInteriorRebarMaxDiam = VerifyBeamExteriorInteriorRebarMaxDiam();
24              verBRebarTransvSpacingLcr = VerifyBeamRebarTransvSpacingLcr();
25              verBFirstRebarTransv = VerifyBeamFirstRebarTransv();
26              verBRebarTransvSpacing = VerifyBeamRebarTransvSpacing();
27              verBWidth = VerifyBeamWidth();
28              verBRebarRatioTracMin = VerifyBeamRebarRatioTracMin();
29              verBRebarRatioTracMax = VerifyBeamRebarRatioTracMax();
30              verBRebarComp = VerifyBeamRebarComp();
31              verMaxVrd = VerifyMaxVrd();
32          }
33          public BeamResults(BarData bar, MaterialData.Concrete concrete, MaterialData.Steel steel, SeismicProps seismicProps) : base(bar, concrete, steel, ↲
              seismicProps)
34          {
35             // Calculate();
36          }
37          // VERIFICATIONS
38          public Verification VerifyBeamExteriorInteriorRebarMaxDiam()
39          {
40              bool ver;
41              double ratio;
42              var txt = "Longitudinal Rebar Maximum Diameter - EC8 5.6.2.2(2)P";
43
44              ratio =  MaxLongiRebarDiamInterior(Bar, Concrete, Steel, SeismicProp) / Bar.rebar.dbl;
45
46              if (Bar.relPosition=="interior" & Bar.rebar.dbl > MaxLongiRebarDiamInterior(Bar, Concrete, Steel, SeismicProp))
47              {
48                  ver = false;
49                  FailedVerification++;
50              }
51              else if (Bar.relPosition == "exterior" & Bar.rebar.dbl > MaxLongiRebarDiamExterior(Bar, Concrete, Steel))
52              {
53                  ver = false;
54                  FailedVerification++;
55              }
56              else
57              {
58                  ver = true;
59              }
60              return new Verification(ver, ratio, txt);
61          }

62          public Verification VerifyBeamRebarComp()

85          public Verification VerifyBeamRebarRatioTracMax()

105         public Verification VerifyBeamRebarRatioTracMin()

126         public Verification VerifyBeamWidth()

153         public Verification VerifyBeamRebarTransvSpacing()

177         public Verification VerifyBeamFirstRebarTransv()

203         public Verification VerifyBeamRebarTransvSpacingLcr()

240         public Verification VerifyMaxVrd()
```

Figura 3.4 – Excerto do código referente à classe *Beam Results*.

3.3 CASOS ESPECÍFICOS DE PROGRAMAÇÃO

Durante o desenvolvimento do programa foram aparecendo problemas que requereram um pouco mais de desenvolvimento ao nível da programação. Estes casos correspondem a situações em que os dados não estão diretamente afetos aos elementos, tendo que ser efetuado um tratamento dos mesmos para obter todas as características necessárias para a análise posterior do elemento.

Muitos destes casos advêm da necessidade de se pretender criar um algoritmo sólido, capaz de realizar as análises referidas para qualquer tipo de situação.

3.3.1 ÁREA DA SECÇÃO TRANSVERSAL

Um dos processos que envolveu um grau elevado de complexidade, tanto ao nível de programação como de compreensão da interação com REVIT, foi a obtenção da área da secção transversal dos elementos em análise (Figura 3.5). Uma vez que não é um dado armazenado nas informações do elemento, é necessário obtê-lo de forma secundária.

A face que representa a secção transversal obtém-se pela comparação das direções de dois vetores, um que é coincidente com o eixo da barra e outro que é normal a cada uma das faces, pelo que se estes

dois vetores forem paralelos, o que é verificado através do produto externo de dois vetores, a face considerada é normal ao eixo do elemento e, consequentemente, representa a secção transversal do mesmo.

O eixo da barra faz parte das propriedades pré-definidas do elemento, criando-se um vetor que é colinear com este. Após a obtenção de todas as faces que compõem o elemento, sendo estas propriedades já associadas ao elemento, define-se uma coleção de vetores que são normais a cada uma das faces. Pela comparação de cada um destes vetores, é possível obter o vetor normal paralelo ao eixo da barra, logo a secção transversal do elemento.

Após obtenção da face da secção transversal, apenas falta calcular a sua área. Cada face, independentemente da sua geometria, é composta por triângulos, elementos mais simples que são a base de todas as formas. É necessário decompor a secção nos seus triângulos constituintes, um processo que se chama triangulação. Cada triângulo é composto por três pontos tridimensionais, a partir dos quais é possível calcular a área do mesmo. Fazendo este processo para cada triângulo que compõe a face e somando estas parcelas, obtém-se a área da secção transversal do elemento considerado.

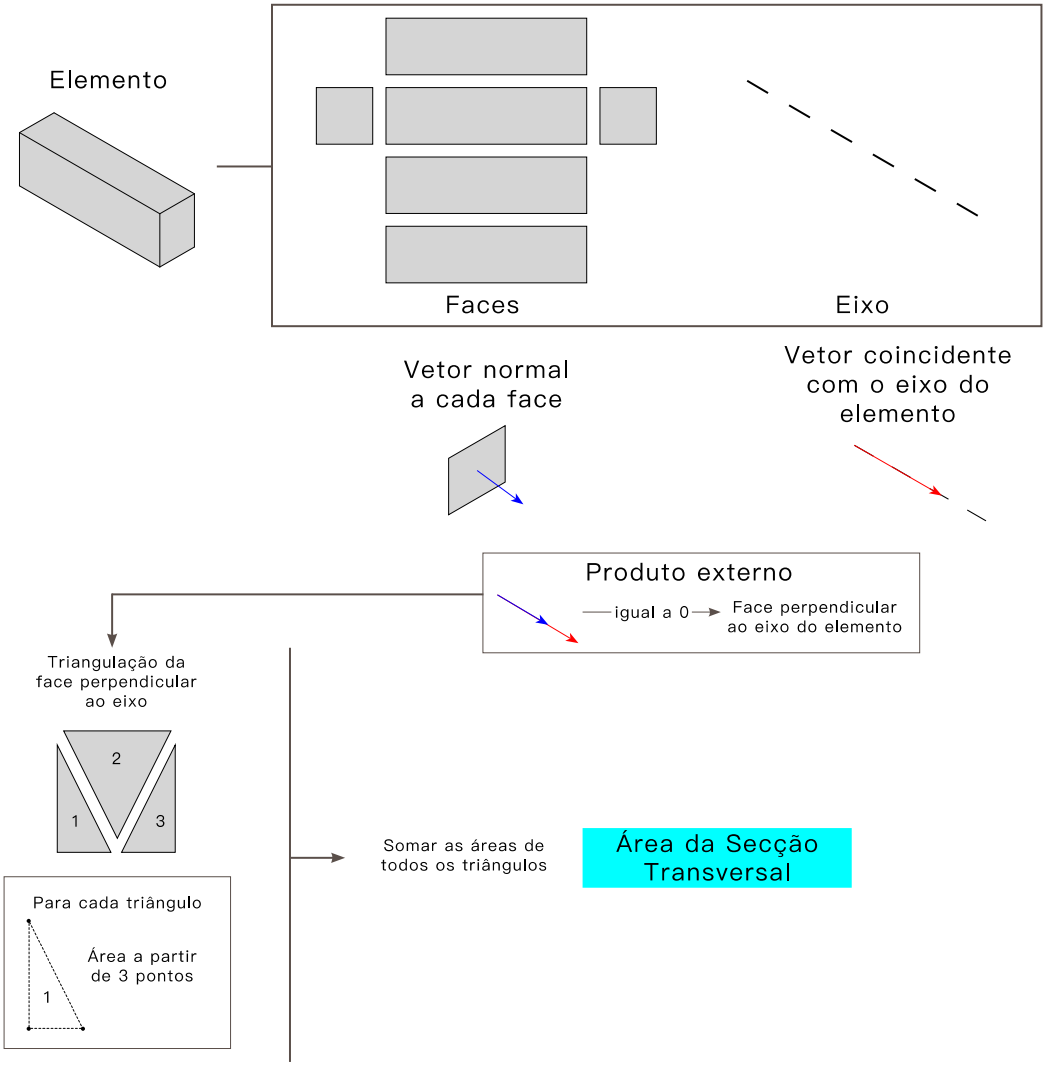


Figura 3.5 – Processo de obtenção da área da secção transversal de um elemento.

3.3.2 ARMADURA TRANSVERSAL

Devido às normas do EC8, a armadura transversal pode estar definida com espaçamentos diferentes ao longo do elemento (Figura 3.6). No REVIT isto usualmente é feito de duas formas:

- Uma das opções consiste em definir três zonas de armadura: dois troços junto às extremidades da barra, com o comprimento da zona crítica e outro troço na zona central restante. Para cada zona são definidos os espaçamentos correspondentes, sendo menores nas extremidades;
- Outra opção é realizar uma sobreposição, colocando ao longo de todo o comprimento a armadura transversal com o espaçamento máximo e nas duas extremidades, ao longo de um comprimento correspondente ao da zona crítica, colocar armadura transversal nos intervalos da armadura anteriormente definida, de tal forma que as extremidades fiquem providas de armadura com o espaçamento mínimo requerido.

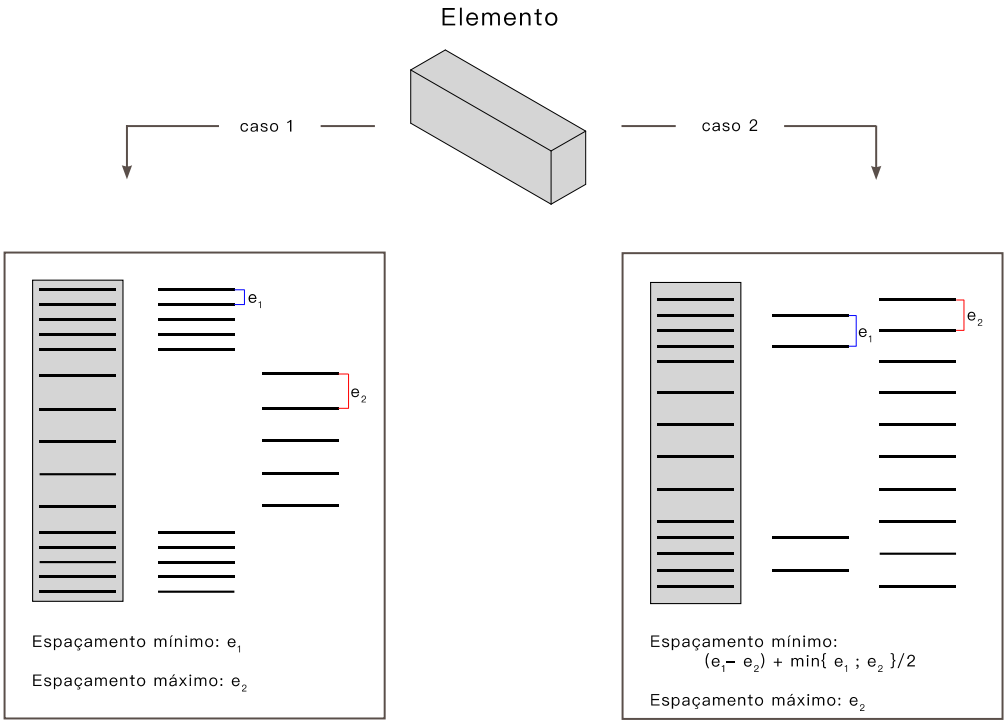


Figura 3.6 – Diferentes formas de definição de armadura transversal.

Estas duas situações requerem diferentes soluções para avaliar o espaçamento entre a armadura transversal, uma vez que ao obter a armadura atribuída ao elemento, apenas se obtêm os espaçamentos de cada armadura independente.

Logo, para o primeiro caso, é claro que os espaçamentos máximo e mínimo correspondem aos valores retirados diretamente, uma vez que as armaduras são independentes. Sendo o valor mínimo o espaçamento da armadura nos extremos e o máximo o espaçamento da armadura na zona central.

Para o segundo caso, é necessário algum tratamento dos dados, pois os espaçamentos de cada elemento não têm em conta a sua sobreposição. O espaçamento máximo é o valor do espaçamento da armadura na zona central, sendo este valor retirado diretamente. O espaçamento mínimo é dado por:

$$e_{min} = (e_1 - e_2) + min\{\, e_1 \,;\, e_2 \,\}/2 \qquad \text{Eq. 3.3}$$

Perante este problema é então necessário fazer uma divisão dos elementos aquando do preenchimento das suas propriedades.

Outra propriedade do elemento disponível, no conjunto de dados, é a quantidade de armadura transversal, que está aplicada na barra, associada a cada um dos diferentes espaçamentos (Figura 3.7). Com estes dados é possível obter o comprimento em que um determinado espaçamento está aplicado, multiplicando esse mesmo espaçamento pelo número de ocorrência de armaduras. Assim, se a soma dos comprimentos de todas as ocorrências de armaduras for aproximadamente o comprimento da barra, conclui-se que estamos perante o primeiro caso, em que os espaçamentos são independentes. Caso contrário, se for superior ao comprimento da barra, dando uma tolerância para distinção dos casos, há sobreposição da armadura transversal, sendo esta uma ocorrência do segundo caso.

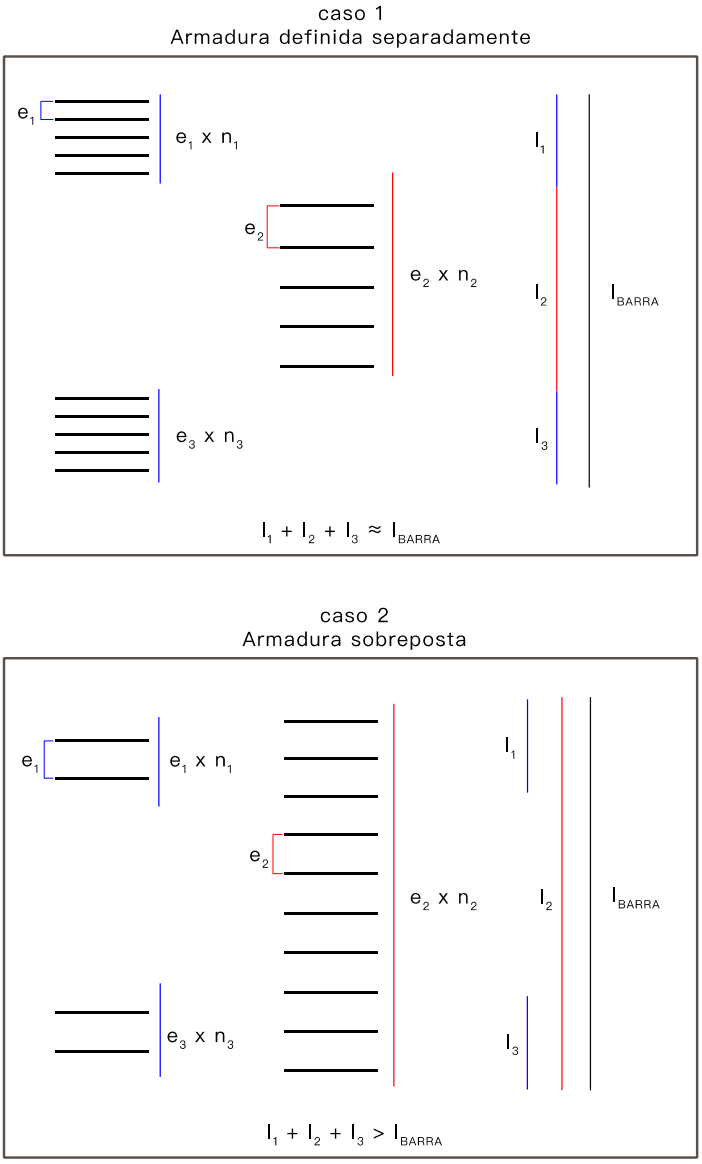


Figura 3.7 – Distinção entre os dois casos de armadura transversal.

3.4 CONCLUSÃO

Para obter a ferramenta criada e ultrapassar as dificuldades apresentadas, como referido, o processo de construção do programa envolveu aprendizagem, melhoramento e otimização. À semelhança dos casos apresentados no subcapítulo anterior, foram elaboradas as restantes funções necessárias para a criação da ferramenta. A parte mais complexa foi a interação com o REVIT para obtenção das informações necessários. Uma vez na posse dos dados, as normas do EC8 são aplicadas de forma mais simples.

No capítulo seguinte é descrito o caso de estudo, no qual são efetuadas as verificações descritas no Capítulo 2, como é apresentado no Capítulo 5.

4
CASO DE ESTUDO

4.1 INTRODUÇÃO

De forma a testar e a pôr em prática o programa desenvolvido, analisou-se um caso de estudo simples com elementos suficientes para validar o trabalho produzido.

A estrutura foi modelada tridimensionalmente e calculada através do programa SAP2000, ao qual correspondem os resultados aqui apresentados. Foi realizada uma análise paralela no programa ROBOT para verificação e validação dos resultados obtidos, os quais não são apresentados dada a desnecessária dualidade de valores idênticos.

Neste capítulo são apresentados o modelo estrutural, as cargas consideradas e a análise sísmica realizada para obtenção dos esforços. Por fim, são dimensionadas as armaduras e efetuadas verificações de segurança adicionais.

4.2 INFORMAÇÃO ESTRUTURAL

4.2.1 GEOMETRIA

Trata-se de um edifício, regular em planta e em altura, de dois pisos mais cobertura. Os pés-direitos são de 3,5 metros no primeiro piso e de 3 metros nos restantes dois. É totalmente simétrico em relação aos seus eixos ortogonais. Está representado no modelo 3D (Figura 4.1), nas plantas (Figura 4.2 a Figura 4.5) e nos cortes (Figura 4.6 e Figura 4.7) modelado em REVIT.

Há 3 tipos de pilares, caracterizados da seguinte forma:

- Pilar central: 50x50 cm^2;
- Pilar de bordo: 40x50 cm^2;
- Pilar de canto: 40x40 cm^2.

As vigas são todas do tipo 30x40 cm^2. A laje é do tipo maciça e tem uma espessura de 20 cm. Para todos os elementos considera-se um recobrimento de 35 milímetros.

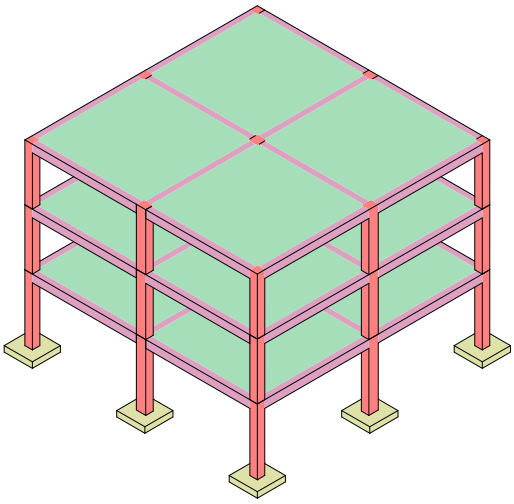


Figura 4.1 – Modelo 3D em REVIT da estrutura em estudo.

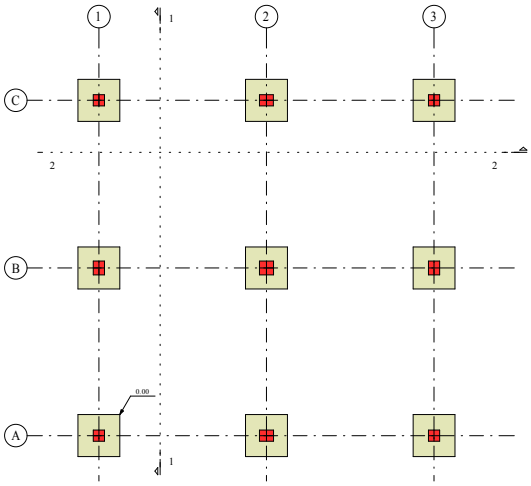


Figura 4.2 – Plantas à cota das Fundações.

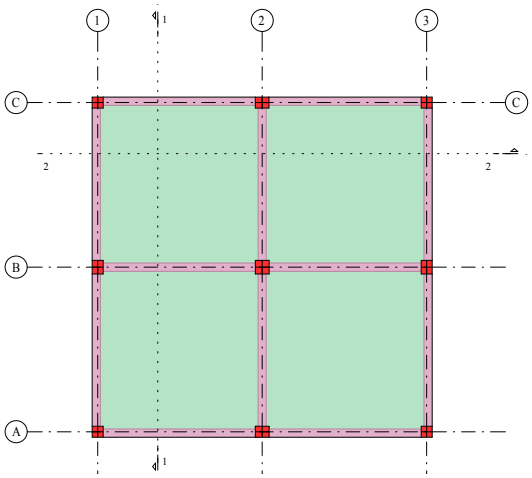


Figura 4.3 – Plantas à cota do Piso 1.

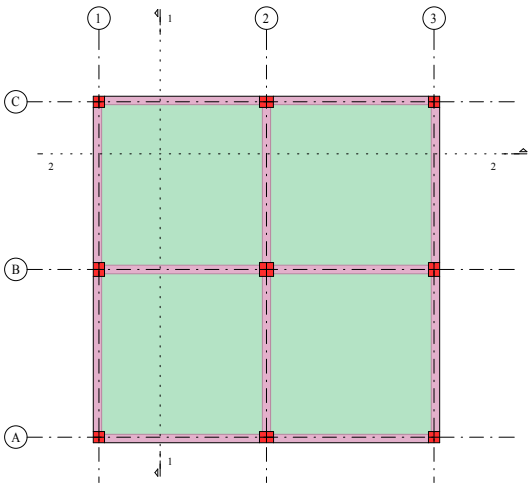


Figura 4.4 – Plantas à cota do Piso 2.

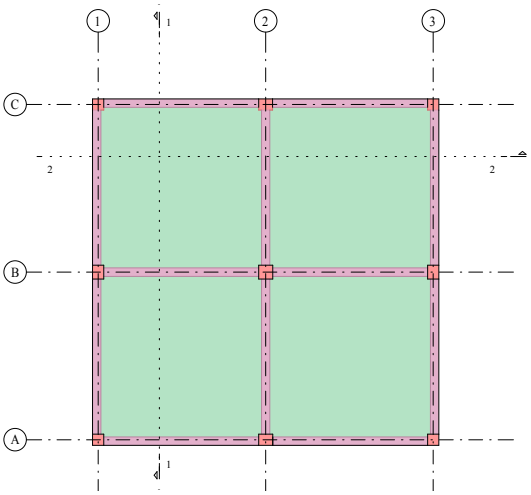


Figura 4.5 – Plantas à cota da Cobertura.

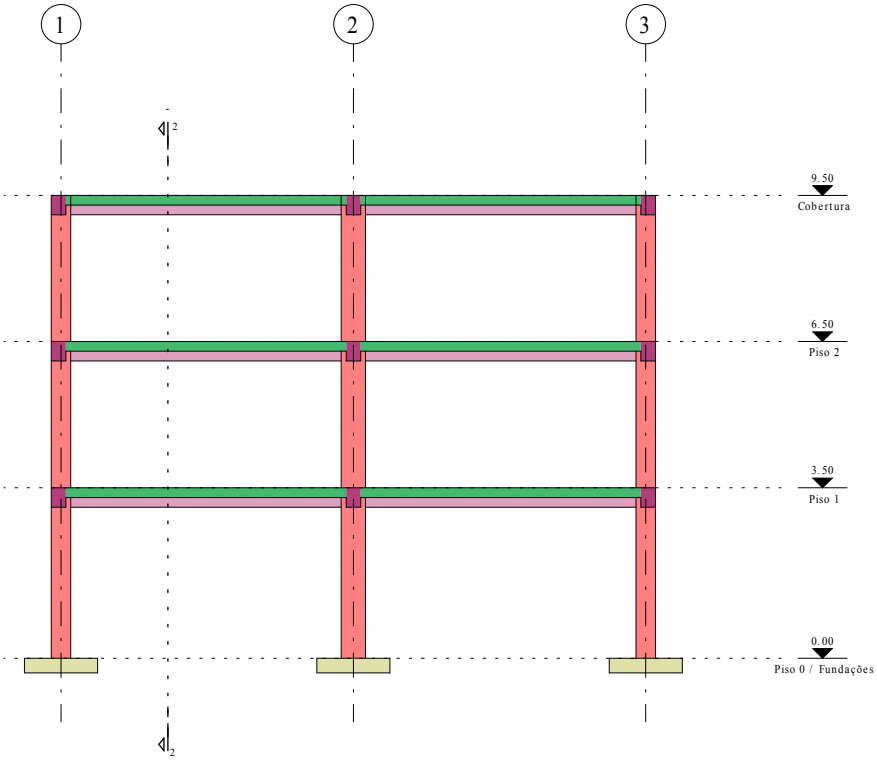


Figura 4.6 – Corte 1-1.

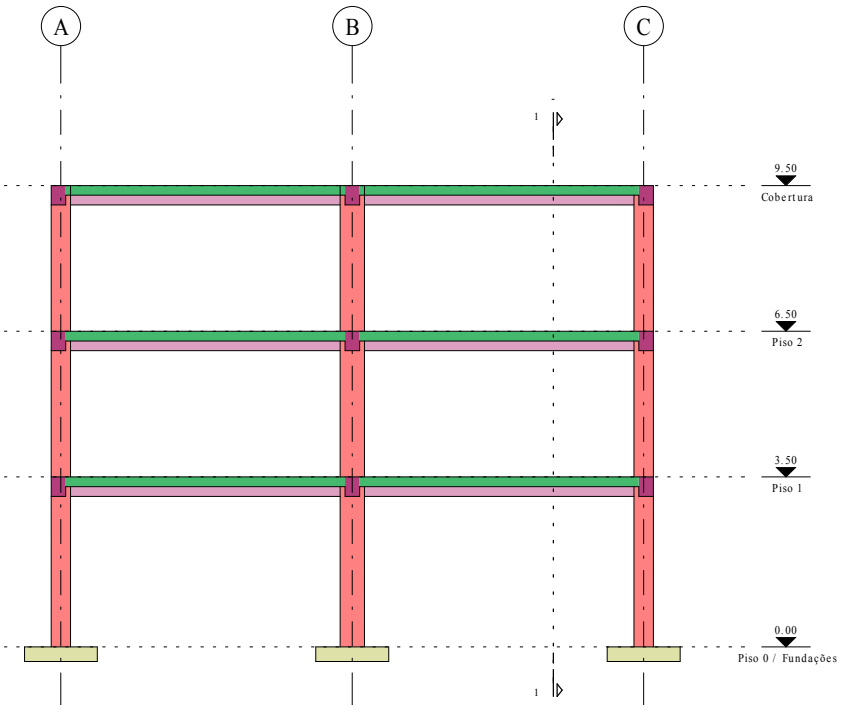


Figura 4.7 – Corte 2-2.

4.2.2 AÇÕES

As ações atuantes na estrutura foram consideradas de acordo com o Eurocódigo 0, Eurocódigo 2 e Eurocódigo 8.

4.2.2.1 Cargas

Para a realização do estudo foram consideradas duas ações para além do peso próprio da estrutura, restantes cargas permanentes (RCP) e a sobrecarga (Q_k) apresentadas no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Ações consideradas na estrutura.

	Piso 1 e Piso 2	Cobertura
RCP [kN/m^2]	2,00	2,00
Q_k [kN/m^2]	2,00	1,00
φ_0	0,70	0,00
φ_1	0,50	0,00
φ_2	0,30	0,00

4.2.2.2 Ação sísmica

Foi considerado que a estrutura se encontra em Lisboa, num terreno do tipo B e que o coeficiente de comportamento adotado foi de 3,0. Foram obtidos os dois espetros de resposta (Figura 4.8) para a ação sísmica correspondente, conforme indicado no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Dados para a definição dos espetros.

	Tipo 1	Tipo 2
$S_{MÁX}$	1,35	
a_{gr} [m/s^2]	1,50	1,70
S	1,29	1,27
T_B [s]	0,10	0,10
T_C [s]	0,60	0,25
T_D [s]	2,00	2,00

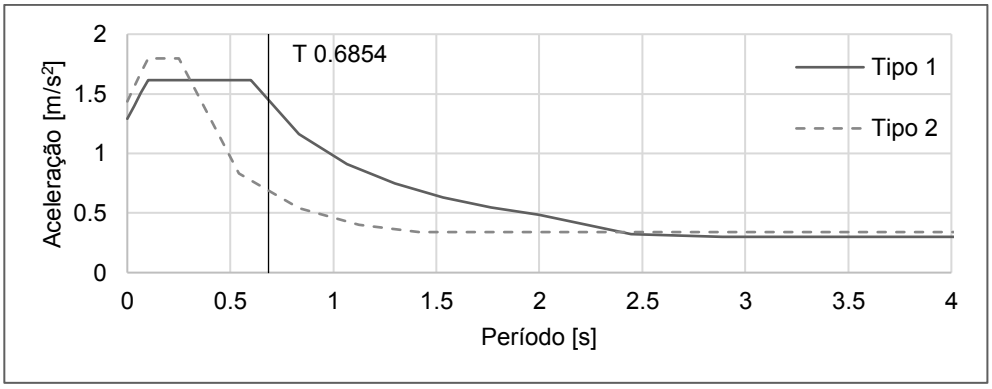


Figura 4.8 – Espetros de resposta sísmica com representação do período *T*, do primeiro modo de vibração.

4.2.3 MATERIAIS

O betão usado foi da classe C30/37 e o aço de classe A400.

4.3 ANÁLISE ESTRUTURAL

Foi efetuada uma análise modal para consideração dos efeitos sísmicos e posterior dimensionamento das armaduras. A ação sísmica foi modelada no software SAP2000 para obtenção dos esforços internos na estrutura.

4.3.1 ANÁLISE MODAL E SÍSMICA

De forma a caracterizar o comportamento dinâmico da estrutura, foram realizadas as análises modal e sísmica. Estas análises foram realizadas no software SAP2000, tendo sido validadas pela realização da mesma análise no ROBOT.

Figura 4.9 – Modelo 3D em SAP2000 da estrutura em estudo.

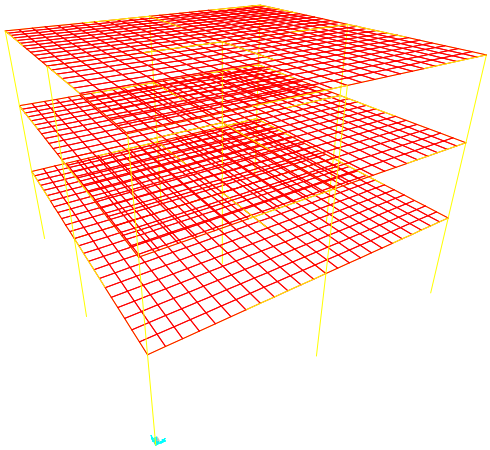


Figura 4.10 – Modelo 3D analítico em SAP2000 da estrutura em estudo.

Quadro 4.3 – Características dos modos de vibração.

Modo	Período [s]	UX	UY	RZ
1	0,6854	0,6825	0,2038	0,0000
2	0,6854	0,2038	0,6825	0,0000
3	0,5366	0,0000	0,0000	0,8855
4	0,2066	0,0701	0,0256	0,0000
5	0,2066	0,0256	0,0701	0,0000
6	0,1627	0,0000	0,0000	0,0961

Na tabela do Anexo A1 verifica-se que é válida a utilização de uma análise modal por espetro de resposta, uma vez que se utilizam todos os modos com massas modais superiores a 5% e a soma das massas modais efetivas dos modos utilizados na análise superam 90% da massa total.

Verifica-se que os dois primeiros modos de vibração são puramente translacionais e simétricos. O terceiro modo de vibração é um modo de torção, uma vez que só existe componente de rotação. Os três primeiros modos de vibração encontram-se representados em 2D e 3D nas Figuras 4.11 a 4.19.

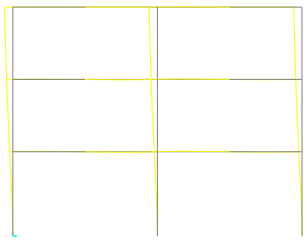


Figura 4.11 – Representação do primeiro modo de vibração em *xz*.

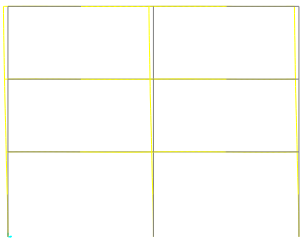


Figura 4.12 – Representação do primeiro modo de vibração em *yz*.

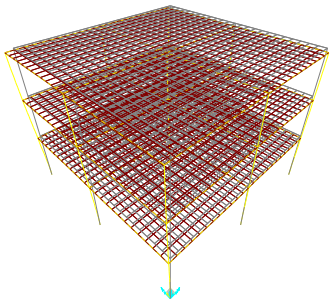


Figura 4.13 – Representação do primeiro modo de vibração em 3d.

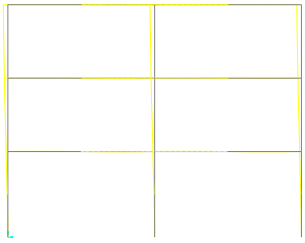


Figura 4.14 – Representação do segundo modo de vibração em *xz*.

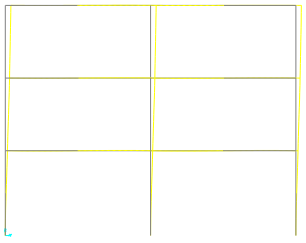


Figura 4.15 – Representação do segundo modo de vibração em *yz*.

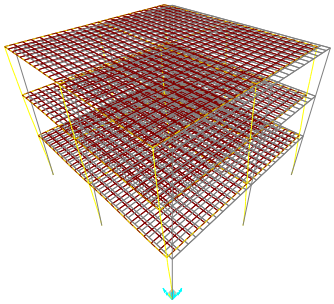


Figura 4.16 – Representação do segundo modo de vibração em 3d.

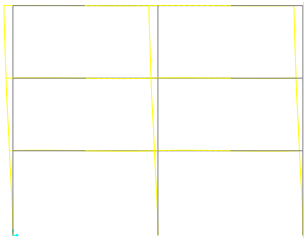


Figura 4.17 – Representação do terceiro modo de vibração em *xz*.

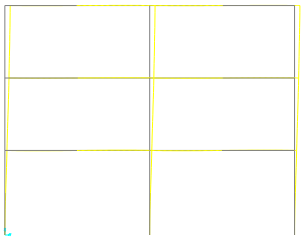


Figura 4.18 – Representação do terceiro modo de vibração em *yz*.

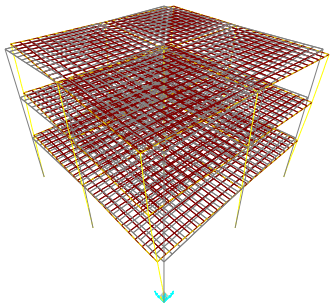


Figura 4.19 – Representação do terceiro modo de vibração em 3d.

4.3.2 COMBINAÇÕES DA AÇÃO SÍSMICA

Conforme exposto no Capítulo 2, para a realização da análise da resposta da estrutura, aquando de um sismo, é necessário atentar às combinações das várias ações consideradas: ações atuantes na estrutura advindas do seu peso próprio, das restantes cargas permanentes e da sobrecarga.

4.3.2.1 Coeficiente de combinação, $\psi_{E,i}$

Para o cálculo da massa, que vai efetivamente contribuir para a inércia da estrutura, denominada de fonte de massa, é necessário considerar o coeficiente de combinação $\psi_{E,i}$. Pela Equação 2.4 este toma o valor de 0,24 para os pisos 1 e 2 (sendo que o valor de φ é o correspondente ao de pisos com ocupações correlacionadas, ou seja, 0,8).

Então, a fonte de massa considera-se o resultado da atuação do peso próprio, restantes cargas permanentes e sobrecargas multiplicadas por 0,24.

4.3.2.2 Combinações das restantes ações com a ação sísmica

Segundo o EC8, é proposto que a estrutura seja analisada, tendo em conta a ocorrência de um sismo segundo as duas direções horizontais ortogonais, X e Y. As duas situações são combinadas de acordo com as Equações 2.7 e 2.8. Como explicado anteriormente, esta análise deve ser feita tendo em conta a combinação quase-permanente das ações.

Posto isto e por haver dois tipos de ação sísmica, obtêm-se as seguintes combinações para análise:

- CQP + Sismo X (tipo 1) + 30% Sismo Y (tipo 1);
- CQP + Sismo Y (tipo 1) + 30% Sismo X (tipo 1);
- CQP + Sismo X (tipo 2) + 30% Sismo Y (tipo 2);
- CQP + Sismo Y (tipo 2) + 30% Sismo X (tipo 2).

4.4 OUTRAS ANÁLISES

Após a modelação da estrutura em SAP2000, foram realizadas análises posteriores para verificação dos critérios necessários, para cumprimento de uma estrutura sismo-resistente.

4.4.1 VERIFICAÇÃO DA CORRETA FORMULAÇÃO DA ESTRUTURA

De forma a confirmar que a modelação da estrutura no software foi efetuada de forma correta, realizou-se uma verificação das ações da estrutura na base.

Tendo em conta a geometria anteriormente apresentada e que o peso volúmico do betão é 25 kN/m^3, considera-se a informação apresentada nos Quadros 4.5 a 4.11.

Quadro 4.4 – Altura dos pisos.

	h [m]
Piso 1	3,5
Piso 2	3
Cobertura	3

Quadro 4.5 – Cálculo das lajes.

Laje	
Quantidade	4
b [m]	6
l [m]	6
e [m]	0,2
A_{LAJE} [m^2]	36
A_{TOTAL} [m^2]	144
V [m^3]	28,8

Quadro 4.6 – Cálculo dos pilares.

Pilares		P1	P2	P3
Quant./piso		4	4	1
b [m]		0,40	0,40	0,50
h [m]		0,40	0,50	0,50
A [m^2]		0,16	0,20	0,25
I_X [m^4]		0,002133	0,004167	0,005208
I_Y [m^4]		0,002133	0,002667	0,005208
	Piso 1	2,24	2,80	0,88
V [m^3]	Piso 2	1,92	2,40	0,75
	Cobert.	1,92	2,40	0,75

Quadro 4.7 – Cálculo das vigas.

Vigas	Piso 1	Piso 2	Cobertura
Quant.	12	12	12
b [m]		0,30	
h [m]		0,40	
A [m^2]		0,12	
l [m]		6	
V_{TOTAL} [m^3]	8,64	8,64	8,64

Quadro 4.8 – Cálculo dos elementos associados ao peso próprio.

Peso Próprio [kN]	Laje	P1	P2	P3	Vigas	Total/piso
Piso 1	720	70	56	22	216	1084
Piso 2	720	60	48	19	216	1063
Cobertura	720	60	48	19	216	1063
Total/elemento	2160	190	152	59	648	3209

Quadro 4.9 – Cálculos associados à Combinação Quase-Permanente.

	Piso 1	Piso 2	Cobertura	Total
RCP [kN/m^2]	2,0	2,0	2,0	
RCP [kN]	288,0	288,0	288,0	864,0
Q_k [kN/m^2]	2,0	2,0	1,0	
φ_2	0,3	0,3	0,0	
Q_k [kN]	86,4	86,4	0,0	172,8
			CQP	4246,2

Quadro 4.10 – Comparação dos resultados obtidos com o software SAP2000 para o peso próprio e CQP.

Caso de Carga	$F_{Z\ GLOBAL}$ Modelo [kN]	$F_{Z\ GLOBAL}$ Cálculos [kN]	Erro
Peso Próprio	3208,4	3209,4	0,03%
CQP	4245,2	4246,2	0,02%

4.4.2 ANÁLISE DO TIPO DE ESTRUTURA

A estrutura é composta por pórticos, sendo à partida uma estrutura porticada, tendo em conta apenas a geometria. No entanto, devido à componente torsional, presente no terceiro modo de vibração, é necessária uma análise para verificar que não se trata de uma estrutura torsionalmente flexível. De forma a manter a suposição inicial, uma vez que se esta não se verificasse implicaria a aplicação de regras respetivas a este tipo de estrutura, nomeadamente no coeficiente de comportamento, é considerado que a estrutura é regular em planta e em altura (vãos iguais em ambas as direções, dimensões de pilares e vigas distribuídos de tal forma que se obtém simetria nas direções ortogonais) não sendo necessário considerar excentricidades na análise da mesma.

Para esta análise, foi necessário obter dados específicos da estrutura de forma a obter a confirmação de que em cada piso é satisfeita a condição da Eq. 2.11.

Por simplificação aplicou-se, no centro de rigidez da cobertura, duas forças e um momento com intensidades elevadas em casos de carga separados (Quadro 4.11), de forma a obter os respetivos deslocamentos com valores significativos. Dado que os efeitos destas forças se propagam pela estrutura, é possível a realização de uma análise piso a piso desta forma.

Quadro 4.11 – Forças consideradas na análise do tipo de estrutura.

Designação		Intensidade
Força na direção x	F_X	10^6 kN
Força na direção y	F_Y	10^6 kN
Momento em torno de z	M_Z	10^6 kN.m

Os deslocamentos relativos entre cada piso irão representar a rigidez nessa mesma direção, sendo que:

- Os deslocamentos em *x*, no caso da força F_X, representam a rigidez nesta direção, K_X;
- Os deslocamentos em *y*, no caso da força F_Y, representam a rigidez nesta direção, K_Y;
- Por fim, as rotações em torno de *z*, no caso do momento M_Z, representam a rigidez à torção, $K_{Torção}$.

Tendo em conta estas considerações, foram obtidos os resultados apresentados no Quadro 4.12. Para obtenção da rigidez em cada caso (Quadro 4.13), foi utilizada uma normalização (Equação 4.1 a 4.3), para ter em conta a dimensão das forças utilizadas no início da análise. Calculou-se o fator *r* em cada uma das direções, *x* e *y* (Quadro 4.14), como representado na Equação 2.12.

$$K_X = \frac{10^6}{\left(d_{x_i} - d_{x_{i-1}}\right)} \qquad \text{Eq. 4.1}$$

$$K_Y = \frac{10^6}{\left(d_{y_i} - d_{y_{i-1}}\right)} \qquad \text{Eq. 4.2}$$

$$K_{Torção} = \frac{10^6}{\left(r_{z_i} - r_{z_{i-1}}\right)} \qquad \text{Eq. 4.3}$$

Em que:

d_{x_i} é o deslocamento na direção x no piso i;

r_{z_i} é a rotação em torno de z no piso i.

Quadro 4.12 – Deslocamentos e rotações obtidos na análise do tipo de estrutura.

		UX [cm]	UY [cm]	RZ [Rad]
	Cobertura	5757,60	0,00	0,00
F_X	Piso 2	3852,20	0,00	0,00
	Piso 1	1723,20	0,00	0,00
	Cobertura	0,00	5757,60	0,00
F_Y	Piso 2	0,00	3852,20	0,00
	Piso 1	0,00	1723,20	0,00
	Cobertura	0,00	0,00	1,26
M_Z	Piso 2	0,00	0,00	0,85
	Piso 1	0,00	0,00	0,38

Quadro 4.13 – Cálculo da rigidez nas direções requeridas.

	K_X [kN/m]	K_Y [kN/m]	$K_{Torção}$ [kN.m/m]
Cobertura	52482,42	52482,42	2415458,94
Piso 2	46970,41	46970,41	2141327,62
Piso 1	58031,57	58031,57	2638522,43

Quadro 4.14 – Resultados do fator *r*.

r_X	r_Y
6,78	6,78
6,75	6,75
6,74	6,74

O cálculo do momento polar de inércia de massa foi efetuado como explicado no ponto 2.4.8 usando os dados apresentados no Quadro 4.15. Verifica-se também que o centro de rigidez, x_{CR}, é coincidente com o centro de massa, x_G, da estrutura, o que apoia a suposição inicial de que a estrutura é regular em planta e em altura.

Dado que em todos os casos se verifica a regra da Eq. 2.11, pode-se concluir que a estrutura não é do tipo torsionalmente flexível, sendo então confirmada a suposição inicial que se trata de uma estrutura do tipo porticada.

De acordo com o Quadro 2.8 adota-se o valor de 1,3 para o fator α_u/α_1, estabelecendo um máximo de 3,9 para o coeficiente de comportamento neste caso. Esta análise permite certificar de que a adoção do valor de 3,0 para o coeficiente de comportamento é uma escolha sensata, uma vez que se trata de estruturas porticadas e o terceiro modo de vibração é de torção pura.

Quadro 4.15 – Cálculo do fator I_s.

	Piso 1	Piso 2	Cobertura
b [m]	12,0	12,0	12,0
h [m]	12,0	12,0	12,0
A [m^2]	144,0	144,0	144,0
x_G (x,y,z) [m]	(6,00; 6,00; 3,26)	(6,00; 6,00; 6,32)	(6,00; 6,00; 9,32)
x_{CR} (x,y,z) [m]	(6,00; 6,00; 3,26)	(6,00; 6,00; 6,32)	(6,00; 6,00; 9,32)
I_P Área [m^4]	3456,0	3456,0	3456,0
Massa [kg]	253309,4	249082,1	242033,8
$I_{P\ Massa}$ [kg.m^2]	6079424,9	5977969,4	5808810,7
I_S	4,90	4,90	4,90

4.5 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

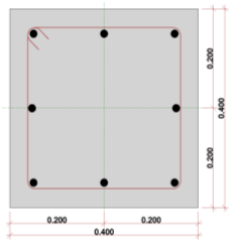
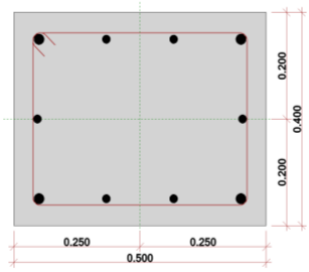
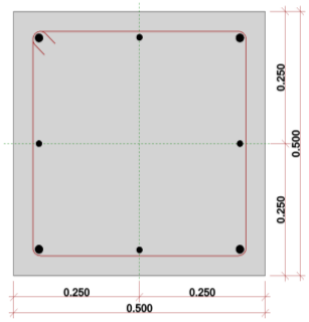
O programa *FlexDesv* (desenvolvido pelo Departamento de Investigação e Desenvolvimento da empresa A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia) permite o cálculo da resistência de elementos à flexão desviada tendo em conta as regras do EC2. Este programa é usado para dimensionamento de armaduras longitudinais e transversais, a partir da iteração de diferentes soluções até obter a mais adequada para resistência às ações atuantes modeladas em SAP2000.

Utilizando o programa *FlexDesv* e os esforços na estrutura provenientes das combinações analisadas foram calculadas armaduras para as vigas e os pilares da estrutura. Encontram-se exemplos dos resultados fornecidos pelo programa nos Anexos A3 e A4. Posteriormente as armaduras definidas foram modeladas no modelo REVIT (Figura 4.20).

4.5.1 ARMADURA PARA OS PILARES

Para os pilares a armadura foi dimensionada de igual forma para todos os pisos, diferindo tendo em conta a secção, como apresentado no Quadro 4.16.

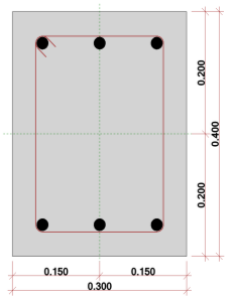
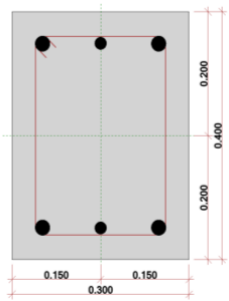
Quadro 4.16 – Armadura dimensionada para os pilares.

		Armadura Longitudinal (A_s [cm^2])	Estribos Transversais (A_{sw}/s [cm^2/m])
Pilar de canto (0,40 x 0,40 m^2)		8 ø16 (16,08)	ø8 // 0,20 (5,03)
Pilar de fachada (0,40 x 0,50 m^2)		4 ø20 + 6 ø16 (24,63)	ø 8 // 0.20 (5,03)
Pilar central (0,50 x 0,50 m^2)		4 ø16 + 4 ø12 (12,57)	ø 8 // 0.20 (5,03)

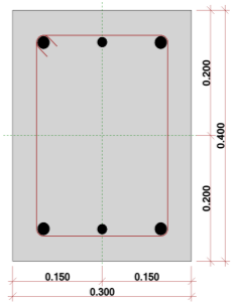
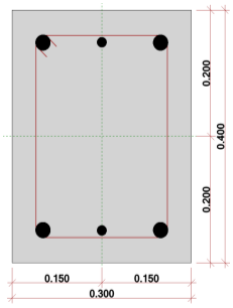
4.5.2 ARMADURA PARA AS VIGAS

Para as vigas, uma vez que apresentam a mesma secção e tendo em conta a variação dos esforços que apresentavam, dividiu-se por pisos e por posição (interior ou de fachada), como apresentado nos Quadros 4.17 a 4.19.

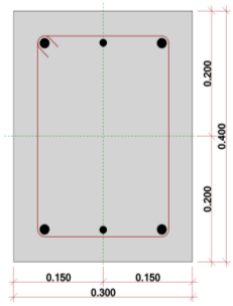
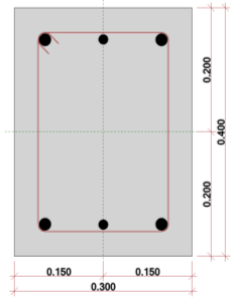
Quadro 4.17 – Armadura dimensionada para as vigas do piso 1.

		Armadura Longitudinal (A_s [cm^2])	Estribos Transversais (A_{sw}/s [cm^2/m])
Viga de fachada (0,30 x 0,40 m^2)		6 ø20 (18,85)	ø8 // 0,20 (5,03)
Viga interior (0,30 x 0,40 m^2)		4 ø25 + 2 ø20 (25,92)	ø 8 // 0.20 (5,03)

Quadro 4.18 – Armadura dimensionada para as vigas do piso 2.

		Armadura Longitudinal (A_s [cm^2])	Estribos Transversais (A_{sw}/s [cm^2/m])
Viga de fachada (0,30 x 0,40 m^2)		4 ø20 + 2 ø16 (16,59)	ø8 // 0,20 (5,03)
Viga interior (0,30 x 0,40 m^2)		4 ø25 + 2 ø16 (23,66)	ø 8 // 0.20 (5,03)

Quadro 4.19 – Armadura dimensionada para as vigas da cobertura.

		Armadura Longitudinal (A_s [cm^2])	Estribos Transversais (A_{sw}/s [cm^2/m])
Viga de fachada (0,30 x 0,40 m^2)		4 ø16 + 2 ø12 (10,30)	ø8 // 0,20 (5,03)
Viga interior (0,30 x 0,40 m^2)		4 ø20 + 2 ø16 (16,59)	ø 8 // 0.20 (5,03)

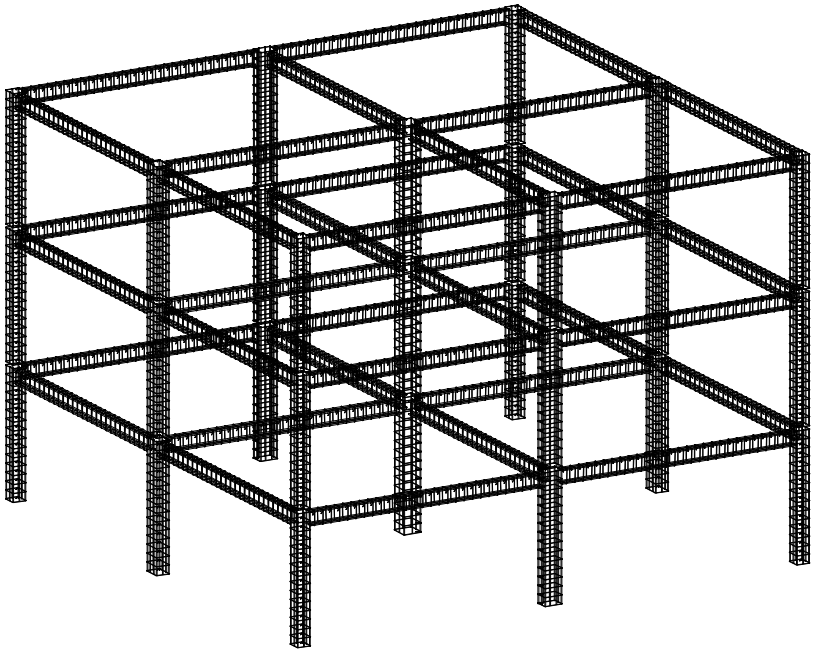


Figura 4.20 – Representação das armaduras colocadas no modelo REVIT.

4.6 CONCLUSÃO

A estrutura em estudo é regular em planta e em altura, o que facilita a análise sísmica realizada, conclui-se também que é do tipo porticada, dado que foi demonstrado que não é torsionalmente flexível. Nesta estrutura, apesar de simples, é possível efetuar as verificações descritas no Capítulo 2 com o algoritmo descrito no capítulo anterior, no capítulo seguinte é apresentada essa mesma análise.

5
APLICAÇÃO DO PROGRAMA

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentada a versão finalizada do programa e explicada a sua utilização. De forma a testar a ferramenta desenvolvida, ao longo do progresso de desenvolvimento, esta foi continuamente testada no caso de estudo apresentado no capítulo anterior.

O desenvolvimento do programa, explicado no Capítulo 3, procurou aplicar as regras referidas no Capítulo 2 (resumidas nos Quadros 2.9 a 2.13) e neste capítulo é aplicada ao caso em estudo apresentado no Capítulo 4.

A estrutura foi modelada em REVIT com as características descritas e foram colocadas as armaduras calculadas, tendo em conta a informação apresentada no capítulo anterior.

5.2 INICIALIZAÇÃO

O *addin* foi inserido no REVIT e aparece na barra superior na aba "A400–Apps" com o nome de "DCM Verification".

5.2.1 PRÉ-SELEÇÕES

Antes de iniciar o processo de contacto com o REVIT é necessário o preenchimento de dados relativos à estrutura, informações que não são dados inseridos no modelo e, portanto, necessitam de ser preenchidos manualmente.

Para a estrutura em causa, localizada em Lisboa e com um solo de fundação do tipo B, e tendo em conta as análises realizadas no capítulo anterior, foram selecionadas as opções do Quadro 5.1 em correspondência com os dados fornecidos como exemplificado na Figura 5.1.

Quadro 5.1 – Pré-seleções no programa.

Dados do projeto			Seleção no programa
Classe do Betão	C30/37	C30/37	*Concrete*
Classe do Aço	A400	A400	*Steel*
Solo	Tipo B	B	*Soil*
Localização	Lisboa	1.3	*Zone Type 1*
		2.3	*Zone Type 2*
Período natural da estrutura	0,6854	0.6854	*Period*
Coeficiente de comportamento	3,0	3.0	*Behaviour factor (q)*

Figura 5.1 – Jánela inicial com as pré-seleções efetuadas.

5.2.2 SELEÇÃO DAS BARRAS NO MODELO

Primeiramente deve-se verificar que a vista 3D contem a opção de modelo analítico ativo, pois só assim o programa irá funcionar, uma vez que emprega informações provenientes do modelo analítico da estrutura que é gerado no REVIT. O modelo analítico (Figura 5.2) é a simplificação da estrutura 3D no seu esqueleto, ou seja, às linhas que definem a sua geometria estando a estas associadas todas as características do modelo completo.

De seguida, selecionando os elementos a realizar a verificação do cumprimento das normas do EC8 relativas a DCM (Figura 5.3) e pressionando o botão "*DCM Verification*" dá-se início ao programa.

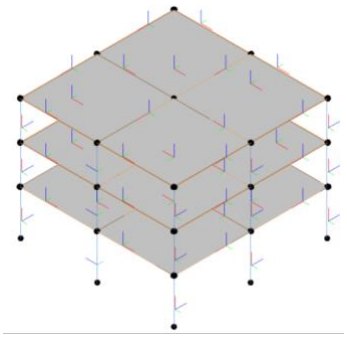


Figura 5.2 – Modelo analítico da estrutura.

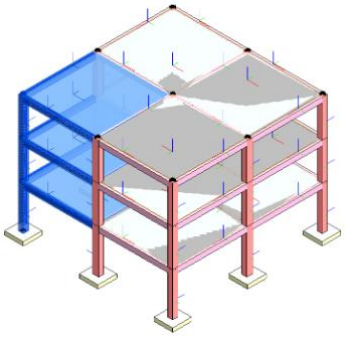


Figura 5.3 – Seleção de barras com o modelo analítico ativo.

5.3 RESULTADOS

Existem quatro separadores com os resultados, três das quais correspondentes com os tipos de resultados provenientes do programa:

- *Beams*, resultados das verificações para as vigas selecionadas (Figura 5.4);
- *Columns*, resultados das verificações para os pilares selecionados (Figura 5.5);
- *Joints*, resultados das verificações para os nós selecionados (Figura 5.5).

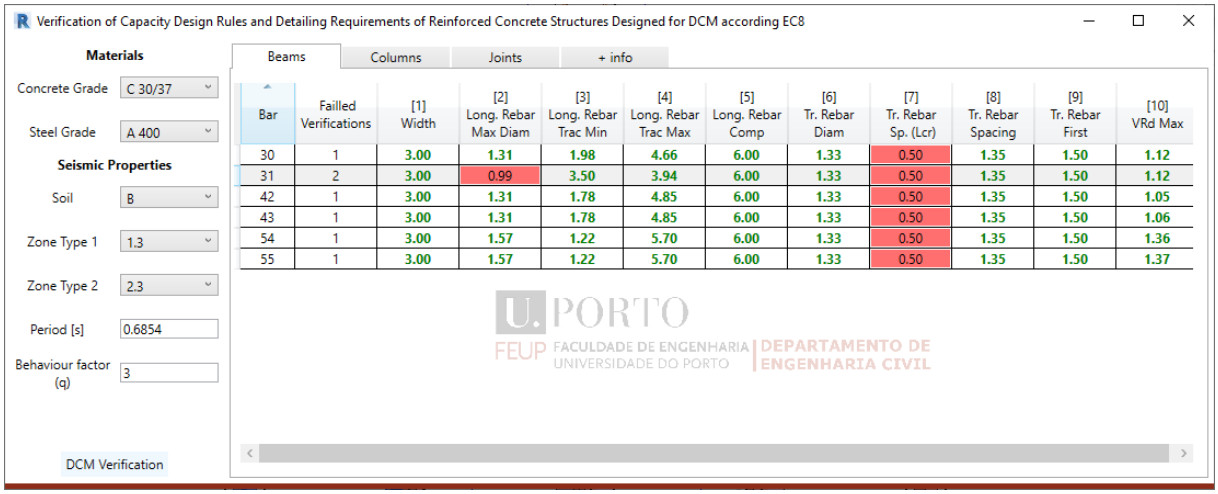
Na última aba, encontram-se mais informações acerca do programa e especificações sobre as verificações realizadas.

Na aba das vigas e dos pilares, a primeira e segunda colunas apresentam os mesmos dados, respetivamente, a identificação da barra e o número de verificações realizadas que não são cumpridas. As restantes colunas apresentam as verificações associadas à secção correspondente.

5.3.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

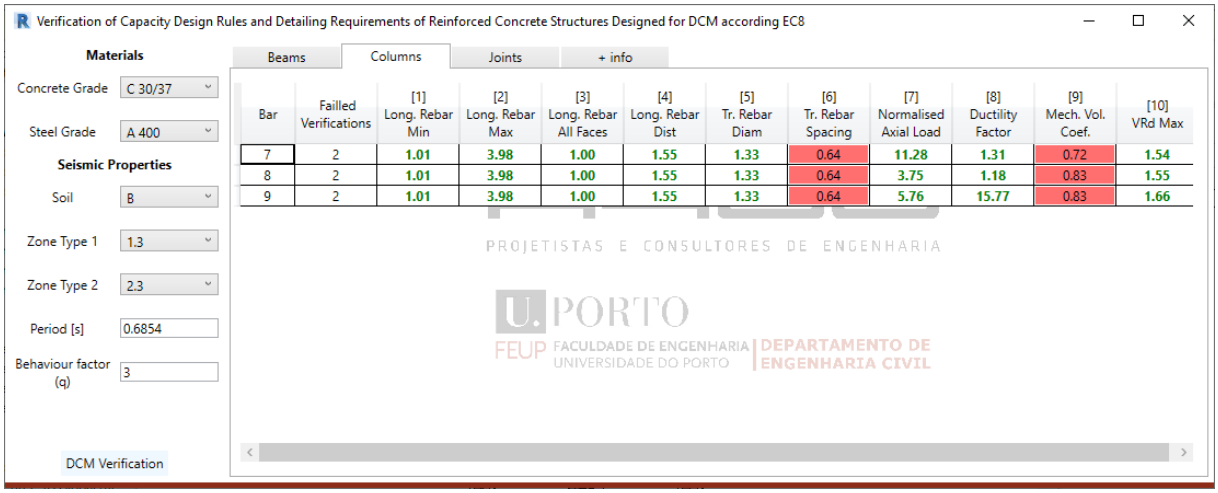
Cada resultado aparece com letra verde, caso a regra em causa seja verificada ou com fundo vermelho caso contrário, sendo desta forma fácil a perceção da quantidade de falhas e onde estas ocorrem. Cada coluna tem um título com uma indicação curta da verificação em causa e ao passar com o cursor por cima de cada resultado é apresentada uma descrição mais detalhada com a indicação da secção ou equação do EC8 para a qual é efetuada a verificação.

De notar que, caso não seja selecionado alguns dos tipos dos elementos, o seu painel aparecerá em branco. Assim como ao selecionar vigas e pilares não conectados, o painel dos nós não apresentará resultados.



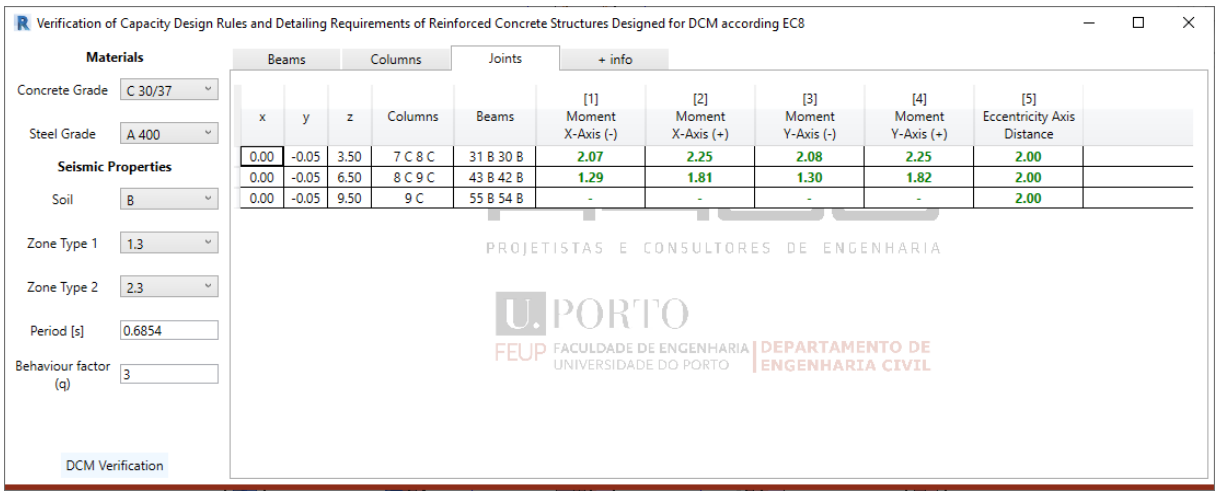
Bar	Failled Verifications	[1] Width	[2] Long. Rebar Max Diam	[3] Long. Rebar Trac Min	[4] Long. Rebar Trac Max	[5] Long. Rebar Comp	[6] Tr. Rebar Diam	[7] Tr. Rebar Sp. (Lcr)	[8] Tr. Rebar Spacing	[9] Tr. Rebar First	[10] VRd Max
30	1	3.00	1.31	1.98	4.66	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.12
31	2	3.00	0.99	3.50	3.94	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.12
42	1	3.00	1.31	1.78	4.85	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.05
43	1	3.00	1.31	1.78	4.85	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.06
54	1	3.00	1.57	1.22	5.70	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.36
55	1	3.00	1.57	1.22	5.70	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.37

Figura 5.4 – Resultados das verificações nas vigas selecionadas.



Bar	Failled Verifications	[1] Long. Rebar Min	[2] Long. Rebar Max	[3] Long. Rebar All Faces	[4] Long. Rebar Dist	[5] Tr. Rebar Diam	[6] Tr. Rebar Spacing	[7] Normalised Axial Load	[8] Ductility Factor	[9] Mech. Vol. Coef.	[10] VRd Max
7	2	1.01	3.98	1.00	1.55	1.33	0.64	11.28	1.31	0.72	1.54
8	2	1.01	3.98	1.00	1.55	1.33	0.64	3.75	1.18	0.83	1.55
9	2	1.01	3.98	1.00	1.55	1.33	0.64	5.76	15.77	0.83	1.66

Figura 5.5 – Resultados das verificações nos pilares selecionados.



x	y	z	Columns	Beams	[1] Moment X-Axis (-)	[2] Moment X-Axis (+)	[3] Moment Y-Axis (-)	[4] Moment Y-Axis (+)	[5] Eccentricity Axis Distance
0.00	-0.05	3.50	7 C 8 C	31 B 30 B	2.07	2.25	2.08	2.25	2.00
0.00	-0.05	6.50	8 C 9 C	43 B 42 B	1.29	1.81	1.30	1.82	2.00
0.00	-0.05	9.50	9 C	55 B 54 B	-	-	-	-	2.00

Figura 5.6 – Resultados das verificações nos nós viga-pilar selecionados.

5.3.2 DETALHES ACERCA DAS VERIFICAÇÕES REALIZADAS

Na última aba "+ info" (Figura 5.7) são apresentadas as características de cada uma das verificações realizadas. É referida cada uma das verificações realizadas, a sua descrição, a norma do EC8 e a equação em causa (caso aplicável). Nos Quadro 5.2 a Quadro 5.23 é apresentada essa mesma informação e ainda o método utilizado para calcular o fator de segurança associado.

Figura 5.7 – Informações respeitantes a cada uma das verificações realizadas.

5.3.2.1 Vigas

São realizadas dez verificações relacionadas com as vigas. Uma relacionada com a geometria (Quadro 5.2), quatro com a armadura longitudinal (Quadro 5.3 a 5.6), quatro com a armadura transversal (Quadro 5.7 a Quadro 5.10) e uma última relacionada com o *capacity design* (Quadro 5.11).

Quadro 5.2 – Informações acerca da verificação da largura máxima para vigas.

Verificação	[1] *Width*
Descrição	De forma a tirar partido do efeito favorável da compressão na armadura do pilar é necessário limitar a largura das vigas.
Norma	EC8 5.4.1.2.1(3)P
Rácio	$\frac{d_{bL_{max}}}{d_{bL}}$

Quadro 5.3 – Informações acerca da verificação do diâmetro máximo da armadura longitudinal para vigas.

Verificação	[2] *Longitudinal Rebar Maximum Diameter*
Descrição	Verificação do diâmetro máximo dos varões longitudinais. Para impedir uma rotura de aderência, o diâmetro dos varões longitudinais das vigas que atravessam os nós viga-pilar, d_{bL}, deve ser limitado. O valor máximo depende da posição relativa da viga em relação à estrutura, isto é, se se trata de uma viga exterior ou interior.
Norma	EC8 5.6.2.2(2)P
Rácio	$\frac{d_{bL_{max}}}{d_{bL}}$

Quadro 5.4 – Informações acerca da verificação da taxa mínima de armadura longitudinal de tração para vigas.

Verificação	[3] *Longitudinal Traction Rebar Minimum*
Descrição	Verificação do valor mínimo da percentagem de armadura de tração. Para as vigas, dado que se considera armadura simétrica, trabalhará à tração a armadura mais próxima da face. Ao longo de todo o comprimento de uma viga sísmica primária, a taxa de armadura da zona tracionada, ρ, não deve ser inferior ao seguinte valor mínimo ρ_{min}.
Norma	EC8 5.4.3.1.2(5)P Eq. 5.12
Rácio	$\frac{\rho}{\rho_{min}}$

Quadro 5.5 – Informações acerca da verificação da taxa máxima de armadura longitudinal de tração para vigas.

Verificação	[4] *Longitudinal Traction Rebar Maximum*
Descrição	Verificação do valor mínimo da percentagem de armadura de tração. Para as vigas, dado que se considera armadura simétrica, trabalhará à tração a armadura mais próxima da face. A taxa de armadura na zona tracionada ρ não excede um valor ρ_{max}.
Norma	EC8 5.4.3.1.2(5)P Eq. 5.11
Rácio	$\frac{\rho_{max}}{\rho}$

Quadro 5.6 – Informações acerca da verificação da percentagem de armadura longitudinal de compressão para vigas.

Verificação	[5] *Longitudinal Compression Rebar*
Descrição	Esta verificação é feita em relação à taxa de armadura de tração. Na zona comprimida é colocada uma armadura de secção não inferior a metade da secção da armadura da zona tracionada, adicional a qualquer armadura de compressão necessária à verificação da viga em relação ao estado limite último na situação de projeto sísmica.
Norma	EC8 5.4.3.1.2(4) a)
Rácio	$\frac{\rho\prime}{0{,}5\cdot\rho}$

Quadro 5.7 – Informações acerca da verificação do diâmetro mínimo da armadura transversal para vigas.

Verificação	[6] *Transversal Rebar Minimum Diameter*
Descrição	O diâmetro d_{bw} das armaduras de confinamento (em milímetros) não deve ser inferior a 6 mm.
Norma	EC8 5.4.3.1.2(6)P a)
Rácio	$\frac{d_{bw}}{0{,}006}$

Quadro 5.8 – Informações acerca da verificação do espaçamento máximo da armadura transversal em zonas críticas para vigas.

Verificação	[7] *Transversal Rebar Spacing in Critical Zones*
Descrição	Nas zonas críticas é definido um espaçamento máximo específico compatível com as dimensões da viga.
Norma	EC8 5.4.3.1.2(6)P b)
Rácio	$\frac{s_{max_{lcr}}}{s_{lcr}}$

Quadro 5.9 – Informações acerca da verificação do espaçamento máximo da armadura transversal para vigas.

Verificação	[8] *Transversal Rebar Spacing*
Descrição	Verificação das condições de espaçamento definidas pelo EC2.
Norma	EC2
Rácio	$\frac{s_{max}}{s}$

Quadro 5.10 – Informações acerca da verificação primeira ocorrência da armadura transversal para vigas.

Verificação	[9] *First Occurrence of Transversal Rebar*
Descrição	A primeira armadura de confinamento deve-se encontrar, no máximo, a 50mm da extremidade do comprimento livre da viga.
Norma	EC8 5.4.3.1.2(6)P c)
Rácio	$\frac{distância\ a\ que\ se\ encontra\ o\ primeiro\ estribo}{0{,}05}$

Quadro 5.11 – Informações acerca da verificação do V_{RD} máximo para vigas.

Verificação	[10] *Maximum V_{RD}*
Descrição	Nas vigas sísmicas primárias, os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser determinados de acordo com a regra de cálculo pela capacidade real, com base no equilíbrio da viga.
Norma	EC8 5.4.2.2(2)
Rácio	$\frac{V_{Rd}}{V_{Rd\ capacidade\ real}}$

5.3.2.2 Pilares

São realizadas dez verificações relacionadas com os pilares. Quatro relacionadas com a armadura longitudinal(Quadro 5.12 a Quadro 5.15), duas com a armadura transversal (Quadro 5.16 e Quadro 5.17), uma com os esforços aplicados à estrutura (Quadro 5.18), duas com a condição de ductilidade local (Quadro 5.19 e Quadro 5.20) e uma última relacionada com o *capacity design* (Quadro 5.21).

Quadro 5.12 – Informações acerca da verificação do rácio mínimo de armadura longitudinal para pilares.

Verificação	[1] *Longitudinal Rebar Minimum Ratio*
Descrição	A taxa de armadura longitudinal, ρ_l, não deve ser inferior a 0,01.
Norma	EC8 5.4.3.2.2(1)P
Rácio	$\frac{\rho_l}{0{,}01}$

Quadro 5.13 – Informações acerca da verificação do rácio máximo de armadura longitudinal para pilares.

Verificação	[2] *Longitudinal Rebar Maximum Ratio*
Descrição	A taxa de armadura longitudinal, ρ_l, não deve ser superior a 0,04.
Norma	EC8 5.4.3.2.2(1)P
Rácio	$\frac{0{,}04}{\rho_l}$

Quadro 5.14 – Informações acerca da verificação de armadura longitudinal em todas as faces para pilares.

Verificação	[3] *Longitudinal Rebar in All Faces*
Descrição	Deve ser colocado ao longo de cada face do pilar pelo menos um varão intermédio entre os varões de canto, de forma a assegurar a integridade dos nós viga-pilar.
Norma	EC8 5.4.3.2.2(2)P
Rácio	$\frac{n\ varões\ intermédias}{n\ varões\ de\ canto}$

Quadro 5.15 – Informações acerca da verificação de distância máxima entre a armadura longitudinal para pilares.

Verificação	[4] *Maximum Distance Between Longitudinal Rebar*
Descrição	A distância entre varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas ou por ganchos não é superior a 200 mm. Esta verificação é realizada para cada varão em relação aos outros existentes no pilar.
Norma	EC8 5.4.3.2.2(11) b)
Rácio	$\frac{0,2}{b_i}$

Quadro 5.16 – Informações acerca da verificação do diâmetro mínimo da armadura transversal para pilares.

Verificação	[5] *Transversal Rebar Minimum Diameter*
Descrição	O diâmetro d_{bw} das armaduras de confinamento (em milímetros) não deve ser inferior a 6 mm.
Norma	EC8 5.4.3.1.2(6)P a)
Rácio	$\frac{d_{bw}}{0,006}$

Quadro 5.17 – Informações acerca da verificação do espaçamento máximo entre a armadura transversal para pilares.

Verificação	[6] *Transversal Rebar Spacing*
Descrição	Nas zonas críticas de pilares, o espaçamento entre armadura transversal deve ser tal que confira o mínimo de ductilidade e impeça a encurvadura local dos varões longitudinais.
Norma	EC8 5.4.3.2.2(11) a)
Rácio	$\frac{s}{s_{max}}$

Quadro 5.18 – Informações acerca da verificação do esforço normal reduzido para pilares.

Verificação	[7] *Normalised Axial Load*
Descrição	Em pilares sísmicos primários, o valor do esforço normal reduzido ν_d não deve ser superior a 0,65.
Norma	EC8 5.4.3.2.1(3)P
Rácio	$\frac{0,65}{\nu_d}$

Quadro 5.19 – Informações acerca da verificação do fator de ductilidade para pilares.

Verificação	[8] *Ductility Factor*
Descrição	De forma a cumprir as condições de ductilidade local, o valor do fator de ductilidade em curvatura deve cumprir o valor estabelecido em EC8 5.2.3.4(3).
Norma	EC8 5.4.3.2.2(8)
Rácio	$\frac{\alpha \cdot \omega_{wd}}{30 \cdot \mu_\phi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035}$

Quadro 5.20 – Informações acerca da verificação da taxa mecânica volumétrica de cintas para pilares.

Verificação	[9] *Mechanical Volumetric Ratio*
Descrição	A taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas não deverá ser inferior a 0,08.
Norma	EC8 5.4.3.2.2(9)
Rácio	$\frac{\omega_{wd}}{0,08}$

Quadro 5.21 – Informações acerca da verificação do V_{RD} máximo para pilares.

Verificação	[10] *Maximum V_{RD}*
Descrição	Nos pilares sísmicos primários, os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser determinados de acordo com a regra de cálculo pela capacidade real, considerando o equilíbrio do pilar sob ação dos momentos nas extremidades.
Norma	EC8 5.4.2.3(2)
Rácio	$\frac{V_{Rd}}{V_{Rd\,capacidade\,real}}$

5.3.2.3 Nós Viga-Pilar

Apenas serão apresentados resultados caso tenham sido selecionados pelo menos uma viga e um pilar conectados. São realizadas cinco verificações relacionadas com os nós viga-pilar. Quatro verificações relacionadas com a verificação da Equação 2.9 (na direção x e y e em ambos os sentidos positivos e negativo - Quadro 5.22) e uma referente ao espaçamento máximo os eixos da viga e do pilar conectados (Quadro 5.23).

Quadro 5.22 – Informações acerca da verificação da condição de ductilidade global para nós viga-pilar.

Verificação	[1] *Beam-Column Resistance Interaction X-Axis Negative Direction* [2] *Beam-Column Resistance Interaction X-Axis Positive Direction* [3] *Beam-Column Resistance Interaction Y-Axis Negative Direction* [4] *Beam-Column Resistance Interaction Y-Axis Positive Direction*
Descrição	Nos edifícios com vários pisos, deve evitar-se a formação de um mecanismo plástico de piso flexível, uma vez que tal mecanismo pode induzir, nos pilares do piso flexível, exigências de ductilidade local excessivas, tal é conseguido pela condição da Equação 2.9.
Norma	EC8 4.4.2.3 (4) Eq. 4.29
Rácio	$\frac{\sum M_{Rc} / \sum M_{Rb}}{1,3}$

Quadro 5.23 – Informações acerca da verificação da distância máxima entre eixos para nós viga-pilar.

Verificação	[5] *Beam-Column Axis Eccentricity*
Descrição	A excentricidade do eixo da viga em relação ao eixo do pilar com o qual forma um nó deve ser limitada a fim de permitir uma transmissão eficaz dos momentos cíclicos de uma viga sísmica primária para o pilar. Deverá limitar-se a distância entre os eixos dos centros de gravidade dos dois elementos a menos de $b_c/4$, em que b_c é a maior dimensão da secção transversal do pilar perpendicular ao eixo longitudinal da viga.
Norma	EC8 5.4.1.2.1(2)
Rácio	$\frac{b_c/4}{e_{bc}}$

6
CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é feita uma síntese do trabalho efetuado, reforçando os principais feitos e dificuldades. Apresentam-se conclusões globais do desenvolvimento conseguido e, por fim, de forma a dar seguimento ao trabalho efetuado, apontam-se possíveis desenvolvimentos futuros.

6.2 CONCLUSÕES

O principal objetivo desta dissertação foi criar uma ferramenta prática e de fácil utilização para verificação das regras de *capacity design* e detalhes exigidos em vigas e pilares de estruturas de betão armado, dimensionadas para classe de ductilidade média, de acordo com o Eurocódigo 8. Apesar da recente obrigatoriedade da verificação desta norma, para o dimensionamento de estruturas sismo-resistentes, ainda não é comum que nos projetos de engenharia se confirme o cumprimento ou não destas normas. Dada a combinação de perigosidade e risco sísmico associados a Portugal, estas verificações são essenciais para certificar a segurança de pessoas e bens materiais.

Na prática de projeto, ocorrem frequentemente alterações menores, que podem ter impacto negativo no dimensionamento sísmico efetuado, levando ao incumprimento das normas em vigor. Daí, a necessidade de uma ferramenta como esta, de forma a reassegurar de que a estrutura continua em cumprimento do EC8.

A junção do poder da programação permite automatizar a tarefa repetitiva que são as verificações a realizar, possibilitando a obtenção de resultados de forma mais rápida e eficaz. A segurança de que o processo é efetuado sempre com as mesmas etapas e rigor, aumenta a qualidade dos resultados e invoca o espírito critico acerca do comportamento da estrutura.

Realço que o trabalho realizado apenas aliou ferramentas já existentes: a linguagem de programação avançada *C#* no compilador Visual Basic, e o software de BIM, o REVIT. Mas com isto criando uma ferramenta nova e de grande utilidade nos projetos de Engenharia Sísmica.

O processo de construção do programa foi complexo e iterativo. Para cada dificuldade que surgia, a solução era encontrada, através de pesquisa ou com *debug* (visualização, no compilador, da interação entre o algoritmo e o REVIT). Ao longo do desenvolvimento, foram sempre tidas em conta as verificações necessárias a efetuar, a metodologia foi sendo melhorada, a par das capacidades de programação adquiridas.

A dificuldade relativa à falta de conhecimentos de arquitetura de código foi superada, sendo, na conclusão do programa, o desenvolvimento feito de forma autónoma e com melhoria contínua. Isto permitiu que a ferramenta fosse sendo otimizada ao longo da sua elaboração. Uma dificuldade que não teve solução ideal foi a integração dos esforços na estrutura provocados pela ação sísmica, tendo estes que ser inseridos numa folha de Excel e posteriormente importados pelo programa para vigas e pilares da estrutura no modelo REVIT, tendo a sua numeração sido efetuada em correspondência com o SAP2000.

Toda a evolução e aprendizagem resultou na ferramenta apresentada que preenche os critérios inicialmente pretendidos. Tem como objetivo aquele que foi inicialmente proposto, o de oferecer uma verificação rápida e metódica que auxilia na verificação de uma estrutura sismo-resistente garantido uma maior segurança para eventos sísmicos futuros às estruturas dimensionadas.

O caso de estudo foi analisado sem consideração das normas para estruturas sismo-resistentes, sendo o dimensionamento das armaduras efetuado pela comparação de esforços de cálculo com esforços resistentes, pelo EC2. Logo, era de esperar que pela aplicação do programa se verificasse que há incumprimentos.

É apresentado em anexo o resultado da aplicação do programa a toda a estrutura (Anexos A4 a A6), assim como as tabelas onde constam resultados dos cálculos não iterativos possíveis de executar em *Excel* (Anexos A7 a A9). Desta forma é possível certificar o sucesso da ferramenta criada uma vez que há proximidade entre os resultados obtidos.

Como os resultados apresentam uma visão global da verificação, é possível retirar conclusões acerca das principais diferenças entre um dimensionamento pela comparação de valores de cálculo com o valor resistente, como foi efetuado, e um dimensionamento pela capacidade real, como proposto pelo EC8.

Para os pilares, é falha geral o espaçamento da armadura transversal e a taxa mecânica volumétrica de cintas na zona critica, sendo necessário um reforço da armadura transversal, dado que estas duas falhas estão relacionadas. Nos pilares centrais, verifica-se ainda que a taxa de armadura é inferior ao necessário. Nas vigas, não é cumprido o espaçamento máximo da armadura transversal nas zonas críticas das vigas. As restantes verificações têm parecer positivo, na generalidade, com um rácio elevado, ou seja, longe do incumprimento.

O presente trabalho permitiu o contacto com duas ferramentas de uso comum em projeto de estruturas em Engenharia Civil, um *software* de cálculo automático, o SAP2000, e um *software* de modelação BIM, o REVIT. Houve também grande aquisição de conhecimentos na área da programação que serão úteis no desenvolvimento futuro de ferramentas semelhantes. Toda a experiência de realização da Dissertação em ambiente empresarial foi extremamente enriquecedora a nível profissional e pessoal e promoveu o aprofundamento e aplicação as competências adquiridas ao longo do curso.

6.3 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Dado que resulta desta dissertação uma ferramenta que tem como objetivo o uso comum, esta estará sempre em desenvolvimento contínuo, havendo sempre opções de melhoria e aperfeiçoamento, resultante da integração de novas funcionalidades, resolução de incongruências da mesma ou otimização da metodologia utilizada.

De entre as opções a desenvolver futuramente, destaca-se:

- A segurança de que o programa é transversal a qualquer estrutura em REVIT, podendo ser utilizada em todos os modelos, independentemente da sua formulação e características especificas;
- A incorporação da verificação de outros elementos no programa, como as paredes estruturais que também são alvo de várias regras e detalhes no Eurocódigo 8. Posteriormente, também é útil a integração de estruturas projetadas em materiais diferentes, como estruturas metálicas ou de madeira;
- A ligação entre softwares, ou seja, a conexão entre REVIT e SAP2000, de forma a permitir que a estrutura apresente automaticamente os esforços considerados e não dependa da inserção de dados numa fase posterior à análise em SAP2000 e prévia à verificação pela ferramenta.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRADE, MARA - Impacto da acção sísmica prevista no Eurocódigo 8 no dimensionamento de estruturas. Porto: [s. n.], 2008.

ARÊDE, ANTÓNIO - Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica. FEUP: 2013. ISBN: ISBN.

CARVALHO, PEDRO MANUEL PAIVA - Análise estatística do estado de implementação da tecnologia BIM no setor da construção em Portugal. Porto: [Edição do autor], 2016. 1 DVD (186) p.

CEN, COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO - Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 2004.

CEN, COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: CEN, 2004.

CEN, COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO - Norma Europeia EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1 : Regras gerais e regras para edifícios. Monte da Caparica: IPQ, 2004.

CEN, COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO - Norma Europeia EN 1990: Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas Monte da Caparica: IPQ, 2009.

CEN, COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO - Norma Europeia EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Disposições para projecto de estruturas sismo-resistentes: Parte 1 - Regras gerais-acções sísmicas e requisitos gerais para as estruturas. Monte da Caparica: IPQ, 2010.

CHOPRA, A.K. - Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. Pearson Education Limited, 2014. ISBN: 9780273774242.

CORRÊA, MANUEL RITTO - Introdução ao comportamento não linear de estruturas. Instituto Superior Técnico, 2016.

COUTO, SÍLVIA AMORIM - Avaliação da segurança sísmica do edifício da Biblioteca da FEUP segundo o Eurocódigo 8. Porto: FEUP, 2013. 1 CD-ROM (249) p.

CSI, PORTUGAL - Eurocódigo 8 - Edifícios de Betão Armado Sessão 1. CSi Portugal, 2020. (Webminar)

FREITAS, RAQUEL GABI OLIVEIRA - Estudo numérico do impacto da nova acção sísmica prevista no Eurocódigo 8 para o comportamento de edifícios na região norte de Portugal. Porto: [s. n.], 2008. XIII, 90, 44 p.

GOMES, AUGUSTO; DE BRITO, JORGE - Influência da cintagem dos pilares na ductilidade e aplicação das regras de pormenorização do Eurocódigo 8 - Betão Estrutural [Em linha]. Vol: 96, nº (1996),

GOMES, JOSÉ MÁRIO MOREIRA ANDRADE - Dimensionamento sísmico de edifícios hospitalares segundo o Eurocódigo 8. Porto: [s. n.], 2010. XIX, 79 p.

GONÇALVES, ANTÓNIO PEDRO BÁRTOLO BRÁS - Análise de edifícios altos de betão armado envolvendo a ação sísmica segundo o Eurocódigo 8. Porto: [Edição do autor], 2017. 1 DVD (115) p.

GRAHAM, JEREMY - Pushing Revit to the Next Level: An Intro to Revit Plugins with C#. Autodesk University, 2018.

IPMA - Porque é que se monitorizam os sismos? [Em linha]. IPMA. [Consult. 12-04-2021]. Disponível em WWW: <URL: https://www.ipma.pt/pt/educativa/faq/geofisica/sismologia/faqdetail.html?f=/pt/educativa/faq/geofisica/sismologia/faq_sis_0004.html&print=true>.

KENSEK, KAREN M. - Building information modeling. London; New York: Routledge, Taylor & Francis Group, 2014. 285 p. ISBN: 9780415717731.

RODRIGUES, HUGO [et al.] - Estudo experimental do comportamento sísmico de pilares de betão armado sujeitos à flexão biaxial - [Em linha]. (2016),

SILVA, JOSÉ PEDRO DA COSTA E - Avaliação do comportamento sísmico de edifícios de betão armado dimensionados pelo EC 8. Porto: [s. n.], 2010. XVI, 78, [12] p.

SOARES, IGOR CHIU DA SILVA - Dimensionamento sísmico de pilares de pontes segundo o Eurocódigo 8 e avaliação do seu comportamento. Porto: [s. n.], 2008. IX, XVIII, 113 p.

VARUM, HUMBERTO AMORIM SALAZAR - Design of RC building frame structures according to Eurocode 8 (2004): Worked example. CONSTRUCT, 2020.

ANEXOS

A1

RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL DA ESTRUTURA

Modo	T [s]	UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ	RX	RY	RZ	ΣRX	ΣRY	ΣRZ
1	0.685	0.677	0.209	0.000	0.677	0.209	0.000	0.010	0.031	0.000	0.010	0.031	0.000
2	0.685	0.209	0.677	0.000	0.886	0.886	0.000	0.031	0.010	0.000	0.041	0.041	0.000
3	0.537	0.000	0.000	0.000	0.886	0.886	0.000	0.000	0.000	0.886	0.041	0.041	0.886
4	0.207	0.070	0.026	0.000	0.956	0.912	0.000	0.063	0.172	0.000	0.104	0.213	0.886
5	0.207	0.026	0.070	0.000	0.982	0.982	0.000	0.172	0.063	0.000	0.276	0.276	0.886
6	0.163	0.000	0.000	0.000	0.982	0.982	0.000	0.000	0.000	0.096	0.276	0.276	0.982
7	0.128	0.000	0.000	0.000	0.982	0.982	0.000	0.088	0.002	0.000	0.364	0.278	0.982
8	0.128	0.000	0.000	0.000	0.982	0.982	0.000	0.002	0.088	0.000	0.365	0.365	0.982
9	0.124	0.000	0.000	0.695	0.982	0.982	0.695	0.000	0.000	0.000	0.365	0.365	0.982
10	0.120	0.000	0.000	0.000	0.982	0.982	0.695	0.079	0.000	0.000	0.445	0.365	0.982
11	0.120	0.000	0.000	0.000	0.982	0.982	0.695	0.000	0.079	0.000	0.445	0.445	0.982
12	0.118	0.000	0.000	0.000	0.982	0.982	0.695	0.181	0.058	0.000	0.626	0.502	0.982

A2

EXEMPLO DOS RESULTADOS FORNECIDOS PELO PROGRAMA *FLEXDESV* PARA VIGAS

	Load/Comb	Bar	Station	Nsd (kN)	Msd.xx (kN.m)	Msd.yy (kN.m)	Sec. Area (m^2)	Sec.B[x] (m)
1	CQP + Ek_X_Tipo1 [N(<)Mxx(>)Myy(>)	25	0	-12.13	34.04	-0.08	0.12	0.30
2	CQP + Ek_X_Tipo1 [N(<)Mxx(>)Myy(<)]	25	0	-12.13	34.04	-0.43	0.12	0.30
3	CQP + Ek_X_Tipo1 [N(<)Mxx(<)Myy(>)	25	0	-12.13	-92.45	-0.08	0.12	0.30
4	CQP + Ek_X_Tipo1 [N(<)Mxx(<)Myy(<)]	25	0	-12.13	-92.45	-0.43	0.12	0.30
5	CQP + Ek_X_Tipo1 [N(>)Mxx(>)Myy(>)	25	0	1.60	34.04	-0.08	0.12	0.30
6	CQP + Ek_X_Tipo1 [N(>)Mxx(>)Myy(<)]	25	0	1.60	34.04	-0.43	0.12	0.30
7	CQP + Ek_X_Tipo1 [N(>)Mxx(<)Myy(>)	25	0	1.60	-92.45	-0.08	0.12	0.30
8	CQP + Ek_X_Tipo1 [N(>)Mxx(<)Myy(<)]	25	0	1.60	-92.45	-0.43	0.12	0.30
9	CQP + Ek_X_Tipo1 [N(<)Mxx(>)Myy(>)	25	6	-9.74	26.84	-0.26	0.12	0.30
10	CQP + Ek_X_Tipo1 [N(<)Mxx(>)Myy(<)]	25	6	-9.74	26.84	-0.71	0.12	0.30
11	CQP + Ek_X_Tipo1 [N(<)Mxx(<)Myy(>)	25	6	-9.74	-102.20	-0.26	0.12	0.30
12	CQP + Ek_X_Tipo1 [N(<)Mxx(<)Myy(<)]	25	6	-9.74	-102.20	-0.71	0.12	0.30
13	CQP + Ek_X_Tipo1 [N(>)Mxx(>)Myy(>)	25	6	3.03	26.84	-0.26	0.12	0.30
14	CQP + Ek_X_Tipo1 [N(>)Mxx(>)Myy(<)]	25	6	3.03	26.84	-0.71	0.12	0.30
15	CQP + Ek_X_Tipo1 [N(>)Mxx(<)Myy(>)	25	6	3.03	-102.20	-0.26	0.12	0.30
16	CQP + Ek_X_Tipo1 [N(>)Mxx(<)Myy(<)]	25	6	3.03	-102.20	-0.71	0.12	0.30

	Sec.H[y] (m)	Sec.d[x] (m)	Sec.d[y] (m)	Sec.Ixx (cm^4)	Sec.Iyy (cm^4)	As.Long (cm^2)	Asw/s (cm^2/m)	v	u.xx	u.yy
1	0.40	0.25	0.35	0.00232	0.00111	18.85	5.03	-0.0040	0.05	-0.0002
2	0.40	0.25	0.35	0.00232	0.00111	18.85	5.03	-0.0040	0.05	-0.0009
3	0.40	0.25	0.35	0.00232	0.00111	18.85	5.03	-0.0040	-0.13	-0.0002
4	0.40	0.25	0.35	0.00232	0.00111	18.85	5.03	-0.0040	-0.13	-0.0009
5	0.40	0.25	0.35	0.00232	0.00111	18.85	5.03	0.0005	0.05	-0.0002
6	0.40	0.25	0.35	0.00232	0.00111	18.85	5.03	0.0005	0.05	-0.0009
7	0.40	0.25	0.35	0.00232	0.00111	18.85	5.03	0.0005	-0.13	-0.0002
8	0.40	0.25	0.35	0.00232	0.00111	18.85	5.03	0.0005	-0.13	-0.0009
9	0.40	0.25	0.35	0.00232	0.00111	18.85	5.03	-0.0032	0.04	-0.0005
10	0.40	0.25	0.35	0.00232	0.00111	18.85	5.03	-0.0032	0.04	-0.0014
11	0.40	0.25	0.35	0.00232	0.00111	18.85	5.03	-0.0032	-0.14	-0.0005
12	0.40	0.25	0.35	0.00232	0.00111	18.85	5.03	-0.0032	-0.14	-0.0014
13	0.40	0.25	0.35	0.00232	0.00111	18.85	5.03	0.0010	0.04	-0.0005
14	0.40	0.25	0.35	0.00232	0.00111	18.85	5.03	0.0010	0.04	-0.0014
15	0.40	0.25	0.35	0.00232	0.00111	18.85	5.03	0.0010	-0.14	-0.0005
16	0.40	0.25	0.35	0.00232	0.00111	18.85	5.03	0.0010	-0.14	-0.0014

	Mrd.xx (kN.m)	Mrd.yy (kN.m)	Msd (kN.m)	Mrd (kN.m)	CSeg.M	Vrd.x (kN)	Vrd.y (kN)	CSeg.V	Nrd (kN)	CSeg.N
1	102.64	-0.25	34.04	102.64	3.02	78.36	109.83	8.53	-442.85	36.51
2	102.61	-1.29	34.04	102.62	3.01	78.36	109.83	2.24	-442.81	36.50
3	-102.64	-0.09	92.45	102.64	1.11	78.36	109.83	7.95	-76.23	6.28
4	-102.63	-0.48	92.45	102.63	1.11	78.36	109.83	2.20	-76.17	6.28
5	104.75	-0.26	34.04	104.75	3.08	78.36	109.83	8.53	2782.31	1733.72
6	104.71	-1.32	34.04	104.72	3.08	78.36	109.83	2.24	2782.18	1733.64
7	-104.75	-0.10	92.45	104.75	1.13	78.36	109.83	7.95	2377.91	1481.73
8	-104.74	-0.49	92.45	104.74	1.13	78.36	109.83	2.20	2377.34	1481.37
9	102.98	-1.00	26.84	102.99	3.84	78.36	109.83	1.95	-487.86	50.09
10	102.93	-2.71	26.85	102.97	3.84	78.36	109.83	3.96	-487.81	50.08
11	-103.00	-0.26	102.20	103.00	1.01	78.36	109.83	2.00	-14.80	1.52
12	-102.99	-0.71	102.20	102.99	1.01	78.36	109.83	4.16	-14.72	1.51
13	104.94	-1.02	26.84	104.95	3.91	78.36	109.83	1.95	2831.91	933.44
14	104.89	-2.77	26.85	104.92	3.91	78.36	109.83	3.96	2831.73	933.39
15	-104.96	-0.27	102.20	104.96	1.03	78.36	109.83	2.00	2302.06	758.80
16	-104.95	-0.73	102.20	104.95	1.03	78.36	109.83	4.16	2301.24	758.53

A3

EXEMPLO DOS RESULTADOS FORNECIDOS PELO PROGRAMA *FLEXDESV* PARA PILARES

	Combin	Bar	Rott (º)	Sec. Shape	Station	Bar.L (m)
1	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(<)Mxx(>)Myy(>)	1	0	Rect.	0.000	3.50
2	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(<)Mxx(>)Myy(>)	1	0	Rect.	3.500	3.50
3	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(<)Mxx(>)Myy(>)	1	0	Rect.	buckling	3.50
4	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(<)Mxx(>)Myy(<)	1	0	Rect.	0.000	3.50
5	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(<)Mxx(>)Myy(<)	1	0	Rect.	3.500	3.50
6	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(<)Mxx(>)Myy(<)	1	0	Rect.	buckling	3.50
7	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(<)Mxx(<)Myy(>)	1	0	Rect.	0.000	3.50
8	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(<)Mxx(<)Myy(>)	1	0	Rect.	3.500	3.50
9	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(<)Mxx(<)Myy(>)	1	0	Rect.	buckling	3.50
10	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(<)Mxx(<)Myy(<)	1	0	Rect.	0.000	3.50
11	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(<)Mxx(<)Myy(<)	1	0	Rect.	3.500	3.50
12	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(<)Mxx(<)Myy(<)	1	0	Rect.	buckling	3.50
13	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(>)Mxx(>)Myy(>)	1	0	Rect.	0.000	3.50
14	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(>)Mxx(>)Myy(>)	1	0	Rect.	3.500	3.50
15	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(>)Mxx(>)Myy(>)	1	0	Rect.	buckling	3.50
16	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(>)Mxx(>)Myy(<)	1	0	Rect.	0.000	3.50
17	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(>)Mxx(>)Myy(<)	1	0	Rect.	3.500	3.50
18	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(>)Mxx(>)Myy(<)	1	0	Rect.	buckling	3.50
19	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(>)Mxx(<)Myy(>)	1	0	Rect.	0.000	3.50
20	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(>)Mxx(<)Myy(>)	1	0	Rect.	3.500	3.50
21	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(>)Mxx(<)Myy(>)	1	0	Rect.	buckling	3.50
22	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(>)Mxx(<)Myy(<)	1	0	Rect.	0.000	3.50
23	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(>)Mxx(<)Myy(<)	1	0	Rect.	3.500	3.50
24	CQP+CQP + Ek_X_Tipo1_N(>)Mxx(<)Myy(<)	1	0	Rect.	buckling	3.50

	Sec.Area (m^2)	Sec.B[x] (m)	Sec.H[y] (m)	Sec.Ixx (cm^4)	Sec.Iyy (cm^4)	As.Long (cm^2)	Asw/s (cm^2/m)	R.gir [xx] (m)	R.gir [yy] (m)	Mxx.QP (kN.m)	Myy.QP (kN.m)
1	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	-8.84	-8.84
2	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	18.08	18.08
3	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	7.31	7.31
4	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	-8.84	-8.84
5	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	18.08	18.08
6	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	7.31	7.31
7	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	-8.84	-8.84
8	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	18.08	18.08
9	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	7.31	7.31
10	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	-8.84	-8.84
11	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	18.08	18.08
12	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	7.31	7.31
13	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	-8.84	-8.84
14	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	18.08	18.08
15	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	7.31	7.31
16	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	-8.84	-8.84
17	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	18.08	18.08
18	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	7.31	7.31
19	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	-8.84	-8.84
20	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	18.08	18.08
21	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	7.31	7.31
22	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	-8.84	-8.84
23	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	18.08	18.08
24	0.16	0.40	0.40	260161	260829	16.08	5.03	0.13	0.13	7.31	7.31

	Mxx.FLU (kN.m)	Myy.FLU (kN.m)	N.ULS (kN)	Mxx.ULS (kN.m)	Myy.ULS (kN.m)	Vx.ULS (kN)	Vy.ULS (kN)	Exc Imperf [y] (m)	M imperf [xx] (kN.m)	Exc Imperf [x] (m)	M imperf [yy] (kN.m)
1	-8.84	-8.84	172.13	87.52	20.73	5.54	34.56	0.02	3.44	0.02	3.44
2	18.08	18.08	158.13	69.66	34.84	5.54	34.56	0.02	3.16	0.02	3.16
3	7.31	7.31	172.13	80.37	29.20	5.54	34.56	0.02	3.44	0.02	3.44
4	-8.84	-8.84	172.13	87.52	-38.41	-20.93	34.56	0.02	3.44	0.02	3.44
5	18.08	18.08	158.13	69.66	1.32	-20.93	34.56	0.02	3.16	0.02	3.16
6	7.31	7.31	172.13	80.37	-22.52	-20.93	34.56	0.02	3.44	0.02	3.44
7	-8.84	-8.84	172.13	-105.20	20.73	5.54	-49.94	0.02	3.44	0.02	3.44
8	18.08	18.08	158.13	-33.49	34.84	5.54	-49.94	0.02	3.16	0.02	3.16
9	7.31	7.31	172.13	-76.52	29.20	5.54	-49.94	0.02	3.44	0.02	3.44
10	-8.84	-8.84	172.13	-105.20	-38.41	-20.93	-49.94	0.02	3.44	0.02	3.44
11	18.08	18.08	158.13	-33.49	1.32	-20.93	-49.94	0.02	3.16	0.02	3.16
12	7.31	7.31	172.13	-76.52	-22.52	-20.93	-49.94	0.02	3.44	0.02	3.44
13	-8.84	-8.84	341.01	87.52	20.73	5.54	34.56	0.02	6.82	0.02	6.82
14	18.08	18.08	327.02	69.66	34.84	5.54	34.56	0.02	6.54	0.02	6.54
15	7.31	7.31	341.01	80.37	29.20	5.54	34.56	0.02	6.82	0.02	6.82
16	-8.84	-8.84	341.01	87.52	-38.41	-20.93	34.56	0.02	6.82	0.02	6.82
17	18.08	18.08	327.02	69.66	1.32	-20.93	34.56	0.02	6.54	0.02	6.54
18	7.31	7.31	341.01	80.37	-22.52	-20.93	34.56	0.02	6.82	0.02	6.82
19	-8.84	-8.84	341.01	-105.20	20.73	5.54	-49.94	0.02	6.82	0.02	6.82
20	18.08	18.08	327.02	-33.49	34.84	5.54	-49.94	0.02	6.54	0.02	6.54
21	7.31	7.31	341.01	-76.52	29.20	5.54	-49.94	0.02	6.82	0.02	6.82
22	-8.84	-8.84	341.01	-105.20	-38.41	-20.93	-49.94	0.02	6.82	0.02	6.82
23	18.08	18.08	327.02	-33.49	1.32	-20.93	-49.94	0.02	6.54	0.02	6.54
24	7.31	7.31	341.01	-76.52	-22.52	-20.93	-49.94	0.02	6.82	0.02	6.82

	Coef_n	Coef_w	Lambda [xx]	Lambda [yy]	Nsd (kN)	Msd.xx (kN.m)	Msd.yy (kN.m)	Vsd.x (kN)	Vsd.y (kN)	Mrd.xx (kN.m)	Mrd.yy (kN.m)
1	0.05	0.17	29.74	29.70	172.13	90.96	20.73	5.54	34.56	136.70	31.15
2	0.05	0.17	29.74	29.70	158.13	72.82	34.84	5.54	34.56	123.49	59.09
3	0.05	0.17	29.74	29.70	172.13	83.82	29.20	5.54	34.56	131.15	45.69
4	0.05	0.17	29.74	29.70	172.13	90.96	-38.41	-20.93	34.56	127.59	-53.88
5	0.05	0.17	29.74	29.70	158.13	72.82	1.32	-20.93	34.56	137.35	2.49
6	0.05	0.17	29.74	29.70	172.13	83.82	-22.52	-20.93	34.56	134.77	-36.21
7	0.05	0.17	29.74	29.70	172.13	-108.64	20.73	5.54	-49.94	-137.49	26.23
8	0.05	0.17	29.74	29.70	158.13	-33.49	38.01	5.54	-49.94	-92.18	104.61
9	0.05	0.17	29.74	29.70	172.13	-79.96	29.20	5.54	-49.94	-130.38	47.61
10	0.05	0.17	29.74	29.70	172.13	-108.64	-38.41	-20.93	-49.94	-130.92	-46.29
11	0.05	0.17	29.74	29.70	158.13	-36.66	1.32	-20.93	-49.94	-137.27	4.95
12	0.05	0.17	29.74	29.70	172.13	-79.96	-22.52	-20.93	-49.94	-134.16	-37.79
13	0.11	0.17	29.74	29.70	341.01	94.34	20.73	5.54	34.56	155.92	34.26
14	0.10	0.17	29.74	29.70	327.02	76.20	34.84	5.54	34.56	141.66	64.78
15	0.10	0.17	29.74	29.70	341.01	87.19	29.20	5.54	34.56	149.77	50.15
16	0.11	0.17	29.74	29.70	341.01	94.34	-38.41	-20.93	34.56	145.70	-59.33
17	0.10	0.17	29.74	29.70	327.02	76.20	1.32	-20.93	34.56	160.80	2.79
18	0.10	0.17	29.74	29.70	341.01	87.19	-22.52	-20.93	34.56	153.81	-39.73
19	0.11	0.17	29.74	29.70	341.01	-112.02	20.73	5.54	-49.94	-157.54	29.15
20	0.10	0.17	29.74	29.70	327.02	-33.49	41.38	5.54	-49.94	-97.20	120.11
21	0.10	0.17	29.74	29.70	341.01	-83.34	29.20	5.54	-49.94	-148.88	52.16
22	0.11	0.17	29.74	29.70	341.01	-112.02	-38.41	-20.93	-49.94	-149.30	-51.20
23	0.10	0.17	29.74	29.70	327.02	-40.03	1.32	-20.93	-49.94	-160.60	5.30
24	0.10	0.17	29.74	29.70	341.01	-83.34	-22.52	-20.93	-49.94	-153.17	-41.39

	Msd (kN.m)	Mrd (kN.m)	CSeg.M	Vrd.x (kN)	Vrd.y (kN)	CSeg.V	Nrd (kN)	CSeg.N
1	93.29	140.20	1.50	110.46	110.46	2.75	3173.50	18.44
2	80.73	136.90	1.70	110.46	110.46	2.75	3280.78	20.75
3	88.76	138.88	1.56	110.46	110.46	2.75	3211.29	18.66
4	98.74	138.50	1.40	110.46	110.46	1.99	3139.25	18.24
5	72.83	137.37	1.89	110.46	110.46	1.99	3332.97	21.08
6	86.79	139.55	1.61	110.46	110.46	1.99	3224.46	18.73
7	110.60	139.97	1.27	110.46	110.46	1.99	3040.72	17.67
8	50.66	139.43	2.75	110.46	110.46	1.99	3498.20	22.12
9	85.12	138.80	1.63	110.46	110.46	1.99	3240.74	18.83
10	115.23	138.86	1.21	110.46	110.46	1.56	3001.06	17.44
11	36.68	137.36	3.74	110.46	110.46	1.56	3573.61	22.60
12	83.07	139.38	1.68	110.46	110.46	1.56	3253.93	18.90
13	96.59	159.64	1.65	110.46	110.46	2.75	3162.47	9.27
14	83.79	155.77	1.86	110.46	110.46	2.75	3255.37	9.95
15	91.95	157.94	1.72	110.46	110.46	2.75	3205.54	9.40
16	101.86	157.32	1.54	110.46	110.46	1.99	3108.56	9.12
17	76.21	160.83	2.11	110.46	110.46	1.99	3308.51	10.12
18	90.05	158.86	1.76	110.46	110.46	1.99	3198.77	9.38
19	113.92	160.22	1.41	110.46	110.46	1.99	3015.45	8.84
20	53.24	154.51	2.90	110.46	110.46	1.99	3489.07	10.67
21	88.30	157.75	1.79	110.46	110.46	1.99	3214.93	9.43
22	118.42	157.84	1.33	110.46	110.46	1.56	2971.48	8.71
23	40.06	160.69	4.01	110.46	110.46	1.56	3551.83	10.86
24	86.33	158.66	1.84	110.46	110.46	1.56	3228.11	9.47

A4

RESULTADOS DA APLICAÇÃO DO PROGRAMA A TODAS AS VIGAS DO CASO DE ESTUDO

Verification of Capacity Design Rules and Detailing Requirements of Reinforced Concrete Structures Designed for DCM according EC8

Materials

Concrete Grade: C 30/37

Steel Grade: A 400

Seismic Properties

Soil: B

Zone Type 1: 1.3

Zone Type 2: 2.3

Period [s]: 0.6854

Behaviour factor (q): 3

DCM Verification

Beams | Columns | Joints | + info

Bar	Failled Verifications	[1] Width	[2] Long. Rebar Max Diam	[3] Long. Rebar Trac Min	[4] Long. Rebar Trac Max	[5] Long. Rebar Comp	[6] Tr. Rebar Diam	[7] Tr. Rebar Sp. (Lcr)	[8] Tr. Rebar Spacing	[9] Tr. Rebar First	[10] VRd Max
25	1	3.00	1.31	1.98	4.66	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.12
26	1	3.00	1.31	1.98	4.66	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.12
27	1	3.00	1.31	1.98	4.66	6.00	1.33	0.50	1.35	1.49	1.12
28	1	3.00	1.31	1.98	4.66	6.00	1.33	0.50	1.35	1.51	1.12
29	1	3.00	1.31	1.98	4.66	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.12
30	1	3.00	1.31	1.98	4.66	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.12
31	2	3.00	0.99	3.50	3.94	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.12
32	1	3.00	1.31	1.98	4.66	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.12
33	3	3.00	0.99	2.99	4.10	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	0.77
34	3	3.00	0.98	2.99	4.10	6.00	1.33	0.50	1.35	3.50	0.77
35	3	3.00	0.99	2.99	4.10	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	0.77
36	3	3.00	0.98	2.99	4.10	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	0.77
37	1	3.00	1.31	1.78	4.85	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.05
38	1	3.00	1.31	1.78	4.85	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.05
39	1	3.00	1.31	1.78	4.85	6.00	1.33	0.50	1.35	1.49	1.06
40	1	3.00	1.31	1.78	4.85	6.00	1.33	0.50	1.35	1.51	1.06
41	1	3.00	1.31	1.78	4.85	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.05
42	1	3.00	1.31	1.78	4.85	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.05
43	1	3.00	1.31	1.78	4.85	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.06
44	1	3.01	1.31	1.78	4.85	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.06
45	3	3.00	0.99	2.79	4.18	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	0.81
46	3	3.00	0.99	2.79	4.18	6.00	1.33	0.50	1.35	3.50	0.81
47	3	3.00	0.98	2.79	4.18	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	0.81
48	3	3.00	0.98	2.79	4.18	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	0.81
49	1	3.00	1.57	1.22	5.70	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.36
50	1	3.00	1.57	1.22	5.70	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.36
51	1	3.00	1.57	1.22	5.70	6.00	1.33	0.50	1.35	1.49	1.37
52	1	3.00	1.57	1.22	5.70	6.00	1.33	0.50	1.35	1.51	1.37
53	1	3.00	1.57	1.22	5.70	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.36
54	1	3.00	1.57	1.22	5.70	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.36
55	1	3.00	1.57	1.22	5.70	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.37
56	1	3.00	1.57	1.22	5.70	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	1.37
57	2	3.00	1.32	1.78	4.85	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	0.94
58	2	3.00	1.31	1.78	4.85	6.00	1.33	0.50	1.35	3.50	0.94
59	2	3.00	1.32	1.78	4.85	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	0.95
60	2	3.00	1.31	1.78	4.85	6.00	1.33	0.50	1.35	1.50	0.95

A5

RESULTADOS DA APLICAÇÃO DO PROGRAMA A TODOS OS PILARES DO CASO DE ESTUDO

Verification of Capacity Design Rules and Detailing Requirements of Reinforced Concrete Structures Designed for DCM according EC8

Materials

Concrete Grade: C 30/37

Steel Grade: A 400

Seismic Properties

Soil: B

Zone Type 1: 1.3

Zone Type 2: 2.3

Period [s]: 0.6854

Behaviour factor (q): 3

DCM Verification

Beams | Columns | Joints | + info

Bar	Failled Verifications	[1] Long. Rebar Min	[2] Long. Rebar Max	[3] Long. Rebar All Faces	[4] Long. Rebar Dist	[5] Tr. Rebar Diam	[6] Tr. Rebar Spacing	[7] Normalised Axial Load	[8] Ductility Factor	[9] Mech. Vol. Coef.	[10] VRd Max
1	2	1.01	3.98	1.00	1.55	1.33	0.64	6.10	45.95	0.72	1.20
2	2	1.01	3.98	1.00	1.55	1.33	0.64	6.10	45.95	0.72	1.20
3	2	1.01	3.98	1.00	1.55	1.33	0.64	9.71	1.88	0.83	1.15
4	2	1.01	3.98	1.00	1.55	1.33	0.64	21.93	1.02	0.83	1.29
5	3	1.01	3.98	1.00	1.55	1.33	0.64	3.35	0.90	0.83	1.64
6	2	1.01	3.98	1.00	1.55	1.33	0.64	5.24	4.80	0.83	1.66
7	2	1.01	3.98	1.00	1.55	1.33	0.64	11.28	1.31	0.72	1.54
8	2	1.01	3.98	1.00	1.55	1.33	0.64	3.75	1.18	0.83	1.55
9	2	1.01	3.98	1.00	1.55	1.33	0.64	5.76	15.77	0.83	1.66
10	2	1.01	3.98	1.00	1.55	1.33	0.64	12.07	1.22	0.72	1.54
11	3	1.01	3.98	1.00	1.55	1.33	0.64	3.35	0.90	0.83	1.64
12	2	1.01	3.98	1.00	1.55	1.33	0.64	6.10	53.61	0.83	1.29
13	3	1.17	3.42	1.20	2.01	1.33	0.76	6.03	2.64	0.62	0.78
14	3	1.17	3.42	1.20	2.01	1.33	0.76	6.55	5.14	0.72	0.83
15	3	1.17	3.42	1.20	2.01	1.33	0.76	2.33	0.34	0.72	1.78
16	3	1.17	3.42	1.20	2.01	1.33	0.76	3.56	0.59	0.62	1.36
17	3	1.17	3.42	1.20	2.01	1.33	0.76	7.13	13.86	0.72	0.96
18	3	1.17	3.42	1.20	2.01	1.33	0.76	12.14	2.01	0.72	0.96
19	3	1.17	3.42	1.20	2.01	1.33	0.76	6.03	2.63	0.62	0.61
20	3	1.17	3.42	1.20	2.01	1.33	0.76	12.14	2.01	0.72	0.86
21	3	1.17	3.42	1.20	2.01	1.33	0.76	8.83	5.16	0.72	0.64
22	5	0.52	7.69	1.00	1.10	1.33	0.64	2.92	0.55	0.53	0.83
23	4	0.52	7.69	1.00	1.10	1.33	0.64	4.45	2.13	0.62	0.83
24	3	0.52	7.69	1.00	1.10	1.33	0.64	8.91	1.74	0.62	1.10
61	3	1.17	3.42	1.20	2.01	1.33	0.76	5.23	1.49	0.62	0.78
62	3	1.17	3.42	1.20	2.01	1.33	0.76	7.87	17.15	0.72	0.74
63	3	1.17	3.42	1.20	2.01	1.33	0.76	16.05	1.44	0.72	0.96

A6

RESULTADOS DA APLICAÇÃO DO PROGRAMA A TODOS OS NÓS VIGA-PILAR DO CASO DE ESTUDO

Verification of Capacity Design Rules and Detailing Requirements of Reinforced Concrete Structures Designed for DCM according EC8

Materials

Concrete Grade: C 30/37

Steel Grade: A 400

Seismic Properties

Soil: B

Zone Type 1: 1.3

Zone Type 2: 2.3

Period [s]: 0.6854

Behaviour factor (q): 3

DCM Verify

Beams | Columns | Joints | + info

x	y	z	Columns	Beams	[1] Moment X-Axis (-)	[2] Moment X-Axis (+)	[3] Moment Y-Axis (-)	[4] Moment Y-Axis (+)	[5] Eccentricity Axis Distance
0.00	6.00	3.50	16 C 17 C	36 B 29 B 30	1.69	1.73	3.01	3.15	2.50
6.00	6.00	3.50	22 C 23 C	36 B 35 B 34	1.55	1.55	1.56	1.56	Zero Eccentricity
0.00	-0.05	3.50	7 C 8 C	31 B 30 B	2.07	2.25	2.08	2.25	2.00
6.00	-0.05	3.50	13 C 14 C	31 B 32 B 33	3.00	3.13	1.69	1.73	2.50
12.00	-0.05	3.50	1 C 5 C	32 B 25 B	2.07	2.25	2.08	2.25	2.00
12.00	6.00	3.50	61 C 62 C	35 B 26 B 25	1.69	1.73	3.01	3.15	2.50
6.00	12.05	3.50	19 C 21 C	27 B 28 B 34	3.00	3.13	1.69	1.73	2.50
12.00	12.05	3.50	2 C 3 C	27 B 26 B	2.07	2.25	2.08	2.25	2.00
0.00	12.05	3.50	10 C 11 C	28 B 29 B	2.07	2.25	2.08	2.25	2.00
0.00	6.00	6.50	17 C 18 C	48 B 41 B 42	1.38	1.31	2.66	2.67	2.50
6.00	6.00	6.50	23 C 24 C	48 B 47 B 46	1.32	1.32	1.33	1.33	Zero Eccentricity
0.00	-0.05	6.50	8 C 9 C	43 B 42 B	1.29	1.81	1.30	1.82	2.00
6.00	-0.05	6.50	14 C 15 C	43 B 44 B 45	2.64	2.64	1.39	1.32	2.50
12.00	-0.05	6.50	5 C 6 C	44 B 37 B	1.29	1.81	1.30	1.82	1.97
12.00	6.00	6.50	62 C 63 C	47 B 38 B 37	1.38	1.31	2.66	2.67	2.50
6.00	12.05	6.50	21 C 20 C	39 B 40 B 46	2.64	2.64	1.39	1.32	2.50
12.00	12.05	6.50	3 C 4 C	39 B 38 B	1.29	1.81	1.30	1.82	2.00
0.00	12.05	6.50	11 C 12 C	40 B 41 B	1.29	1.81	1.30	1.82	2.00
0.00	6.00	9.50	18 C	60 B 53 B 54	-	-	-	-	2.50
6.00	6.00	9.50	24 C	60 B 59 B 58	-	-	-	-	Zero Eccentricity
0.00	-0.05	9.50	9 C	55 B 54 B	-	-	-	-	2.00
6.00	-0.05	9.50	15 C	55 B 57 B 56	-	-	-	-	2.50
12.00	6.00	9.50	63 C	59 B 50 B 49	-	-	-	-	2.50
6.00	12.05	9.50	20 C	51 B 52 B 58	-	-	-	-	2.50
12.00	12.05	9.50	4 C	51 B 50 B	-	-	-	-	2.00
0.00	12.05	9.50	12 C	52 B 53 B	-	-	-	-	2.00
12.05	0.00	9.50	6 C	49 B 56 B	-	-	-	-	2.00

A7

DADOS GERAIS PARA VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS DO PROGRAMA

Secções	P 40 40	0.16
	P 40 50	0.2
	P 50 50	0.25
	V 30 40	0.12

Material	Betão	C30/37 E/2
	E	16500000
	fck	30000
		30
	fcd	20000
	fctm	2.896468

Aço	A400
fyk	400000
fyd	347826.1
E	2.00E+08
esyk	0.0017
Recbobrim	0.035

T [s]	0,6854	
	Tipo 1	Tipo 2
SMÁX	1,35	
agr [m/s2]	1,50	1,70
S	1,29	1,27
TB [s]	0,10	0,10
TC [s]	0,60	0,25
TD [s]	2,00	2,00
q	3	
μ_ϕ	5	

rebar trac	0.003621

A8

VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS DO PROGRAMA PARA AS VIGAS

Beams																			
id	l [m]	Secção	Posição	piso	b [m]	h [m]	A [m2]	ϕ 12	ϕ 16	ϕ 20	ϕ 25	As [cm2]	ratio [%]	Transv [mm]	Asw/s [cm2/m]	s [m]	Smax lcr [m]	Smax [m]	Max bw [m]	rebar trac max
25	6.00	V 30 40	BORDO	1	0.30	0.40	0.12			6		0.00188	0.0157	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0198
26	6.00	V 30 40	BORDO	1	0.30	0.40	0.12			6		0.00188	0.0157	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0198
27	6.00	V 30 40	BORDO	1	0.30	0.40	0.12			6		0.00188	0.0157	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0198
28	6.00	V 30 40	BORDO	1	0.30	0.40	0.12			6		0.00188	0.0157	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0198
29	6.00	V 30 40	BORDO	1	0.30	0.40	0.12			6		0.00188	0.0157	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0198
30	6.00	V 30 40	BORDO	1	0.30	0.40	0.12			6		0.00188	0.0157	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0198
31	6.00	V 30 40	BORDO	1	0.30	0.40	0.12			6		0.00188	0.0157	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0198
32	6.00	V 30 40	BORDO	1	0.30	0.40	0.12			6		0.00188	0.0157	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0198
33	6.00	V 30 40	BORDO	2	0.30	0.40	0.12		2	4		0.00165	0.0138	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0188
34	6.00	V 30 40	BORDO	2	0.30	0.40	0.12		2	4		0.00165	0.0138	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0188
35	6.00	V 30 40	BORDO	2	0.30	0.40	0.12		2	4		0.00165	0.0138	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0188
36	6.00	V 30 40	BORDO	2	0.30	0.40	0.12		2	4		0.00165	0.0138	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0188
37	6.00	V 30 40	BORDO	2	0.30	0.40	0.12		2	4		0.00165	0.0138	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0188
38	6.00	V 30 40	BORDO	2	0.30	0.40	0.12		2	4		0.00165	0.0138	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0188
39	6.00	V 30 40	BORDO	2	0.30	0.40	0.12		2	4		0.00165	0.0138	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0188
40	6.00	V 30 40	BORDO	2	0.30	0.40	0.12		2	4		0.00165	0.0138	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0188
41	6.00	V 30 40	BORDO	3	0.30	0.40	0.12	2	4			0.00105	0.0087	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0163
42	6.00	V 30 40	BORDO	3	0.30	0.40	0.12	2	4			0.00105	0.0087	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0163
43	6.00	V 30 40	BORDO	3	0.30	0.40	0.12	2	4			0.00105	0.0087	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0163
44	6.00	V 30 40	BORDO	3	0.30	0.40	0.12	2	4			0.00105	0.0087	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0163
45	6.00	V 30 40	BORDO	3	0.30	0.40	0.12	2	4			0.00105	0.0087	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0163
46	6.00	V 30 40	BORDO	3	0.30	0.40	0.12	2	4			0.00105	0.0087	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0163
47	6.00	V 30 40	BORDO	3	0.30	0.40	0.12	2	4			0.00105	0.0087	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0163
48	6.00	V 30 40	BORDO	3	0.30	0.40	0.12	2	4			0.00105	0.0087	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0163
49	6.00	V 30 40	CENTRAL	1	0.30	0.40	0.12			2	4	0.00266	0.0221	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0230
50	6.00	V 30 40	CENTRAL	1	0.30	0.40	0.12			2	4	0.00266	0.0221	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0230
51	6.00	V 30 40	CENTRAL	1	0.30	0.40	0.12			2	4	0.00266	0.0221	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0230
52	6.00	V 30 40	CENTRAL	1	0.30	0.40	0.12			2	4	0.00266	0.0221	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0230
53	6.00	V 30 40	CENTRAL	2	0.30	0.40	0.12		2		4	0.00242	0.0202	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0220
54	6.00	V 30 40	CENTRAL	2	0.30	0.40	0.12		2		4	0.00242	0.0202	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0220
55	6.00	V 30 40	CENTRAL	2	0.30	0.40	0.12		2		4	0.00242	0.0202	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0220
56	6.00	V 30 40	CENTRAL	2	0.30	0.40	0.12		2		4	0.00242	0.0202	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0220
57	6.00	V 30 40	CENTRAL	3	0.30	0.40	0.12		2	4		0.00165	0.0138	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0188
58	6.00	V 30 40	CENTRAL	3	0.30	0.40	0.12		2	4		0.00165	0.0138	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0188
59	6.00	V 30 40	CENTRAL	3	0.30	0.40	0.12		2	4		0.00165	0.0138	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0188
60	6.00	V 30 40	CENTRAL	3	0.30	0.40	0.12		2	4		0.00165	0.0138	8	5.027	0.200	0.100	0.270	0.90	0.0188

Beams	Verifications				
id	Width	Verify Beam Rebar Transv Spacing Lcr	Verify Beam Rebar Transversal Spacing	Verify Beam Rebar Ratio Trac Max	Verify Beam Rebar Ratio Trac Min
25	3.00	0.50	1.35	2.52	2.17
26	3.00	0.50	1.35	2.52	2.17
27	3.00	0.50	1.35	2.52	2.17
28	3.00	0.50	1.35	2.52	2.17
29	3.00	0.50	1.35	2.52	2.17
30	3.00	0.50	1.35	2.52	2.17
31	3.00	0.50	1.35	2.52	2.17
32	3.00	0.50	1.35	2.52	2.17
33	3.00	0.50	1.35	2.73	1.90
34	3.00	0.50	1.35	2.73	1.90
35	3.00	0.50	1.35	2.73	1.90
36	3.00	0.50	1.35	2.73	1.90
37	3.00	0.50	1.35	2.73	1.90
38	3.00	0.50	1.35	2.73	1.90
39	3.00	0.50	1.35	2.73	1.90
40	3.00	0.50	1.35	2.73	1.90
41	3.00	0.50	1.35	3.73	1.21
42	3.00	0.50	1.35	3.73	1.21
43	3.00	0.50	1.35	3.73	1.21
44	3.00	0.50	1.35	3.73	1.21
45	3.00	0.50	1.35	3.73	1.21
46	3.00	0.50	1.35	3.73	1.21
47	3.00	0.50	1.35	3.73	1.21
48	3.00	0.50	1.35	3.73	1.21
49	3.00	0.50	1.35	2.08	3.06
50	3.00	0.50	1.35	2.08	3.06
51	3.00	0.50	1.35	2.08	3.06
52	3.00	0.50	1.35	2.08	3.06
53	3.00	0.50	1.35	2.18	2.79
54	3.00	0.50	1.35	2.18	2.79
55	3.00	0.50	1.35	2.18	2.79
56	3.00	0.50	1.35	2.18	2.79
57	3.00	0.50	1.35	2.73	1.90
58	3.00	0.50	1.35	2.73	1.90
59	3.00	0.50	1.35	2.73	1.90
60	3.00	0.50	1.35	2.73	1.90

A9

VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS DO PROGRAMA PARA OS PILARES

Columns										
id	l [m]	Secção	h [m]	b [m]	A [m2]	ho [m]	bo [m]	Vnucleo [m3]	Nsd [kN]	ν_d
1	3.50	P 40 40	0.40	0.40	0.16	0.32	0.32	0.36	341.01	0.107
2	3.50	P 40 40	0.40	0.40	0.16	0.32	0.32	0.36	341.01	0.107
3	3.00	P 40 40	0.40	0.40	0.16	0.32	0.32	0.31	214.11	0.067
4	3.00	P 40 40	0.40	0.40	0.16	0.32	0.32	0.31	94.86	0.030
5	3.00	P 40 40	0.40	0.40	0.16	0.32	0.32	0.31	620.88	0.194
6	3.00	P 40 40	0.40	0.40	0.16	0.32	0.32	0.31	396.99	0.124
7	3.50	P 40 40	0.40	0.40	0.16	0.32	0.32	0.36	184.39	0.058
8	3.00	P 40 40	0.40	0.40	0.16	0.32	0.32	0.31	554.92	0.173
9	3.00	P 40 40	0.40	0.40	0.16	0.32	0.32	0.31	361.26	0.113
10	3.50	P 40 40	0.40	0.40	0.16	0.32	0.32	0.36	172.32	0.054
11	3.00	P 40 40	0.40	0.40	0.16	0.32	0.32	0.31	620.88	0.194
12	3.00	P 40 40	0.40	0.40	0.16	0.32	0.32	0.31	341.01	0.107
13	3.50	P 40 50	0.50	0.40	0.20	0.42	0.32	0.48	431.40	0.108
14	3.00	P 40 50	0.50	0.40	0.20	0.42	0.32	0.41	396.99	0.099
15	3.00	P 40 50	0.50	0.40	0.20	0.42	0.32	0.41	1114.40	0.279
16	3.50	P 40 50	0.50	0.40	0.20	0.42	0.32	0.48	730.87	0.183
17	3.00	P 40 50	0.50	0.40	0.20	0.42	0.32	0.41	364.66	0.091
18	3.00	P 40 50	0.50	0.40	0.20	0.42	0.32	0.41	214.11	0.054
19	3.50	P 40 50	0.50	0.40	0.20	0.42	0.32	0.48	431.40	0.108
20	3.00	P 40 50	0.50	0.40	0.20	0.42	0.32	0.41	214.11	0.054
21	3.00	P 40 50	0.50	0.40	0.20	0.42	0.32	0.41	294.50	0.074
22	3.50	P 50 50	0.50	0.50	0.25	0.42	0.42	0.62	1114.40	0.223
23	3.00	P 50 50	0.50	0.50	0.25	0.42	0.42	0.53	730.87	0.146
24	3.00	P 50 50	0.50	0.50	0.25	0.42	0.42	0.53	364.66	0.073
61	3.50	P 40 50	0.50	0.40	0.20	0.42	0.32	0.48	497.35	0.124
62	3.00	P 40 50	0.50	0.40	0.20	0.42	0.32	0.41	330.22	0.083
63	3.00	P 40 50	0.50	0.40	0.20	0.42	0.32	0.41	161.97	0.040

Columns																
id	ϕ 12	ϕ 16	ϕ 20	Longi [m2]	ratio [%]	ϕ [mm]	bi Distancia entre varões longi [m]	n	Transv [cm2/m]	Spacing [m]	Vcintas [cm3]	wwd	alpha n	alpha s	aplha	smax [m]	Eq. 5.15
1		8		0.00161	0.0101	8	0.130	8	5.027	0.200	0.0012	0.057	0.787	0.475	0.374	0.128	-0.0005
2		8		0.00161	0.0101	8	0.130	8	5.027	0.200	0.0012	0.057	0.787	0.475	0.374	0.128	-0.0005
3		8		0.00161	0.0101	8	0.130	8	5.027	0.200	0.0012	0.067	0.787	0.475	0.374	0.128	-0.0133
4		8		0.00161	0.0101	8	0.130	8	5.027	0.200	0.0012	0.067	0.787	0.475	0.374	0.128	-0.0248
5		8		0.00161	0.0101	8	0.130	8	5.027	0.200	0.0012	0.067	0.787	0.475	0.374	0.128	0.0279
6		8		0.00161	0.0101	8	0.130	8	5.027	0.200	0.0012	0.067	0.787	0.475	0.374	0.128	0.0052
7		8		0.00161	0.0101	8	0.130	8	5.027	0.200	0.0012	0.057	0.787	0.475	0.374	0.128	-0.0163
8		8		0.00161	0.0101	8	0.130	8	5.027	0.200	0.0012	0.067	0.787	0.475	0.374	0.128	0.0212
9		8		0.00161	0.0101	8	0.130	8	5.027	0.200	0.0012	0.067	0.787	0.475	0.374	0.128	0.0016
10		8		0.00161	0.0101	8	0.130	8	5.027	0.200	0.0012	0.057	0.787	0.475	0.374	0.128	-0.0175
11		8		0.00161	0.0101	8	0.130	8	5.027	0.200	0.0012	0.067	0.787	0.475	0.374	0.128	0.0279
12		8		0.00161	0.0101	8	0.130	8	5.027	0.200	0.0012	0.067	0.787	0.475	0.374	0.128	-0.0005
13		6	4	0.00235	0.0118	8	0.103	10	5.027	0.200	0.0014	0.050	0.879	0.526	0.462	0.153	0.0087
14		6	4	0.00235	0.0118	8	0.103	10	5.027	0.200	0.0014	0.058	0.879	0.526	0.462	0.153	0.0052
15		6	4	0.00235	0.0118	8	0.103	10	5.027	0.200	0.0014	0.058	0.879	0.526	0.462	0.153	0.0778
16		6	4	0.00235	0.0118	8	0.103	10	5.027	0.200	0.0014	0.050	0.879	0.526	0.462	0.153	0.0390
17		6	4	0.00235	0.0118	8	0.103	10	5.027	0.200	0.0014	0.058	0.879	0.526	0.462	0.153	0.0019
18		6	4	0.00235	0.0118	8	0.103	10	5.027	0.200	0.0014	0.058	0.879	0.526	0.462	0.153	-0.0133
19		6	4	0.00235	0.0118	8	0.103	10	5.027	0.200	0.0014	0.049	0.879	0.526	0.462	0.153	0.0087
20		6	4	0.00235	0.0118	8	0.103	10	5.027	0.200	0.0014	0.058	0.879	0.526	0.462	0.153	-0.0132
21		6	4	0.00235	0.0118	8	0.103	10	5.027	0.200	0.0014	0.058	0.879	0.526	0.462	0.153	-0.0052
22	4	4		0.00131	0.0052	8	0.181	8	5.027	0.200	0.0015	0.042	0.754	0.582	0.439	0.128	0.0339
23	4	4		0.00131	0.0052	8	0.181	8	5.027	0.200	0.0015	0.049	0.754	0.582	0.439	0.128	0.0102
24	4	4		0.00131	0.0052	8	0.181	8	5.027	0.200	0.0015	0.049	0.754	0.582	0.439	0.128	-0.0125
61		6	4	0.00235	0.0118	8	0.103	10	5.027	0.200	0.0014	0.050	0.879	0.526	0.462	0.153	0.0154
62		6	4	0.00235	0.0118	8	0.103	10	5.027	0.200	0.0014	0.058	0.879	0.526	0.462	0.153	-0.0016
63		6	4	0.00235	0.0118	8	0.103	10	5.027	0.200	0.0014	0.058	0.879	0.526	0.462	0.153	-0.0186

Columns	Verificações							
id	Verify Column Rebar Ratio	Verify Column Rebar Ratio	Verify Column Rebar All Faces	Verify Column Rebar Longi Dist	Verify Column Rebar Transv Spacing	Verify Column Normalized Axial Force	wwd*alpha	Verify Column Mechanical Vol Ratio Conf Reinf
1	1.01	3.98	1.00	1.54	0.64	6.10	45.94	0.72
2	1.01	3.98	1.00	1.54	0.64	6.10	45.94	0.72
3	1.01	3.98	1.00	1.54	0.64	9.71	1.88	0.83
4	1.01	3.98	1.00	1.54	0.64	21.93	1.01	0.83
5	1.01	3.98	1.00	1.54	0.64	3.35	0.90	0.83
6	1.01	3.98	1.00	1.54	0.64	5.24	4.80	0.83
7	1.01	3.98	1.00	1.54	0.64	11.28	1.31	0.72
8	1.01	3.98	1.00	1.54	0.64	3.75	1.18	0.83
9	1.01	3.98	1.00	1.54	0.64	5.76	15.76	0.83
10	1.01	3.98	1.00	1.54	0.64	12.07	1.22	0.72
11	1.01	3.98	1.00	1.54	0.64	3.35	0.90	0.83
12	1.01	3.98	1.00	1.54	0.64	6.10	53.59	0.83
13	1.18	3.40	1.25	1.94	0.76	6.03	2.64	0.62
14	1.18	3.40	1.25	1.94	0.76	6.55	5.14	0.72
15	1.18	3.40	1.25	1.94	0.76	2.33	0.34	0.72
16	1.18	3.40	1.25	1.94	0.76	3.56	0.59	0.62
17	1.18	3.40	1.25	1.94	0.76	7.13	13.85	0.72
18	1.18	3.40	1.25	1.94	0.76	12.14	2.01	0.72
19	1.18	3.40	1.25	1.94	0.76	6.03	2.63	0.62
20	1.18	3.40	1.25	1.94	0.76	12.14	2.03	0.72
21	1.18	3.40	1.25	1.94	0.76	8.83	5.16	0.72
22	0.52	7.63	1.00	1.10	0.64	2.92	0.55	0.53
23	0.52	7.63	1.00	1.10	0.64	4.45	2.13	0.62
24	0.52	7.63	1.00	1.10	0.64	8.91	1.74	0.62
61	1.18	3.40	1.25	1.94	0.76	5.23	1.49	0.62
62	1.18	3.40	1.25	1.94	0.76	7.87	17.15	0.72
63	1.18	3.40	1.25	1.94	0.76	16.05	1.44	0.72

A10

FUNÇÕES DA CLASSE *REVITFUNCS* DESENVOLVIDO EM LINGUAGEM *C#*

```
10  namespace Dcm.Addin
11  {
        4 references
12      public class RevitFuncs
13      {
14
            1 reference
15          internal static List<BarData> GetSelectedRevitBarsData(UIDocument uiDoc)
16          {
17              var doc = uiDoc.Document;
18              var lst = new List<BarData>();
19              var label = LabelElements(uiDoc);
20
21              using (var tr = new Transaction(doc, "getSelectedBars"))
22              {
23                  tr.Start();
24                  new SetForcesColumns(doc);
25                  new SetForcesBeams(doc);
26
27                  foreach (var id in uiDoc.Selection.GetElementIds())
28                  {
29                      var el = doc.GetElement(id);
30                      if (el.Category == null) continue;
31                      var b = new BarData();
32                      b.rebar = new RebarProps();
33                      b.forces = new ForcesData();
34
35                      if (el.Category.Name == "Structural Columns" || el.Category.Name == "Structural Framing")
36                      {
37                          b.doc = doc;
38                          b.pData = GetPData(label, el);
39                          b.barName = b.pData.barName;
40                          b.RevitCategory = el.Category.Name;
41                          b.ID = el.UniqueId;
42                          b.shape = SectionData.GetElementShape(el, uiDoc);
43                          b.Axis = GetElementAxis(el, uiDoc);
44                          b.csArea = SectionData.GetArea(el, uiDoc);
45                          b.lc = GetCutLenght(el, uiDoc);
46                          b.relPosition = el.GetParameter2("Relative Position").AsString();
47                          b.rebar.dbw = GetRebarDiameterTransv(el, doc);
48                          b.rebar.bi = GetDistanceBetweenBars(el, doc);
49                          b.rebar.dbl = GetRebarDiameterLongi(el, doc);
50                          b.rebar.nbl = GetRebarLongiNumber(el, doc);
51                          b.rebar.As = GetRebarAreaLongi2(el, doc);
52                          b.rebar.sMax = GetRebarMaxSpacing(el, uiDoc);
53                          b.rebar.sMin = GetRebarMinSpacing(el, uiDoc);
54                          b.rebar.longi = GetRebarAsRebarLongi(el, doc);
55                          b.rebar.transv = GetRebarAsRebarTransv(el, doc);
56                          b.rebar.transvVolume = GetRebarTransvVolume(el, doc);
57                          b.rebar.spacingTransv = GetRebarSpacingTransv(el, uiDoc);
58                          b.rebar.rebarTopPts = GetRebarTopPoints(el, doc);
59                          b.rebar.cover = GetConcCover(el, doc);
60                          b.forces.axialF = Extensions.ConvertToDisplayUnitsForce(doc, el.GetParameter2("Nsd").AsDouble());
61                          b.forces.VRd = Extensions.ConvertToDisplayUnitsForce(doc, el.GetParameter2("VRd").AsDouble());
62                          GetTopAndBotRebar(el, uiDoc, out b.rebar.rebarTop, out b.rebar.rebarBottom, out b.rebar.rebarPts);
63
64                          if (b.RevitCategory == "Structural Framing")
65                          {
66                              b.bw = SectionData.MinEdgeDim(el, uiDoc);
67                              b.hw = SectionData.MaxEdgeDim(el, uiDoc);
68                              b.lcr = b.hw;
69                              b.zBase = GetZBeam(el, uiDoc);
70                              b.forces.beamMRdxx2 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("Mrdxx+").AsDouble());
71                              b.forces.beamMRdxx1 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("Mrdxx-").AsDouble());
72                              b.forces.beamMRdyy2 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("Mrdxx+").AsDouble());
73                              b.forces.beamMRdyy1 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("Mrdxx-").AsDouble());
74                              b.forces.beamVDist = Extensions.ConvertToDisplayUnitsForceDist(doc, el.GetParameter2("VDist").AsDouble());
75                          }
76                          else if (b.RevitCategory == "Structural Columns")
77                          {
78                              b.bc = SectionData.MaxEdgeDim(el, uiDoc);
79                              b.hc = SectionData.MaxEdgeDim(el, uiDoc);
80                              b.hf = SectionData.MaxEdgeDim(el, uiDoc);
81                              b.bo = GetConfinedWidth(el, uiDoc);
82                              b.ho = GetConfinedHeight(el, uiDoc);
83                              b.vo = GetConfinedVolume(el, uiDoc);
84                              b.lcr = GetColumnLcr(b);
85                              b.levelH = GetLevelHeightColumn(el, uiDoc);
86                              b.zBase = GetZBaseColumn(el, uiDoc);
87                              b.forces.columnMRdxxTop2 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("MrdxxTop+").AsDouble());
88                              b.forces.columnMRdyyTop2 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("MrdyyTop+").AsDouble());
89                              b.forces.columnMRdxxBottom2 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("MrdxxBottom+").AsDouble());
90                              b.forces.columnMRdyyBottom2 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("MrdyyBottom+").AsDouble());
91                              b.forces.columnMRdxxTop1 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("MrdxxTop-").AsDouble());
92                              b.forces.columnMRdyyTop1 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("MrdyyTop-").AsDouble());
93                              b.forces.columnMRdxxBottom1 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("MrdxxBottom-").AsDouble());
94                              b.forces.columnMRdyyBottom1 = Extensions.ConvertToDisplayUnitsMoment(doc, el.GetParameter2("MrdyyBottom-").AsDouble());
95                          }
96                          lst.Add(b);
97                      }
98                  }
99                  tr.Commit();
100             }
101             return lst;
102         }
```

```
1 reference
105   public static PositionData GetPData(List<PositionData> lst, Element elem)...
1 reference
114   public static List<PositionData> LabelElements(UIDocument uiDoc)...
1 reference
149   public static int GetRebarLongiNumber(Element elem, Document doc)...
1 reference
161   public static double GetRebarTransvVolume(Element elem, Document doc)...
3 references
173   public static double GetConcCover(Element elem, Document doc)...
2 references
181   public static double GetConfinedWidth(Element elem, UIDocument uiDoc)...
2 references
190   public static double GetConfinedHeight(Element elem, UIDocument uiDoc)...
1 reference
199   public static double GetConfinedVolume(Element elem, UIDocument uiDoc)...
1 reference
207   public static double GetZBaseColumn(Element elem, UIDocument uiDoc)...
1 reference
216   public static double GetZBeam(Element elem, UIDocument uiDoc)...
1 reference
222   public static double GetLevelHeightColumn(Element elem, UIDocument uiDoc)...
1 reference
228   public static double GetColumnLcr(BarData bar)...
1 reference
243   public static double GetRebarMaxSpacing(Element elem, UIDocument uiDoc)...
1 reference
255   public static double GetRebarMinSpacing(Element elem, UIDocument uiDoc)...
3 references
280   public static List<List<double>> GetRebarSpacingTransv(Element elem, UIDocument uiDoc)...
2 references
320   public static List<List<double>> GetRebarSpacingTransvIndp(Element elem, UIDocument uiDoc)...
2 references
347   public static bool IsRebarDistOverlap(Element elem, UIDocument uiDoc)...
1 reference
363   public static double GetDistanceBetweenBars(Element elem, Document doc)...
1 reference
369   public static List<double> GetNearestRebarDistLongi(Element elem, Document doc)...
1 reference
388   public static void GetTopAndBotRebar(Element elem, UIDocument uiDoc, out List<Point3D> lstTop, out List<Point3D> lstBot, out Dictionary<Point3D, double> points)...
2 references
408   public static Dictionary<Point3D, double> GetRebarPointsDiam(List<Rebar> rebars, Document doc)...
1 reference
426   public static List<Point3D> GetRebarTopPoints(Element elem, Document doc)...
1 reference
444   public static Dictionary<Point3D, double> GetNearestPointsDiam(Dictionary<Point3D, double> points)...
1 reference
476   public static List<Point3D> GetTopPoints(List<Segment3D> seg)...
1 reference
487   public static List<Point3D> GetTopPoints2(List<Segment3D> seg)...
1 reference
497   public static List<Rebar> GetRebarLongiR(List<Rebar> rebars)...
2 references
514   public static List<Rebar> GetRebarTransvR(List<Rebar> rebars)...
2 references
531   public static List<Segment3D> GetRebarSegLongi(Rebar rebar, Document doc)...
3 references
559   public static double GetRebarDiameterTransv(Element el, Document doc)...
1 reference
573   public static double GetRebarDiameterLongi(Element el, Document doc)...
1 reference
587   public static double GetRebarAreaLongi2(Element el, Document doc)...
3 references
600   public static double GetRebarDiameter(Element el, Document doc)...
2 references
604   public static bool IsLongi(Element el)...
1 reference
610   public static List<Element> GetRebarTransv(Element elem, Document doc)...
1 reference
622   public static List<Element> GetRebarLongi(Element elem, Document doc)...
1 reference
634   public static double GetRebarLength(Element elem, Document doc)...
2 references
638   public static Dictionary<Element, double> GetRebarWithLength(Element el, Document doc)...
1 reference
657   public static List<Rebar> GetRebarAsRebar(Element el, Document doc)...
2 references
670   public static List<Rebar> GetRebarAsRebarTransv(Element el, Document doc)...

686   public static List<Rebar> GetRebarAsRebarLongi(Element el, Document doc)...

702   private static double GetCutLenght(Element el, UIDocument uiDoc)...
11 references
712   public static Segment3D GetElementAxis(Element el, UIDocument uiDoc)...
1 reference
721   private static Segment3D GetColumnAxisInterUnits(FamilyInstance instance, UIDocument uiDoc)...
1 reference
738   internal static IEnumerable<PlanarFace> GetFamilyInstancePlanarFaces(FamilyInstance elem, bool verifyRefs)...
744 }
13 references
746 public class SectionData
747 {
1 reference
748   public static string GetElementShape(Element elem, UIDocument uiDoc)...
2 references
762   public static double GetArea(Element elem, UIDocument uiDoc)...
1 reference
792   public static List<Segment3D> VerifyEdges(List<Segment3D> lst)...
1 reference
831   public static bool AreInSameDirection(Segment3D s1, Segment3D s2)...
1 reference
841   public static Segment3D UniteSeg(Segment3D s1, Segment3D s2)...
2 references
854   public static List<Segment3D> GetEdgesTriSeg2(Element elem, UIDocument uiDoc)...
1 reference
884   internal static List<Point3D> GetFacePoints(Document doc, Face face, bool removeDuplicates = true)...
2 references
915   internal static string PointHash(Point3D point)...
1 reference
919   public static bool HasEqualPoint(Segment3D s1, Segment3D s2)...
4 references
926   public static bool ArePointEquals(Point3D p1, Point3D p2, double tol = 1e-4)...
7 references
933   public static double MaxEdgeDim(Element elem, UIDocument uiDoc)...
3 references
945   public static double MinEdgeDim(Element elem, UIDocument uiDoc)...
1 reference
957   internal static IEnumerable<Face> GetElementFaces(Element elem, bool verifyRefs)...
1 reference
962   internal static IEnumerable<Face> GetSolidsFaces(IEnumerable<Solid> solids, bool verifyRefs)...
1 reference
971   internal static IEnumerable<Face> GetSolidFaces(Solid solid, bool verifyRefs)...
1 reference
984   internal static IEnumerable<Solid> GetElementSolids(Element elem)...
1 reference
995   internal static IEnumerable<Solid> GetElementSolids(Options options, Element elem)...
1 reference
1002  internal static IEnumerable<Solid> GetGeometryElementSolids(GeometryElement geomElement)...
1043 }
1044 }
```

A11

FUNÇÕES DA CLASSE *MATERIALDATA* DESENVOLVIDO EM LINGUAGEM C#

```
5   namespace Dcm.Common
6   {
        54 references
7       public class BarData
8       {
9           public PositionData pData;
10          public Document doc;
11          public string barName;
12          public string ID;
13          public string RevitCategory;
14          public string shape;
15          public double csArea;
16          public double lc;
17          public double bc;
18          public double hw;
19          public double bw;
20          public double hf;
21          public double bo;
22          public double ho;
23          public double vo;
24          public double lcr;
25          public double hc;
26          public string level;
27          public double levelH;
28          public double zBase;
29          public double eccentricity;
30          public string relPosition;
31          public List<Segment3D> edges;
32          public List<Triangle2D> triangles;
33          public Segment3D Axis;
34          public Tripod3D Tripod;
35          public RebarProps rebar;
36          public ForcesData forces;
37      }
```

```
        2 references
38      public class RebarProps
39      {
40          public double dbw;                          //diameter of boop
41          public double dbl;                          //longitudinal rebar diameter
42          public double nbl;                         // number of longitudinal rebar
43          public double bi;                           //distance between consecutive rebar engaged by a corner of a tie or by a cross-tie in a column
44          public double As;                           //longitudinal rebar area
45          public double Asc;                          //compression longitudinal rebar area
46          public double Ast;                          //tensile longitudinal rebar area
47          public double sMax;                         //Max spacing of transversal reinforcement
48          public double sMin;                         //Min spacing of transversal reinforcement
49          public List<Rebar> transv;                  //transversal rebar
50          public List<Rebar> longi;                  //longitudinal rebar
51          public double transvVolume;                 //transversal rebar volume
52          public List<List<double>> spacingTransv;    //transversal rebar spacing
53          public double cover;                        //rebar cover
54          public List<Point3D> rebarTop;
55          public List<Point3D> rebarTopPts;
56          public List<Point3D> rebarBottom;
57          public Dictionary<Point3D, double> rebarPts;
58      }
        2 references
59      public class ForcesData
60      {
61          public double axialF;
62          public double VRd;
63          public double beamNRd;
64          public double beamMRdxx1;
65          public double beamMRdxx2;
66          public double beamMRdyy1;
67          public double beamMRdyy2;
68          public double beamVDist;
69          public double columnNRd;
70          public double columnMRdxxTop1;
71          public double columnMRdxxTop2;
72          public double columnMRdyyTop1;
73          public double columnMRdyyTop2;
74          public double columnMRdxxBottom1;
75          public double columnMRdxxBottom2;
76          public double columnMRdyyBottom1;
77          public double columnMRdyyBottom2;
78      }
79  }
80
```

A12

FUNÇÕES DAS CLASSES *BARRESULTS*, *BEAMRESULTS*, *COLUMNSRESULTS* E *JOINTRESULTS* DESENVOLVIDO EM LINGUAGEM *C#*

```
6 references
public class BarResults
{
    70 references
    public BarData Bar { get; private set; }
    10 references
    public MaterialData.Concrete Concrete { get; private set; }
    9 references
    public MaterialData.Steel Steel { get; private set; }
    5 references
    public SeismicProps SeismicProp { get; private set; }
    23 references
    public int FailedVerification { get; set; } = 0;
    public Verification verRebarTransvDiameter;
    2 references
    public BarResults(BarData bar, MaterialData.Concrete concrete, MaterialData.Steel steel, SeismicProps seismicProps)
    {
        Bar = bar;
        Concrete = concrete;
        Steel = steel;
        SeismicProp = seismicProps;

        Calculate();
    }
    5 references
    public virtual void Calculate()...
    8 references
    public override string ToString()...
    73 references
    public class Verification
    {
        public bool Ver;
        public double Ratio;
        public string Txt;
        24 references
        public Verification(bool ver, double ratio, string txt)
        {
            this.Ver = ver;
            this.Ratio = ratio;
            this.Txt = txt;
        }
    }
    // VERIFICATIONS
    1 reference
    private Verification VerifyRebarTransvDiam()...
    // FUNCTIONS
    2 references
    public double RebarArea(BarData bar, List<Point3D> ptsLst)...
    4 references
    public double GetNormalizedAxialForce(BarData bar, MaterialData.Concrete concrete)...
    2 references
    public static double GetMinValue(List<double> lst)...
    3 references
    public static double GetRebarArea(double diam)...
}
```

```
7 references
public class BeamResults : BarResults
{
    public Verification verBExteriorInteriorRebarMaxDiam;
    public Verification verBRebarTransvSpacingLcr;
    public Verification verBFirstRebarTransv;
    public Verification verBRebarTransvSpacing;
    public Verification verBwidth;
    public Verification verBRebarRatioTracMin;
    public Verification verBRebarRatioTracMax;
    public Verification verBRebarComp;
    public Verification verMaxVrd;
    5 references
    public override void Calculate()
    {
        base.Calculate();

        verBExteriorInteriorRebarMaxDiam = VerifyBeamExteriorInteriorRebarMaxDiam();
        verBRebarTransvSpacingLcr = VerifyBeamRebarTransvSpacingLcr();
        verBFirstRebarTransv = VerifyBeamFirstRebarTransv();
        verBRebarTransvSpacing = VerifyBeamRebarTransvSpacing();
        verBWidth = VerifyBeamWidth();
        verBRebarRatioTracMin = VerifyBeamRebarRatioTracMin();
        verBRebarRatioTracMax = VerifyBeamRebarRatioTracMax();
        verBRebarComp = VerifyBeamRebarComp();
        verMaxVrd = VerifyMaxVrd();
    }
    1 reference
    public BeamResults(BarData bar, MaterialData.Concrete concrete, MaterialData.Steel steel, SeismicProps seismicProps) : base(bar, concrete, steel, seismicProps)
    {
        // Calculate();
    }
    // VERIFICATIONS
    1 reference
    public Verification VerifyBeamExteriorInteriorRebarMaxDiam()...
    1 reference
    public Verification VerifyBeamRebarComp()...
    1 reference
    public Verification VerifyBeamRebarRatioTracMax()...
    1 reference
    public Verification VerifyBeamRebarRatioTracMin()...
    1 reference
    public Verification VerifyBeamWidth()...
    1 reference
    public Verification VerifyBeamRebarTransvSpacing()...
    1 reference
    public Verification VerifyBeamFirstRebarTransv()...
    1 reference
    public Verification VerifyBeamRebarTransvSpacingLcr()...
    1 reference
    public Verification VerifyMaxVrd()...
    // FUNCTIONS

    1 reference
    public static double SpacingConditionsBeamLcr(BarData bar)...
    1 reference
    public static double SpacingConditionsBeam(BarData bar)...
    2 references
    public static double GetRebarRatioTrac(BarData bar)...
    2 references
    public static double GetRebarRatioCompr(BarData bar)...
    2 references
    public double MaxLongiRebarDiamInterior(BarData bar, MaterialData.Concrete concrete, MaterialData.Steel steel, SeismicProps seismicProps)...
    2 references
    public double GetBeamRebarRatioTracMax(BarData bar, MaterialData.Concrete concrete, MaterialData.Steel steel, SeismicProps seismicProps)...
    1 reference
    public double MaxLongiRebarDiamExterior(BarData bar, MaterialData.Concrete concrete, MaterialData.Steel steel)...
}
}
```

```
4   namespace Dcm.Common
5   {
        7 references
6       public class ColumnResults : BarResults
7       {
8
9           public Verification verCNormalizedAxialForce;
10          public Verification verCRebarMax;
11          public Verification verCRebarMin;
12          public Verification verCRebarAllFaces;
13          public Verification verCDuctilityFactor;
14          public Verification verCMechanicalVolRationConfReinf;
15          public Verification verCRebarTransvSpacing;
16          public Verification verCRebarLongiDist;
17          public Verification verMaxVrd;
18
19          public override void Calculate()
20          {
21              base.Calculate();
22
23              verCNormalizedAxialForce = VerifyColumnNormalizedAxialForce();
24              verCRebarMax = VerifyColumnRebarRatioMax();
25              verCRebarMin = VerifyColumnRebarRatioMin();
26              verCRebarAllFaces = VerifyColumnRebarAllFaces();
27              verCDuctilityFactor = VerifyColumnDuctilityFactor();
28              verCMechanicalVolRationConfReinf = VerifyColumnMechanicalVolRatioConfReinf();
29              verCRebarTransvSpacing = VerifyColumnRebarTransvSpacing();
30              verCRebarLongiDist = VerifyColumnRebarLongiDist();
31              verMaxVrd = VerifyMaxVrd();
32          }
33
            1 reference
34          public ColumnResults(BarData bar, MaterialData.Concrete concrete, MaterialData.Steel steel, SeismicProps seismicProps) : base(bar, concrete, steel, seismicProps)
35          {
36              //Calculate();
37          }
38
39          // VERIFICATIONS
            1 reference
40          public Verification VerifyMaxVrd()...
            1 reference
63          public Verification VerifyColumnNormalizedAxialForce()...
            1 reference
82          public Verification VerifyColumnRebarRatioMin()...
            1 reference
102         public Verification VerifyColumnRebarRatioMax()...
            1 reference
122         public Verification VerifyColumnRebarAllFaces()...
            1 reference
182         public Verification VerifyColumnDuctilityFactor()...
            1 reference
208         public Verification VerifyColumnMechanicalVolRatioConfReinf()...
            1 reference
226         public Verification VerifyColumnRebarTransvSpacing()...
            1 reference
244         public Verification VerifyColumnRebarLongiDist()...
261
262         // FUNCTIONS
263
            1 reference
264         public double GetAlpha(BarData bar)...
            1 reference
271         public double GetAlphaN(BarData bar)...
            1 reference
287         public double GetAlphaS(BarData bar)...
            2 references
306         public double GetMechanicalVolRationConfReinf(BarData bar, MaterialData.Concrete concrete, MaterialData.Steel steel)...
            1 reference
313         public static double SpacingConditionsColumn(BarData bar)...

323         internal static bool IsZero(double value, double tolerance = 1e-2)...
327
328     }
329 }
330
```

```
6   namespace Dcm.Common
7   {

8       public class JointResults
9       {
10          public Verification verEccentAxis;
11          public Verification verMomentRdXXNeg;
12          public Verification verMomentRdYYNeg;
13          public Verification verMomentRdXXPos;
14          public Verification verMomentRdYYPos;
15          public Point3D pSimp;

16          public Point3D Joint { get; private set; }

17          public List<BarData> Beams { get; private set; }

18          public List<BarData> Columns { get; private set; }

19          public JointResults(Point3D joint, List<BarData> beams, List<BarData> columns)...
31
32          // VERIFICATIONS

33          public Verification VerifyEccentAxis()...

89          public Verification VerifyMomentRdXXNeg()...
            1 reference
124         public Verification VerifyMomentRdYYNeg()...
            1 reference
160         public Verification VerifyMomentRdXXPos()...
            1 reference
194         public Verification VerifyMomentRdYYPos()...
229         //FUNCTIONS
            0 references
230         public static string PointHash(Point3D point)...
            2 references
234         internal static bool IsZeroDistPoints(Point3D p0, Point3D p1, double tolerance = .3)...
238     }
239 }
240
```