

ESTUDO DA INTERACÇÃO SOLO – ESTRUTURA NUM EDIFÍCIO CORRENTE

BRUNO FERNANDO DA SILVA PIRES RUA CATARINO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor José Manuel Mota Couto Marques

JULHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

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 - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais

*Os dias prósperos não vêm por acaso. Nascem de muita fadiga e muitos intervalos de
desalento*

Camilo Castelo Branco

AGRADECIMENTOS

Apesar da presente dissertação resultar de um decurso individual de pesquisa, trabalho e muita dedicação, tal só foi possível, devido a um conjunto de pessoas, que directa ou indirectamente tiveram influência na sua realização.

Desta forma, gostaria de deixar os meus mais sinceros agradecimentos:

Ao professor José Couto Marques, que como orientador desta dissertação, se mostrou sempre incondicionalmente disponível, transmitindo os seus conhecimentos e clarificando todas as dúvidas que foram surgindo, com a paciência, generosidade e boa disposição sempre presentes. A ele, o meu muito obrigado.

Ao gabinete CIVI4, nomeadamente ao professor Rui Calçada, pela cedência do projecto e pela colaboração na sua análise, caso contrário não seria possível a realização deste trabalho.

Ao professor A. Viana da Fonseca, por todas as questões esclarecidas, relacionadas com as fundações e análise do solo de fundação.

A todos os professores do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia, em especial aos professores da secção de Geotecnia, pela transmissão de conhecimentos e apoio ao longo do curso.

Aos meus amigos, pelo alento que muitas vezes me deram para continuar e por todo o apoio, auxílio prestado e companhia nas longas horas de trabalho.

À minha família, pelo amor, apoio, incentivo e carinho com que lidaram comigo ao longo deste trabalho.

Por fim, um obrigado a todos aqueles que embora não tenham sido acima mencionados, contribuíram para que este trabalho fosse realizado.

RESUMO

O presente trabalho aborda o efeito da deformabilidade da fundação num estudo da interação solo-estrutura num edifício corrente, com o objectivo de identificar as limitações associadas à consideração de apoios rígidos (encastramentos perfeitos) no dimensionamento de edifícios de betão armado. Devido à grande dificuldade que se sentia no passado em analisar os edifícios manualmente sobre apoios flexíveis, a formulação de encastramentos perfeitos como hipótese simplificada tem vindo a ser empregue pelos engenheiros de estruturas ao longo das últimas décadas. Actualmente, com a grande capacidade de processamento dos computadores e dos programas de cálculo automático, aliados a uma enorme versatilidade do Método dos Elementos Finitos (MEF), é possível efectuar análises mais realistas ponderando à partida a deformabilidade do solo de fundação, permitindo deste modo evitar danos estruturais devidos a assentamentos diferenciais das fundações directas. Hoje em dia, este cenário ainda ocorre com bastante frequência, porém este trabalho pretende alertar para esses problemas, com vista a uma melhoria da qualidade dos projectos de estruturas de edifícios futuros.

Para tal será analisada pelo MEF a resposta estrutural considerando várias hipóteses com recurso ao programa de cálculo automático “Autodesk Robot Structural Analysis 2009”. Através deste software foi materializado, após pré-dimensionamento, um modelo 3D de toda a estrutura de betão armado de um edifício de habitação, objecto central de estudo neste trabalho.

Neste contexto as hipóteses em estudo pretendem servir de base de comparação entre os vários cenários, sendo eles: apoios rígidos (encastramento das fundações); simulação das fundações com apoios elásticos, com base no projecto de estruturas do edifício e, por fim, uma simulação das fundações, igualmente com apoios elásticos, através de um dimensionamento efectuado impondo um assentamento uniforme a todas as fundações directas. Estes estudos permitem analisar a influência dos diferentes cenários na grandeza dos esforços obtidos para os pilares e vigas da estrutura de betão armado. É possível realçar desde já que a simulação da deformabilidade do solo de fundação através de apoios elásticos num programa de cálculo automático apresenta grande utilidade e economia, no que respeita à rapidez e facilidade da determinação dos esforços na estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: Interação solo-estrutura, deformabilidade da fundação, fundações superficiais, resposta estrutural, estudo numérico pelo MEF.

ABSTRACT

This paper deals with the effect of deformability of the foundation in a study of interaction soil – structure in a current building, in order to identify the constraints associated to the consideration of rigid support (perfect incorporation) in the design of reinforced concrete buildings. Due to the great difficulty that has been felt in the past to manually analyze the buildings on flexible support, the formulation of perfect incorporation as a simplified hypothesis has been used by structural engineers over the last decades. Today, with large processing capacity of computers and programs for automatic calculation, together with a great versatility of the Finite Element Method (FEM), it is possible to make more realistic analysis considering, in the starting point, the deformability of the soil foundation, allowing to avoid structural damage due to differential settlements of direct foundations. Today, this scenario still occurs quite often, but this work pretends to draw attention to these problems, to improve the quality of structure projects in future buildings.

To achieve this, a FEM analysis to structural response considering several hypotheses using the program for automatic calculation "Autodesk Robot Structural Analysis 2009" will be made. Through this software, after pre-designing, has been materialized a 3D model of the whole reinforced concrete structure of the housing building, central object of the study in this work.

In this context, the hypothesis under study are intended to serve as the basis for comparison between different scenarios, which are: rigid support (incorporation of the foundations); simulation of foundations with elastic support, based on the structure project of the building and, finally, a simulation the foundations, also with elastic support, through a design made by imposing an uniform settlement to all direct foundations. These studies allow us to examine the influence of different scenarios in the magnitude of the efforts obtained for the pillars and beams of the reinforced concrete structure. It is possible to highlight that the simulation of foundation soil deformability by elastic support through a program of automatic calculation has great utility and economy, regarding the speed and ease of effort in determining the structure efforts.

KEYWORDS: Interaction soil-structure, deformability of the foundation, surface foundations, structural response, study by numerical FEM.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJECTIVOS	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
 2. APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO	 5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. ENQUADRAMENTO / LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO	5
2.3. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO	6
2.3.1. ARQUITECTURA	8
2.3.2. ELEMENTOS ESTRUTURAIS	9
2.3.3. ELEMENTOS NÃO - ESTRUTURAIS	10
2.4. DESCRIÇÃO DO PISO - TIPO	10
2.5. PROSPECÇÃO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICA	10
 3. SEGURANÇA E ACÇÕES	 13
3.1. NOTA INTRODUTÓRIA	13
3.2. CLASSIFICAÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES	14
3.2.1. CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO	14
3.2.2. CRITÉRIOS DE QUANTIFICAÇÃO	14
3.2.3. DEFINIÇÃO DE ACÇÕES	15
3.2.3.1. Acções Permanentes	15
3.2.3.2. Acções Variáveis - Sobrecargas	17
3.2.3.3. Acções Acidentais	19
3.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	19
3.3.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	19
3.3.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	21

4. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL E PRÉ-DIMENSIONAMENTO	23
4.1. INTRODUÇÃO	23
4.2. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	23
4.2.1. TIPOLOGIA DA ESTRUTURA	23
4.2.2. MATERIAIS UTILIZADOS	25
4.2.3. NORMAS E REGULAMENTOS	25
4.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO	25
4.3.1. LAJES	25
4.3.2. VIGAS	28
4.3.3. PILARES	31
4.3.4. PAREDE RESISTENTE DA CAIXA DE ELEVADORES	34
4.3.5. CORTINA DE ESTACAS	34
4.4. DESCRIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL DE ANÁLISE	34
4.4.1. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	36
4.4.1.1. Experiências de Malhas de Elementos Finitos	36
4.4.1.2. Malha de Elementos Finitos da Estrutura em Estudo	38
4.4.2. APOIOS ESTRUTURAIS	38
5. ANÁLISE DAS FUNDAÇÕES	41
5.1. INTRODUÇÃO E ASPECTOS GERAIS	41
5.2. FUNDAÇÕES COM APOIOS RÍGIDOS	42
5.3. FUNDAÇÕES COM APOIOS ELÁSTICOS	44
5.3.1. MODELAÇÃO DA FUNDAÇÃO COM “MOLAS DE WINKLER”	44
5.3.2. ESTUDO DO SOLO DE FUNDAÇÃO	48
5.3.2.1. Sondagens / Ensaio SPT / Módulo de Deformabilidade	48
5.3.2.2. Fronteira Rígida a Profundidade H	52
5.3.2.3. Estratificação do Solo de Fundação	52
5.3.2.4. Resultados das Experiências com o Solo de Fundação	53
5.3.3. PRÉ – DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES DIRECTAS	57
6. ANÁLISE DE RESULTADOS	69
6.1. INTRODUÇÃO E ASPECTOS GERAIS	69

6.2. TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO	69
6.2.1. VIGAS	69
6.2.1.1. Esforço Axial	69
6.2.1.2. Esforço Transverso	72
6.2.1.3. Momentos Flectores.....	74
6.2.2. PILARES	76
6.2.2.1. Esforço Axial	76
6.2.2.2. Momentos Flectores	78
6.2.3. REACÇÕES DE APOIO.....	81
6.3. ASSENTAMENTO IMPOSTO	82
6.3.1. VIGAS	82
6.3.1.1. Esforço Axial	82
6.3.1.2. Esforço Transverso	84
6.3.1.3. Momentos Flectores.....	86
6.3.2. PILARES	88
6.3.2.1. Esforço Axial	88
6.3.2.2. Momentos Flectores	90
6.3.3. REACÇÕES DE APOIO.....	94
6.4. DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLECTORES	94
6.5. DIAGRAMAS DE ESFORÇO TRANSVERSO.....	99

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES	105
---	------------

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	107
---	------------

ANEXO 1: PROJECTO DE ARQUITECTURA	A1
ANEXO 2: PROJECTO DE ESTRUTURAS.....	A2
ANEXO 3: ENSAIOS SPT	A3
ANEXO 4: ESTUDO DO SOLO DE FUNDAÇÃO	A4
ANEXO 5: DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS	A5
ANEXO 6: COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	A6

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Localização de satélite do edifício (Google Maps, 2009)	5
Fig.2.2 – Mapa do edifício em estudo	6
Fig.2.3 – Alçado nascente do edifício em estudo e edifício existente	6
Fig.2.4 – Corte representativo do edifício	7
Fig.2.5 – Vista sudoeste do edifício	8
Fig.2.6 – Fachada principal do edifício (vista sudeste)	9
Fig.2.7 – Planta de arquitectura do piso-tipo	10
Fig.2.8 – Planta de localização das sondagens efectuadas	11
Fig.3.1 – Correlação entre $(N_1)_{60}$ e ϕ' para areias segundo Décourt (1989) (Fernandes, 2006)	16
Fig.3.2 – Mapa de delimitação das zonas sísmicas no território continental (Reis et al, 2008)	18
Fig.4.1 – Planta estrutural do edifício.....	23
Fig.4.2 – Cortina de estacas e fundações directas	24
Fig.4.3 – Vista 3D do piso-tipo	24
Fig.4.4 – Viga para exemplo de pré-dimensionamento	29
Fig.4.5 – Pilar para exemplo de pré-dimensionamento	32
Fig.4.6 – Área de influência do pilar P15 para pré-dimensionamento	32
Fig.4.7 – Modelo 3D em AutoCAD	35
Fig.4.8 – Modelo 3D em ROBOT 2009	35
Fig.4.9 – Estrutura para experiência de malha de elementos finitos	36
Fig.4.10 – Malha de elementos finitos numa das estruturas experiência	37
Fig.4.11 – Malha de elementos finitos da estrutura	38
Fig.4.12 – Encastramento perfeito da base de um dos pilares da estrutura	39
Fig.4.13 – Molas na base de um dos pilares da estrutura	39
Fig.4.14 – Vista em planta da sapata S11	40
Fig.4.15 – Vista inferior da sapata S11 em ROBOT 2009	40
Fig.5.1 – Sistema de referência (Iwamoto, 2000)	41
Fig.5.2 – Influência da interacção solo-estrutura (Gusmão, 1994)	42
Fig.5.3 – Apoios rígidos introduzidos no modelo de cálculo	43
Fig.5.4 – Deformada da estrutura	43
Fig.5.5 – Deslocamentos para o caso de carregamentos em superfícies infinitamente rígidas e carregamentos em superfícies flexíveis uniformemente distribuídos (Monteiro, 2009)	45
Fig.5.6 – Carregamento de um maciço estratificado e elástico (Fernandes, 2006)	46

Fig.5.7 – Rotações de uma sapata assente num meio elástico sob acção de momentos (Fernandes, 2006)	48
Fig.5.8 – G/G_0 função do índice de plasticidade, segundo Décourt (1992) (Fonseca, 2008).....	50
Fig.5.9 – Módulo de deformabilidade do solo de fundação.....	51
Fig.5.10 – Perfil geotécnico com existência de fronteira rígida a profundidade H.....	52
Fig.5.11 – Perfil geotécnico para estratificação do solo.....	53
Fig.5.12 – Pórtico utilizado para experiências.....	53
Fig.5.13 – Solo de fundação simulado com coeficientes de mola em todos os elementos finitos da malha	54
Fig.5.14 – Diagramas de tensões uniformes e trapezoidais	57
Fig.5.15 – Área efectiva de uma sapata, em que $B_x = B$ e $B_y = L$ (Monteiro, 2009)	59
Fig.5.16 – Assentamentos de fundações: a) uniformes; b) não uniformes (Fernandes, 2006)	59
Fig.5.17 – Ordens de grandeza das distorções angulares admissíveis para diversas situações, segundo Bjerrum, 1963 (Fernandes, 2006)	61
Fig.5.18 – Identificação dos pórticos de análise	62
Fig.5.19 – Correlação entre os resultados do ensaio SPT e a tensão admissível de sapatas sobre solos arenosos (os valores de N não se encontram corrigidos) (Fernandes, 2006).....	62
Fig.5.20 – Dimensões mínimas da sapata S11	64
Fig.5.21 – Distância mínima de um elemento estrutural à cortina de estacas.....	65
Fig.6.1 – Valores absolutos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º1	70
Fig.6.2 – Valores absolutos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º2	71
Fig.6.3 – Valores absolutos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º3	71
Fig.6.4 – Valores absolutos da diferença do esforço transversal para o pórtico n.º1	72
Fig.6.5 – Valores absolutos da diferença do esforço transversal para o pórtico n.º2.....	73
Fig.6.6 – Valores absolutos da diferença do esforço transversal para o pórtico n.º3.....	73
Fig.6.7 – Valores absolutos da diferença do momento flector para o pórtico n.º1.....	74
Fig.6.8 – Valores absolutos da diferença do momento flector para o pórtico n.º2.....	75
Fig.6.9 – Valores absolutos da diferença do momento flector para o pórtico n.º3.....	75
Fig.6.10 – Valores absolutos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º1	76
Fig.6.11 – Valores absolutos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º2	77
Fig.6.12 – Valores absolutos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º3	77
Fig.6.13 – Valores absolutos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º1 ...	78
Fig.6.14 – Valores absolutos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º2 ...	79
Fig.6.15 – Valores absolutos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º3 ...	79
Fig.6.16 – Valores absolutos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º1	80

Fig.6.17 – Valores absolutos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º2.....	81
Fig.6.18 – Valores absolutos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º3.....	81
Fig.6.19 – Valores absolutos da diferença do esforço axial do pórtico n.º1	83
Fig.6.20 – Valores absolutos da diferença do esforço axial do pórtico n.º2	83
Fig.6.21 – Valores absolutos da diferença do esforço axial do pórtico n.º3	84
Fig.6.22 – Valores absolutos da diferença do esforço transversal do pórtico n.º1.....	85
Fig.6.23 – Valores absolutos da diferença do esforço transversal do pórtico n.º2.....	85
Fig.6.24 – Valores absolutos da diferença do esforço transversal do pórtico n.º3.....	86
Fig.6.25 – Valores absolutos da diferença do momento flector do pórtico n.º1	87
Fig.6.26 – Valores absolutos da diferença do momento flector do pórtico n.º2	87
Fig.6.27 – Valores absolutos da diferença do momento flector do pórtico n.º3	88
Fig.6.28 – Valores absolutos da diferença do esforço axial do pórtico n.º1	89
Fig.6.29 – Valores absolutos da diferença do esforço axial do pórtico n.º2	89
Fig.6.30 – Valores absolutos da diferença do esforço axial do pórtico n.º3	90
Fig.6.31 – Valores absolutos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º1 ...	91
Fig.6.32 – Valores absolutos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º2 ...	91
Fig.6.33 – Valores absolutos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º3 ...	92
Fig.6.34 – Valores absolutos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º1.....	93
Fig.6.35 – Valores absolutos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º2.....	93
Fig.6.36 – Valores absolutos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º3.....	94
Fig.6.37 – Diagrama de momentos flectores da situação de encastramentos perfeitos, relativa ao pórtico n.º1.....	95
Fig.6.38 – Diagrama de momentos flectores da situação de apoios flexíveis com base na tensão admissível do solo, relativa ao pórtico n.º1	95
Fig.6.39 – Diagrama de momentos flectores da situação de apoios flexíveis com base no assentamento imposto às fundações, relativa ao pórtico n.º1	96
Fig.6.40 – Diagrama de momentos flectores da situação de encastramentos perfeitos, relativa ao pórtico n.º2.....	96
Fig.6.41 – Diagrama de momentos flectores da situação de apoios flexíveis com base na tensão admissível do solo, relativa ao pórtico n.º2	97
Fig.6.42 – Diagrama de momentos flectores da situação de apoios flexíveis com base no assentamento imposto às fundações, relativa ao pórtico n.º2	97
Fig.6.43 – Diagrama de momentos flectores da situação de encastramentos perfeitos, relativa ao pórtico n.º3.....	98
Fig.6.44 – Diagrama de momentos flectores da situação de apoios flexíveis com base na tensão admissível do solo, relativa ao pórtico n.º3	98

Fig.6.45 – Diagrama de momentos flectores da situação de apoios flexíveis com base no assentamento imposto às fundações, relativa ao pórtico n.º3	99
Fig.6.46 – Diagrama de esforço transversal da situação de encastramentos perfeitos, relativa ao pórtico n.º1	99
Fig.6.47 – Diagrama de esforço transversal da situação de apoios flexíveis com base na tensão admissível do solo, relativa ao pórtico n.º1	100
Fig.6.48 – Diagrama de esforço transversal da situação de apoios flexíveis com base no assentamento imposto às fundações, relativa ao pórtico n.º1	100
Fig.6.49 – Diagrama de esforço transversal da situação de encastramentos perfeitos, relativa ao pórtico n.º2	101
Fig.6.50 – Diagrama de esforço transversal da situação de apoios flexíveis com base na tensão admissível do solo, relativa ao pórtico n.º2	101
Fig.6.51 – Diagrama de esforço transversal da situação de apoios flexíveis com base no assentamento imposto às fundações, relativa ao pórtico n.º2	101
Fig.6.52 – Diagrama de esforço transversal da situação de encastramentos perfeitos, relativa ao pórtico n.º3	102
Fig.6.53 – Diagrama de esforço transversal da situação de apoios flexíveis com base na tensão admissível do solo, relativa ao pórtico n.º3	102
Fig.6.54 – Diagrama de esforço transversal da situação de apoios flexíveis com base no assentamento imposto às fundações, relativa ao pórtico n.º3	103

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Acções Permanentes	16
Quadro 3.2 – Acções variáveis e coeficientes ψ	17
Quadro 4.1 – Características dos materiais dos elementos estruturais	25
Quadro 4.2 – Comparação das reacções de apoio do pilar mais carregado para as várias malhas de elementos finitos.....	37
Quadro 4.3 – Comparação dos esforços a meio vão da viga central para as várias malhas de elementos finitos	37
Quadro 5.1 – Resultados de ensaio SPT e determinação módulo de deformabilidade (sondagem 1).....	49
Quadro 5.2 – Coeficientes de mola verticais para a situação de fronteira rígida a profundidade H	54
Quadro 5.3 – Tabela com variáveis para cálculo do assentamento	55
Quadro 5.4 – Coeficientes de mola verticais para a situação de estratificação do solo de fundação.....	55
Quadro 5.5 – Esforços das vigas	55
Quadro 5.6 – Esforços nos pilares	56
Quadro 5.7 – Coeficientes de mola vertical e de rotação para a situação de fronteira rígida a profundidade H	56
Quadro 5.8 – Comparação dos valores obtidos com o caso de coeficientes de rotação	57
Quadro 5.9 – Dimensões das fundações directas através da tensão admissível do solo.....	63
Quadro 5.10 – Constantes de mola para o dimensionamento pela tensão admissível do solo	65
Quadro 5.11 – Dimensões das fundações directas através de assentamento imposto	66
Quadro 5.12 – Constantes de mola para o dimensionamento pelo assentamento imposto	67
Quadro 6.1 – Comparação de resultados das reacções de apoio.....	82
Quadro 6.2 – Comparação de resultados das reacções de apoio.....	94

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

“Há várias décadas que os edifícios são calculados considerando a hipótese simplificada de fundações apoiadas sobre apoios rígidos, que impedem todos os graus de liberdade” (Monteiro, 2009). Embora esta seja uma metodologia um pouco grosseira, pois não considera a interação solo-estrutura, era a única forma possível de dimensionar manualmente as estruturas de betão armado correntes. Com a chegada dos programas de cálculo automático aliada ao grande desenvolvimento e capacidade de processamento dos computadores actuais será possível ter em conta esta interação, contribuindo eficazmente para uma melhoria da qualidade dos projectos de estruturas. Embora os programas de cálculo automático já tenham entrado no mercado há algum tempo, é ainda comum ver edifícios dimensionados assumindo apoios rígidos na base sendo, por isso, necessário despertar os projectistas para a análise desta interação.

A interação do solo com a estrutura representa um sistema mecânico muito complexo, daí ser geralmente estudado de forma simplificada, separando a parte estrutural das fundações, condicionando assim a forma como a estrutura reage às solicitações a que é submetida. A deformabilidade do solo de fundação influencia o modo como o edifício se vai comportar uma vez que a ocorrência de assentamentos diferenciais, devido a heterogeneidades das características do solo e/ou do valor das solicitações, provoca alterações nos esforços instalados na estrutura, para os quais ela não foi dimensionada. É este o cenário que constitui uma das causas da grande quantidade de reparações que tem sido necessário efectuar em edifícios recentes, as quais seriam desnecessárias à luz de um bom projecto de estruturas e fundações envolvendo uma cuidada interligação entre o solo e a estrutura.

A simplificação já atrás referida resulta num dimensionamento que despreza o efeito da rigidez da estrutura, uma vez que as fundações são projectadas para as cargas do projecto estrutural com as características do solo de fundação onde o edifício será implantado. Desta forma, fica estabelecida uma independência entre o solo de fundação e a estrutura de betão armado mas, na realidade, o carregamento dos apoios provoca uma transferência de carga dos apoios que tendem a assentar mais para os apoios vizinhos com menores assentamentos, resultando numa redistribuição de esforços nos elementos estruturais.

Variadas pesquisas têm sido efectuadas, demonstrado a influência da adopção de apoios elásticos, simulando a deformabilidade do solo de fundação, conduzindo a esforços ligeiramente diferentes daqueles obtidos através da consideração de apoios rígidos, pela via mais simples. Entre essas pesquisas é de referir a experiência de Gusmão (1990), que relata casos de esmagamento de pilares periféricos devido à sobrecarga proveniente da redistribuição de cargas em edifícios de betão armado; Holanda *et al.* (1999) estudou dois casos de fundações directas, concluindo que os pilares com assentamen-

tos maiores transmitem parte das suas cargas aos pilares com menores assentamentos, no entanto, as reacções de apoio não sofreram grandes alterações, pelo que as alterações mais significativas foram verificadas nos diagramas de momentos flectores, chegando mesmo a inverter o sinal (Monteiro, 2009).

Dependendo do nível de deformação do terreno e da rigidez da estrutura, apesar de ser desprezada na maioria dos projectos, a interacção solo-estrutura pode modificar significativamente o desempenho do edifício, sendo que a sua não consideração resulta em variadas patologias durante o período de vida útil do edifício, devidas a essa redistribuição para a qual o edifício não estava apto.

Constituindo uma das grandes preocupações em projecto o controlo do aparecimento de patologias, uma análise cuidada da interacção solo-estrutura contribuirá de certeza para um melhoramento da qualidade e da durabilidade dos edifícios a construir futuramente.

1.2. OBJECTIVOS

O principal objectivo deste trabalho consiste no estudo da influência da consideração da deformabilidade do solo de fundação nos esforços de dimensionamento da estrutura de betão armado de um edifício, simulada por apoios elásticos, em contraste com a utilização simplificada de apoios rígidos, à semelhança do que ainda hoje em dia ocorre com alguma frequência, pois este é um assunto ainda com bastantes aspectos para explorar, tentando este trabalho avançar um pouco mais na investigação dessa área.

A consideração da deformabilidade do solo de fundação exige um vasto trabalho preliminar de caracterização geotécnica. Será por isso necessário efectuar o(s) ensaio(s) adequado(s) ao solo em questão para se atingir o objectivo que se pretende, neste caso o módulo de deformabilidade do terreno, com vista à obtenção dos assentamentos de cada elemento da fundação.

Após a determinação das características geotécnicas do solo, serão analisadas várias formas de efectuar o cálculo dos assentamentos, assim como a forma mais adequada e que conduzirá a melhores resultados, através de expressões que serão posteriormente apresentadas.

Finalmente será elaborado um estudo comparativo entre as várias hipóteses estudadas, demonstrando a influência que os diferentes tipos de apoio introduzem nos diagramas de esforços da estrutura que se pretende dimensionar. Todos os cálculos serão efectuados através do programa de cálculo automático “Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009”, baseado no Método dos Elementos Finitos.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se dividida em sete capítulos, realizando-se desde já no presente capítulo as considerações primordiais ao seu entendimento.

No segundo capítulo é apresentado o caso de estudo, que servirá de base a toda a investigação efectuada no âmbito desta dissertação.

O capítulo terceiro aborda todas as questões relacionadas com a segurança e acções do edifício, que será objecto de análise, incluindo a classificação e quantificação das acções presentes na estrutura. A verificação da segurança baseia-se no *método dos coeficientes parciais*, recentemente implementado pelos Eurocódigos.

Relativamente ao quarto capítulo, este pretende apresentar a concepção estrutural do edifício, assim como as bases de pré-dimensionamento necessárias para o presente caso.

O capítulo cinco aborda todas as questões relacionadas com as fundações do edifício, incluindo todas as modelações e simplificações efectuadas.

No sexto capítulo encontram-se todos os resultados obtidos, envolvendo os comentários e análises de resultados.

À posteriori da análise paramétrica, serão apresentados no sétimo capítulo as considerações finais e conclusões que podem ser retiradas de todo o estudo efectuado, com a finalidade de alertar para a importância deste tema da Engenharia Civil.

2

APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentado o edifício que constitui o objecto prático de estudo deste trabalho. Assim, será feito o enquadramento e localização do edifício apresentando-se a sua descrição, quer do ponto de vista arquitectónico quer no que se refere à organização dos seus elementos estruturais e não-estruturais. Por fim será caracterizado o piso-tipo de habitação e ainda expostos os dados da prospecção geotécnica disponibilizados pelo projectista do edifício.

2.2. ENQUADRAMENTO / LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO

Este edifício de habitação colectiva localiza-se entre a Rua de Recarei e a Praça Padrão da Légua, em Leça do Balio – Matosinhos. Está inserido entre três arruamentos e confronta a Norte com um edifício já existente, tal como se pode verificar na imagem da figura 2.1 (retirada do “Google Maps” onde o local de implantação do edifício se encontra assinalado com uma cruz vermelha).



Fig.2.1 – Localização de satélite do edifício (Google Maps, 2009)

A planta do edifício em estudo apresenta forma rectangular em planta, rodeado por passeios pedonais, existindo apenas um pequeno jardim em frente à fachada poente do mesmo (figura 2.2).

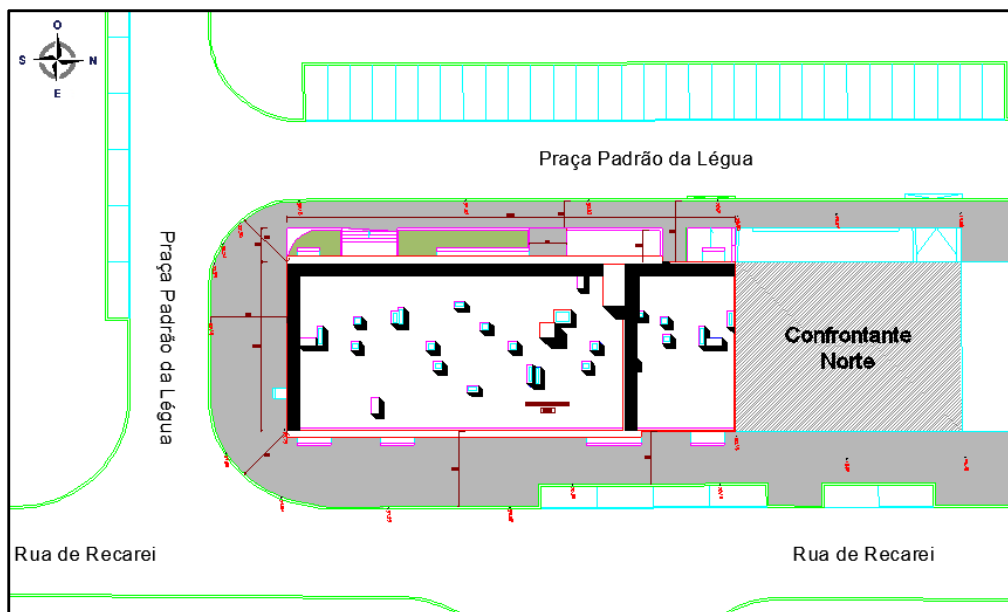


Fig.2.2 – Mapa do edifício em estudo

As entradas pedonais do edifício são voltadas a nascente, estando voltada para poente apenas a entrada de uma loja comercial. A entrada para as garagens é feita igualmente pela fachada poente e resume-se a uma entrada comum a todo o edifício para 2 pisos subterrâneos de garagens e arrumos.

2.3. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício em análise neste trabalho é constituído por 7 pisos, estando inserido em zona urbana, mais especificamente na área metropolitana do Porto. O edifício em questão apresenta-se independente do adjacente, estrutural e funcionalmente, apresentando uma junta de dilatação com o objectivo de materializar essa independência.

A figura 2.3 representa o alçado nascente do edifício em estudo, assim como do edifício existente, onde se pode comprovar a regularidade de cércea no local.



Fig.2.3 – Alçado nascente do edifício em estudo e edifício existente

A figura 2.4 representa um corte representativo do edifício para melhor se perceber a sua configuração.

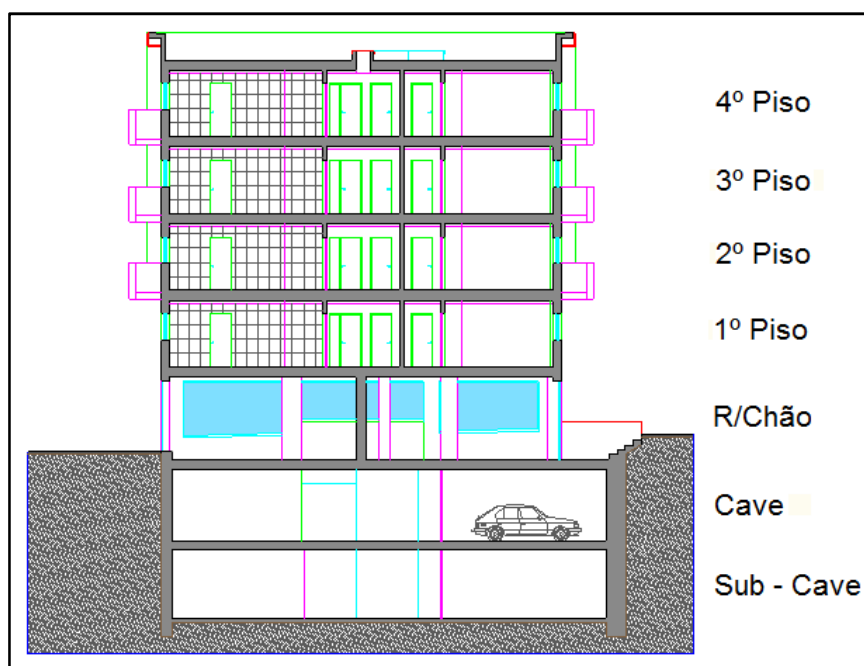


Fig.2.4 – Corte representativo do edifício

Tal como se verifica na figura 2.4, o edifício é composto por 2 pisos totalmente enterrados, cave e subcave, sendo os restantes 5 pisos acima da cota de soleira do edifício (21,10 m), o que totaliza 7 pisos.

A cave e subcave funcionam como parque de estacionamento privativo dos utentes do edifício, tendo também locais para arrumos e uma divisão para um grupo hidropressor. O rés-do-chão é constituído por 5 lojas comerciais, com áreas entre 75 e 100 m², uma sala de reuniões para o condomínio, locais de arrumos e um local para depósito de resíduos sólidos urbanos (RSU's), resultantes da actividade doméstica e comercial apenas do edifício. Os restantes pisos são de uso exclusivamente habitacional, com constância de tipologia de habitações, isto é, um T1, dois T2 e dois T3 por cada piso. No entanto existem algumas pontualidades arquitectónicas no que se refere ao número de varandas do apartamento T2 localizado mais a sul, uma vez que no 1º andar este não possui qualquer varanda, no 2º andar possui três varandas, e nos restantes andares possui duas varandas, tal como se pode verificar na figura 2.5.

Os acessos verticais ao edifício são efectuados através de escadas e elevadores, desde a sub-cave até ao 4º andar, existindo espaços comuns ou halls em todos os pisos entre os acessos verticais comuns e as entradas de cada habitação.

Todo o projecto de arquitectura encontra-se no Anexo 1, onde pode ser consultada com mais detalhe a organização de cada piso, assim como as divisões de cada fracção.



Fig.2.5 – Vista sudoeste do edifício

2.3.1. ARQUITECTURA

A arquitectura define as paredes de fachada como paredes duplas com isolamento térmico na caixa-de-ar e junto ao pano interior, sendo o pano exterior em alvenaria de tijolo furado de 15 cm e o pano interior em alvenaria de tijolo furado de 11 cm de espessura. Os acabamentos exteriores são em inox escovado no exterior das lojas comerciais, isto é, no rés-do-chão. Os restantes pisos têm um acabamento em *etalbond* cinza e em pastilha cinza clara, sendo as áreas que delimitam a pastilha cinza clara em mármore branco Estremoz (bujardado, grampeado). As varandas são também em *etalbond* cinza nos painéis frontais e em vidro laminado nos laterais. Quanto às caixilharias, estas são em alumínio cinza escuro, sendo as janelas de correr em vidro duplo. A figura 2.6 representa uma fotografia da fachada principal do edifício.

No que respeita à arquitectura interior, existem dois tipos de paredes divisórias interiores. As paredes divisórias entre habitações são em alvenaria dupla de tijolo furado de 11 cm, enquanto as paredes divisórias interiores das habitações são em alvenaria simples de tijolo furado de 11 cm.

Relativamente aos pavimentos, existem vários revestimentos de acordo com a função que cada divisão desempenha. Desta forma, as cozinhas e casas de banho são revestidas com materiais cerâmicos, enquanto as restantes divisões são revestidas com madeira.

A cobertura do edifício é plana e não acessível ao público, com emprego de telas e emulsão betumínosa, coberta por uma camada de calhau rolado com aproximadamente 5 cm de espessura.



Fig.2.6 – Fachada principal do edifício (vista sudeste)

2.3.2. ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Os elementos estruturais de um edifício são aqueles que merecem atenção redobrada, pois são eles os responsáveis pela estabilidade e integridade do edifício ao longo de toda a sua vida útil. Uma análise cuidada do projecto de arquitectura é fundamental para uma decisão apropriada e económica das soluções construtivas a adoptar.

Relativamente às fundações, foram adoptadas fundações directas para toda a estrutura, com excepção da parede do contorno do edifício abaixo da superfície do terreno, para a qual foi adoptada uma solução em estacas secantes. A cortina de estacas encontra-se até à profundidade a que se encontram as fundações directas na maioria do desenvolvimento sendo que, nas zonas localizadas em que existe descarga de esforços verticais provenientes dos pilares que assentam na mesma, esta atingirá horizontes mais profundos para transmissão dessas cargas ao solo de fundação.

Desta forma foi escolhida uma solução em lajes aligeiradas, suportadas por vigas e pilares de betão armado, enquanto nas caves foi adoptada uma solução em laje fungiforme maciça, suportada por uma malha de pilares e pela cortina de estacas. A adopção de laje aligeirada nos pisos de habitação prende-se essencialmente com a necessidade de uma espessura considerável para possibilitar a passagem de tubagens eléctricas, gás, águas e telecomunicações, cenário que não se verifica nas caves, onde as tubagens necessárias circulam exteriormente, resultando numa laje maciça com uma espessura relativamente inferior.

O projecto de estruturas encontra-se no Anexo 2, onde pode ser consultado com todo o detalhe.

2.3.3. ELEMENTOS NÃO - ESTRUTURAIS

Os elementos não-estruturais, embora não façam parte da estrutura em si pois não têm função resistente, são elementos que estão obrigatoriamente ligados a ela e também por ela suportados. Nestes elementos estão incluídos paredes de alvenaria, rebocos, revestimentos, madeiras, caixilharias, etc.

A estrutura de um edifício de betão armado tem que suportar as cargas que lhe são aplicadas, tais como peso próprio, cargas permanentes e sobrecargas, que provocam naturalmente deformação dos elementos resistentes como lajes e vigas, onde essa deformação é mais evidente. As referidas deformações têm que ser cuidadosamente controladas, pois verifica-se muitas vezes que as flechas formadas são incompatíveis com a capacidade de deformação dos elementos não-estruturais, que pelo facto de estarem ligados à estrutura assumem também obrigatoriamente as mesmas deformações, provocando um mau funcionamento da estrutura e consequente aparecimento de patologias nos edifícios, sendo as mais comuns a abertura de fendas.

2.4. DESCRIÇÃO DO PISO – TIPO

O piso-tipo de um edifício é definido como sendo o piso que mais vezes se repete ao longo dos diversos pisos. Como atrás referido, no edifício em estudo existe uma tipologia constante ao longo dos pisos de habitação (pisos 1 a 4), sendo cada um deles constituído por uma tipologia T1, duas T2 e duas T3. Tirando partido desta repetição para este trabalho o estudo resume-se apenas a um piso de habitação, um de actividade comercial e duas caves.

Na figura 2.7 é representada a planta de arquitectura do piso-tipo do edifício em questão.



Fig.2.7 – Planta de arquitectura do piso-tipo

2.5. PROSPECÇÃO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICA

A prospecção geológico-geotécnica de solos de fundação é indispensável ao correcto dimensionamento e execução da grande maioria das obras de engenharia. Os métodos de prospecção existentes são numerosos, e a escolha do mais adequado dependerá, entre outros factores, da dimensão e importância da obra e do conhecimento prévio, eventualmente existente do terreno de fundação do local onde se localizará a obra. Os trabalhos devem iniciar-se com recurso às técnicas mais simples e económicas, sendo progressivamente realizadas outras técnicas à medida das necessidades.

Na campanha de prospecção geológico-geotécnica para a elaboração deste projecto foram executadas três sondagens mecânicas, acompanhadas da realização de ensaios de penetração dinâmica (ensaio SPT), cujos resultados foram cedidos pelo projectista para o estudo da interação solo-estrutura do presente trabalho.

O ensaio SPT é um ensaio dinâmico que consiste em cravar no fundo de um furo de sondagem, devidamente limpo, um amostrador normalizado, constituindo hoje um dos ensaios correntemente mais usado e económico para obter informação sobre solos de fundação.

Os ensaios SPT foram realizados até à profundidade de 12 metros e sendo o edifício localizado na periferia do Porto, o solo de fundação encontrado foi solo residual do granito até certa profundidade, passando posteriormente a maciço granítico, decomposto a muito alterado com o nível freático muito próximo da superfície, conforme medido no dia 6 de Julho de 2007.

Os locais onde os referidos ensaios foram efectuados encontram-se representados na figura 2.8, e os resultados dos ensaios de campo no Anexo 3.

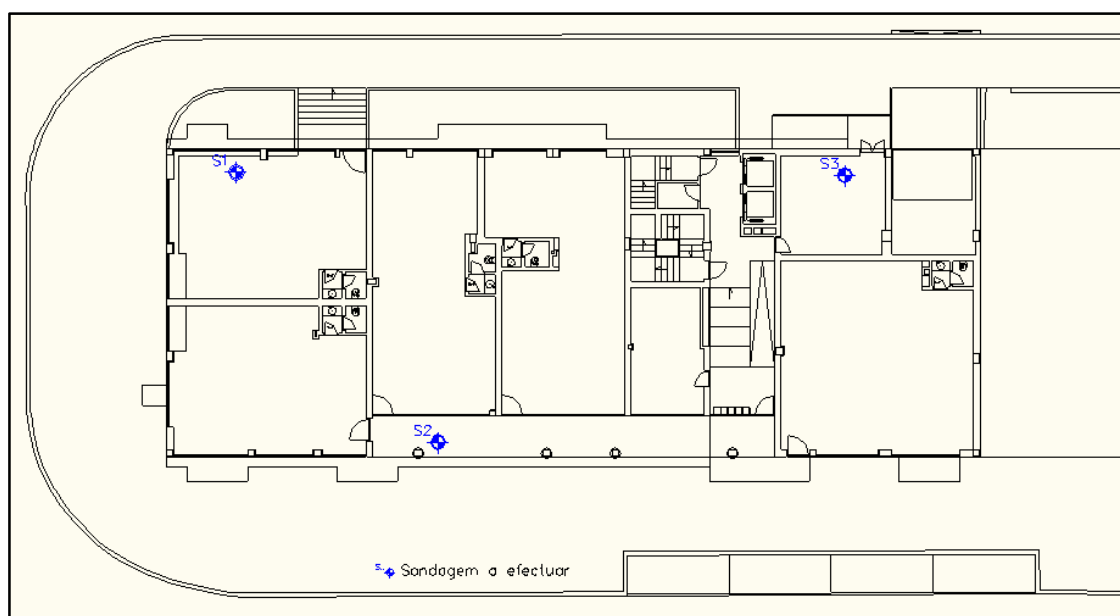


Fig.2.8 – Planta de localização das sondagens efectuadas

3

SEGURANÇA E ACÇÕES

3.1. NOTA INTRODUTÓRIA

Ao longo dos tempos, com o evoluir da Engenharia Civil, foi necessário introduzir aos poucos legislação própria, que controlasse não só os métodos de dimensionamento, como também introduzisse factores de segurança iguais para as construções, independentemente do projectista que as dimensionasse. Desta forma foram estabelecidos princípios e requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade das estruturas, assim como as bases de projecto e verificação, dando orientações sobre os respectivos aspectos de fiabilidade estrutural.

Cada estrutura deve ser projectada mediante as funções que se pretende que ela desempenhe e, por isso, deve garantir a segurança e durabilidade adequada à sua função a desempenhar durante o seu tempo de vida útil. Entende-se por período ou tempo de vida útil de projecto como sendo o “período durante o qual se pretende que uma estrutura ou parte da mesma poderá ser utilizada para as funções a que se destina, com a manutenção prevista mas sem necessidade de grandes reparações” (EC0, 2002).

Desta forma, e com a finalidade de garantir a segurança e durabilidade desejadas, é efectuado o pré-dimensionamento e consequente dimensionamento com base em estados limites, estados para além dos quais a estrutura deixa de satisfazer os critérios de projecto relevantes. Estes são o estado limite último e o estado limite de utilização, legislados no REBAP e mais recentemente no EC2 que se encontra em processo de entrada em vigor. O estado limite último assume rotura ou deformação excessiva dos elementos estruturais, em que a resistência dos materiais da estrutura é condicionante. Por seu lado, o estado limite de utilização tem em vista a limitação das deformações da estrutura em condições de utilização regular. Desta forma, os dois tipos de estados limite diferem na dimensão dos prejuízos resultantes da sua ocorrência (Filipe, 2009), e estão definidos no Eurocódigo (EC0, 2002) da seguinte forma:

- **Estados Limites Últimos** – estados associados ao colapso ou a outras formas semelhantes de ruína estrutural, que correspondem, em geral, à capacidade resistente máxima de uma estrutura ou de um elemento estrutural;
- **Estados Limites de Utilização** – estados que correspondem às condições para além das quais os requisitos de utilização especificados para uma estrutura ou para um elemento estrutural deixaram de ser satisfeitos;
- **Estados Limites de Utilização Irreversíveis** – estados limites de utilização em que alguma das consequências das acções que excedem os requisitos de utilização especificados se mantêm quando as acções são retiradas;

- **Estados Limites de Utilização Reversíveis** – estados limites de utilização em que nenhuma das consequências das acções que excedem os requisitos de utilização especificados se mantêm quando as acções são retiradas.

O presente capítulo pretende definir, caracterizar e quantificar as principais acções que actuam no edifício, de acordo com o Eurocódigo 2 (EC2). Serão ainda classificadas as acções de acordo com a sua frequência de actuação em acções permanentes, variáveis e de acidente.

3.2. CLASSIFICAÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES

Quando se pretende dimensionar um edifício, o rigor da classificação e quantificação das acções a que este se encontra submetido são da maior importância para um correcto dimensionamento e um bom funcionamento da estrutura. Estas acções podem actuar em simultâneo, de forma permanente ou variando no espaço e no tempo, ou mesmo como sobrecargas.

Para este efeito foi utilizado o EC2 (2004), em que a verificação de segurança é efectuada pelo *método dos coeficientes parciais*.

3.2.1. CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO

O EC0 (2002) classifica as acções conforme o modo como estas variam no tempo, da seguinte forma:

- **Acções Permanentes (G):** acção com elevada probabilidade de actuar durante um determinado período de referência e cuja variação de intensidade no tempo é desprezável ou é sempre no mesmo sentido (monotónica) até a acção atingir um certo valor limite, como, por exemplo, o peso próprio das estruturas, dos equipamentos fixos e dos pavimentos rodoviários, e as acções indirectas causadas por retracção e assentamentos diferenciais;
- **Acções Variáveis (Q):** acção cuja variação de intensidade no tempo não é desprezável nem monotónica, como, por exemplo, as sobrecargas nos pavimentos, vigas e coberturas dos edifícios, a acção do vento ou a acção da neve;
- **Acções de Acidente (A):** acção, normalmente de curta duração mas com intensidade significativa, com pequena probabilidade de ocorrência numa dada estrutura durante o tempo de vida útil de projecto, como, por exemplo, explosões ou choque provocado por veículos.

3.2.2. CRITÉRIOS DE QUANTIFICAÇÃO

Normalmente as acções são quantificadas através dos seus valores característicos, no entanto as acções variáveis também podem ser definidas pelos seus valores reduzidos, através de coeficientes de minoração (ψ).

Segundo o EC0 (2002), o valor característico F_k de uma acção é o seu valor representativo principal e deve ser especificado:

- como um valor médio, um valor superior ou inferior, ou um valor nominal (que não se refere a uma distribuição estatística conhecida);
- na documentação do projecto, desde que seja determinado de forma consistente com os métodos indicados na EN 1991.

Os valores característicos de uma acção permanente devem ser avaliados do seguinte modo:

- se a variabilidade de G puder ser considerada pequena, pode utilizar-se um único valor de G_k ;

- se a variabilidade de G não puder ser considerada pequena, devem utilizar-se dois valores: um valor superior $G_{k,sup}$ e um valor inferior $G_{k,inf}$.

A variabilidade de G pode ser desprezada se G não variar significativamente durante o tempo de vida útil de projecto da estrutura e o seu coeficiente de variação for pequeno. Neste caso, G_k deve ser considerado igual ao valor médio.

Nos casos em que a estrutura é muito sensível às variações de G , devem utilizar-se dois valores mesmo que o coeficiente de variação seja pequeno: $G_{k,inf}$, corresponde ao quantilho de 5% e $G_{k,sup}$, corresponde ao quantilho de 95% da distribuição estatística de G , a qual pode ser admitida como sendo Gaussiana.

O peso próprio da estrutura pode ser representado por um único valor característico e pode ser calculado com base nas suas dimensões nominais e nos valores médios das massas volúmicas.

Para as acções variáveis, o valor característico (Q_k) deve corresponder a um dos seguintes valores:

- um valor superior, com uma certa probabilidade de não ser excedido, ou um valor inferior, com uma certa probabilidade de ser atingido, durante um determinado período de referência;
- um valor nominal, que pode ser especificado nos casos em que não seja conhecida a distribuição estatística.

Porém, quando se utilizam os valores reduzidos das acções variáveis, estes são determinados pela sua multiplicação por coeficientes ψ , destinando-se a quantificar as acções dependendo da sua combinação.

Em traços gerais, é necessário considerar os seguintes valores reduzidos de cada acção, representados de acordo com o seu valor característico:

- $\psi_0 F_k$ – valor de combinação, utilizado para a verificação dos estados limites últimos e dos estados limites de utilização irreversíveis;
- $\psi_1 F_k$ – valor frequente, utilizado para a verificação dos estados limites últimos envolvendo acções de acidente e para a verificação dos estados limites de utilização reversíveis;
- $\psi_2 F_k$ – valor quase-permanente, utilizado para a verificação dos estados limites últimos envolvendo acções de acidente e para a verificação dos estados limites de utilização reversíveis; os valores quase-permanentes são também utilizados para o cálculo dos efeitos a longo prazo.

3.2.3. DEFINIÇÃO DE ACÇÕES

3.2.3.1. Acções Permanentes

As acções permanentes consideradas para efeitos de cálculo foram o peso próprio dos elementos estruturais, as paredes exteriores, as paredes divisórias e os revestimentos finais.

O peso próprio dos elementos estruturais foi estabelecido através do peso volúmico do betão armado, considerado igual a 25 kN/m^3 (Reis et al, 2008).

O peso das paredes exteriores foi contabilizado através de uma carga de distribuição linear uniforme de valor $11,4 \text{ kN/m}$, que inclui revestimentos exteriores e interiores, parede dupla de alvenaria de tijolo de 15 cm no pano exterior e de 11 cm no pano interior com caixa-de-ar e isolamento térmico.

Os valores adoptados para as demais acções permanentes encontram-se no quadro seguinte:

Quadro 3.1 – Acções Permanentes

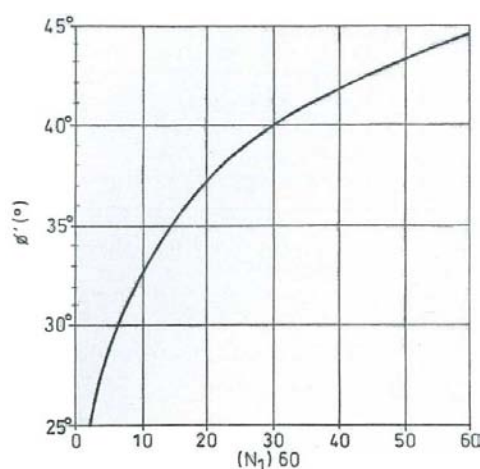
Cobertura	Revestimentos	1,0 kN/m ²
Piso Habitação	Revestimentos	2,0 kN/m ²
	Divisórias	1,5 kN/m ²
Piso Comércio	Revestimentos	2,0 kN/m ²
	Divisórias	1,5 kN/m ²
Caves	Revestimentos	1,0 kN/m ²
	Divisórias	1,5 kN/m ²

Todos os valores foram determinados com base nas Tabelas Técnicas, no entanto convém justificar alguns dos valores adoptados:

- **Cobertura:** não acessível, com emprego de telas e emulsão betuminosa, cobertas por 5cm de calhau rolado, resultando numa acção de aproximadamente 1,0 kN/m²
- **Piso de Habitação:** para as paredes divisórias considerou-se alvenaria simples de tijolo furado vulgar, que corresponde a uma acção linear e uniforme, considerando-se 40% desse valor para adicionar às restantes cargas permanentes, resultando numa acção de 1,5 kN/m².
- **Piso de Comércio:** idem piso de habitação.
- **Caves:** considerando um revestimento de cerca de 3cm de argamassa de cimento na face superior e de 1 cm na face inferior, resulta numa acção de aproximadamente 1,0 kN/m².

Por fim, é de salientar que as acções permanentes aplicadas à cortina de estacas têm direcção horizontal e forma trapezoidal, originadas pelos impulsos do solo e de possíveis sobrecargas à superfície. Para o referido efeito foram determinadas pelas expressões (3.1) a (3.4) e introduzidas directamente no programa de cálculo automático.

Para o cálculo das cargas actuantes provenientes do impulso de terras é necessário conhecer as características mecânicas do solo, ângulo de atrito e peso volúmico. O ângulo de atrito foi estimado com base na correlação de Décourt (1989), entre $(N_1)_{60}$ e o ângulo de atrito do solo. Embora a correlação seja para areias, na inexistência de informação mais detalhada serve de valor indicativo para os cálculos necessários. O peso volúmico do solo foi admitido, sendo o solo de fundação solo residual do granito, igual a 19 kN/m³.

Fig.3.1 – Correlação entre $(N_1)_{60}$ e ϕ' para areias segundo Décourt (1989) (Fernandes, 2006)

Características do solo de fundação:

- Ângulo de atrito (ϕ') – 36°
- Peso volúmico (γ_s) – 19 kN/m^3

O coeficiente de impulso será determinado através da expressão (3.1).

$$K_0 = 1 - \tan \phi' = 0,4122 \quad (3.1)$$

Relativamente à pressão do solo, é determinada pela expressão (3.2), a pressão da água pela expressão (3.3) e a pressão devida a uma sobrecarga (q) de 5 kN/m^2 à superfície pela expressão (3.4).

$$I_{\text{solo}} = K_p \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot h = 24,2 \text{ kN/m}^2 \quad (3.2)$$

$$I_{\text{água}} = \gamma_w \cdot h = 62,8 \text{ kN/m}^2 \quad (3.3)$$

$$I_{\text{sob.}} = K_p \cdot q = 2,1 \text{ kN/m}^2 \quad (3.4)$$

Desta forma, as pressões aplicadas à cortina de estacas têm forma trapezoidal e são as seguintes:

- Superfície – $2,1 \text{ kN/m}^2$
- Base da cortina – $89,1 \text{ kN/m}^2$

3.2.3.2. Acções Variáveis – Sobrecargas

O valor das sobrecargas a utilizar varia de acordo com as zonas dos edifícios, que devem ser divididas em categorias, de acordo com as suas utilizações específicas. Segundo o EC1 (2002), serão utilizadas as categorias A, destinada a actividades domésticas e residenciais, D, destinada a actividades comerciais, F, dirigida para locais de circulação e de estacionamento de veículos e H destinada a coberturas não acessíveis. De seguida apresentam-se as sobrecargas adoptadas para cada tipo de utilização, constantes no EC1 (2002), assim como os valores reduzidos (ψ) a considerar nas combinações de acções.

Quadro 3.2 – Acções variáveis e coeficientes ψ

Elemento Construtivo	Tipo	Sobrecarga (kN/m^2)	Coeficientes ψ		
			ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cobertura	-	0,4	0	0	0
Piso Habitação	Pavimentos	2,0	0,7	0,5	0,3
	Escadas	3,0	0,7	0,5	0,3
	Varandas	5,0	0,7	0,5	0,3
R/Chão	-	4,0	0,7	0,7	0,6
Caves	-	2,5	0,7	0,7	0,6

Embora estes valores se encontrem no EC1, convém justificar alguns dos valores adoptados.

- **Cobertura:** “Coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparação correntes – $0,4 \text{ kN/m}^2$ ”
- **Pavimentos:** “Actividades domésticas e residenciais – $2,0 \text{ kN/m}^2$ ”
- **Escadas:** “Actividades domésticas e residenciais – $3,0 \text{ kN/m}^2$ ”
- **Varandas:** “Actividades domésticas e residenciais – $5,0 \text{ kN/m}^2$ ”
- **Actividades Comerciais:** “Zonas de lojas em geral – $4,0 \text{ kN/m}^2$ ”
- **Caves:** “Locais de circulação e de estacionamento para veículos ligeiros – $2,5 \text{ kN/m}^2$ ”

No que respeita à acção sísmica, e tendo em conta o definido no RSA (2005), a Zona do Grande Porto está localizada na área de menor severidade sísmica, Zona D, como se pode verificar na figura 3.2, na qual é recomendado o valor do coeficiente de sismicidade mais baixo, ou seja, $\alpha = 0,3$. No entanto comprova-se que devido à baixa sismicidade, as combinações de acções em que a acção sísmica inter-vém não são condicionantes, tornando-se a sua influência desprezável quando comparada com as restantes acções actuantes no edifício.

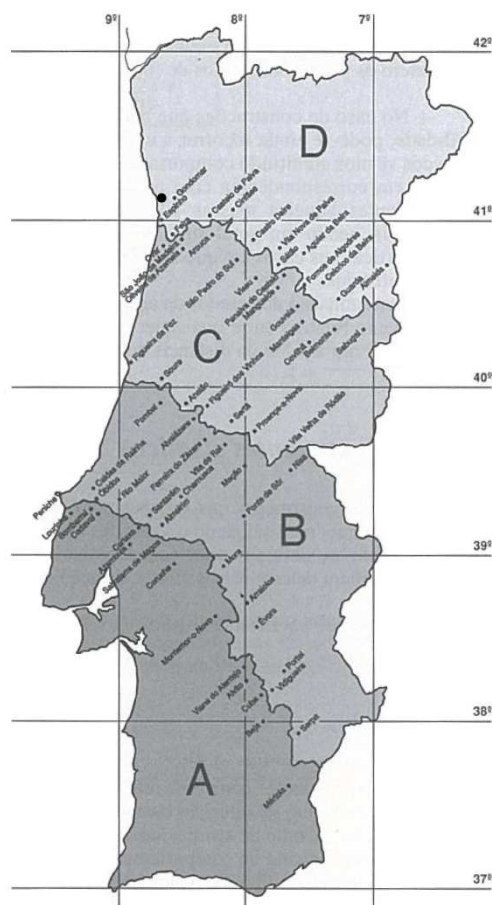


Fig.3.2 – Mapa de delimitação das zonas sísmicas no território continental (Reis et al, 2008)

Quanto à acção do vento, e segundo o RSA (2005), o edifício encontra-se na Zona A, pois já se encontra fora da faixa costeira do continente com 5 km de largura. Segundo o mesmo documento verifica-se que para o edifício em estudo, com uma altura de sensivelmente 16 m em Zona A, o valor característi-

co da pressão dinâmica, W_k (kN/m²) é muito próximo do valor mínimo. Desta forma também será desprezada a acção do vento, pois para os objectivos deste estudo esta acção tem influência diminuta.

Portanto, no âmbito deste trabalho serão apenas consideradas as cargas preponderantes no edifício, isto é, as sobrecargas do edifício.

3.2.3.3. Acções Acidentais

Como atrás foi mencionado, estas acções são acções com pequena probabilidade de ocorrência numa dada estrutura durante o tempo de vida útil de projecto, resultando que, no âmbito deste trabalho as mesmas não serão quantificadas.

3.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Conforme atrás exposto, existem dois estados limites a analisar na verificação da segurança de um edifício ou de uma estrutura: o estado limite último e o estado limite de utilização.

A verificação da segurança efectua-se então através de combinações de acções, cuja actuação simultânea seja possível e que gerem na estrutura os efeitos mais desfavoráveis possíveis, isto é, a situação mais gravosa (Filipe, 2009). “Desta forma, as acções permanentes devem estar presentes em todas as combinações, ao passo que as acções variáveis apenas devem surgir quando os seus efeitos forem desfavoráveis à estrutura. Convém ainda realçar que o dimensionamento de armaduras é feito em termos de estados limites últimos e a determinação de deformações é feita em termos de estados limites de utilização” (Filipe, 2009).

Para qualquer situação de projecto nenhum estado limite deve ser excedido quando são utilizados valores de cálculo das variáveis básicas nos modelos estruturais. Os valores de cálculo das acções e das propriedades dos materiais são obtidos a partir dos valores característicos mediante a aplicação de coeficientes de segurança parciais.

3.3.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

“Para estes estados, a simples ocorrência de determinado comportamento corresponde a uma situação limite, independentemente portanto da sua duração. A sua ocorrência implica prejuízos muito elevados que põem em causa a capacidade de suporte da estrutura” (Filipe, 2009).

De acordo com o EC0 (2002), devem ser verificados os seguintes estados limites últimos:

- perda de equilíbrio estático do conjunto ou de parte da estrutura considerada como corpo rígido;
- rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais, incluindo sapatas, estacas, muros de suporte, etc., em que a resistência dos materiais da estrutura é condicionante;
- rotura ou deformação excessiva do terreno em que as características resistentes do solo ou da rocha são significativas para a resistência da estrutura;
- rotura por fadiga da estrutura ou dos elementos estruturais.

A verificação do equilíbrio estático e da resistência é efectuada através da seguinte expressão:

$$E_d \leq R_d \quad (3.5)$$

em que:

E_d – é o valor de cálculo do efeito das acções, tal como um esforço, ou um vector representando vários esforços;

R_d – é o valor de cálculo da resistência correspondente.

Para a verificação da segurança, os valores de cálculo dos esforços actuantes devem ser calculados com base nas seguintes combinações de acções:

- Combinação Fundamental

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.6)$$

- Combinação Acidental

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.7)$$

em que:

“+” – significa “a combinar com”;

Σ – significa “o efeito combinado de”

γ_G – coeficiente parcial relativo às acções permanentes

γ_P – coeficiente parcial relativo às acções de pré-esforço

γ_Q – coeficiente parcial relativo às acções variáveis

G_k – valor característico de uma acção permanente

Q_k – valor característico de uma acção variável

P – valor representativo de uma acção de pré-esforço

A_d – valor de cálculo de uma acção de acidente

Os coeficientes de segurança relativos às acções, γ_G e γ_Q , que aparecem na combinação fundamental, devem tomar os seguintes valores:

- $\gamma_G = 1,35$ no caso de a acção permanente em questão ter efeito desfavorável;
- $\gamma_G = 1,00$ no caso de a acção permanente em questão ter efeito favorável;
- $\gamma_Q = 1,50$ para todas as acções variáveis.

3.3.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

“Os estados limites de utilização são definidos em função da duração, ou seja, estão relacionados com a permanência na estrutura. Tal significa que determinado comportamento da estrutura só corresponderá a um estado limite de utilização quando permanecer durante uma certa parcela do período de vida da estrutura. Estes podem afectar o funcionamento da mesma, o aspecto da construção e o conforto dos utilizadores” (Filipe, 2009).

Segundo o EC0 (2002), deve verificar-se que:

$$E_d \leq C_d \quad (3.8)$$

em que:

E_d – é o valor de cálculo dos efeitos das acções especificadas no critério de utilização, determinado com base na combinação em causa;

C_d – é o valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização.

As combinações de acções a ter em conta nas situações de projecto consideradas devem ser adequadas aos requisitos de utilização e aos critérios de desempenho a verificar. Desta forma, o EC0 define as combinações de acções para os estados limites de utilização através das expressões (3.9) a (3.11).

- Combinação Característica (para estados limites irreversíveis):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.9)$$

- Combinação Freqüente (para estados limites reversíveis):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.10)$$

- Combinação Quase-Permanente (para efeitos a longo prazo):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.11)$$

No âmbito deste trabalho será utilizada a combinação freqüente de acções para o estudo dos assentamentos das fundações, assim como dos esforços instalados na estrutura.

É de salientar que a verificação da segurança para os estados limites de utilização, deve ser efectuada considerando os coeficientes parciais γ_M relativos às propriedades dos materiais iguais a 1,0, salvo indicação em contrário por parte dos documentos normativos.

4

CONCEPÇÃO ESTRUTURAL E PRÉ – DIMENSIONAMENTO

4.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo tem como principal função descrever o edifício em análise do ponto de vista estrutural, apresentando o tipo de estrutura adoptado, assim como um breve pré-dimensionamento e uma explicação do modelo estrutural de análise. Neste último ponto será feita uma discussão mais detalhada da forma como o edifício foi analisado e estudado, com vista à concepção de um modelo apropriado ao estudo que se pretende efectuar sobre o mesmo, e ainda algumas indicações práticas sobre a melhor forma de o fazer através de um programa de cálculo automático.

4.2. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

4.2.1. TIPOLOGIA DA ESTRUTURA

A estrutura do edifício é típica de edifícios de habitação, isto é, trata-se de uma estrutura porticada, composta por lajes aligeiradas que descarregam em vigas de betão armado, e que por sua vez descarregam em pilares até às fundações.

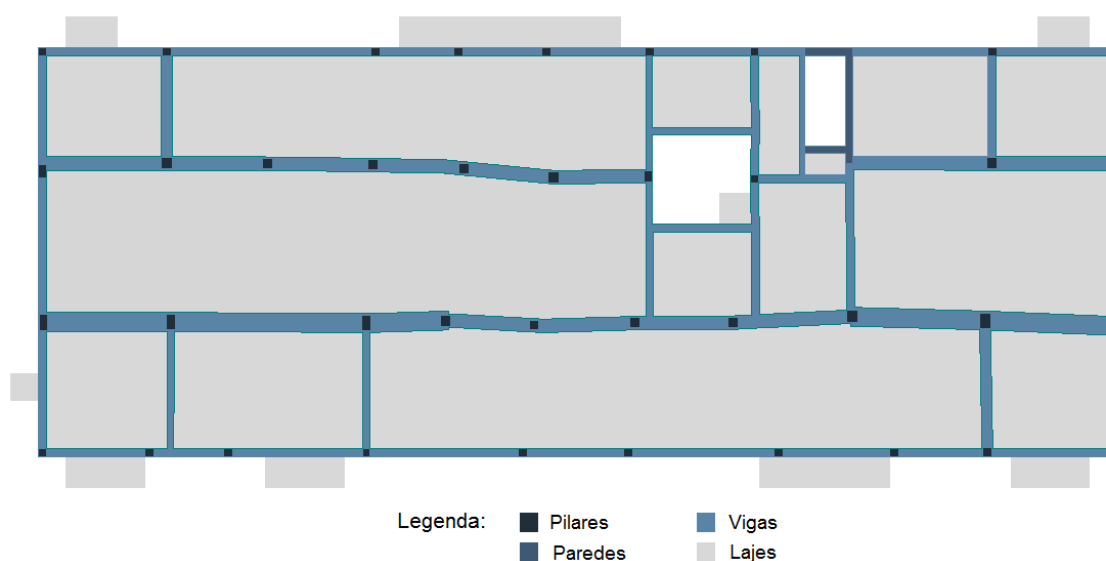


Fig.4.1 – Planta estrutural do edifício

Quanto aos elementos de contraventamento, estes materializam-se num conjunto de paredes resistentes de betão armado com a configuração da caixa de elevadores, desde a base até ao topo do edifício, de forma a criar um núcleo rígido com a função de resistir às acções horizontais que possam vir a ser aplicadas ao edifício, tais como as provenientes de vento e sismos.

As fundações contemplam ainda uma cortina de estacas secantes para contenção das caves, construída previamente à escavação, servindo também de apoio aos pilares periféricos que descarregam as suas cargas directamente na cortina e não em fundações directas como no caso dos pilares interiores. Nestas zonas, em que as cargas transmitidas à cortina são relativamente superiores, a cortina de estacas atinge horizontes mais profundos, ao invés do que acontece nas zonas em que a sua função é estritamente de contenção do solo.

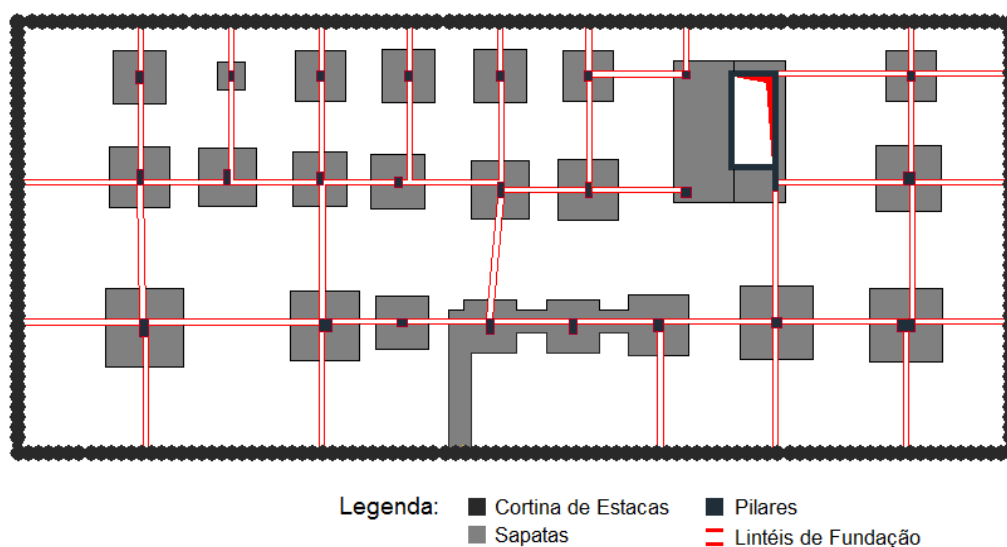


Fig.4.2 – Cortina de estacas e fundações directas

A figura 4.3 apresenta uma vista 3D do piso-tipo que permite ter uma melhor percepção da estrutura.

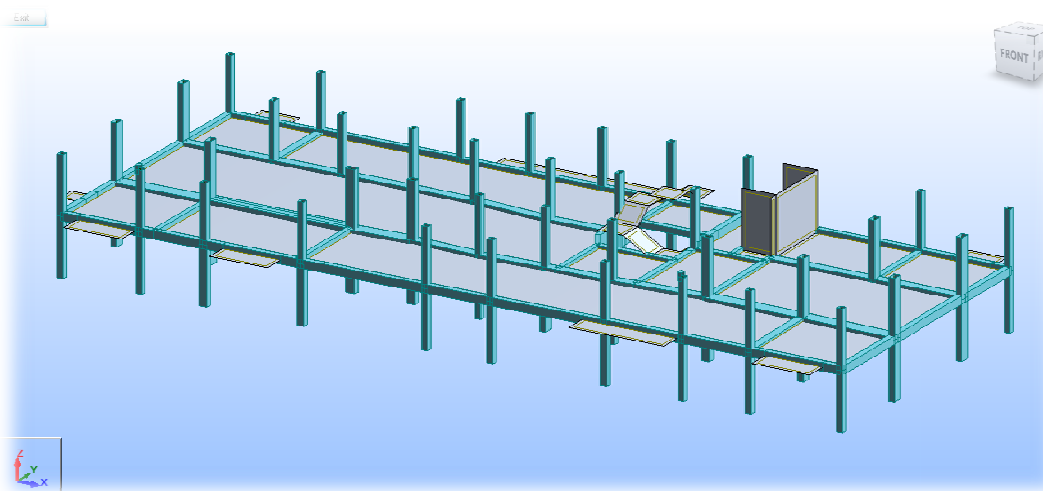


Fig.4.3 – Vista 3D do piso-tipo

4.2.2. MATERIAIS UTILIZADOS

Os materiais utilizados no edifício em apreço são os indicados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Características dos materiais dos elementos estruturais

Betão	Regularização	C12/15
	Fundações	C16/20
	Superestrutura	C20/25
Aço	Armaduras ordinárias	A400NR
	Armaduras electrossoldadas	A500EL

4.2.3. NORMAS E REGULAMENTOS

O pré-dimensionamento do edifício será elaborado com base no Eurocódigo 2 que, embora ainda não se encontre em vigor em Portugal, constitui o documento para dimensionamento de estruturas de betão armado mais recente e actualizado. No entanto, também serão tidas em consideração algumas regras presentes no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), assim como a definição de acções prescrita pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, RSA.

4.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O pré-dimensionamento de uma estrutura de betão armado tem uma elevada importância, devendo merecer por isso a devida atenção por parte dos projectistas. Um bom pré-dimensionamento define à partida as secções de todos os elementos estruturais, de forma que poucas serão as alterações de secções aquando do processo de dimensionamento. Isto demonstra que algum tempo dispendido no processo de pré-dimensionamento poderá ser largamente compensado se as alterações a efectuar aquando do dimensionamento forem reduzidas, facilitando desta forma o processo de elaboração do projecto.

Para além de todas as razões acima mencionadas, um bom pré -dimensionamento será muito proveitoso quando utilizado para o cálculo da estrutura num programa de cálculo automático, tal como irá acontecer neste trabalho.

Visto que o pré-dimensionamento de toda a estrutura seria muito trabalhoso e moroso, e também não sendo um dos objectivos principais deste trabalho, neste subcapítulo serão apenas mencionados os passos que seria necessário seguir, assim como um exemplo de pré-dimensionamento para cada tipo de elemento estrutural apenas. Todas as restantes secções, para efeitos de cálculo, serão consideradas conforme o existente no projecto de estruturas, disponibilizado pelo projectista e presente no Anexo 2.

4.3.1. LAJES

O pré-dimensionamento da laje do piso-tipo de habitação será feito com base nas prescrições presentes no ponto 7.4 (controlo da deformação) do EC2 (2004), o qual define a espessura mínima da laje, tendo em vista controlar a deformação excessiva do elemento. Assim, é prudente utilizar o maior vão livre existente na estrutura, ou seja, a situação mais desfavorável. A expressão que permite determinar a

espessura mínima de uma laje, tendo por objectivo a limitação da deformação excessiva é a que se apresenta de seguida.

$$\frac{l}{d} \leq K \sigma_s \times K_T \times K_L \times \lambda_0 \quad (4.1)$$

em que:

l/d – valor limite da relação vão/altura;

$K\sigma_s$ – coeficiente que tem em conta a tensão no aço;

K_T – coeficiente para secções em T;

K_L – coeficiente que tem em conta o comprimento do vão;

λ_0 – valor básico da relação vão/altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão.

Para o caso do piso-tipo, os valores a utilizar no caso do vão interno mais desfavorável são os seguintes:

- $l = 7,20\text{m}$
- $K\sigma_s = 1,3$
- $K_T = 1$
- $K_L = 1$
- $\lambda_0 = 30$ (vão interior de uma laje armada numa ou em duas direcções)

E aplicando a expressão, verifica-se que:

$$\frac{l}{d} \leq 1,3 \times 30 \leftrightarrow d \geq \frac{720}{1,3 \times 30} \leftrightarrow d \geq 18,5 \text{ cm} \quad (4.2)$$

Falta agora confirmar que este vão é o mais desfavorável, comparando com o maior vão extremo, onde o coeficiente λ_0 admite um valor ligeiramente mais baixo:

- $l = 5,80\text{m}$
- $K\sigma_s = 1,3$
- $K_T = 1$
- $K_L = 1$
- $\lambda_0 = 26$ (vão extremo de uma laje contínua armada numa ou em duas direcções)

E aplicando de novo a expressão, verifica-se que:

$$\frac{l}{d} \leq 1,3 \times 26 \leftrightarrow d \geq \frac{580}{1,3 \times 26} \leftrightarrow d \geq 17,2 \text{ cm} \quad (4.3)$$

Visto que o vão interno de 7,20 metros corresponde à situação mais desfavorável, a espessura mínima útil da laje será de 19 centímetros, que acrescida do recobrimento resulta numa espessura total de 22 centímetros.

Uma vez obtida a altura mínima total da laje, será necessário verificar a segurança da estrutura, para verificar que esta é suficiente para resistir às acções a que irá ser submetida.

Para efectuar esta verificação é prática comum fazê-lo através do valor do momento reduzido. Este valor terá que ser inferior a 0,20 ($\mu \leq 0,20$), no entanto para um pré-dimensionamento económico da laje, é aconselhável que este esteja entre 0,10 e 0,15 ($0,10 \leq \mu \leq 0,15$). A equação de determinação do momento reduzido é a representada pela equação 4.4.

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (4.4)$$

em que:

- μ – Momento reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente;
- M_{sd} – Valor de cálculo do momento flector actuante;
- b – Largura da secção;
- d – Altura útil da secção;
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

As acções verticais permanentes a considerar são as seguintes:

- Peso próprio: 25 kN/m³
- Revestimentos: 2 kN/m²
- Divisórias: 1,5 kN/m²

As sobrecargas verticais a considerar são as seguintes:

- Habitação: 2 kN/m²

Logo, tem-se que:

$$p_{sd} = 1,35 (25 \times 0,22 + 2 + 1,5) + 1,5 \times 2 = 15,15 \text{ kN/m}^2 \quad (4.5)$$

$$M_{sd} = \frac{p_{sd} \times l^2}{8} = 98,2 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.6)$$

Pelo que o momento reduzido será:

$$\mu = \frac{98,2}{1,0 \times 0,19^2 \times \frac{20 \times 10^3}{1,5}} = 0,204 \quad (4.7)$$

Conforme se pode verificar, a espessura de 22 centímetros cumpre a condição de deformação excessiva, mas encontra-se ligeiramente acima do limite máximo para as cargas que lhe são aplicadas. Em anexo pode-se consultar o projecto de estruturas, onde o projectista adoptou uma espessura total de 28 centímetros para as lajes, não só pelo facto de cumprir um dimensionamento económico das armaduras através do valor do momento reduzido, mas também para a passagem de todas as tubagens necessárias em pisos de habitação. Verificando a segurança desta opção verifica-se que:

$$p_{sd} = 1,35 (25 \times 0,28 + 2 + 1,5) + 1,5 \times 2 = 17,18 \text{ kN/m}^2 \quad (4.8)$$

$$M_{sd} = \frac{p_{sd} \times l^2}{8} = 111,3 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.9)$$

Pelo que, neste caso o momento reduzido será:

$$\mu = \frac{111,29}{1,0 \times 0,25^2 \times \frac{20 \times 10^3}{1,5}} = 0,134 \quad (4.10)$$

Verifica-se que uma espessura total da laje de 28 centímetros será totalmente adequada, pois encontra-se dentro dos limites económicos do valor do momento reduzido, pelo que será adoptada a espessura apresentada no projecto de estruturas.

No caso da laje da cobertura bem como da laje maciça da cave o respectivo pré-dimensionamento efectua-se de forma similar ao supra mencionado.

4.3.2. VIGAS

Uma viga é um elemento estrutural geralmente usada no sistema laje – viga – pilar para transferir esforços verticais recebidos da laje para o pilar. Desta forma, para o pré-dimensionamento das vigas será necessária uma abordagem ao projecto de arquitectura, com o objectivo de verificar os locais por onde elas poderão passar à vista, bem como as zonas em que as vigas terão que ser obrigatoriamente embebidas na laje, constituindo uma parte das condicionantes a ter em conta no seu dimensionamento.

Tal como nas lajes, para as vigas também existe um valor de referência para se iniciar o processo de pré-dimensionamento, tomando-se um momento reduzido económico de 0,25, determinado através da expressão (4.4), e uma relação corrente entre a base e a altura útil de uma secção de:

$$b = 0,4 \times d \quad (4.11)$$

Deste modo, para se determinar o momento reduzido será necessário calcular previamente o momento flector de cálculo, M_{sd} , que se pode obter com base nas expressões presentes no método de cálculo americano (*método ACI*), para momentos negativos:

Para vigas de três tramos ou mais (o maior momento corresponde à face exterior do apoio vizinho do extremo):

$$M_{sd} = \frac{p_{sd} \times l^2}{10} \quad (4.12)$$

Para vigas de dois tramos (o maior momento corresponde ao apoio central):

$$M_{sd} = \frac{p_{sd} \times l^2}{9} \quad (4.13)$$

Para vigas com um tramo simplesmente apoiadas, utiliza-se a conhecida expressão:

$$M_{sd} = \frac{p_{sd} \times l^2}{8} \quad (4.14)$$

Admitindo um caso corrente de cargas permanentes e sobrecargas no piso-tipo de habitação, por exemplo a viga V29, tal como representado na figura 4.4.

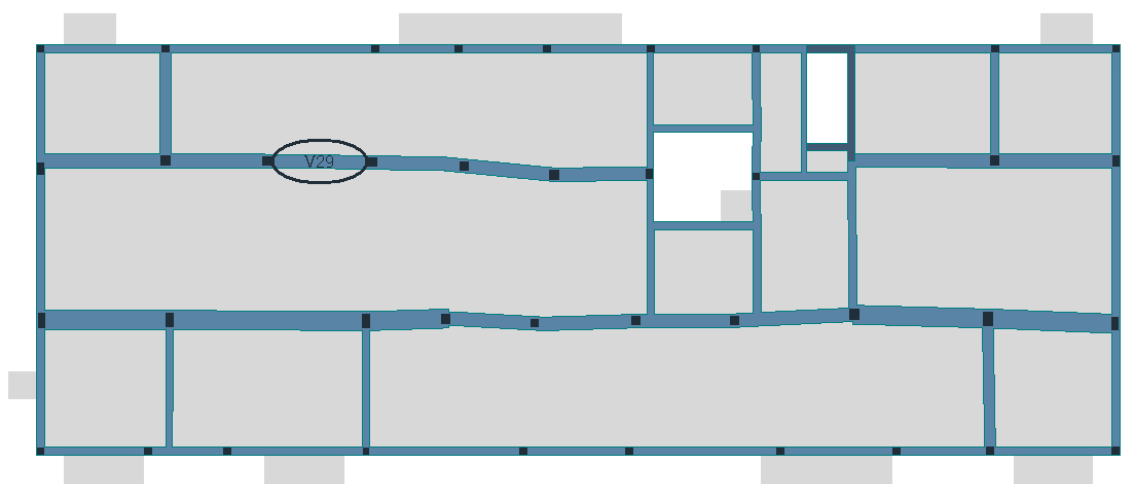


Fig.4.4 – Viga para exemplo de pré-dimensionamento

As acções permanentes a considerar para o pré-dimensionamento da viga são:

- Peso próprio: 25 kN/m³;
- Revestimentos: 2 kN/m²;
- Divisórias: 1,5 kN/m².

As sobrecargas, em função do tipo de utilização:

- Habitação: 2 kN/m².

Como neste caso se pretende que a viga seja embebida na laje, a altura, h , está limitada a 28 centímetros. Experimentando uma largura de 50 centímetros, conforme o projecto de estruturas, vem que:

- Peso próprio da viga: $p.p. = b \times d \times \gamma = 0,5 \times 0,28 \times 25 = 3,5 \text{ kN/m}$
- Peso próprio da laje: $p.p. = h \times \gamma = 0,28 \times 25 = 7,0 \text{ kN/m}^2$

Sabendo que a área de influência da viga traduz-se em, aproximadamente, 5 metros e que o seu vão é de 3,40 metros, a carga na viga, p_{sd} , fica definida da seguinte forma:

$$p_{sd} = 1,35 [3,5 + 5 (2 + 1,5 + 7)] + 1,5 \times 5 \times 2 = 90,6 \text{ kN/m} \quad (4.15)$$

Uma vez que a viga tem continuidade com um tramo adjacente, o momento flector máximo é inferior a $pl^2/8$, admitindo-se ser $pl^2/10$. Desta forma o momento flector na viga toma o seguinte valor:

$$M_{sd} = \frac{p_{sd} \times l^2}{10} = \frac{90,6 \times 3,40^2}{10} = 104,7 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.16)$$

Sendo que,

- $b = 0,50 \text{ m}$
- $h = 0,28 \text{ m}$
- $d = 0,25 \text{ m}$

Temos que:

$$\mu = \frac{104,7}{0,5 \times 0,25^2 \times \frac{20 \times 10^3}{1,5}} = 0,25 \quad (4.17)$$

Devido às condições impostas por viga embebida na laje, as dimensões da viga V29 serão:

$$\begin{aligned} b &= 0,50 \text{ m} \\ h &= 0,28 \text{ m} \end{aligned}$$

Pode-se concluir que o pré-dimensionamento está correcto e económico. Para as restantes vigas proceder-se-ia de forma análoga, de forma que as secções utilizadas no modelo de cálculo foram as indicadas no projecto de estruturas, no Anexo 2.

4.3.3. PILARES

Os pilares, pela sua configuração e disposição, são elementos estruturais que estão sujeitos a esforços maioritariamente de compressão, embora por vezes os esforços de flexão também assumam valores significativos. Por esta razão, e sendo isto apenas um pré-dimensionamento, o cálculo do pilar exemplo será realizado considerando apenas o valor das cargas axiais. Sendo assim, a verificação da segurança para peças sujeitas a compressão simples é efectuada a partir da expressão (4.18), a qual confronta os esforços actuantes (N_{sd}) com os esforços resistentes (N_{Rd}).

$$N_{sd} \leq N_{Rd} \quad (4.18)$$

Partindo do conhecimento da disposição dos pilares e das cargas que lhes serão transmitidas pelas vigas ao longo dos vários pisos, determinam-se os esforços actuantes.

Por sua vez, os esforços resistentes são calculados a partir da expressão (4.19), que contabiliza a contribuição do betão e do aço.

$$N_{Rd} = f_{cd} \times A_c + f_{syd} \times A_s \quad (4.19)$$

Considerando que a secção tem uma área de aço (A_s) de aproximadamente 1% da área da secção de betão (A_c), vem que:

$$N_{Rd} = f_{cd} \times A_c + 0,01 \times f_{syd} \times A_c \quad (4.20)$$

em que:

- N_{sd} – valor de cálculo do esforço de compressão actuante;
- N_{Rd} – valor de cálculo do esforço de compressão resistente;
- f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
- A_c – área de betão;
- f_{syd} – valor de cálculo da tensão de cedência do aço;
- A_s – área de aço.

Dada ser repetitiva a sequência de operações de pré-dimensionamento de pilares, para exemplo foi escolhido arbitrariamente o pilar P15, representado na figura 4.5, que é um dos pilares internos.

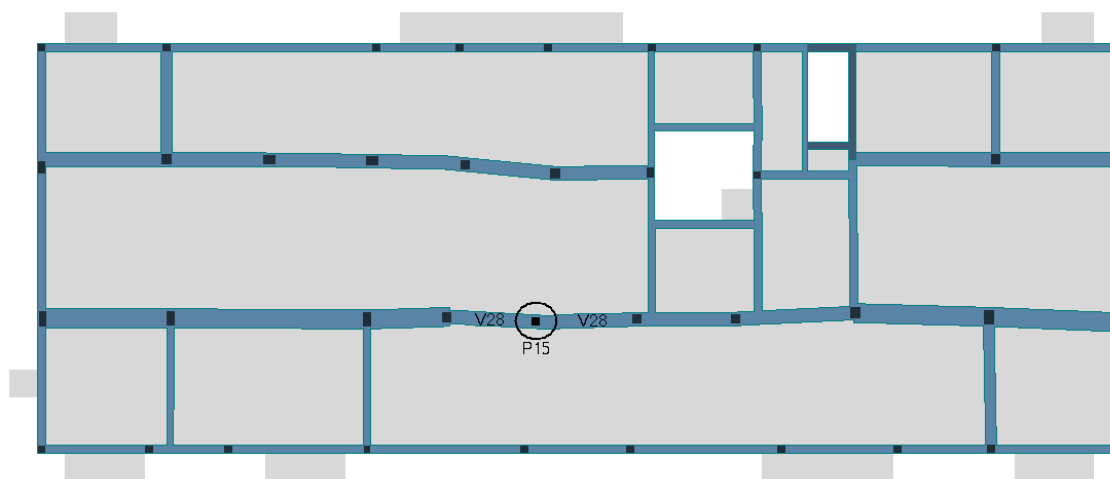


Fig.4.5 – Pilar para exemplo de pré-dimensionamento

Tal como sugere a área de influência do pilar P15 representada na figura 4.6, as cargas que serão transferidas para o pilar P15 serão metade das cargas que descarregam em cada uma das vigas V28. Desta forma, a expressão para o cálculo do valor dos esforços actuantes está representada pela expressão (4.21).

$$N_{sd} = 1,35 \times G_K + 1,50 \times Q_K \quad (4.21)$$

em que,

- G_K – valor característico das acções permanentes;
- Q_K – valor característico das acções variáveis.

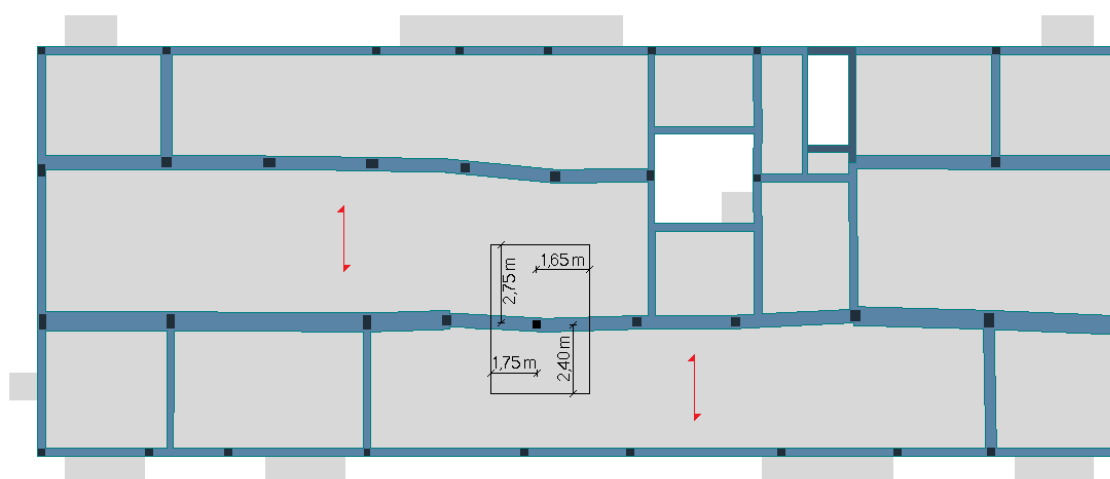


Fig.4.6 – Área de influência do pilar P15 para pré-dimensionamento

As acções a considerar para o pré-dimensionamento do pilar são as seguintes:

- Peso próprio dos elementos estruturais: 25 kN/m^3
- Em pisos de habitação:
 - Acções permanentes (Revestimentos + Divisórias): $3,5 \text{ kN/m}^2$
 - Acções variáveis: $2,0 \text{ kN/m}^2$
- Na cobertura:
 - Acções permanentes (Revestimentos): $1,0 \text{ kN/m}^2$
 - Acções variáveis: $0,4 \text{ kN/m}^2$
- Área de actuação das cargas:
 - $A = (1,75 + 1,65) \times (2,40 + 2,75) = 17,5 \text{ m}^2$

Fazendo por exemplo o pré-dimensionamento do pilar ao nível do piso 1, teremos:

- Cobertura:
 - Peso próprio da laje: $h \times \gamma \times A = 0,23 \times 25 \times 17,5 = 100,6 \text{ kN}$
 - Acções permanentes: $G \times A = 1,0 \times 17,5 = 17,5 \text{ kN}$
 - Acções variáveis: $Q \times A = 0,4 \times 17,5 = 7,0 \text{ kN}$
- Piso de habitação:
 - Peso próprio da laje: $h \times \gamma \times A = 0,28 \times 25 \times 17,5 = 122,5 \text{ kN}$
 - Acções permanentes: $G \times A = 3,5 \times 17,5 = 61,3 \text{ kN}$
 - Acções variáveis: $Q \times A = 2,0 \times 17,5 = 35,0 \text{ kN}$

Sendo assim, a carga total na base do pilar do piso 1 é calculada da seguinte forma:

$$N_{sd} = 1,35 (100,6 + 17,5 + 122,5 \times 3 + 61,3 \times 3) + 1,50 (7,0 + 35,0 \times 3) = 1071,8 \text{ kN}$$

Recorrendo à expressão (4.20) para o cálculo do esforço resistente verifica-se que:

$$N_{Rd} = \frac{20 \times 10^3}{1,5} \times A_c + 0,01 \times \frac{400 \times 10^3}{1,15} \times A_c = 16811,6 A_c$$

Determinando a área de betão necessária para o pilar, através da expressão (4.18), resulta que:

$$1071,8 \leq 16811,6 A_c \Leftrightarrow A_c \geq \frac{1071,8}{16811,6} \Leftrightarrow A_c \geq 637,5 \times 10^4 \text{ m}^2$$

Conforme se pode verificar no projecto de arquitectura, o pilar P15 encontra-se dentro de um roupeiro, pelo que a adopção de secção quadrada poderá ser uma solução.

$$b = h = \sqrt{637,5} = 25,3 \text{ cm}$$

Por simplificação, no pré-dimensionamento acima demonstrado, foi desprezado o peso próprio do pilar que seria muito reduzido quando comparado com as solicitações no edifício. Embora seja uma atitude conservativa, neste passo do pré-dimensionamento, a secção poderá ser arredondada por excesso, para também contabilizar essa simplificação. Desta forma, uma secção possível para o pilar P15, tal como se encontra no projecto de estruturas, em anexo, seria:

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$h = 0,30 \text{ m}$$

4.3.4. PAREDE RESISTENTE DA CAIXA DE ELEVADORES

A parede resistente presente na caixa de elevadores do edifício materializa o único elemento de contraventamento presente na estrutura, sendo por isso da maior importância na absorção dos efeitos das acções horizontais, nomeadamente da acção do vento e da acção de sismos.

A espessura da parede resistente é definida de forma a constituir um núcleo com a rigidez necessária a absorver as acções horizontais aplicadas ao edifício, transferindo-as para o solo de fundação.

A espessura indicada em projecto de estruturas é de 0,20 metros, sendo esta a espessura adoptada para o modelo tridimensional a executar.

4.3.5. CORTINA DE ESTACAS

A cortina de estacas do edifício tem configuração rectangular em planta, materializando a contenção das caves em redor do edifício, tal como se pode verificar na figura 4.2, sendo esta de estacas secantes e construída anteriormente à escavação sensivelmente até 1 metro abaixo da cota das fundações directas do edifício, atingindo horizontes mais profundos, conforme necessário, apenas nas zonas de pilares com vista à correcta transferência dos esforços provenientes da estrutura ao solo de fundação.

Há ainda a informação que a situação crítica no dimensionamento da mesma ocorre aquando da escavação, etapa em que a cortina se encontra suportada por ancoragens de carácter provisório, previamente à construção das caves do edifício. Desta forma, não será efectuado o pré-dimensionamento da mesma devido a falta de informação, pelo que a espessura adoptada será de 0,60 metros, conforme presente em projecto de estruturas no Anexo 2.

4.4. DESCRIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL DE ANÁLISE

O modelo estrutural de análise foi realizado através do programa de desenho *AutoCAD* por simplificação, facilidade e rapidez de execução, tirando partido das vantagens dos programas da *Autodesk* e da possibilidade de transferência de ficheiros entre estes e o *Robot*, o programa de cálculo estrutural utilizado.

As vigas e pilares foram desenhados como linhas rectas horizontais e verticais, respectivamente, enquanto as lajes foram posteriormente definidas no *Robot* através da função “*Creation With Internal Point*”, tendo em conta a geometria das vigas no contorno de cada laje. Obteve-se assim no *AutoCAD* o modelo tridimensional que se apresenta na figura 4.7, que é necessário salvar em formato *.DXF para exportação para o programa *Robot*.

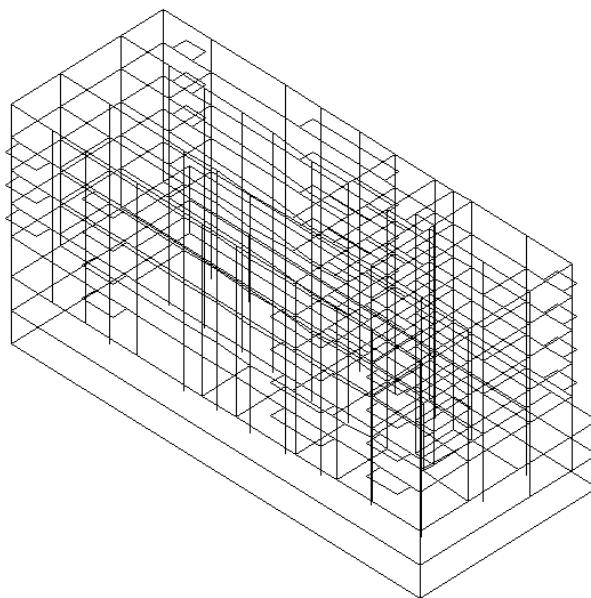


Fig.4.7 – Modelo 3D em AutoCAD

Em seguida, a partir do programa de cálculo automático *Robot 2009*, procedeu-se à importação do desenho de *AutoCAD*. Desta forma, as vigas e pilares foram associados a elementos de barra, aos quais foi necessário atribuir a respectiva secção. As lajes, como já atrás referido, foram criadas directamente no *Robot*, já com a respectiva espessura e material atribuídos. De todo este trabalho resulta finalmente o modelo tridimensional representado na figura 4.8.

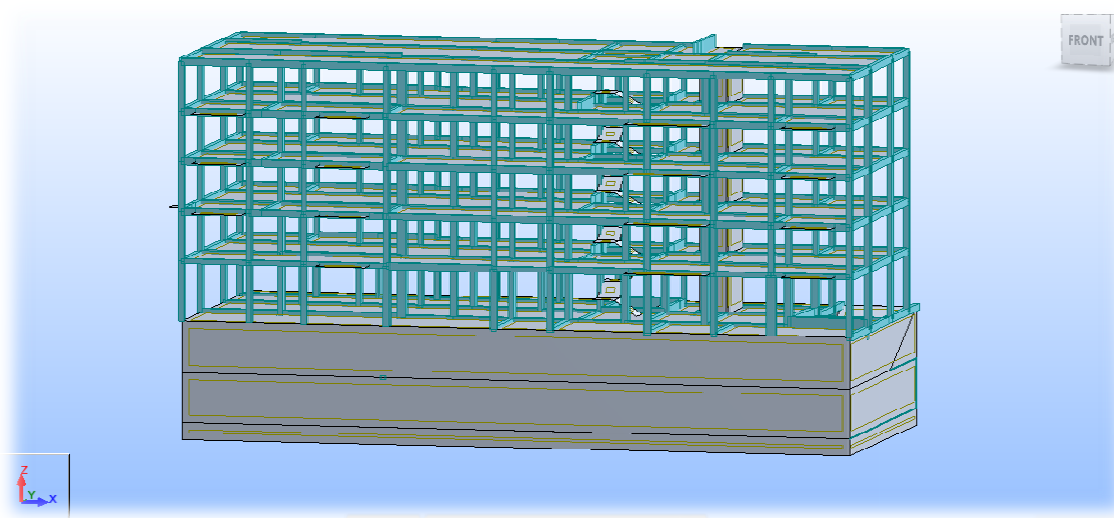


Fig.4.8 – Modelo 3D em ROBOT 2009

4.4.1. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

O programa de cálculo automático utilizado, *Robot 2009*, é um programa baseado no método dos elementos finitos, sendo portanto necessário criar uma malha de elementos finitos adequada ao caso em estudo, tendo em consideração o rigor dos resultados pretendidos.

4.4.1.1. Experiências de Malhas de Elementos Finitos

Desta forma foram executadas pequenas experiências, com um modelo simples constituído por apenas 6 pilares, 7 vigas e 2 lajes com 3 m de largura e 4 m de comprimento, como se representa na figura 4.9.

Para este modelo foram efectuados cálculos com elementos finitos de laje com lado de 0,25m, 0,50m, 0,75m e 1,00m para avaliar a variação que a alteração da dimensão da malha introduz nos valores dos esforços.

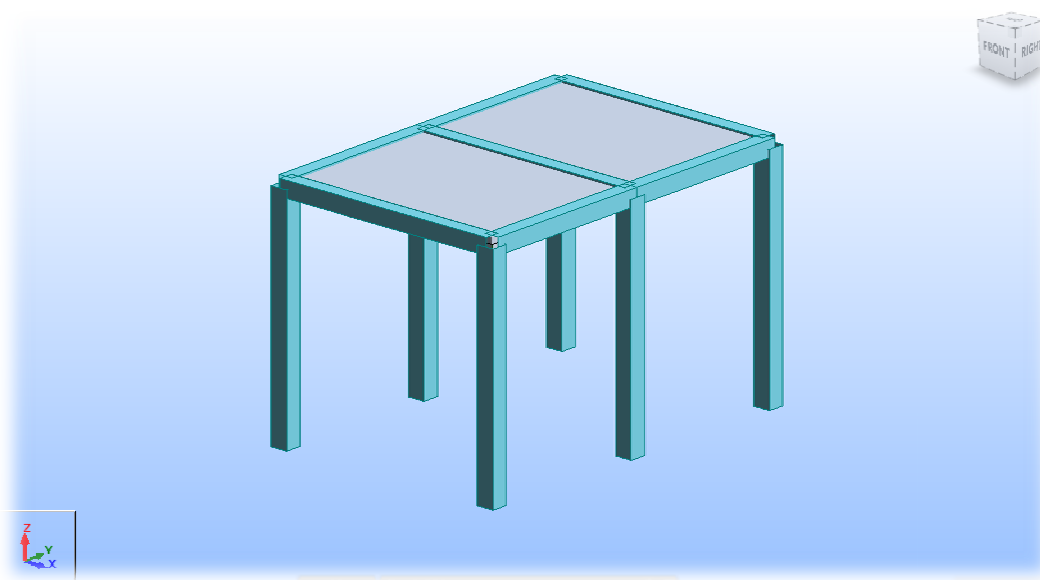


Fig.4.9 – Estrutura para experiência de malha de elementos finitos

A título ilustrativo, a figura 4.10 representa uma das malhas de elementos finitos experimentada, neste caso com elementos de laje com 0,50 m de lado.

Para ilustrar o resultado desta experiência apresenta-se nos Quadros 4.2 e 4.3 a comparação entre os esforços em vários pontos da estrutura, para as várias malhas utilizadas, que serviu de orientação na concepção da malha de elementos finitos a utilizar nas lajes da estrutura em análise neste trabalho. As cargas utilizadas foram cargas verticais uniformemente distribuídas de 20 kN/m sobre as vigas e de 3,5 kN/m² sobre as lajes, sendo a sobrecarga de 2 kN/m².

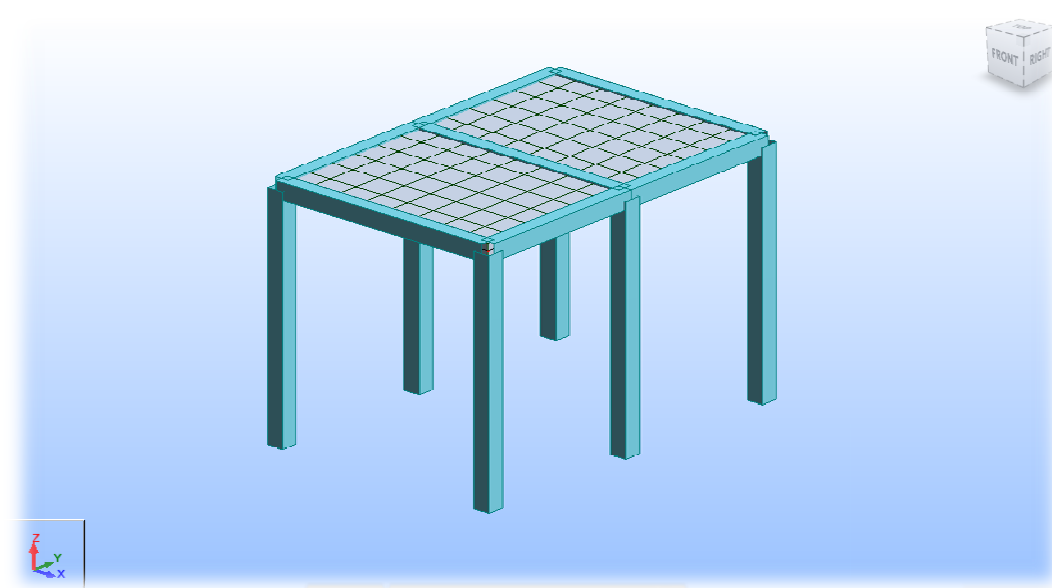


Fig.4.10 – Malha de elementos finitos numa das estruturas experiência

Quadro 4.2 – Comparação das reacções de apoio do pilar mais carregado para as várias malhas de elementos finitos

	Espaçamento da Malha de Elementos Finitos			
	1,00 m	0,75 m	0,50 m	0,25 m
Fx (KN/m)	-10,59	-10,74	-10,95	-11,04
Fy (KN/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
Fz (KN/m)	271,90	272,68	273,25	273,64
Mx (KNm)	0,00	0,00	0,00	0,00
My (KNm)	-14,12	-14,32	-14,59	-14,71
Mz (KNm)	0,00	0,00	0,00	0,00

Quadro 4.3 – Comparação dos esforços a meio vão da viga central para as várias malhas de elementos finitos

	Espaçamento da Malha de Elementos Finitos			
	1,00 m	0,75 m	0,50 m	0,25 m
Fx (KN/m)	1,25	1,18	1,25	1,26
Fy (KN/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
Fz (KN/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
Mx (KNm)	0,00	0,00	0,00	0,00
My (KNm)	17,63	17,77	17,35	17,36
Mz (KNm)	0,00	0,00	0,00	0,00

Através de uma breve análise das tabelas anteriores pode verificar-se que, com o refinar da malha de elementos finitos, os esforços e as reacções de apoio vão-se alterando. No entanto também se pode constatar que os ganhos de precisão no resultado quando se passa da malha de 0,50 m para a malha de 0,25 m de lado já não são significativos, pelo que se considera que o programa já faculta resultados

bastante aceitáveis com uma malha de 0,50 metros de lado, sendo portanto este o afastamento adoptado na estrutura em estudo.

4.4.1.2. Malha de Elementos Finitos da Estrutura em Estudo

Conforme já acima indicado, o espaçamento a utilizar na malha de elementos finitos da estrutura em estudo será de 0,50 metros, resultando desta forma numa malha com 28198 nós e 23671 elementos. Na figura 4.11 encontra-se representada a estrutura com a malha de elementos finitos já definida.

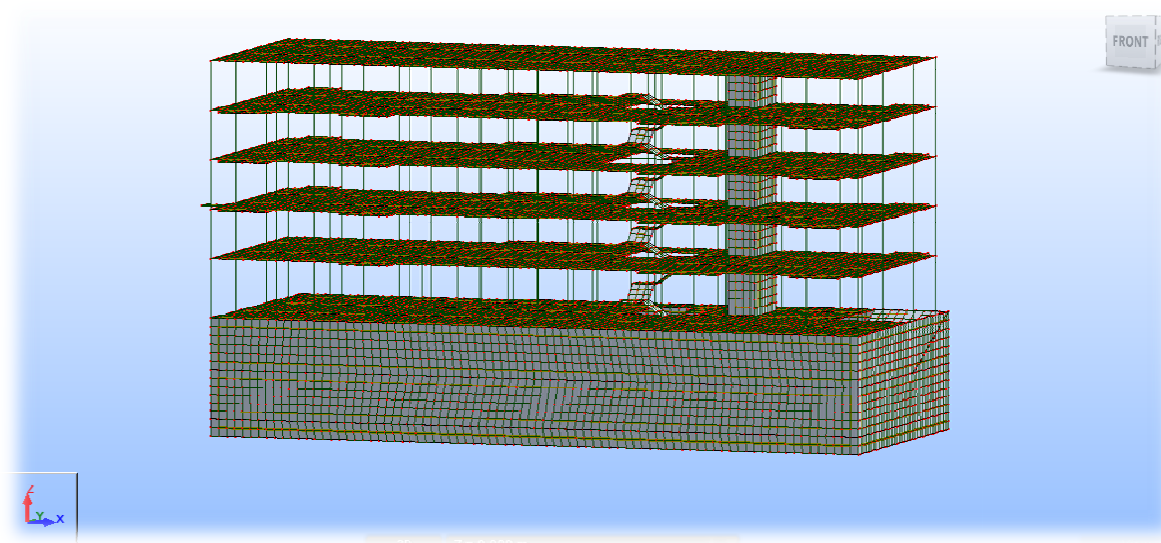


Fig.4.11 – Malha de elementos finitos da estrutura

4.4.2. APOIOS ESTRUTURAIS

Os apoios da estrutura encontram-se materializados de diversas formas, sendo as fundações do contorno em estacas secantes com 0,60 metros de diâmetro, e tendo fundações superficiais para os pilares interiores.

Desta forma, a cortina de estacas foi materializada como um painel vertical com 0,60 metros de espessura até à profundidade das fundações superficiais, sendo aí colocados apoios rígidos, pois no contexto deste trabalho podem considerar-se nulos os assentamentos da cortina de estacas, com a certeza de que a influência dessa simplificação nos resultados será insignificante.

Quanto às fundações superficiais, e visto que os assentamentos das mesmas serão importantes, são considerados como encastramentos na estrutura base de análise (figura 4.12), e substituídos por molas de *Winkler* com rigidez vertical e de rotação (figura 4.13) em todas as bases dos pilares da sub-cave para simular o comportamento real do solo de fundação.

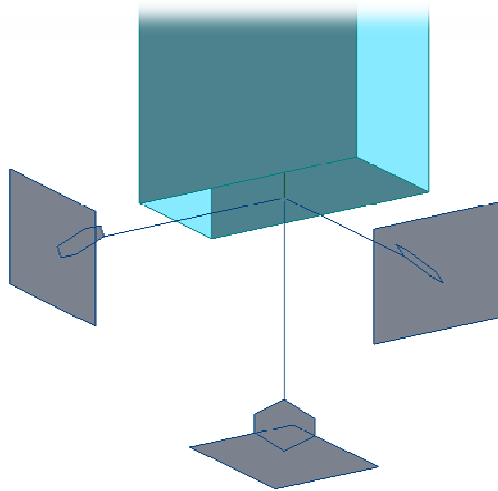


Fig.4.12 – Encastramento perfeito da base de um dos pilares da estrutura

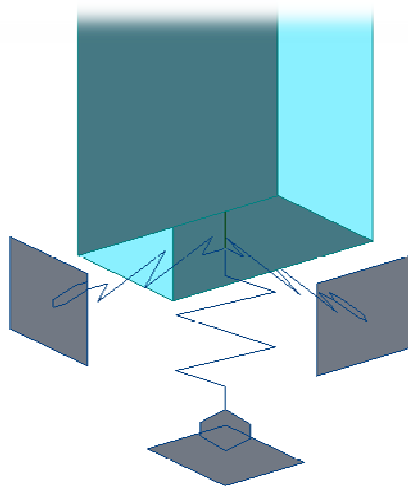


Fig.4.13 – Molas na base de um dos pilares da estrutura

A única particularidade reside na sapata S11, que suporta a caixa de elevadores e dois pilares da estrutura, pilares P28 e P38, tal como se verifica na figura 4.14, em, que a sapata foi materializada como um painel de betão com as dimensões reais apoiado em molas verticais, que se encontram representadas na figura 4.15. Esta solução foi adoptada devido ao facto de esta sapata suportar vários elementos estruturais, sendo portanto as constantes de mola de difícil definição. Desta forma, tentou-se ao máximo simular o funcionamento das sapatas quando carregadas.

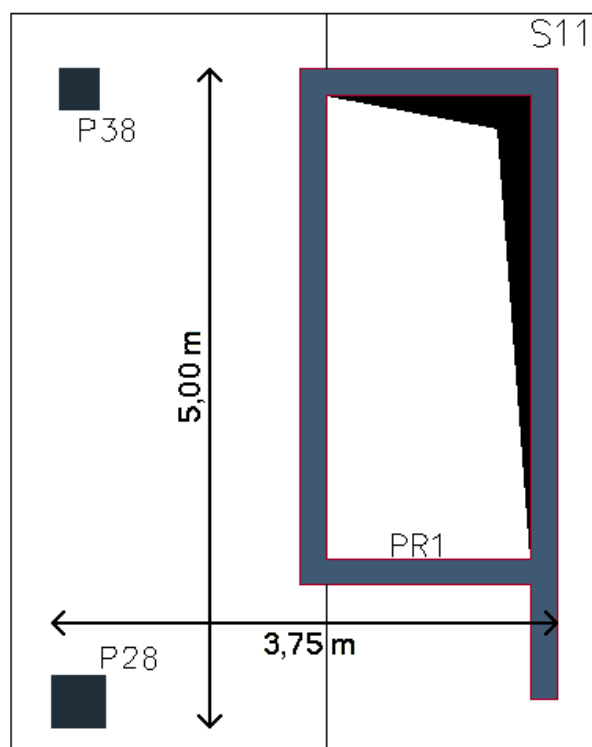


Fig.4.14 – Vista em planta da sapata S11

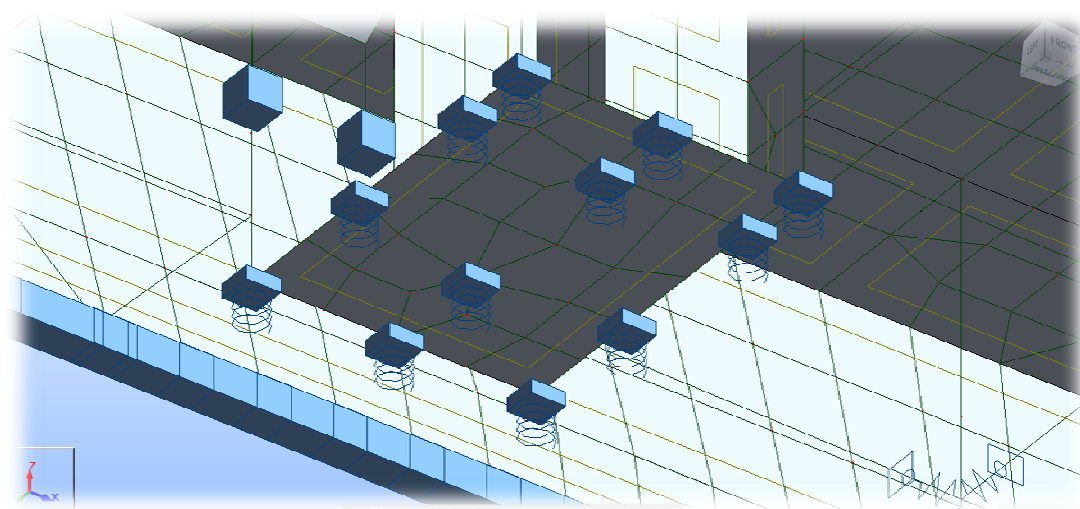


Fig.4.15 – Vista inferior da sapata S11 em ROBOT 2009

5

ANÁLISE DAS FUNDAÇÕES

5.1. INTRODUÇÃO E ASPECTOS GERAIS

As fundações constituem a parte da estrutura responsável pela transmissão ao terreno ou solo de fundação de todos os esforços que actuam sobre a mesma, sendo normalmente em betão armado.

O estudo das fundações requer uma análise cuidada, com grande dose de experiência e bom senso por parte do projectista, relativamente às soluções e considerações a adoptar em cada caso, dado que a geotecnia não é uma ciência exacta, mas sim um ramo de engenharia civil que lida com meios de enorme variabilidade. Como já foi referido, a maior parte dos projectos de estruturas são executados considerando apoios rígidos nas fundações, sendo por isso esta a hipótese base deste trabalho que será comparada com uma solução mais realista, isto é, a consideração da deformabilidade do solo de fundação simulada através de apoios elásticos. O estudo desenvolvido, descrito ao longo deste capítulo, pretende mostrar que existem diferenças entre os esforços na estrutura obtidos por estas duas vias alternativas, que por vezes podem ser muito significativas, influenciando e colocando em causa o dimensionamento de toda a estrutura.

O estudo da interacção entre o solo de fundação e a estrutura exige um sistema de referência comum, no entanto, é frequente os projectistas admitirem sistemas de referência distintos. Relativamente ao sistema de referência da fundação este é normalmente adoptado com a origem na superfície do terreno, embora o mais coerente seria considerar o lugar geométrico dos pontos abaixo da superfície do terreno, a uma profundidade tal, que os deslocamentos possam ser considerados nulos (Monteiro, 2009).

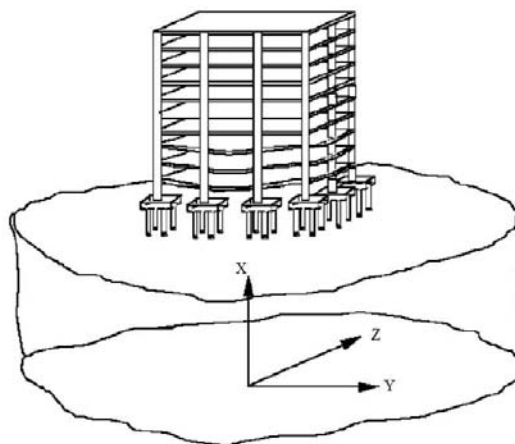


Fig.5.1 – Sistema de referência (Iwamoto, 2000)

A figura 5.1 representa o sistema de referência, segundo Iwamoto, com a origem a uma profundidade onde os deslocamentos são considerados nulos, tal como referido no parágrafo antecedente.

O dimensionamento de fundações directas requer não só uma verificação da capacidade de carga, mas também um controlo dos assentamentos e da segurança da sapata, uma vez que a verificação à rotura não garante só por si um bom desempenho da fundação, havendo que limitar os assentamentos absolutos e diferenciais para que os mesmos satisfaçam as condições de funcionalidade especificada em regulamentação própria.

Apresenta-se na figura 5.2 um esquema, onde Gusmão confrontou o nível de assentamentos e reacções de apoio para dois casos distintos. O primeiro é um projecto estrutural considerando a rigidez da estrutura, sendo o outro projecto de fundações sem consideração da interação solo-estrutura, onde são visíveis as diferenças dos valores dos assentamentos e das reacções de apoio entre as duas situações.

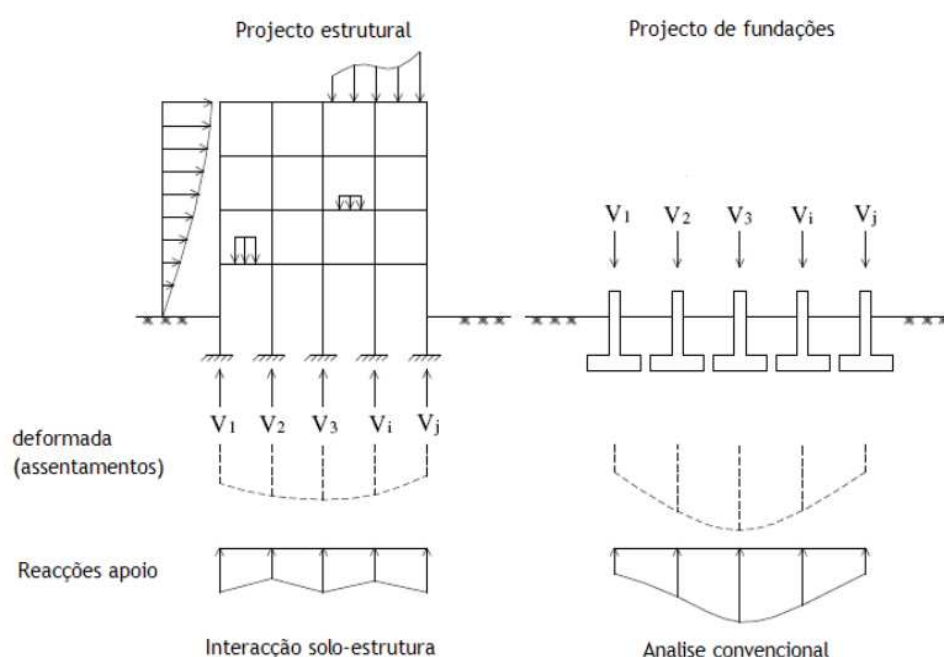


Fig.5.2 – Influência da interação solo-estrutura (Gusmão, 1994)

5.2. FUNDAÇÕES COM APOIOS RÍGIDOS

As fundações são elementos fundamentais da estabilidade das estruturas. No entanto, a verificação da segurança das fundações de edifícios nem sempre é analisada com o cuidado que indiscutivelmente se justifica. É frequente a tendência dos técnicos envolvidos no cálculo estrutural em simplificar esta parte do projecto, pois a caracterização geotécnica, em particular da resistência e da deformabilidade do solo de fundação não é simples, e está associada a uma maior aleatoriedade que a dos materiais estruturais aço e betão.

Esta solução com apoios rígidos permite uma análise mais simples e rápida por parte dos projectistas, sem necessidade de informação relativa ao solo de fundação.

A modelação da estrutura descrita no ponto 4.4 foi analisada no programa de cálculo automático *Robot* com apoios rígidos ou encastramentos perfeitos na base (figura 5.3), com vista à obtenção dos esforços

em toda a estrutura. Na apresentação dos resultados presente no capítulo 6, serão focados os pontos mais críticos da estrutura, onde foi verificada uma maior influência desta mesma simplificação.

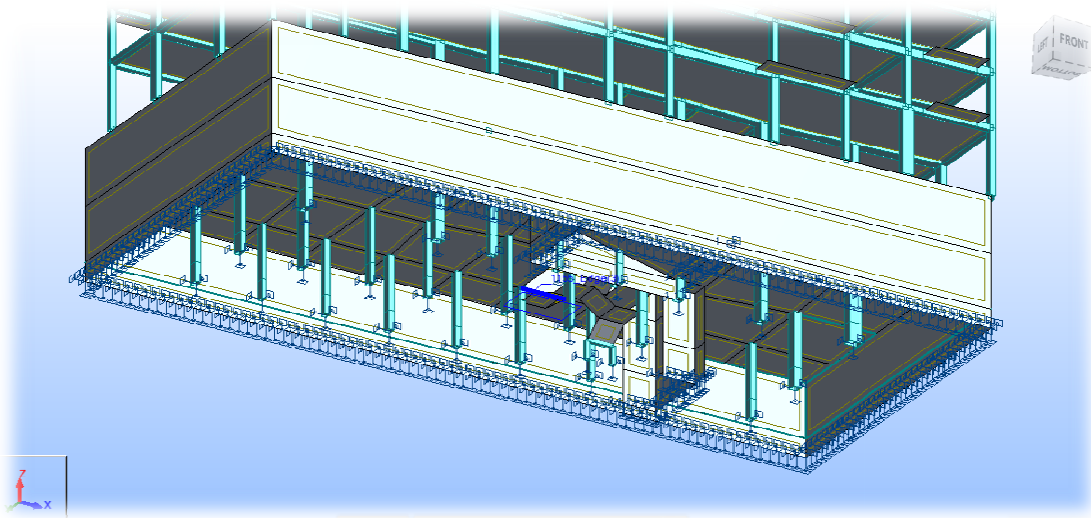


Fig.5.3 – Apoios rígidos introduzidos no modelo de cálculo

Na figura 5.4 encontra-se uma deformada da estrutura em análise, onde se pode verificar a influência da rigidez da parede resistente da caixa de elevadores.

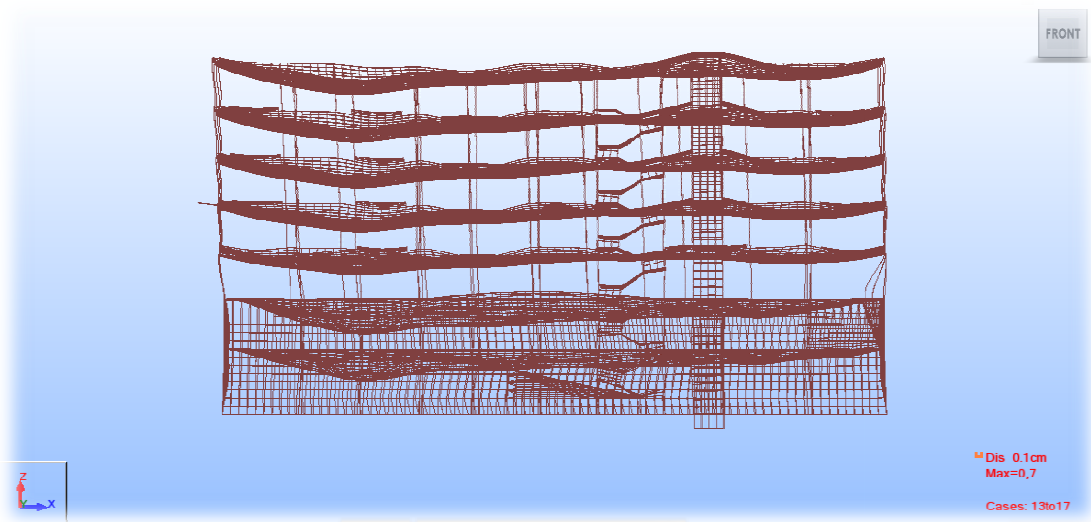


Fig.5.4 – Deformada da estrutura

5.3. FUNDAÇÕES COM APOIOS ELÁSTICOS

Como já foi referido no ponto 5.1, a comparação ou análise paramétrica será feita com as soluções de apoios elásticos, que têm em conta o comportamento do maciço terroso, ou seja, o módulo de deformabilidade do solo, que também será objecto de estudo mais adiante.

5.3.1. MODELAÇÃO DA FUNDAÇÃO COM “MOLAS DE WINKLER”

Segundo Moura Colares (2006), a “complexidade inerente ao comportamento real dos solos tem levado ao desenvolvimento de inúmeros modelos de previsão, especialmente para a análise da interação solo-estrutura. Para cada modelo de comportamento adoptado para o solo, ou outro material, os resultados obtidos apresentam, dentro de certo limite de condições e operação, boa concordância com as respostas dos problemas práticos. Os modelos de previsão têm mostrado ser de grande utilidade na análise dos problemas de interação solo-estrutura. A escolha de determinado modelo de comportamento para o solo nos problemas de interação solo-estrutura depende de factores como tipo de solo, condições “*in situ*”, tipo de elemento estrutural de fundação e natureza do carregamento externo. A resposta ou característica de cada modelo de comportamento é avaliada pela superfície deformada, quando da aplicação de um sistema de forças externas” (Monteiro, 2009).

O modelo de comportamento do solo sugerido por *Winkler* admite que o deslocamento, s , de qualquer ponto situado na superfície do solo é directamente proporcional à força aplicada, F . Na expressão 5.1 encontra-se representada a forma de determinar os coeficientes de mola segundo a teoria de *Winkler*.

$$F = K \times s \quad (5.1)$$

em que,

- F – força aplicada (kN)
- K – coeficiente de rigidez da mola (kN/m)
- s – assentamento da sapata (m)

“Fisicamente o modelo de *Winkler* consiste num sistema mutuamente independente de molas de constante K_s . Uma das hipóteses assumidas no modelo é que os deslocamentos são determinados para pontos imediatamente abaixo da região carregada, sendo nulos os deslocamentos fora dessa área. Tal simplificação pode, dependendo do problema analisado, produzir grandes desvios das respostas. Como mostra a figura 5.5, os deslocamentos da região carregada serão constantes se o solo estiver submetido a um carregamento em superfície infinitamente rígida ou a um carregamento uniformemente distribuído em superfície flexível” (Monteiro, 2009).

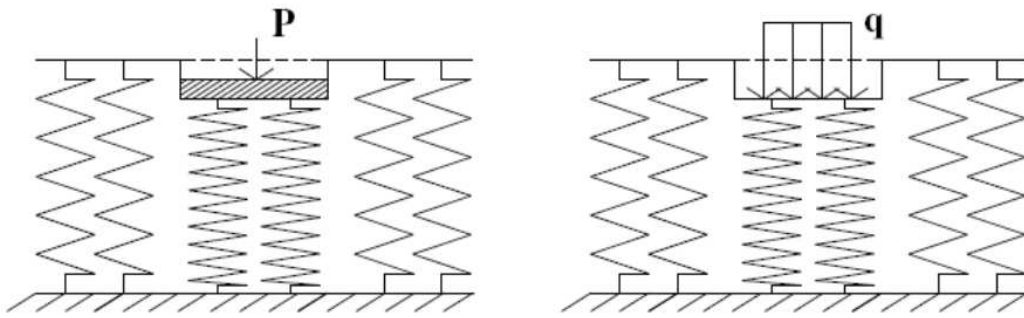


Fig.5.5 – Deslocamentos para o caso de carregamentos em superfícies infinitamente rígidas e carregamentos em superfícies flexíveis uniformemente distribuídos (Monteiro, 2009)

“Para avaliar a adequação de uma dada fundação é em regra necessário estimar os deslocamentos verticais descendentes, isto é, os assentamentos associados às cargas verticais por ela transmitidas ao maciço subjacente. (...) O assentamento total, s , é a soma de três componentes:

$$s = s_i + s_c + s_d \quad (5.2)$$

o assentamento imediato, s_i , o assentamento por consolidação primária, s_c , e o assentamento por consolidação secundária ou por fluência, s_d .” (Fernandes, 2006)

Para o tipo de solo no âmbito deste estudo, as duas últimas parcelas do assentamento total são muito reduzidas, podendo-se considerar insignificantes quando comparadas com o valor correspondente ao assentamento imediato, pelo que, os coeficientes de mola serão calculados com base no valor do assentamento imediato das fundações.

Segundo Matos Fernandes, 2006, o assentamento imediato constitui a componente do assentamento total que ocorre em simultâneo com a aplicação da carga, e a sua avaliação pode ser realizada com base na Teoria da Elasticidade. Segundo o mesmo autor, para a aplicação da Teoria da Elasticidade existem duas condições a respeitar:

- i) as solicitações têm que ser essencialmente monótonas (isto é, crescer até determinado valor e a partir daí manterem-se sensivelmente constantes);
- ii) as tensões transmitidas ao solo têm que ser modestas em relação à tensão de rotura do próprio solo, isto é, ao valor da capacidade de carga.

Em condições normais, estas duas condições são verificadas com as fundações superficiais de edifícios correntes de habitação, pelo que se pode aplicar a Teoria da Elasticidade ao caso presentemente em análise.

“Considere-se o maciço representado na figura 5.6, constituído por n camadas, todas com comportamento elástico, solicitado à superfície pela sobrecarga p uniformemente distribuída numa determinada área. Sendo conhecidos os acréscimos de tensões, $\Delta\sigma_{zj}$, $\Delta\sigma_{xj}$ e $\Delta\sigma_{yj}$, por aquela induzidos no centro da camada genérica de espessura h_j e características elásticas E_j e ν_j , o assentamento imediato à superfície pode ser calculado pela simples aplicação da lei de Hooke:” (Fernandes, 2006)

$$s_i = \sum_{j=1}^n \frac{1}{E_j} \cdot [\Delta\sigma_{zj} - \nu_j (\Delta\sigma_{xj} + \Delta\sigma_{yj})] \cdot h_j \quad (5.3)$$

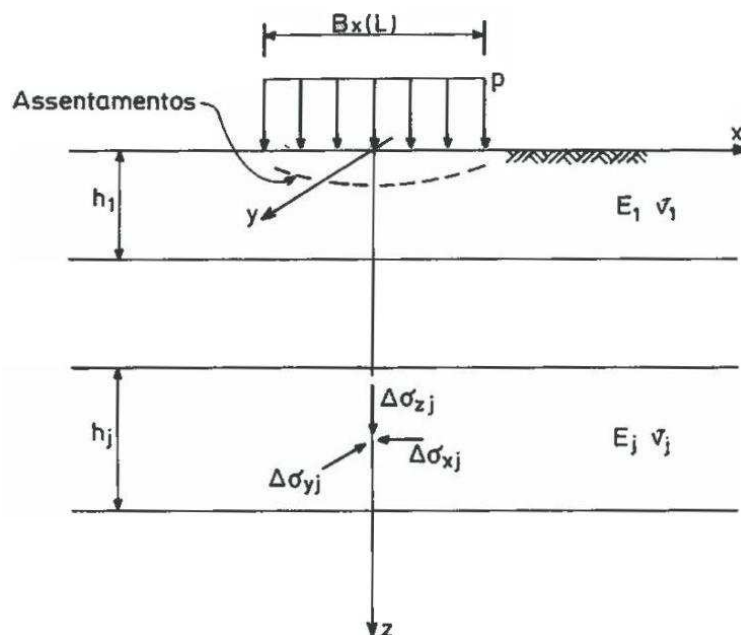


Fig.5.6 – Carregamento de um maciço estratificado e elástico (Fernandes, 2006)

A expressão (5.3) é a expressão geral do assentamento de fundações directas infinitamente flexíveis, no entanto, caso as características elásticas sejam constantes em profundidade, o somatório da equação anterior transforma-se na expressão (5.4).

$$S_i = p B \frac{1 - \nu^2}{E} I_s \quad (5.4)$$

em que,

- S_i – assentamento imediato (m);
- p – pressão exercida no solo ($N / A_{fund.}$) (kPa ou kN/m^2);
- B – largura da sapata (m);
- ν – coeficiente de Poisson;
- E – módulo de deformabilidade (kPa);
- I_s – é um número real função da geometria da área carregada e do ponto sob o qual se pretende obter o assentamento, I_s é máximo no centro da área carregada e mínimo nos bordos.

“As fundações reais têm em geral uma muito grande rigidez à flexão, pelo que os assentamentos serão iguais em todos os seus pontos, desde que, evidentemente, a carga sobre a sapata seja centrada.

(...) Caso ocorra a profundidade H abaixo da superfície do meio elástico uma fronteira rígida, o cálculo do assentamento implicará uma integração das extensões verticais (...) tomando H como limite superior de integração. Alternativa expedita a este procedimento consiste no uso da expressão (5.4) usando, naturalmente, valores de I_s adaptados à nova situação.” (Fernandes, 2006)

Desta forma, conhecido o assentamento da fundação é possível determinar o valor do coeficiente de mola, tal como se encontra expresso na expressão (5.5).

$$F = K_z \times s \leftrightarrow K_z = \frac{E \cdot L}{(1 - \nu^2) \cdot I_s} \quad (5.5)$$

em que,

- K_z – é o coeficiente de mola (kN/m);
- E – módulo de deformabilidade do solo (kPa);
- L – comprimento da sapata (m);
- ν – coeficiente de Poisson;
- I_s – é um número real função da geometria da área carregada e do ponto sob o qual se pretende obter o assentamento.

Por fim, é necessário ter em atenção a existência de momentos flectores aplicados à fundação, pois além dos assentamentos verticais já referidos, a sapata encontra-se também sujeita a rotações segundo as duas direcções. “A composição dos assentamentos associados à carga vertical com aquelas rotações vai fazer com que os deslocamentos verticais passem a ser variáveis de ponto para ponto da base da sapata, mesmo que esta seja rígida” (Fernandes, 2006).

As rotações das sapatas (figura 5.7) associadas aos dois momentos M_x e M_y podem ser estimadas pelas seguintes expressões, apresentadas por Matos Fernandes (2006).

$$\text{tg } \theta_x = \frac{M_x}{B L^2} \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} I_{\theta x} \quad (5.6)$$

$$\text{tg } \theta_y = \frac{M_y}{B^2 L} \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} I_{\theta y} \quad (5.7)$$

Em que $I_{\theta x}$ e $I_{\theta y}$ são parâmetros adimensionais que para sapatas rígidas podem ser calculados pelas expressões que de seguida se apresentam.

$$I_{\theta x} = \frac{16}{\pi (1 + 0,22 L/B)} \quad (5.8)$$

$$I_{\theta y} = \frac{16}{\pi (1 + 0,22 B/L)} \quad (5.9)$$

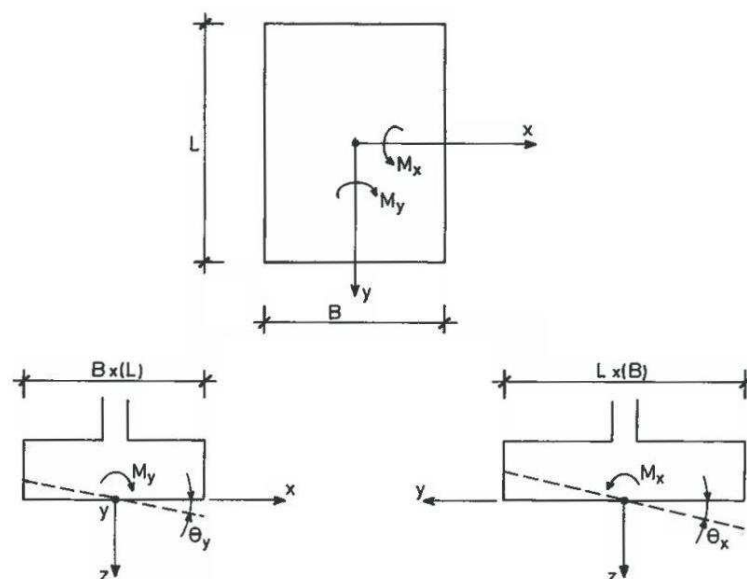


Fig.5.7 – Rotações de uma sapata assente num meio elástico sob acção de momentos (Fernandes, 2006)

Considerando que a rotação é infinitesimal, torna-se verdadeira a expressão (5.10). Da mesma forma, conhecidos os valores das rotações das sapatas nas duas direcções, é possível determinar a expressão pela qual se determinam os coeficientes de rotação de mola, os quais se encontram indicados nas expressões (5.11) e (5.12).

$$\theta \cong tg(\theta) \quad (5.10)$$

$$K_x = \frac{B \cdot L^2 \cdot E}{(1 - \nu^2) \cdot I_{\theta x}} \quad (5.11)$$

$$K_y = \frac{B^2 \cdot L \cdot E}{(1 - \nu^2) \cdot I_{\theta y}} \quad (5.12)$$

5.3.2. ESTUDO DO SOLO DE FUNDAÇÃO

O estudo geotécnico do solo de fundação é indispensável para qualquer fundação, pois é impossível prever as suas características, existindo grande variabilidade mesmo em poucos metros de distância. Muitas vezes admite-se uma tensão constante de 300 kPa para o dimensionamento das fundações directas, sem serem efectuados qualquer tipo de ensaios, mas este procedimento apenas é aconselhado quando existe elevada experiência no mesmo tipo de solo de fundação.

5.3.2.1. Sondagens / Ensaios SPT / Módulo de Deformabilidade

Para o projecto do edifício em estudo nesta dissertação, foram executadas 3 sondagens acompanhadas de ensaios SPT. Como já referido, os resultados dos ensaios encontram-se no Anexo 3. No entanto em

seguida será apresentado no quadro 5.1 um resumo dos resultados tabelados e respectiva determinação do módulo de deformabilidade da sondagem 1, indispensável para o cálculo da estrutura com apoios elásticos. Os restantes quadros encontram-se no Anexo 4, sendo a sua determinação em tudo similar à sondagem 1.

Quadro 5.1 – Resultados de ensaio SPT e determinação módulo de deformabilidade (sondagem 1)

Camadas	Prof. (m)	N ₆₀	G ₀ ⁽¹⁾	G ₀ ⁽²⁾	Média G ₀	G (MPa)	E (MPa)	E = 2,5 X N ₆₀
1ª	1,5	7,2	41,8	50,5	46,1	9,2	24,0	18,0
	3,0	16,2	94,0	96,5	95,2	19,0	49,5	40,5
2ª	4,5	12,6	73,1	78,9	76,0	15,2	39,5	31,5
	6,0	23,4	135,7	129,5	132,6	26,5	69,0	58,5
3ª	7,5	34,2	198,4	175,5	186,9	37,4	97,2	85,5
4ª	9,0	57,6	385,5	298,6	342,0	68,4	177,9	166,2
	10,5	60	949,1	614,0	781,5	156,3	406,4	409,1
	12,0	60	1305,0	792,1	1048,5	209,7	545,2	562,5

(1) Imai & Tonouchi (1982)

(2) Ohsaki e Iwasaki (1973)

Perante o quadro 5.1, torna-se importante justificar alguns cálculos. Devido à grande diferença que se verifica na maior parte dos casos entre os valores relativos à 2ª e 3ª fases do ensaio SPT, é boa prática determinar o valor do N₆₀ tendo em consideração pesos diferentes para os resultados das duas fases do ensaio, através da expressão (5.13), atribuindo um maior peso à 3ª fase do ensaio quando a diferença entre as duas fases é significativa. Esta diferença verifica-se quando a perturbação atinge uma profundidade superior a 15 cm (1ª fase), ou por outro lado, quando o ensaio não é realizado correctamente.

$$N_{60} = \begin{cases} N_2 + N_3, & \text{se dif} < 10\% \\ N_3 * 0.9 * 2, & \text{se dif} > 10\% \end{cases} \quad (5.13)$$

em que,

$$\text{dif} = (N_3 - N_2) / N_3$$

1º Método:

Para a avaliação do módulo de deformabilidade foram utilizadas duas correlações. A primeira consiste em determinar este valor através do módulo de distorção máximo (G₀), onde foram utilizadas as expressões (5.14) e (5.15), respectivamente de Imai & Tonouchi (1982) e Ohsaki e Iwasaki (1973) (Fonseca, 2008). O valor de G₀ utilizado será o valor médio das propostas dos dois autores.

$$G_0 = 5,8 \times N_{60} \quad (5.14)$$

$$G_0 = 10,4 \times N_{60}^{0,8} \quad (5.15)$$

em que:

- G_0 – módulo de distorção máximo (MPa)
- N_{60} – é o resultado do ensaio SPT normalizado para a um ratio de energia de 60%

“Na prática das obras geotécnicas em condições estáticas as deformações envolvidas são substancialmente mais elevadas do que as correspondentes a G_0 ” (Fonseca, 2008).

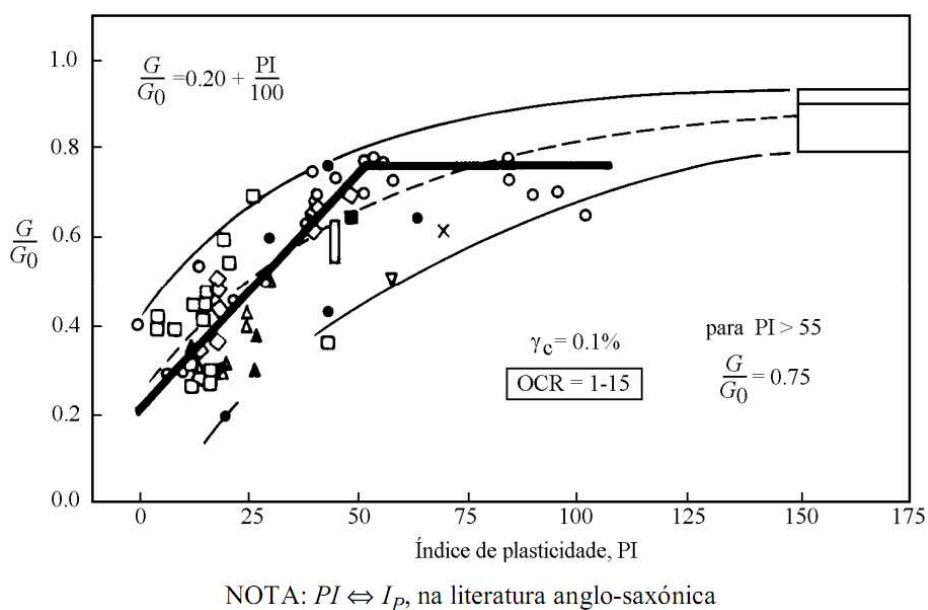


Fig.5.8 – G/G_0 função do índice de plasticidade, segundo Décourt (1992) (Fonseca, 2008)

No presente caso, o solo de fundação é solo residual do granito e admitindo um índice de plasticidade de valor nulo ($I_p = 0$), implica por leitura da figura 5.8 a expressão (5.16), com uma degradação de 80% de G_0 .

$$\frac{G}{G_0} = 0,2 \leftrightarrow G = 0,2 \times G_0 \quad (5.16)$$

Determinado o módulo de distorção, facilmente se determina o módulo de deformabilidade (MPa) pela conhecida expressão (5.17), admitindo um coeficiente de Poisson (ν) de 0,3.

$$E = 2 (1 + \nu) G_0 \quad (5.17)$$

2º Método:

Por outro lado, o módulo de elasticidade pode ser determinado através de uma correlação directa com o valor de N_{60} . Viana da Fonseca (1996) refere que para rochas brandas e pouco sensíveis ($N_{60} < 200$) pode-se considerar que $E / N_{60} = 1,0$, no entanto, esta correlação é aplicável nos primeiros carregamentos, ou seja, quando não existe escavação.

No presente caso existe uma escavação de cerca de 7 metros, ou seja, o solo onde serão construídas as fundações já esteve carregado por toda a massa de solo que foi retirada, isto é, existiu alívio e recarga, consequência da escavação e carregamento efectuado pelas fundações, sendo a construção do edifício um segundo carregamento, em que a relação anterior altera-se para valores de cerca de 2 a 3 vezes superior, tal como traduzido na expressão (5.18).

$$2 \leq \frac{E}{N_{60}} \leq 3 \quad (5.18)$$

Desta forma, na análise efectuada foi utilizada uma razão de 2,5 unidades, pelo que o módulo de deformabilidade é determinado pela expressão (5.19). Uma vez que esta relação apresenta valores da mesma ordem de grandeza que o 1º método, e visto que é uma correlação directa com os valores do ensaio realizado, será à partida, mais fiável que uma determinação onde se utilizam duas correlações para se obter o parâmetro pretendido.

$$E = 2,5 \times N_{60} \quad (5.19)$$

Após a determinação do módulo de deformabilidade em todas as sondagens torna-se necessário definir uma tendência de variação do módulo de deformabilidade em profundidade. A figura 5.9 apresenta os resultados obtidos de todas as sondagens, assim como a regressão linear executada para efeitos de cálculo nesta análise.

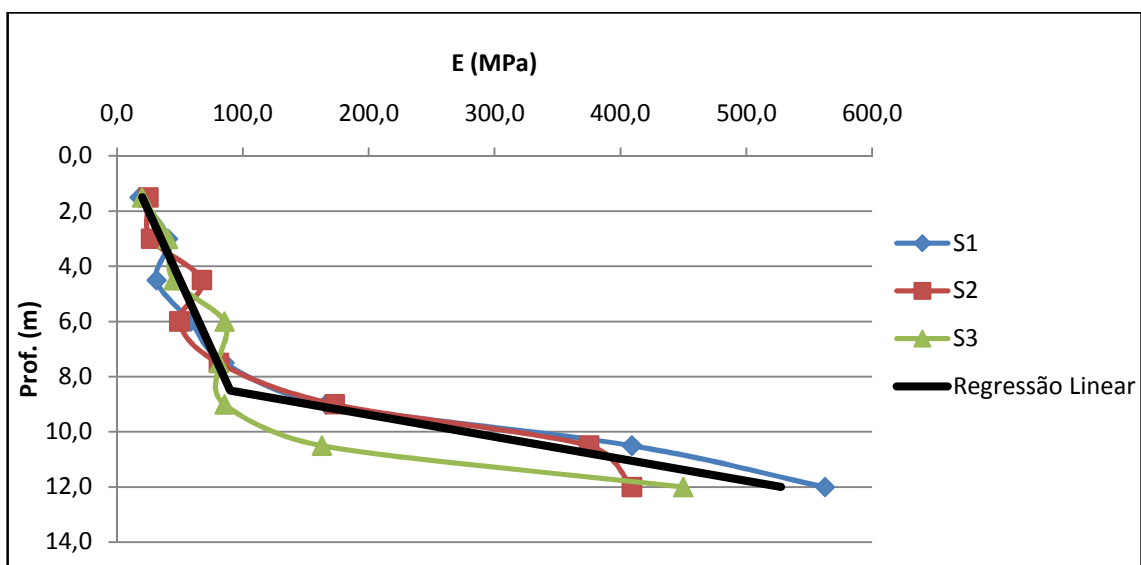


Fig.5.9 – Módulo de deformabilidade do solo de fundação

Como se pode verificar na figura 5.9, os resultados provenientes das três sondagens apresentam valores dentro da mesma ordem de grandeza, resultando na regressão linear assinalada com uma linha preta, que simplificarmente será utilizada para efeitos de cálculo.

5.3.2.2. Fronteira Rígida a Profundidade H

Naturalmente que a existência de uma fronteira rígida a uma determinada profundidade é positiva na medida em que os bolbos de tensões provocados pelo carregamento alcançam essa fronteira, pois constitui uma fronteira onde o módulo de deformabilidade aumenta bruscamente, limitando os assentamentos, ao mesmo tempo que contribui para a segurança à rotura da mesma, caso a cunha de rotura de solo atinja a fronteira rígida. No caso em estudo percebe-se que a partir de certa profundidade existe um aumento muito acentuado do módulo de deformabilidade do solo de fundação (figura 5.9), o que nos pode levar a considerar a existência de uma fronteira rígida a determinada profundidade, H.

Tal como representado na figura 5.10, considerou-se a existência de uma fronteira rígida à profundidade de 10 metros, que representa sensivelmente a profundidade onde os ensaios SPT atingiram as 60 pancadas, facto correntemente designado de “nega”. Sendo a cota de implantação das fundações directas 7 metros abaixo da superfície do terreno, o solo de fundação resume-se a uma camada única de 3 metros sobre a fronteira rígida considerada, também denominada de camada portante, com um módulo de deformabilidade de 90 MPa, determinado através da figura 5.9 no ponto médio da camada (-8,5 metros). No ponto seguinte será considerada a estratificação do solo de fundação para comparação de resultados e verificação da viabilidade desta simplificação com camada rígida inferior.

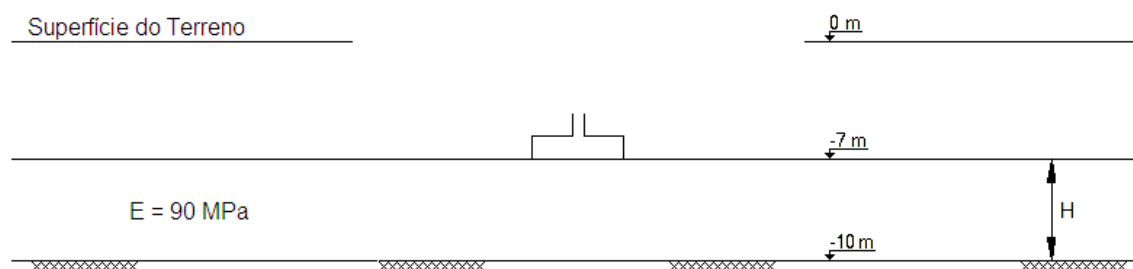


Fig.5.10 – Perfil geotécnico com existência de fronteira rígida a profundidade H

5.3.2.3. Estratificação do Solo de Fundação

A consideração do crescimento em profundidade do módulo de deformabilidade do solo pode ser tida em conta dividindo-o em vários estratos horizontais. Esta opção requer um trabalho mais elaborado e moroso, por isso serão previamente analisados os resultados provenientes de uma pequena experiência, com as características do solo de fundação do edifício em estudo para uma decisão mais correcta sobre qual dos perfis geotécnicos adoptar no edifício em análise.

Assim o solo de fundação foi dividido em camadas de 1 metro na zona imediatamente abaixo da cota de implantação das sapatas e em camadas de 5 metros até à profundidade de 30 metros (figura 5.11), zona em que o incremento de tensão devido ao carregamento é nulo. Desta forma obter-se-á um valor do assentamento mais próximo do real, o que permitirá comprovar por comparação de resultados a viabilidade da hipótese simplificadora de tomar uma fronteira rígida a 10 m de profundidade.



Fig.5.11 – Perfil geotécnico para estratificação do solo

5.3.2.4. Resultados das Experiências com o Solo de Fundação

As experiências realizadas foram materializadas com um pórtico simples, com 2 vigas, 3 pilares e obviamente 3 sapatas de dimensões $2,5 \times 2,5 \times 0,55$ metros, tal como representado na figura 5.12. Foram aplicadas as características do solo de fundação do edifício em estudo para verificar o comportamento do solo real do edifício em questão.

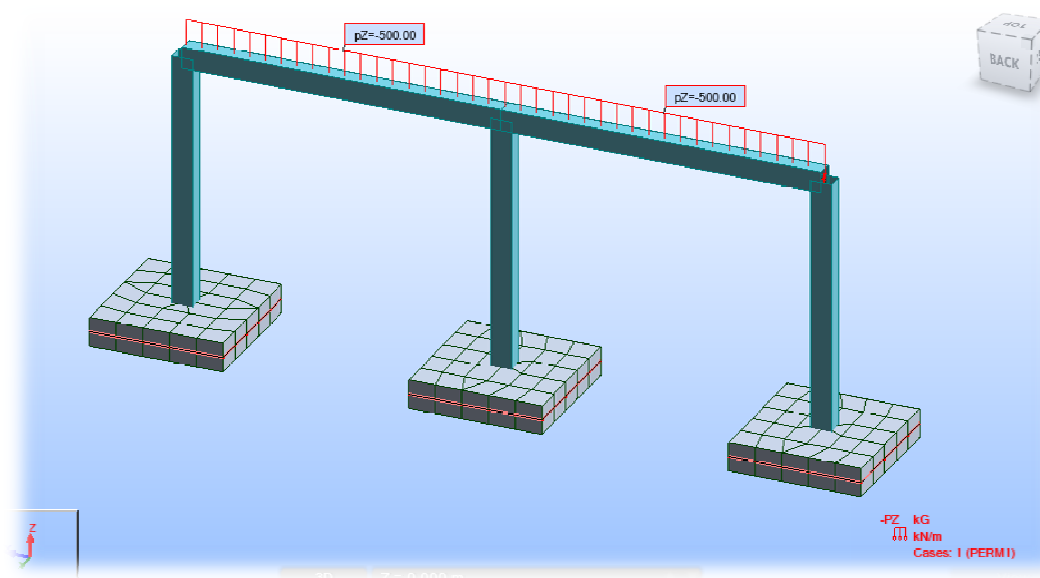


Fig.5.12 – Pórtico utilizado para experiências

A simulação de sapata real foi efectuada em várias situações, como sejam: simulação com 4 molas, 5 molas, 17 molas, 29 molas e 39 molas em cada sapata, correspondendo a figura 5.13 à situação de 39 molas, ou seja, uma mola em cada nó da malha de elementos finitos da base de cada sapata. Em seguida serão apresentados os resultados, assim como a comparação de todos os casos e as conclusões extraídas para aplicação à estrutura em análise.

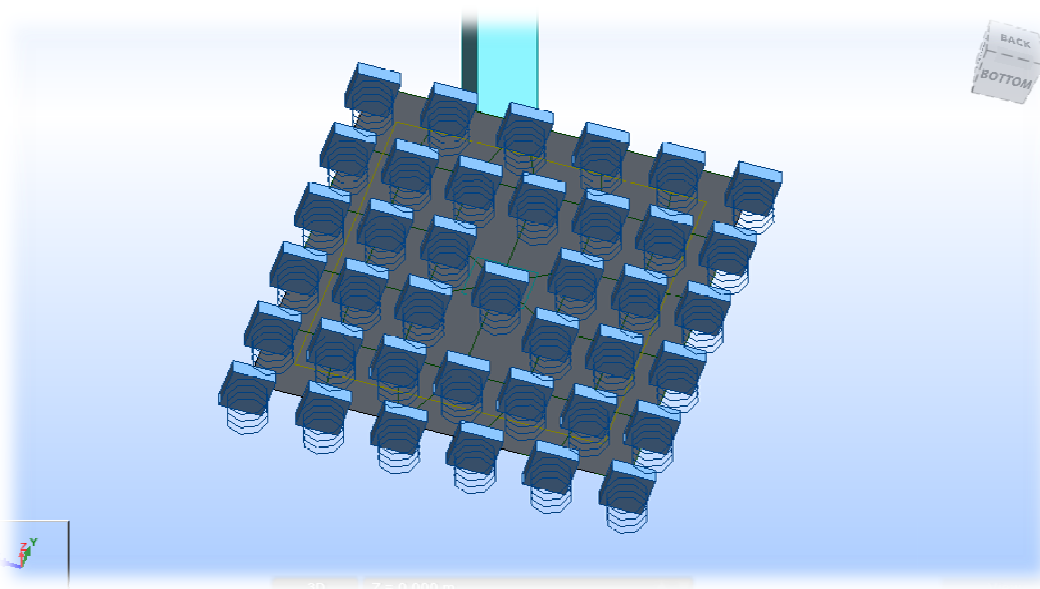


Fig.5.13 – Solo de fundação simulado com coeficientes de mola em todos os elementos finitos da malha

Para o caso de fronteira rígida a profundidade H, encontra-se no quadro 5.2 o cálculo das constantes de mola, determinadas através da expressão (5.5) apresentada no ponto 5.3.1.

Quadro 5.2 – Coeficientes de mola verticais para a situação de fronteira rígida a profundidade H

B (m)	L (m)	E (MPa)	I_s	K (kN/m)	K / 4	K / 5	K / 17	K / 29	K / 39
2,5	2,5	90	0,65	379097	94774	75819	22300	13072	9720

Para o caso de estratificação do solo de fundação, é necessário determinar o assentamento de cada camada portante, para se determinar o valor do coeficiente de mola. No quadro 5.3 encontram-se os valores de todas as variáveis necessárias para aplicação da expressão (5.3).

Os valores presentes no quadro 5.3 foram obtidos perante aplicação de uma pressão () unitária, uma vez que o valor do coeficiente de mola não depende do valor da pressão aplicada, sendo apenas os valores dos assentamentos influenciados pelo valor desta. Pode então concluir-se que qualquer que seja o valor da pressão aplicada ao solo e qualquer que seja o valor do assentamento da fundação, a constante de mola representativa do solo de fundação mantém-se constante. Por aplicação da expressão (5.3) resulta o quadro 5.4.

Quadro 5.3 – Tabela com variáveis para cálculo do assentamento

Camadas	1 ^a	2 ^a	3 ^a	4 ^a	5 ^a	6 ^a	7 ^a
z/b	0,4	1,2	2	4,4	8,4	12,4	16,4
l/b	1	1	1	1	1	1	1
K ₁	0,240	0,152	0,084	0,023	0,009	0,004	0,002
K ₂	0,128	0,025	0,006	0,001	0,000	0,000	0,000
K ₂ ¹	0,083	0,034	0,016	0,004	0,002	0,001	0,000
L ₂	0,128	0,025	0,006	0,001	0,000	0,000	0,000
L ₂ ¹	0,083	0,034	0,016	0,004	0,002	0,001	0,000
E (MPa)	80	90	215	590	1215	1840	2465
H _j	1	1	1	5	5	5	5
Δσ _z	0,2400	0,1520	0,0840	0,0234	0,0092	0,0036	0,0017
Δσ _x	0,0948	0,0114	-0,0004	-0,0011	-0,0007	-0,0002	0,0000
Δσ _y	0,0948	0,0114	-0,0004	-0,0011	-0,0007	-0,0002	0,0000
S (m)	9,16E-06	6,45E-06	1,57E-06	8,15E-07	1,57E-07	4,01E-08	1,40E-08

Quadro 5.4 – Coeficientes de mola verticais para a situação de estratificação do solo de fundação

B (m)	L (m)	E (MPa)	K (kN/m)	K / 4	K / 5	K / 17	K / 29	K / 39
2,5	2,5	90	343383	85846	68677	20199	11841	8805

Dadas as condições e a grandeza do módulo de deformabilidade representado na figura 5.9, assim como o valor relativo dos coeficientes de molas dos dois casos, era de esperar uma grande proximidade entre os dois resultados. Desta forma, encontram-se no quadro 5.5 os resultados comparativos relativos aos esforços obtidos para as vigas, e no quadro 5.6 os esforços relativos aos pilares.

Quadro 5.5 – Esforços das vigas

		Esf. Transverso (kN)		Momento Flector (kN.m)		
		Esq.	Dir.	Esq.	1/2 vão	Dir.
Fronteira Rígida à Profundidade H	Encastramento	+1341,74	-1675,93	-833	+956,52	-1835,58
	4 molas	+1350,93	-1666,74	-853,49	+960,78	-1800,92
	5 molas	+1351,87	-1665,79	-858,13	+958,68	-1799,92
	17 molas	+1351,28	-1666,38	-856,68	+958,55	-1801,97
	29 molas	+1351,11	-1666,55	-856,26	+958,51	-1802,58
Estratificação do Solo de Fundação	39 molas	+1351,11	-1666,55	-856,25	+958,51	-1802,59
	4 molas	+1351,83	-1665,83	-855,69	+961,02	-1797,7
	5 molas	+1352,80	-1664,86	-860,45	+958,88	-1796,63
	17 molas	+1352,21	-1665,45	-859	+958,75	-1798,69
	29 molas	+1352,04	-1665,62	-858,57	+958,72	-1799,3
	39 molas	+1352,04	-1665,62	-858,56	+958,72	-1799,31

Quadro 5.6 – Esforços nos pilares

		Esf. Axial (kN)		Momento Flector (kN.m)	
		Base	Topo	Base	Topo
Fronteira Rígida à Profundidade H	Encastramento	+1356,45	+1341,74	+414,11	-833
	4 molas	+1365,64	+1350,93	+404,72	-853,49
	5 molas	+1366,58	+1351,87	+426,6	-858,13
	17 molas	+1366,00	+1351,28	+425,88	-856,68
	29 molas	+1365,83	+1351,11	+425,67	-856,26
	39 molas	+1365,83	+1351,11	+425,66	-856,25
Estratificação do Solo de Fundação	4 molas	+1366,55	+1351,83	+405,46	-855,69
	5 molas	+1367,52	+1352,80	+427,75	-860,45
	17 molas	+1366,93	+1352,21	+427,03	-859
	29 molas	+1366,76	+1352,04	+426,82	-858,57
	39 molas	+1366,76	+1352,04	+426,81	-858,56

Através de uma breve análise dos quadros anteriores conclui-se que os dois perfis geotécnicos nos conduzem a valores praticamente iguais. Desta forma será utilizado o perfil geotécnico que considera uma fronteira rígida a uma profundidade H para se efectuar a aplicação ao edifício em estudo.

Já para o caso em que as fundações simuladas com um painel de espessura igual à altura da sapata foram substituídas por três coeficientes de mola aplicados na base de cada pilar, isto é, assentamento vertical, rotação segundo o eixo dos xx e rotação segundo o eixo dos yy, os cálculos são ligeiramente diferentes, envolvendo a utilização das expressões (5.11) e (5.12). Os resultados encontram-se representados no quadro 5.7.

Quadro 5.7 – Coeficientes de mola vertical e de rotação para a situação de fronteira rígida a profundidade H

B (m)	L (m)	H / B	E (MPa)	K_z (kN/m)	$I_{\theta x}$	$I_{\theta y}$	K_x	K_y
2,5	2,5	1,2	90	379097	4,175	4,175	370178	370178

Comparando agora os resultados desta análise com a colocação de molas na fundação materializada com um painel, resulta o quadro 5.8.

Por análise do quadro 5.8 verifica-se uma semelhança na ordem de grandeza dos valores dos esforços entre os casos já estudados e o caso de mola vertical associado a molas de rotação segundo os dois eixos. Desta forma, será adoptada esta análise com uma mola de rigidez vertical e duas molas com rigidez de rotação, entrando em linha de conta com o assentamento vertical e com as rotações das fundações, devido a cargas excêntricas ou momentos concentrados provenientes dos pilares.

Quadro 5.8 – Comparação dos valores obtidos com o caso de coeficientes de rotação

		VIGAS					PILARES			
		Esf. Transverso (kN)		Momento Flector (kN.m)			Esf. Axial (kN)		Momento Flector (kN.m)	
		Esq.	Dir.	Esq.	1/2 vão	Dir.	Base	Topo	Base	Topo
Front. Ríg. Prof. H	Encastramento	+1341,74	-1675,93	-833,00	+956,52	-1835,58	+1356,45	+1341,74	+414,11	-833,00
	4 molas	+1350,93	-1666,74	-853,49	+960,78	-1800,92	+1365,64	+1350,93	+404,72	-853,49
	39 molas	+1351,11	-1666,55	-856,25	+958,51	-1802,59	+1365,83	+1351,11	+425,66	-856,25
Estrat. Solo Fundação	4 molas	+1351,83	-1665,83	-855,69	+961,02	-1797,7	+1366,55	+1351,83	+405,46	-855,69
	39 molas	+1352,04	-1665,62	-858,56	+958,72	-1799,31	+1366,76	+1352,04	+426,81	-858,56
	Molas Rotação	+1349,97	-1667,69	-852,07	+959,62	-1805,23	+1364,69	+1349,97	+419,63	-852,07

5.3.3. PRÉ – DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES DIRECTAS

Existe uma infinidade de tipos de sapatas, relativamente à forma, rigidez das abas, constituição, posição do elemento suportado, etc, mas preferencialmente devem usar-se sapatas rígidas, a fim de garantir um bom funcionamento estrutural. A figura 5.14 representa de forma idealizada os diagramas de tensões aplicadas ao solo por sapatas rígidas.

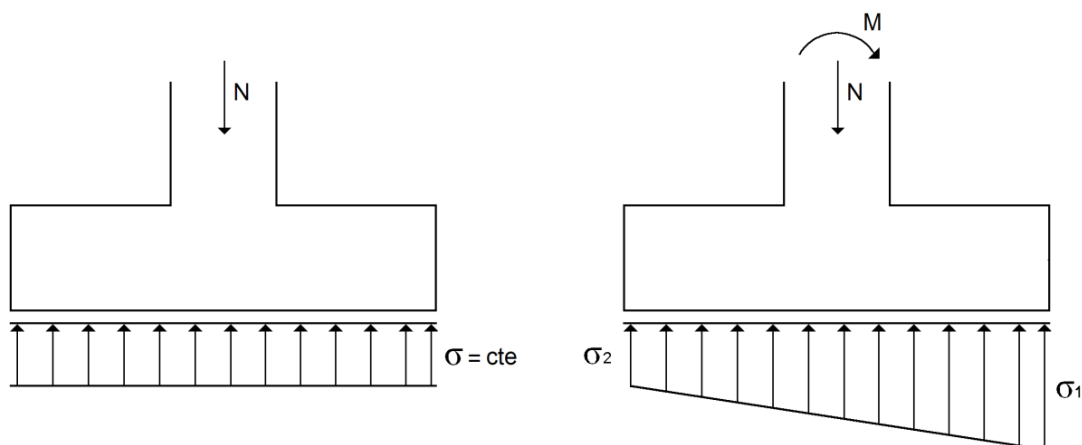


Fig.5.14 – Diagramas de tensões uniformes e trapezoidais

As sapatas denominadas rígidas são dotadas de uma altura que lhes permite não sofrerem deformações por flexão, constituindo a expressão (5.20) a altura mínima para a qual as sapatas são denominadas rígidas, formando uma distribuição linear de pressões no solo. A determinação da altura final da sapata não se prende simplesmente com esta condição, sendo pois necessário obedecer às condições de corte e punçoamento presentes nos Eurocódigos, que aliás, são condicionantes na maioria dos casos.

$$H \geq \frac{a_0}{2} \quad (5.20)$$

em que,

- H – altura da sapata (m);
- a_0 – maior distância entre o bordo do pilar e o bordo da sapata (m).

Perante o dimensionamento de fundações superficiais existem vários tipos de atitudes, sendo o método tradicional a imposição de uma tensão admissível máxima aplicada ao solo, prática corrente adoptada pelos projectistas de estruturas. Uma outra hipótese, normalmente defendida pelos engenheiros geotécnicos, consiste na imposição de assentamentos máximos, em que estes dependem das características mecânicas do solo, de forma a controlar os assentamentos diferenciais, que por sua vez minimizam possíveis danos ou patologias na superestrutura.

O dimensionamento de uma sapata passa por:

- Impor uma relação entre B_x e B_y ou;
- Impor uma das dimensões B_x ou B_y ou;
- Impor proporção face aos momentos (proporcionada) e;
- Impor a condição $\sigma_{sd} \leq \sigma_{Rd}$.

A sapata irá sofrer rotações caso existam momentos flectores com valores significativos, que em termos de cálculo podem ser substituídos por cargas verticais excêntricas, obrigando à determinação do valor dessas excentricidades, que se encontram enunciadas pelas expressões (5.21) e (5.22).

$$e_x = \frac{M_{sd,y}}{N_{sd}} \quad (5.21)$$

$$e_y = \frac{M_{sd,x}}{N_{sd}} \quad (5.22)$$

obtendo-se as chamadas dimensões efectivas da sapata da forma apresentada nas expressões (5.23) e (5.24) e na figura 5.15.

$$B'_x = B_x - 2 \cdot e_x \quad (5.23)$$

$$B'_y = B_y - 2 \cdot e_y \quad (5.24)$$

A área efectiva da fundação fica desta forma definida através da expressão 5.25.

$$A_{ef} = (B_x - 2 e_x) \cdot (B_y - 2 e_y) = B'_x \cdot B'_y \quad (5.25)$$

Na figura 5.15 encontra-se representada a área efectiva de uma fundação superficial sujeita a cargas verticais e momentos flectores nas duas direcções, assim como esquematizadas as grandezas caracterizadas pelas expressões (5.21) a (5.25).

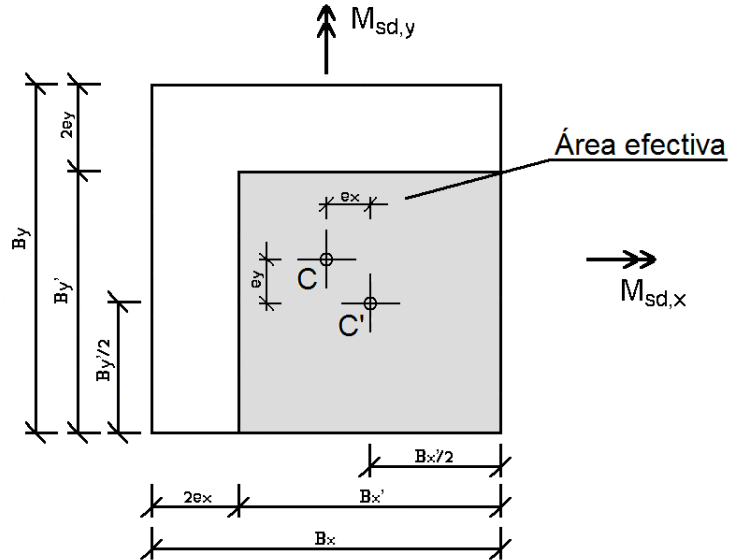


Fig.5.15 – Área efectiva de uma sapata, em que $B_x = B$ e $B_y = L$ (Monteiro, 2009)

Os assentamentos uniformes sofridos pelas estruturas de betão armado (figura 5.16 a)), que ocorrem quando as tensões transmitidas ao maciço são iguais e existe homogeneidade do solo de fundação, o que é uma situação com uma probabilidade de ocorrer muito reduzida. Desta forma, na maior parte dos casos, os assentamentos das estruturas são não uniformes (figura 5.16 b)) sendo causados por tensões diferentes transmitidas ao maciço por fundações de igual geometria, ou pelo contrário, por tensões iguais transmitidas ao maciço por fundações de diferentes geometrias, frequentemente conjugadas com uma heterogeneidade do solo de fundação, levando à ocorrência de assentamentos diferenciais. “Define-se assentamento diferencial de dois pontos de apoio contíguos como sendo a diferença entre o assentamento máximo e o assentamento mínimo” (Fernandes, 2006), e obtém-se através da expressão (5.26).

$$S_{dif} = \Delta_s = S_{m\acute{a}x.} - S_{m\acute{i}n.} \quad (5.26)$$

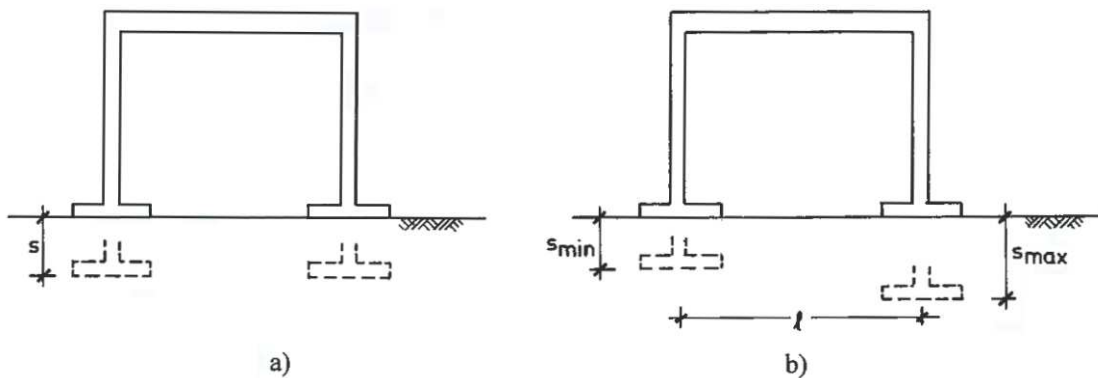


Fig.5.16 – Assentamentos de fundações: a) uniformes; b) não uniformes (Fernandes, 2006).

A distorção angular é consequência dos assentamentos diferenciais sofridos pelas fundações, e é traduzida pela razão entre o assentamento diferencial de dois apoios adjacentes e a respectiva distância entre esses mesmos apoios e encontra-se definida na expressão (5.27).

$$\alpha = \frac{\Delta_s}{l} \quad (5.27)$$

No entanto, convém referir que “se, por hipótese, o assentamento numa fundação tender a ser relativamente elevado, as deformações estruturais a ele associadas mobilizarão uma redistribuição de cargas, com alívio da carga nessa fundação e acréscimo(s) noutra(s) fundação(ões) vizinha(s).

Atendendo a este aspecto, o cálculo dos assentamentos com base numa distribuição de cargas obtida de uma análise estrutural prévia efectuada admitindo apoios rígidos, conduzirá necessariamente a assentamentos diferenciais sobrestimados. Sendo assim, após uma primeira abordagem ao problema da forma indicada, e que é a tradicionalmente empregue, é aconselhável proceder a uma análise estrutural que contemple a interação solo-estrutura, muito em especial nas situações em que a análise preliminar conduziu a valores dos assentamentos diferenciais com alguma relevância.

Nos problemas com particular responsabilidade e em condições geotécnicas menos favoráveis, a citada análise da interação solo-estrutura deverá ter em conta de forma conjugada a evolução da geometria estrutural e do carregamento da estrutura e das fundações. Isto é, em vez de, tomando a geometria final da estrutura, aplicar num só incremento as cargas totais, deverá analisar-se as diversas fases construtivas da mesma (num edifício, o crescimento faseado dos pisos) aplicando-se para cada geometria apenas as cargas correspondentes à fase de construção respectiva. Em certas situações as diferenças entre os resultados dos dois modos de análise referidos, no que respeita aos assentamentos, cargas nas funções e esforços estruturais pode ser significativa. Repare-se que, por exemplo, numa estrutura reticulada de um edifício de n pisos, caso ocorram assentamentos diferenciais, os esforços nos elementos estruturais do último piso não dependerão, naturalmente, dos assentamentos associados às cargas permanentes dos $n-1$ primeiros pisos.

(...) Quando se põe a questão de estabelecer limites para assentamentos, é fundamental ter em conta que quando os assentamentos totais são elevados, se torna muito difícil limitar os assentamentos diferenciais dentro de valores reduzidos. Logo, em geral, a limitação dos assentamentos totais de uma dada fundação a um dado valor relativamente pequeno, visa essencialmente controlar os assentamentos diferenciais, que então serão, naturalmente, inferiores àquele valor.

(...) Passando aos assentamentos diferenciais admissíveis, é necessário sublinhar, antes de mais, que a sua exacta fixação se torna também muito difícil. Em primeiro lugar, não é fácil determinar teoricamente qual o valor do assentamento diferencial que causa danos numa estrutura porque esse valor depende de vários factores não quantificáveis. Verifica-se, por exemplo, que a velocidade com que se processa o assentamento afecta de modo importante o comportamento das estruturas, causando danos menos relevantes aqueles que se processam com grande lentidão. Contudo, os limites dos assentamentos diferenciais e das respectivas distorções angulares, estão condicionados, em geral, pela fissuração dos revestimentos (mais sensíveis que as próprias estruturas) (...).

Salvo casos especiais (...), os assentamentos diferenciais admissíveis devem ser fixados através de uma interação entre o projectista da estrutura e o das fundações. Não é, por exemplo, razoável que se proceda ao projecto da estrutura admitindo que os assentamentos diferenciais serão nulos e depois se imponha tal condição ao projectista das fundações. Para cumpri-la, este, em alguns casos será obriga-

do a adoptar fundações que conduzem a uma solução global altamente antieconómica.” (Fernandes, 2006).

Na figura 5.17 encontram-se os resultados obtidos por Bjerrum (1963), indicando as ordens de grandeza das distorções angulares admissíveis para diversas situações correntes.

“Na prática passar-se-á da limitação do assentamento diferencial máximo para a fixação dos assentamentos máximos, já que aqueles são mais difíceis de estimar, pois são largamente afectados pelas heterogeneidades dos maciços naturais e até pela capacidade de redistribuição de cargas pelas estruturas hiperestáticas” (Fernandes, 2006).

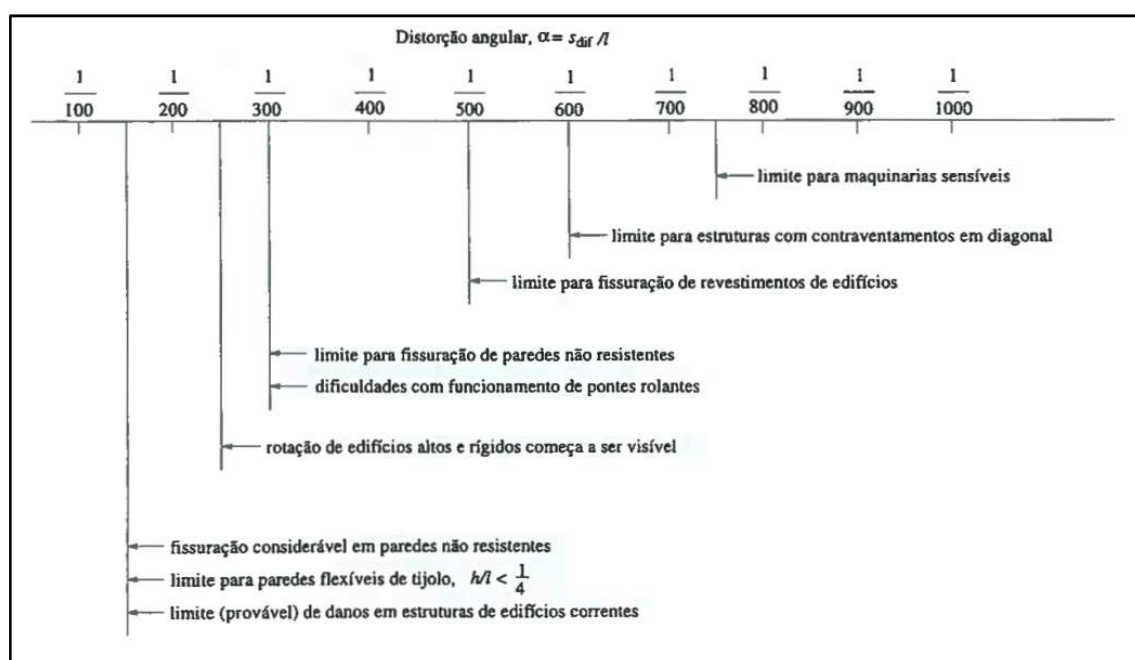


Fig.5.17 – Ordens de grandeza das distorções angulares admissíveis para diversas situações, segundo Bjerrum, 1963 (Fernandes, 2006)

O pré-dimensionamento das fundações directas será feito de duas formas. A primeira metodologia pretende obter dimensões similares às do projectista, aplicando uma tensão uniforme admissível ao solo, pelo que todas as sapatas exercerão uma tensão aproximadamente igual no solo de fundação. Este pressuposto tem por consequência a existência de assentamentos diferenciais entre os vários elementos da fundação. A segunda metodologia consiste na imposição de um assentamento igual a todas as sapatas, estando este assentamento condicionado pela distorção angular dos elementos estruturais interligados com a cortina de estacas, pois esta terá assentamentos muito reduzidos, pelo que foram considerados nulos no presente estudo, constituindo desta forma a situação crítica relativamente a assentamentos diferenciais.

Para a análise deste ponto será dividida a estrutura em pórticos, tal como representado na figura 5.18.

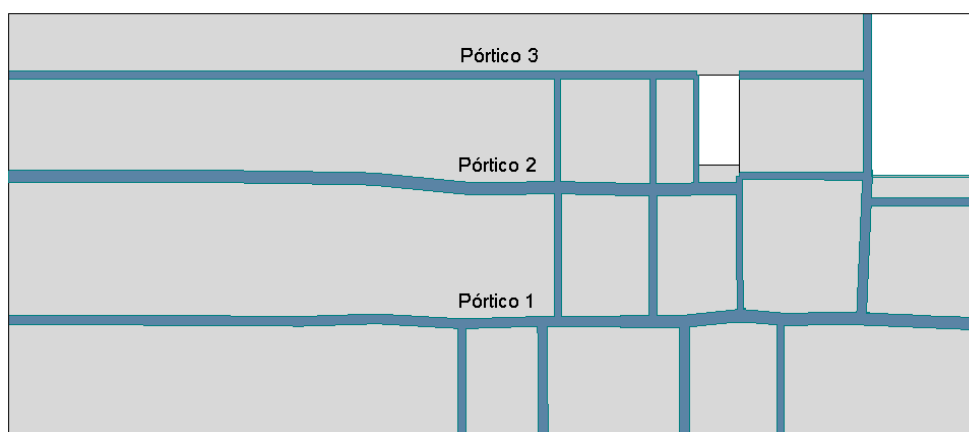


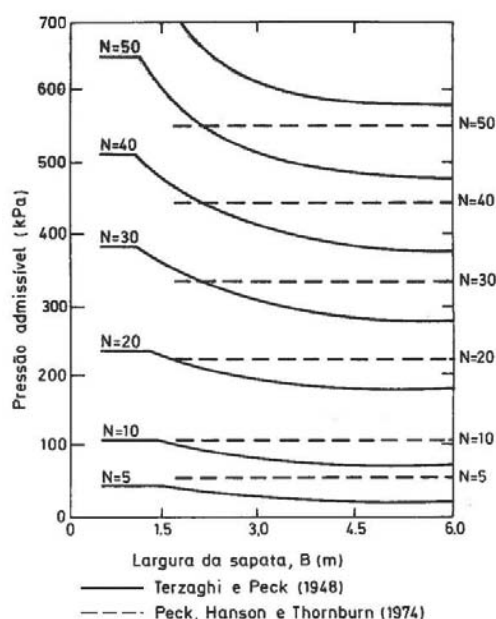
Fig.5.18 – Identificação dos pórticos de análise

1ª Metodologia:

Perante um pré-dimensionamento que pretende que as tensões transmitidas ao solo não ultrapassem um determinado valor será utilizado o estado limite de serviço (ELS), seguindo a combinação frequente de acções presente no EC2 (2004), tal como apresentado na expressão (3.10) do ponto 3.3.2 para determinar as reacções de apoio da estrutura.

O método mais conhecido para dimensionar fundações directas, utilizando o valor da tensão admissível do solo com base em resultados de ensaios SPT realizados, encontra-se na figura 5.19, correlação esta resultante da experiência de Terzaghi e Peck (1948) e Peck, Hanson e Thornburn (1974), comprovada por meio de medições de um grande número de casos reais.

“Aquele tensão admissível é definida em termos dos assentamentos máximos que acarreta: segundo os autores referidos, aqueles serão quando muito iguais a uma polegada (cerca de 2,5 cm)” (Fernandes, 2006).

Fig.5.19 – Correlação entre os resultados do ensaio SPT e a tensão admissível de sapatas sobre solos arenosos (os valores de N não se encontram corrigidos) (Fernandes, 2006)

Desta forma, para um N_{SPT} de sensivelmente 32 pancadas à profundidade que terão influência as fundações directas (anexo 4), por análise da figura 5.19 e seguindo a proposta mais recente de Peck *et al* (1974) resulta uma pressão admissível de aproximadamente 350 kPa.

O dimensionamento das fundações será efectuado em função das reacções de apoio, e conforme o quadro A5.1 no Anexo 5, pode verificar-se que em alguns casos os momentos flectores transmitidos às fundações pelos pilares da estrutura são bastante significativos, o que resulta num aumento das dimensões da sapata por influência das excentricidades também representadas no mesmo quadro. A expressão (5.28) indica o modo de dimensionamento adoptado, em que o coeficiente (1,1) presente na primeira fracção do segundo membro da expressão pretende contabilizar a contribuição do peso próprio da sapata, que em geral, se estima em cerca de 10% da carga transmitida à fundação.

$$\sigma_{sd} = \frac{1,1 \cdot N_{sd}}{A} \pm \frac{M_{sd,x}}{I_x} \cdot y \pm \frac{M_{sd,y}}{I_y} \cdot x \quad (5.28)$$

Desta forma, no quadro 5.9 encontram-se as dimensões resultantes do dimensionamento efectuado comparadas com as dimensões adoptadas pelo projectista, sendo que o dimensionamento discriminado se encontra no Anexo 5.

Quadro 5.9 – Dimensões das fundações directas através da tensão admissível do solo

Pórtico	Pilar	Projectista		$\sigma_{adm.}=350 \text{ kPa}$	
		B (m)	L (m)	B (m)	L (m)
1	12	3,10	3,10	2,75	2,75
	13	2,75	2,75	2,70	2,70
	14	2,10	2,10	1,95	1,95
	15	2,10	2,10	2,40	2,40
	16	2,10	2,10	2,20	2,20
	17	2,40	2,40	2,30	2,30
	18	2,90	2,90	2,50	2,50
	19	2,90	2,90	2,60	2,60
	22	2,40	2,40	2,25	2,25
2	23	2,30	2,30	2,35	2,35
	24	2,15	2,15	2,15	2,15
	25	2,15	2,15	2,15	2,15
	26	2,60	2,60	2,25	2,25
	27	2,40	2,40	2,10	2,10
	28	4,45	5,60	3,85	5,10
	29	2,60	2,60	2,40	2,40
	32	2,10	2,10	1,85	1,85
	33	1,10	1,10	1,20	1,20
3	34	2,00	2,00	1,70	1,70
	35	2,10	2,10	1,75	1,75
	36	2,10	2,10	1,75	1,75
	37	2,00	2,00	1,60	1,60
	38	4,45	5,60	3,85	5,10
	39	2,00	2,00	1,60	1,60

O dimensionamento efectuado entrou apenas em linha de conta com as cargas verticais, tendo sofrido um pequeno ajuste perante os valores das excentricidades obtidos, uma vez que não era objectivo deste trabalho efectuar um dimensionamento rigoroso. O cálculo foi executado com as dimensões utilizadas pelo projectista, de forma a comparar os esforços nos pórticos da estrutura conforme ela se encontra construída.

Por análise do quadro 5.9 verifica-se que em determinados casos as dimensões das sapatas são ligeiramente superiores às dimensões obtidas pelo projectista, mas que na maior parte das situações obtiveram-se dimensões inferiores. Tal facto pode ser explicado por uma adopção, por parte do projectista, de sobrecargas de valor superior às consideradas neste trabalho, ou também pela utilização de outro tipo de regulamentação, nomeadamente o REBAP, ao invés do EC2 utilizado neste estudo.

Relativamente à sapata que transmite ao solo de fundação as cargas provenientes da caixa de elevadores, assim como dos pilares P28 e P38 (sapata S11), é aconselhado que esta seja uma sapata única, pois os pilares encontram-se muito próximos da caixa de elevadores, não justificando a execução de sapatas independentes, mesmo se fosse possível fazê-lo. Pretendendo-se fazer uma sapata comum aos 3 elementos estruturais, a mesma teve que obedecer às dimensões mínimas, que se encontram visíveis na figura 5.20, mesmo que as cargas provenientes da estrutura não o justificassem.

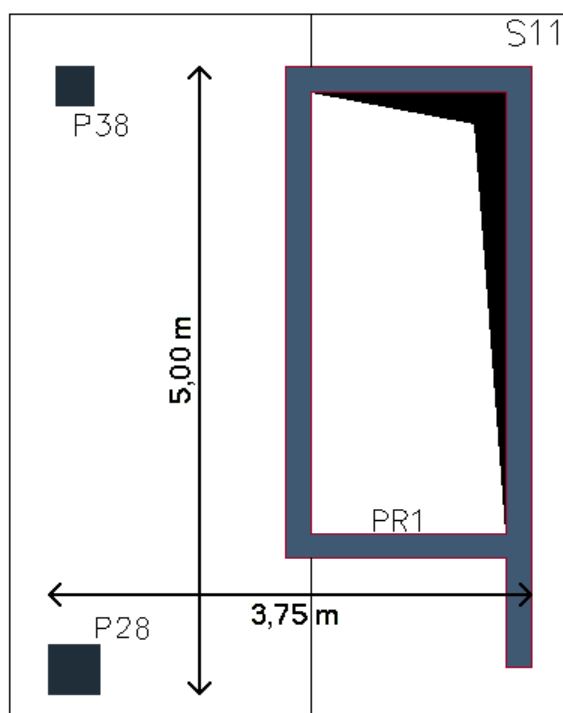


Fig.5.20 – Dimensões mínimas da sapata S11

Resultado do dimensionamento efectuado através do método da tensão admissível do solo, é possível determinar as constantes de mola a colocar no programa de cálculo automático, através das expressões (5.5), (5.11) e (5.12), encontram-se os respectivos valores presentes no quadro 5.10.

Quadro 5.10 – Constantes de mola para o dimensionamento pela tensão admissível do solo

Sapata	Dimensão (m)		H / B	E	K_z (kN/m)	$I_{\theta x}$	$I_{\theta y}$	K_x	K_y
1	B = L	3,10	0,97	90	508646	4,175	4,175	705791	705791
2	B = L	2,75	1,09		430116			492707	492707
3	B = L	2,10	1,43		299364			219406	219406
4	B = L	2,40	1,25		358961			327510	327510
5	B = L	2,90	1,03		461491			577810	577810
6	B = L	2,30	1,30		339367			288253	288253
7	B = L	2,15	1,40		308906			235454	235454
8	B = L	2,60	1,15		399800			416400	416400
9	B = L	1,10	2,73		135255			31533	31533
10	B = L	2,00	1,50		280003			189531	189531
11	B	4,45	0,67		1157545	-	-	-	-
	L	5,60							

2ª Metodologia:

Como já atrás referido, esta metodologia consiste na imposição de um assentamento aproximadamente igual a todas as fundações directas, de forma a manter a integridade da estrutura, com reduzidas distorções angulares, controlando desta forma possíveis patologias, tais como, fendas na estrutura e nos revestimentos, rotura de canalizações ligadas ao edifício provenientes dos arruamentos, entre outras.

Através de uma breve análise do projecto de estruturas do edifício, conclui-se que a situação mais desfavorável se verifica ao nível dos elementos estruturais que se encontram ligados à cortina de estacas secante envolvente do edifício, pois na realidade esta possui assentamentos muito reduzidos, tendo sido mesmo desprezados neste trabalho. Em resumo, a figura 5.21 indica as situações acima descritas, assim como as distâncias mínimas à cortina de estacas existente, que constitui desta forma as situações que limitam a distorção angular máxima. A distância de 2,20 metros corresponde a uma parte do edifício que se desenvolve apenas em cave, sendo ao nível do rés-do-chão preenchido por passeio pedonal público, logo esta situação não constitui um caso condicionante uma vez as caves não possuem, normalmente, revestimentos sensíveis e os assentamentos em passeios não se encontram limitados em regulamentação em vigor, não sendo de certeza mais limitativos que os assentamentos do edifício em apreço. Desta forma, foi considerada como sendo a distância de 4,60 metros a mais condicionante da estrutura em si, logo a situação mais desfavorável no que respeita à limitação dos assentamentos diferenciais.

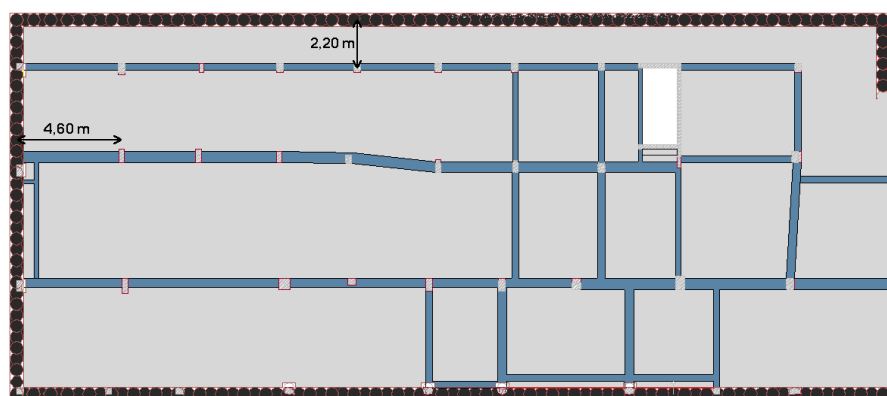


Fig.5.21 – Distância mínima de um elemento estrutural à cortina de estacas

Desta forma, a determinação do assentamento máximo será igual ao valor do assentamento diferencial máximo, pois o elemento estrutural de comparação tem assentamento de valor nulo. Pela expressão (5.27) e por consulta da figura 5.17 chega-se ao valor do assentamento máximo, determinado na expressão (5.29), admitindo a situação limite para fissuração de revestimentos de edifícios.

$$S_{dif.} = \alpha \cdot l = \frac{1}{500} \times 4,60 = 0,0092 \text{ m} = 9,2 \text{ mm} \quad (5.29)$$

Determinadas as reacções de apoio, em estado limite de serviço (ELS) com base na combinação frequente de acções, através do programa de cálculo automático, torna-se possível dimensionar todas as fundações directas. Com base na expressão (5.4), e sendo o valor do assentamento conhecido, as incógnitas serão as dimensões da sapata (B e L) ou apenas uma das dimensões caso a sapata seja quadrada, e ainda o valor do I_s . Visto que existem duas incógnitas para apenas uma equação, o dimensionamento foi efectuado de forma iterativa até se obter as dimensões das sapatas. Desta forma, a expressão (5.4) transforma-se na expressão (5.30). Os resultados do dimensionamento encontram-se no quadro 5.11, encontrando-se no Anexo 5 o quadro completo do dimensionamento efectuado.

$$B = \frac{N_{sd} \cdot I_s \cdot (1 - \nu^2)}{E \cdot S_i} \quad (5.30)$$

Quadro 5.11 – Dimensões das fundações directas através de assentamento imposto

Pórtico	Pilar	Projectista		$S_i = 9,2 \text{ mm}$	
		B (m)	L (m)	B (m)	L (m)
1	12	3,10	3,10	1,90	1,90
	13	2,75	2,75	1,90	1,90
	14	2,10	2,10	1,10	1,10
	15	2,10	2,10	1,50	1,50
	16	2,10	2,10	1,50	1,50
	17	2,40	2,40	1,50	1,50
	18	2,90	2,90	1,65	1,65
	19	2,90	2,90	1,80	1,80
2	22	2,40	2,40	1,40	1,40
	23	2,30	2,30	1,50	1,50
	24	2,15	2,15	1,30	1,30
	25	2,15	2,15	1,30	1,30
	26	2,60	2,60	1,50	1,50
	27	2,40	2,40	1,40	1,40
	28	4,45	5,60	3,85	5,10
	29	2,60	2,60	1,50	1,50
3	32	2,10	2,10	1,00	1,00
	33	1,10	1,10	0,50	0,50
	34	2,00	2,00	0,85	0,85
	35	2,10	2,10	1,00	1,00
	36	2,10	2,10	1,00	1,00
	37	2,00	2,00	0,85	0,85
	38	4,45	5,60	3,85	5,10
	39	2,00	2,00	0,85	0,85

Facilmente se observa que as dimensões obtidas neste dimensionamento são significativamente inferiores às dimensões obtidas pelo projectista. Esta situação pode dever-se a várias situações, nomeadamente o valor da tensão admissível atrás considerado poder ser um valor baixo para o solo de fundação em questão, de forma que as fundações dimensionadas pelo projectista terão um assentamento muito inferior ao considerado nesta situação, pelo limite para fissuração de revestimentos de edifícios.

A verificar-se verdadeira esta situação, as fundações dimensionadas pelo projectista serão pouco económicas, mas com a vantagem da estrutura do edifício ter assentamentos muito reduzidos, tendo um excelente comportamento estrutural a longo prazo.

Por fim, de forma análoga à situação anterior é possível determinar os valores das constantes de molas, que se encontram no quadro 5.12.

Quadro 5.12 – Constantes de mola para o dimensionamento pelo assentamento imposto

Sapata	Dimensão (m)		H / B	E (MPa)	K _Z (kN/m)	I _{θx}	I _{θy}	K _x	K _y
1	B = L	1,90	1,58	90	311751	4,175	4,175	162499	162499
2	B = L	1,10	2,73		172047			31533	31533
3	B = L	1,50	2,00		213831			79958	79958
4	B = L	1,65	1,82		246785			106425	106425
5	B = L	1,80	1,67		286443			138168	138168
6	B = L	1,40	2,14		206571			65009	65009
7	B = L	1,30	2,31		186780			52050	52050
8	B = L	1,00	3,00		153769			23691	23691
9	B = L	0,50	6,00		61479			2961	2961
10	B = L	0,85	3,53		119001			14549	14549
11	B	3,85	0,78	1054193	-	-	-	-	
	L	5,10							

6

ANÁLISE DE RESULTADOS

6.1. INTRODUÇÃO E ASPECTOS GERAIS

Neste capítulo serão apresentados todos os resultados e análises comparativas decorrentes das modelações efectuadas no programa de cálculo automático de elementos finitos.

Dentro do leque de resultados apresentados encontram-se os esforços nos elementos estruturais ao nível do rés-do-chão, isto é, nas vigas e pilares do referido piso. A escolha deste piso para efectuar a comparação de resultados prende-se com o facto de este constituir o primeiro pavimento onde existem lajes aligeiradas apoiadas em vigas de betão armado, pois a laje das caves é maciça fungiforme, logo não possui vigas para se verificar a alteração dos esforços decorrentes da consideração da interacção solo-estrutura no dimensionamento estrutural. A análise não teria maior interesse caso fosse efectuada nos pisos superiores, uma vez que quanto mais próximo das fundações, mais evidentes são os efeitos verificados devido às condições de apoio admitidas.

Também serão apresentadas as reacções de apoio decorrentes das várias situações analisadas, demonstrando as alterações nestas reacções que resultam de uma distribuição de esforços produzida pela consideração dos assentamentos das fundações directas do edifício em estudo, ou seja será de esperar um aumento do valor das reacções dos apoios em determinados pontos, ao invés de decréscimos noutros pontos das fundações.

6.2. TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO

O método da tensão admissível do solo foi um dos métodos anteriormente referidos, pelo que neste ponto serão mostrados e evidenciados os resultados obtidos por comparação com a solução de apoios rígidos, que representa a situação base de comparação desta análise.

6.2.1. VIGAS

6.2.1.1. Esforço Axial

Para tornar a comparação mais clara, encontra-se nas figuras 6.1 a 6.3 os valores absolutos da diferença entre a solução de apoios flexíveis baseados no dimensionamento do projectista e a solução de apoios rígidos, em termos de valores relativos. Encontram-se no Anexo 6 todas as figuras comparativas para consulta.

Por observação da figura 6.1 relativa ao pórtico n.º1, verifica-se na generalidade um aumento do valor do esforço axial, em particular nas vigas mais próximas dos extremos do pórtico, com maior intensi-

dade verificada do lado direito do mesmo, que corresponde ao lado Norte do edifício. Chega-se a registar um aumento de 145 kN, que respeita ao extremo direito da viga n.º411, enquanto a viga n.º 427 regista um aumento de apenas 34 kN no valor do seu esforço axial. Analisando em valores relativos, existe uma pequena heterogeneidade em relação ao aumento dos esforços, não ultrapassando aumentos de 20%, sendo mesmo uma grande parte da ordem dos 10% com excepção dos apoios extremos das vigas n.º427 e n.º 411 na cortina de estacas.

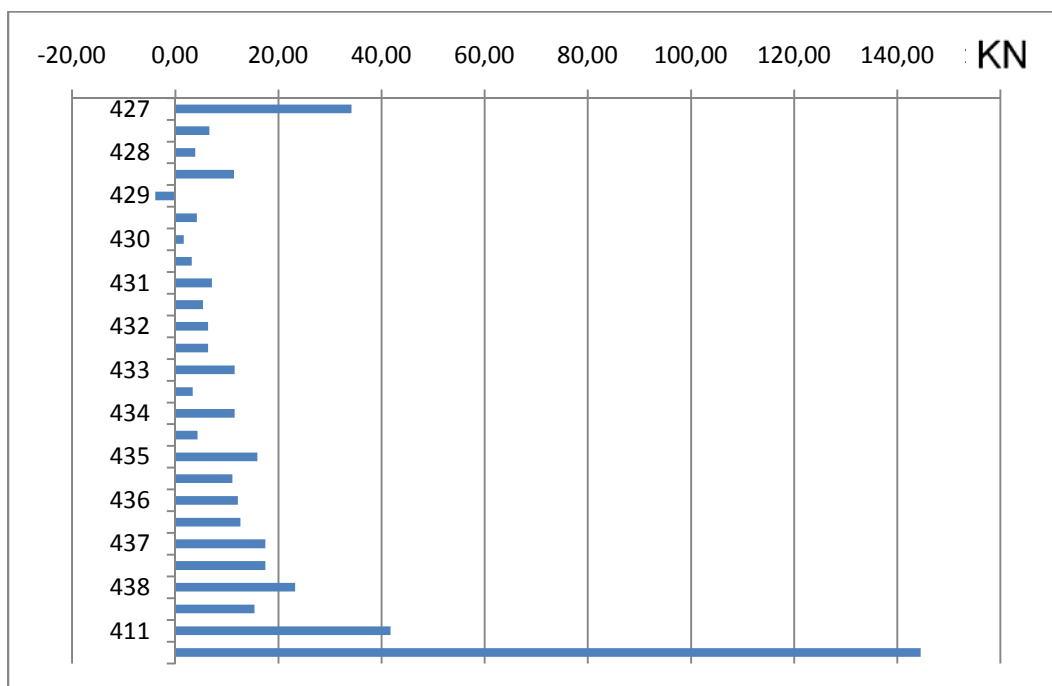


Fig.6.1 – Valores absolutos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º1

A figura 6.2 refere-se à diferença em valores absolutos do esforço axial para o pórtico n.º2. Relativamente a este pórtico verifica-se uma maior heterogeneidade na alteração dos valores diferenciais do esforço axial das vigas, existindo vigas com decréscimo do valor do esforço axial, enquanto outras demonstram um aumento desse valor, embora se verifique um maior número de vigas com aumento do referido esforço. Mais uma vez as maiores diferenças verificam-se no lado direito do pórtico, existindo aumentos na ordem dos 20 kN. Em particular na viga n.º 412 verifica-se um decréscimo significativo do valor do esforço axial, quando comparado com os restantes valores diferenciais, sendo o mesmo da ordem dos 92 kN no ponto de apoio desta na cortina de estacas.

Quanto aos valores relativos, estes não são significativos, com exclusão do apoio direito da viga n.º 418, que atinge um acréscimo do esforço axial de 146%. Os esforços das restantes vigas não ultrapassam variações da ordem dos 50%, sendo mesmo a maioria inferior a 20%.

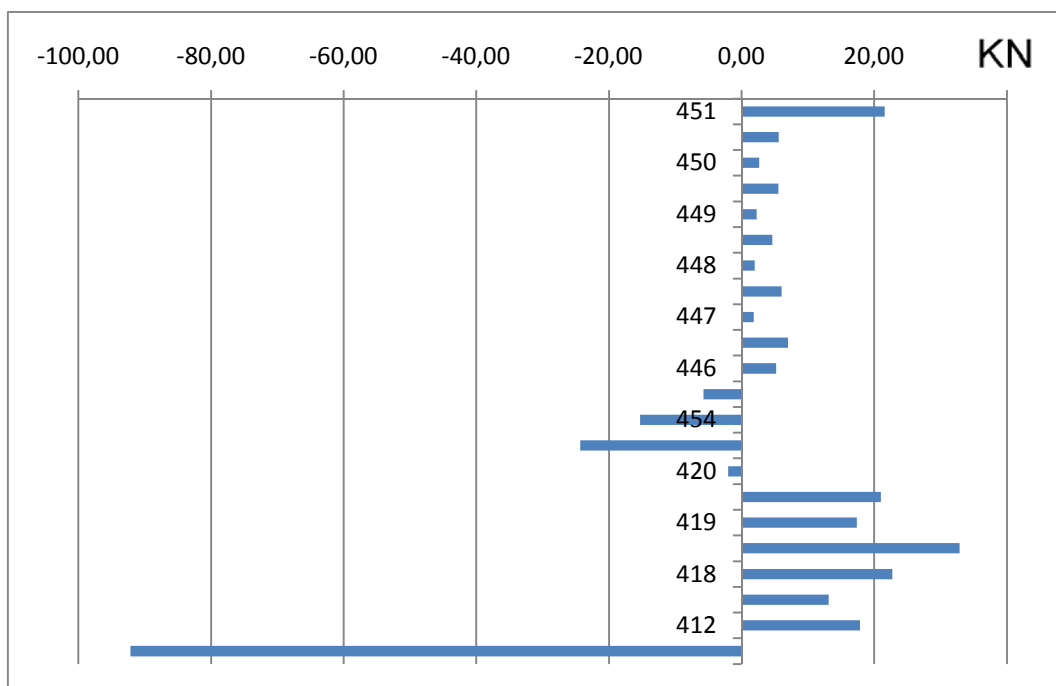


Fig.6.2 – Valores absolutos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º2

Por fim, a comparação do pórtico n.º3 encontra-se na figura 6.3, onde se verifica uma situação similar à do pórtico n.º2, verificando-se decréscimos e acréscimos dos esforços axiais das vigas. Em relevo encontra-se a viga n.º 157 com um decréscimo de cerca de 61 kN, o que em termos relativos se traduz num decréscimo de apenas 24%, portanto não tão significativo quanto o visualizado no gráfico de valores absolutos.

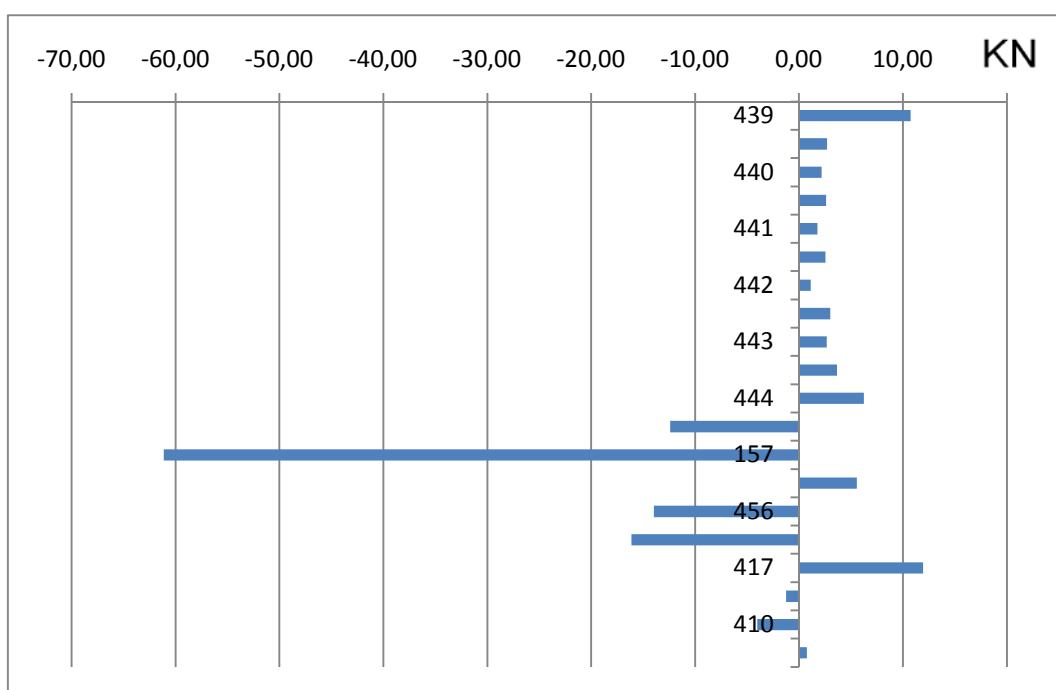


Fig.6.3 – Valores absolutos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º3

Em resumo, a inexistência de barras de cor vermelha nos gráficos relativos ao esforço axial das vigas, indica que os sinais dos esforços se mantêm sem alteração.

6.2.1.2. Esforço Transverso

Relativamente ao esforço transverso, as imagens 6.4 a 6.6 dizem respeito aos valores diferenciais absolutos do esforço transverso igualmente entre a solução de apoios elásticos e a solução de apoios rígidos.

Verifica-se um aumento nos valores do esforço transverso que alcança os 204 kN no pórtico n.º1 (figura 6.4), que representa um aumento de 852% relativamente à solução de apoios rígidos na base da estrutura. Este ponto crítico refere-se ao apoio da viga n.º 411 na cortina de estacas, que se encontra com os deslocamentos impedidos. No extremo esquerdo do pórtico as diferenças são mais reduzidas, embora atinjam os 63 kN e diferenças relativas de 877% na viga n.º427, que também apoia na cortina de estacas secantes. Relativamente às vigas centrais do pórtico, as diferenças verificadas são mais reduzidas. As barras vermelhas presentes na figura 6.4 indicam que na respectiva viga existe mudança de sinal do esforço transverso que lhe está associado.

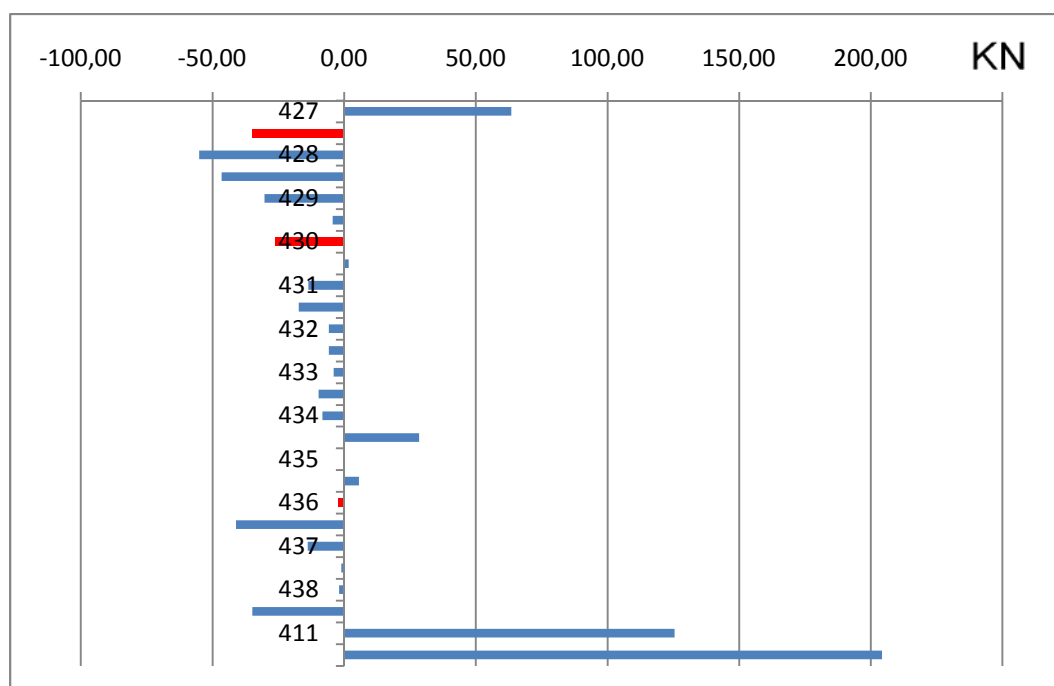


Fig.6.4 – Valores absolutos da diferença do esforço transverso para o pórtico n.º1

Quanto ao pórtico n.º 2 (figura 6.5), verifica-se que existe um decréscimo dos esforços numa grande parte das vigas, encontrando-se na maioria dos casos entre os 25 kN e os 30 kN que em geral não excedem os 50%. Verificam-se alterações de valor mais reduzido no extremo direito do pórtico, que em geral não excedem os 10 kN, existindo mudança de sinal no apoio esquerdo da viga n.º412. No extremo esquerdo, a viga n.º 451 apresenta um aumento de 545% do valor do esforço transverso no ponto em que a mesma apoia na cortina de estacas, representando esta alteração um aumento de 24

kN, sendo que este aumento se deve ao valor quase nulo que o esforço transversal apresenta na situação de apoios rígidos.

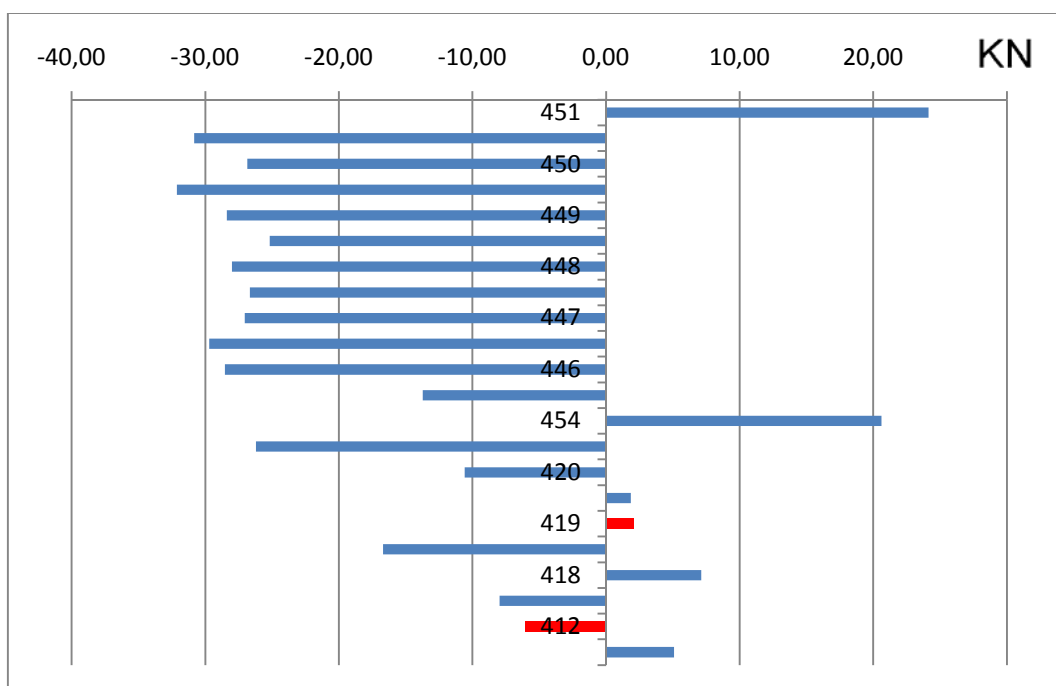


Fig.6.5 – Valores absolutos da diferença do esforço transversal para o pórtico n.º2

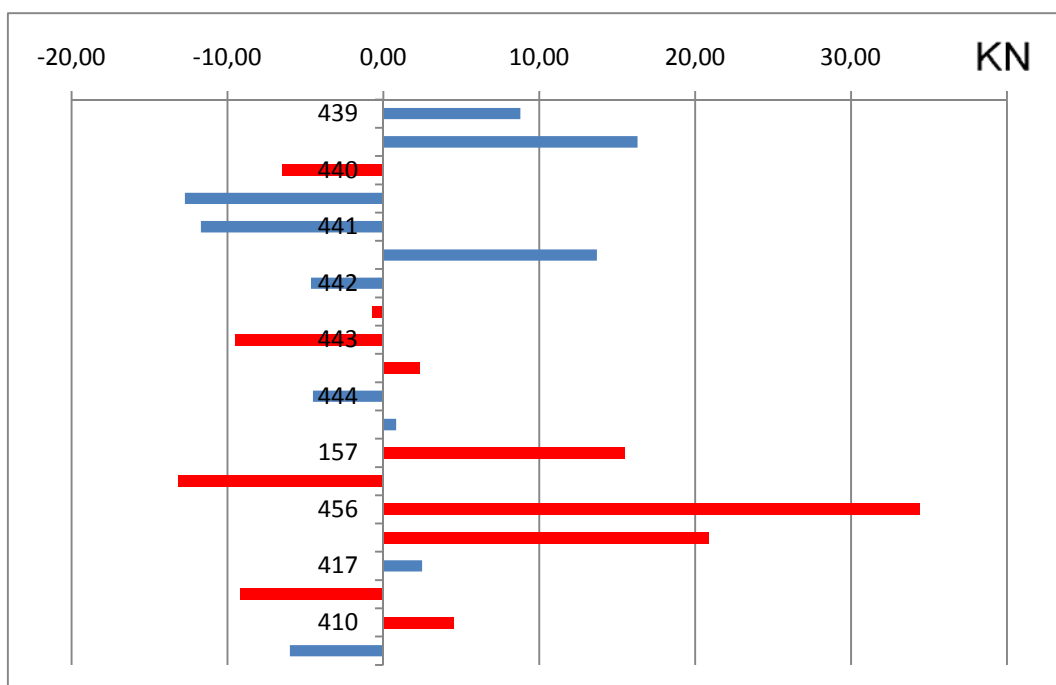


Fig.6.6 – Valores absolutos da diferença do esforço transversal para o pórtico n.º3

Por fim o pórtico n.º3 apresenta igualmente diferenças não muito elevadas que raramente excedem os 20 kN, mas com uma grande quantidade de vigas em que se verificou mudança de sinal do esforço transverso e que se encontram assinaladas com barras vermelhas na figura 6.6. A viga n.º 441 por sua vez, apresenta uma diferença relativa de 1150%, mas que na prática se resume a 14 kN e traduz-se na quase totalidade do esforço transverso existente nesse ponto da estrutura com apoios elásticos, pois o valor do esforço transverso nesse ponto da estrutura com apoios rígidos é praticamente nulo.

6.2.1.3. Momentos Flectores

As figuras 6.7 a 6.9 dizem respeito à diferença em valores absolutos dos momentos flectores do caso em análise.

O pórtico n.º1 apresenta pequenas variações dos momentos flectores das vigas centrais, encontrando-se as situações mais críticas nas vigas perto dos extremos. No extremo esquerdo esses valores atingem os 80 kNm, existindo na viga n.º427 um aumento do momento negativo no seu extremo esquerdo, que apoia na cortina de estacas. Já o seu extremo direito apresenta um acréscimo do valor do momento flector, que passou de negativo a positivo com uma variação relativa de 140%. Este constitui um dos casos críticos no dimensionamento de estruturas de betão armado, pois quando se considera a estrutura com apoios rígidos existem locais com momentos negativos, e depois na realidade, os esforços instalados são positivos, ou vice-versa, sem que a estrutura esteja preparada para os esforços realmente instalados.

No extremo oposto, os aumentos do valor do momento flector atingiram os 360 kNm em termos absolutos, não existindo alteração do sinal do esforço, o que mesmo assim representa um aumento muito significativo (112%), com implicações no dimensionamento da viga em questão, caso tal situação não seja estudada com a devida atenção. No que respeita às vigas centrais do pórtico, estas não apresentaram alterações significativas do valor dos momentos flectores.

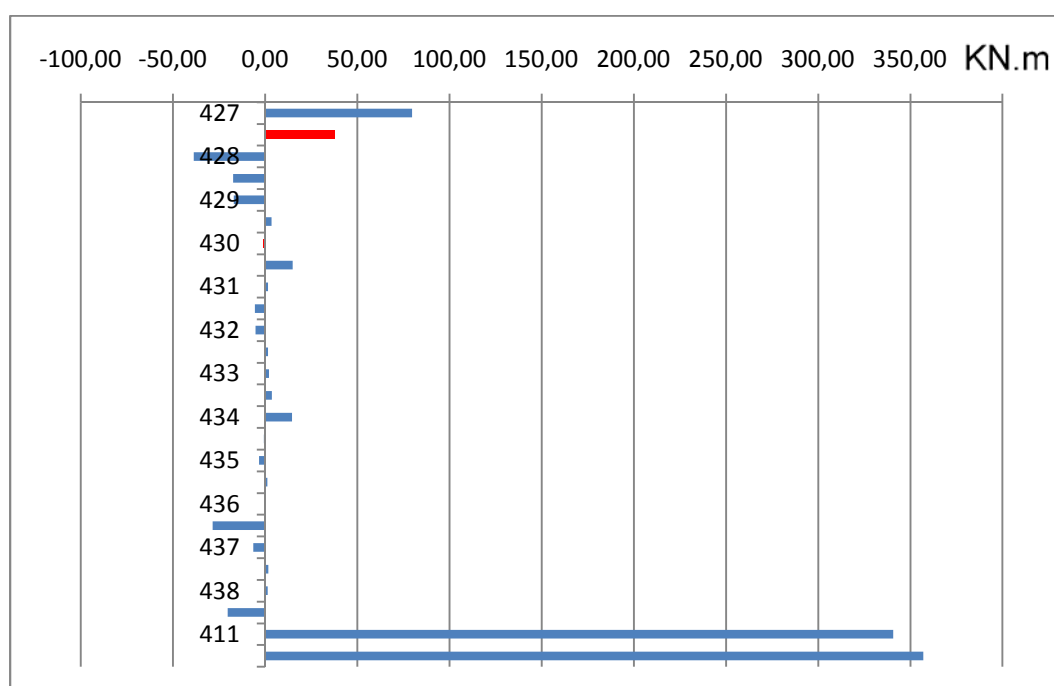


Fig.6.7 – Valores absolutos da diferença do momento flector para o pórtico n.º1

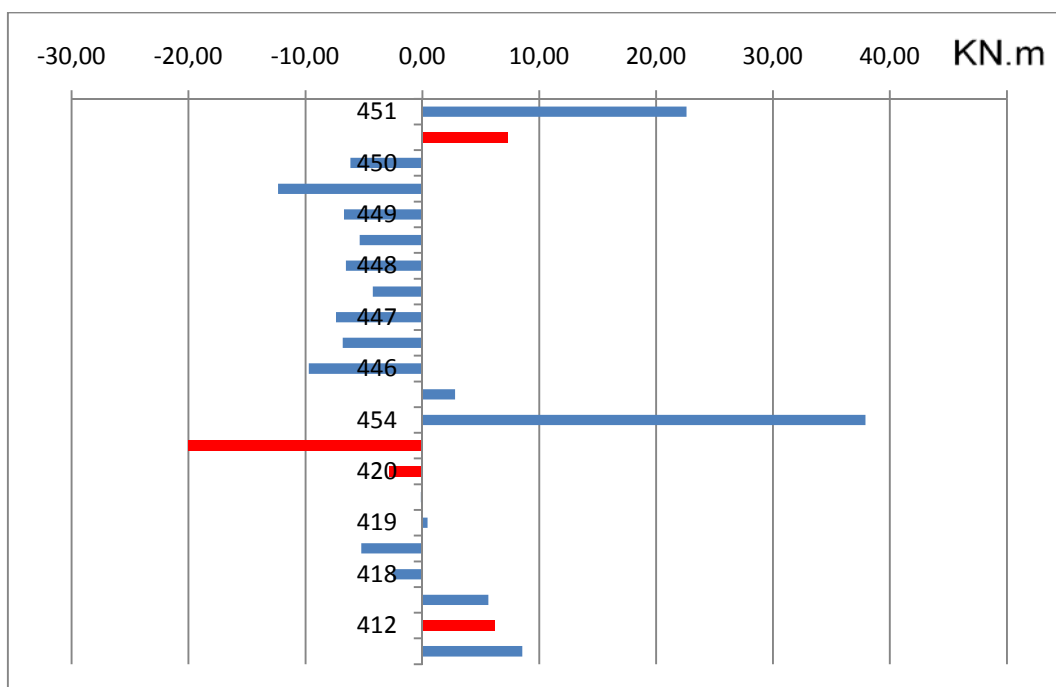


Fig.6.8 – Valores absolutos da diferença do momento flector para o pórtico n.º2

No pórtico n.º2 verificam-se alterações nos esforços da estrutura mais contidas, não superando os 40 kNm, o que ainda representa uma aumento de 173%, respeitante ao extremo esquerdo da viga n.º454.

O extremo direito dessa mesma viga apresenta mudança de sinal do valor do momento flector com uma redução de 70% entre a solução de encastramentos perfeitos e de apoios flexíveis.

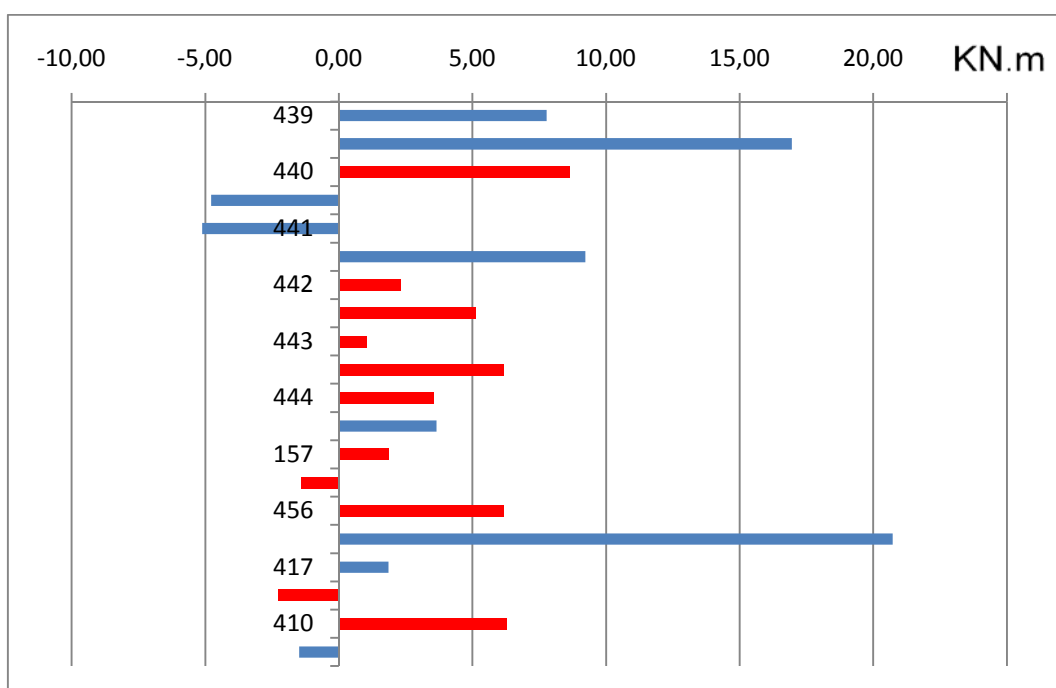


Fig.6.9 – Valores absolutos da diferença do momento flector para o pórtico n.º3

Terminando a análise das vigas deste primeiro caso de apoios flexíveis, no pórtico n.º3 verificam-se alterações no valor dos momentos flectores bastante reduzidos, não existindo aumentos superiores a 21 kNm, nem decréscimos superiores a 5 kNm. Verifica-se a existência de um número significativo de vigas com mudança de sinal do momento flector instalado, tal como se pode comprovar pela quantidade de barras de cor vermelha na figura 6.9. O extremo esquerdo da viga n.º440 apresenta um aumento do valor do momento flector de cerca de 1300%, mas que na realidade não excede os 9 kNm quando visto em valor absoluto, sendo que este aumento inclui a mudança de sinal do momento flector da viga em questão.

6.2.2. PILARES

6.2.2.1. Esforço Axial

As figuras 6.10 a 6.12 dizem respeito às variações dos valores do esforço axial dos pilares que suportam o piso do rés-do-chão, onde no ponto anterior se analisaram as vigas respeitantes a esse piso.

A análise desta figura é clara, observando-se uma redução no esforço axial dos pilares mais exteriores, sendo essa redução cada vez menor à medida que o pilar se afasta do extremo do pórtico, até que nos pilares mais centrais existe um aumento do valor do esforço axial que alcança os 425 kN, mas que não equivale a um aumento superior a 30%, quando analisado em valores relativos.

A grandeza da redução do esforço axial dos pilares mais próximos dos extremos prende-se com a existência da cortina de estacas. Logo na solução com apoios elásticos, o assentamento das fundações implica uma transferência dos esforços para a cortina de estacas, sendo esta transferência maior quanto mais próximo da cortina se encontrar o pilar. Convém lembrar para melhor se perceber esta situação que a cortina de estacas contém apoios rígidos, justificando a maior redução verificada nos pilares n.º 481 e 488. Nos pilares centrais, nomeadamente nos pilares n.º484 e 486, existe um aumento do valor do esforço axial muito significativo, na ordem dos 400 kN, proveniente dos pilares vizinhos, que provavelmente terão um assentamento superior. Esta situação torna-se uma situação crítica, uma vez que não considerada provocaria esmagamento por compressão destes dois pilares que sofrem um aumento bastante elevado do esforço axial. Ainda assim, os aumentos de esforço axial não superam os 30%, nem os decréscimos excedem os 25%.

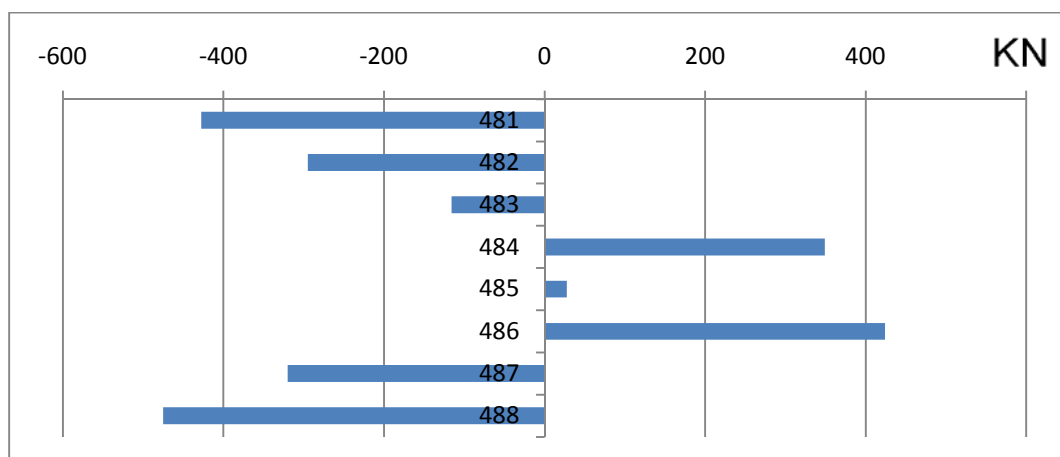


Fig.6.10 – Valores absolutos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º1

A figura seguinte representa a diferença do esforço axial para o pórtico n.º2, em valores absolutos. Neste pórtico verifica-se uma redução dos valores do esforço axial na totalidade dos pilares do pórtico, não excedendo reduções da ordem dos 25%, que corresponde a uma diminuição de cerca de 240 kN em valores absolutos (pilar n.º 87). Sendo este o pórtico central da estrutura do edifício, verifica-se que existiu uma transferência de esforços do pórtico central, que tem assentamentos superiores aos restantes pórticos, para os pórticos vizinhos e para a cortina de estacas de contenção do edifício. Voltar-se-á a este assunto no ponto 6.2.3.

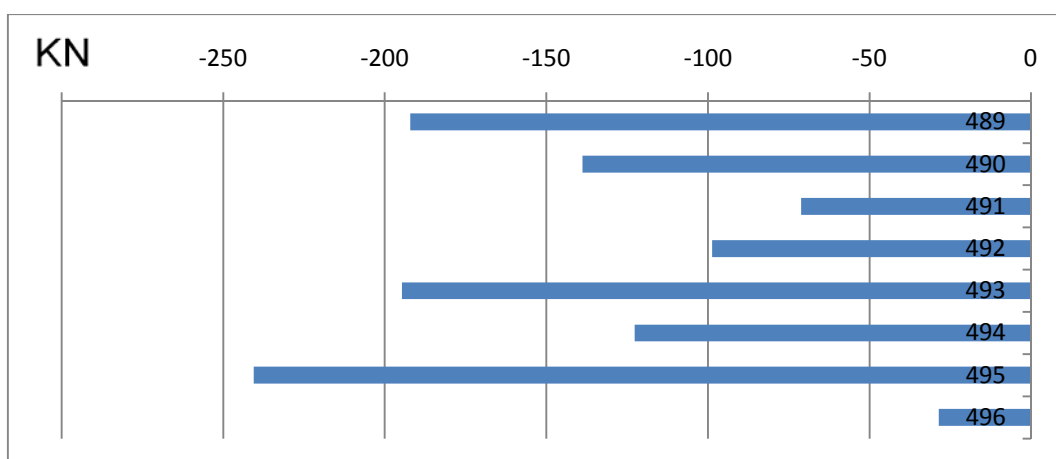


Fig.6.11 – Valores absolutos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º2

De forma algo similar ao verificado no pórtico n.º1, no pórtico n.º3 verifica-se uma redução acentuada do esforço axial dos pilares mais próximos dos extremos, isto é, mais próximos da cortina de estacas secantes, transmitindo a esta parte dos esforços provenientes da estrutura, com um ligeiro aumento dos esforços nos pilares centrais do referido pórtico. Os acréscimos de esforço axial não superam os 5%, nem os decréscimos ultrapassam os 30%.

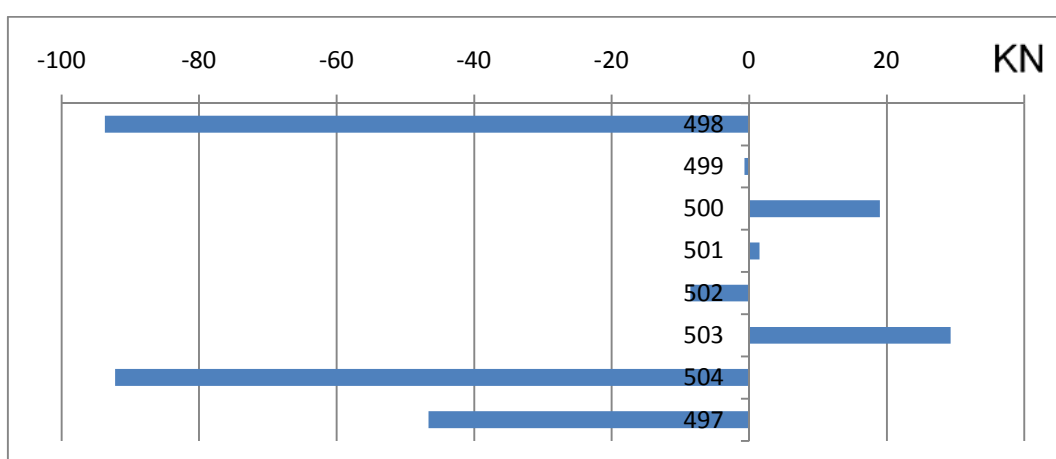


Fig.6.12 – Valores absolutos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º3

6.2.2.2. Momentos Flectores

No que se refere aos momentos flectores dos pilares da estrutura, estes serão divididos em duas direcções, como de seguida indicado, na direcção perpendicular ao desenvolvimento linear do pórtico, e por outro lado, na direcção do desenvolvimento do pórtico.

Na direcção perpendicular ao desenvolvimento do pórtico:

No pórtico n.º1, no que respeita aos momentos na direcção perpendicular ao pórtico, não são verificadas alterações significativas, não ultrapassando os 36 kNm no segundo apoio do pilar n.º481, que no entanto equivale a um aumento do momento negativo superior a 60%, com excepção do pilar n.º488 do extremo direito do pórtico. No que respeita ao pilar n.º 488, tanto o seu momento negativo como o momento positivo, aumentam na ordem dos 150%.

O pilar n.º 487 apresenta um aumento percentual do seu momento flector muito elevado, atingindo os 900%, mas que na realidade não ultrapassa os 16 kNm, incluindo mudança de sinal do momento flector, tal como se pode confirmar pelas barras respeitantes a este pilar assinaladas a vermelho na figura 6.13.

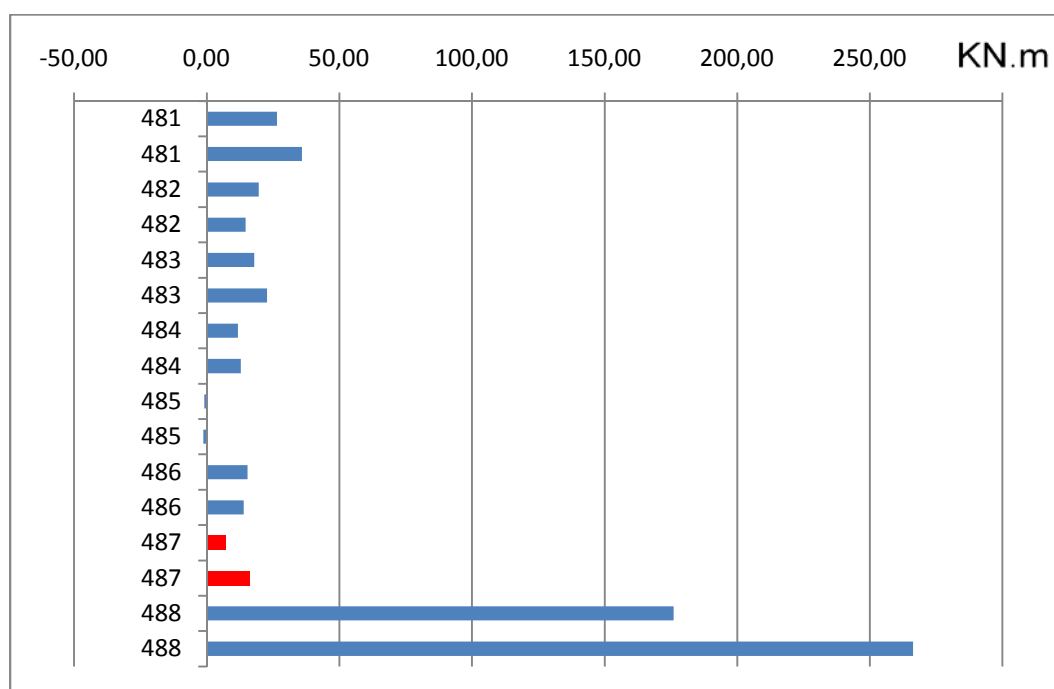


Fig.6.13 – Valores absolutos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º1

Efectuando já a análise dos pilares respeitantes aos dois restantes pórticos (figuras 6.14 e 6.15), observa-se em ambos pequenas alterações dos valores do momento flector na direcção perpendicular ao pórtico. No entanto, o pórtico n.º2 apresenta variações de ordem de grandeza bastante superior às alterações verificadas no pórtico n.º3, sendo em ambos, mais acentuadas nos pilares mais próximos dos extremos, logo mais próximos da cortina de estacas secantes, com excepção do pilar n.º145, que para o pórtico n.º3 é o que apresenta um aumento mais elevado.

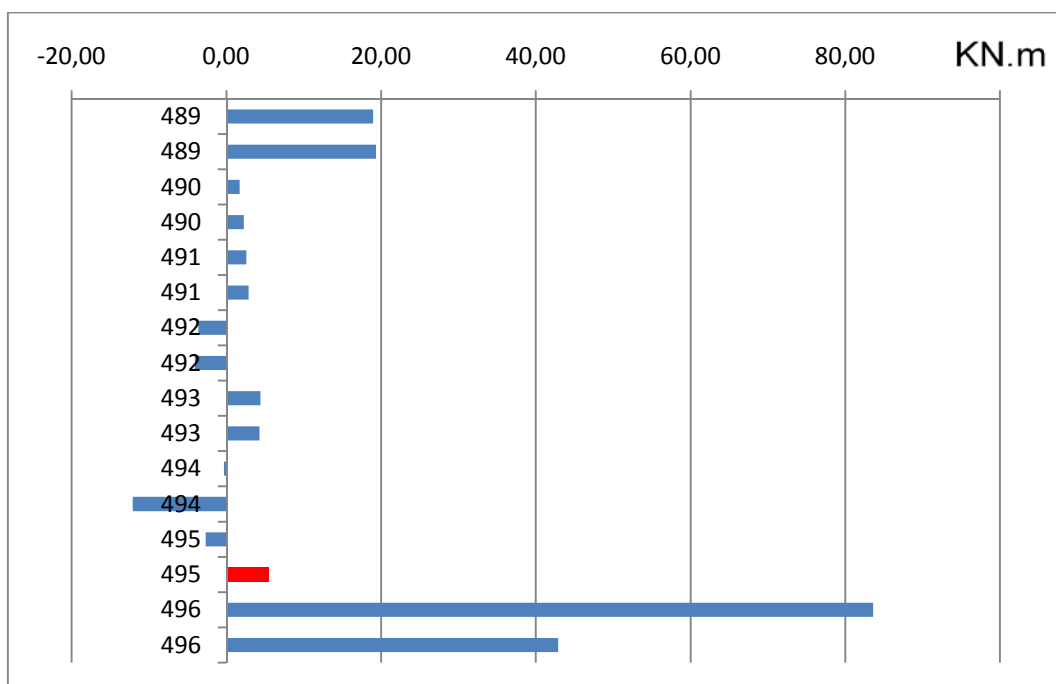


Fig.6.14 – Valores absolutos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º2

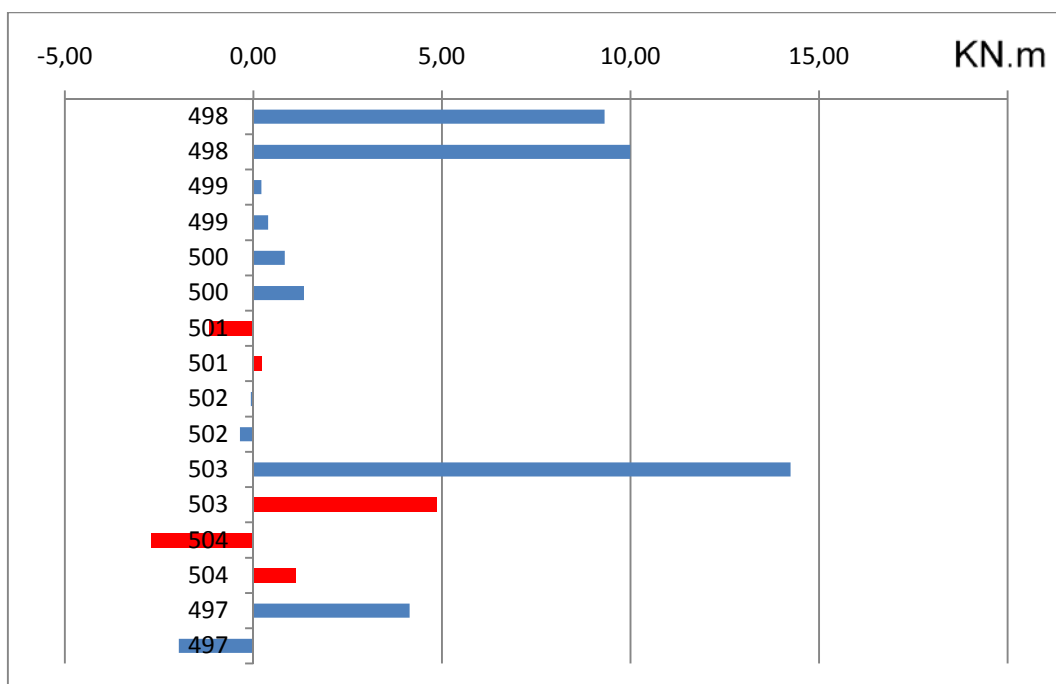


Fig.6.15 – Valores absolutos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º3

Na direcção paralela ao desenvolvimento do pórtico:

A análise da direcção paralela ao desenvolvimento do pórtico tem por base as figuras 6.16 a 6.18, onde se verificam alterações da mesma ordem de grandeza nos três pórticos, não ultrapassando o limite dos 40 kNm na maioria dos casos.

Relativamente às variações percentuais estas são mais díspares, atingindo os 520% no pilar n.º483, que pertence ao pórtico n.º1. Neste pilar verificam-se valores do momento flector, na direcção do desenvolvimento do pórtico, aproximadamente nulos para a estrutura base de apoios rígidos, e que atingem os 11kNm na estrutura de apoios elásticos. Em termos de dimensionamento, esta variação de 520% torna-se um pouco enganadora, atendendo a que a armadura mínima ou construtiva, presente em qualquer zona dos pilares é suficiente para absorver momentos da ordem de grandeza dos verificados na estrutura de apoios elásticos.

No pórtico n.º 2 as variações não excedem os 130%, um valor bem mais reduzido que o verificado no primeiro pórtico, e verificando as variações em valores absolutos, estas não atingem os 10 kNm para a metade esquerda do pórtico.

Comparativamente, o pórtico n.º3 apresenta variações bastante uniformes, entre os 40% e os 100% para todos os pilares, que se encontram entre os 20 kNm e os 40 kNm.

É ainda de realçar a inexistência de mudanças de sinal dos momentos flectores nos pilares dos três pórticos, com excepção do pilar n.º496.

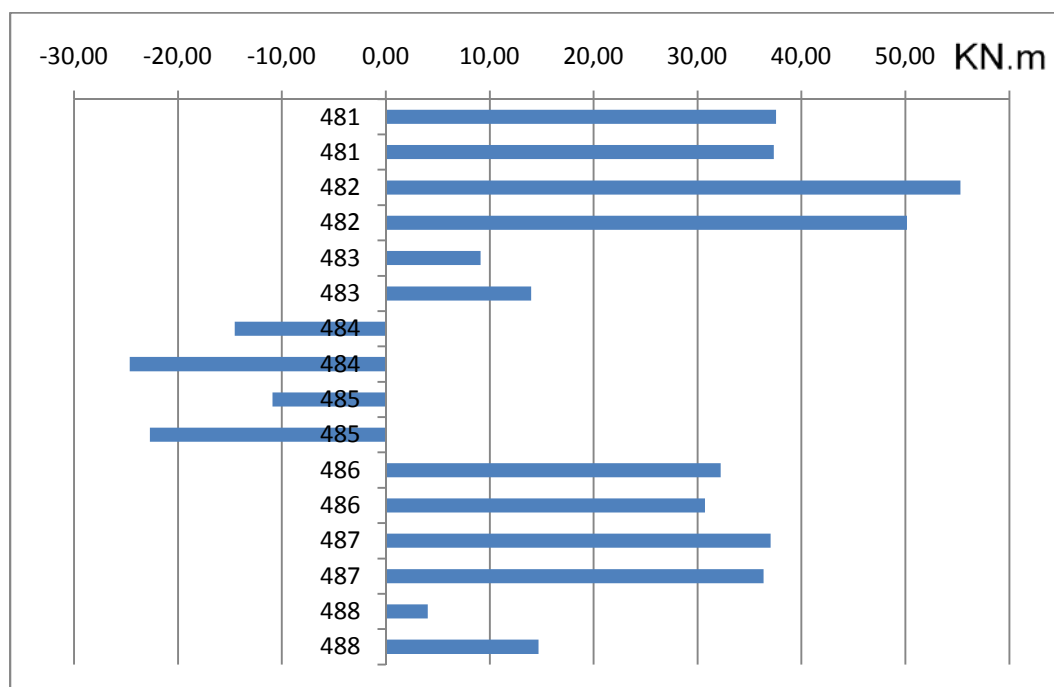


Fig.6.16 – Valores absolutos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º1

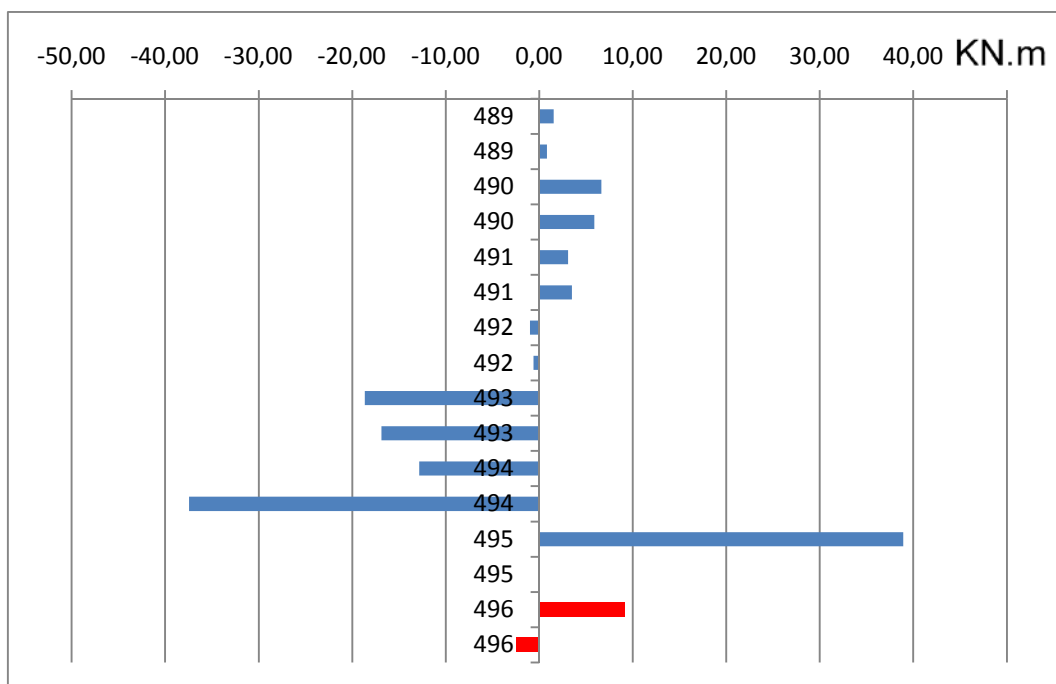


Fig.6.17 – Valores absolutos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º2

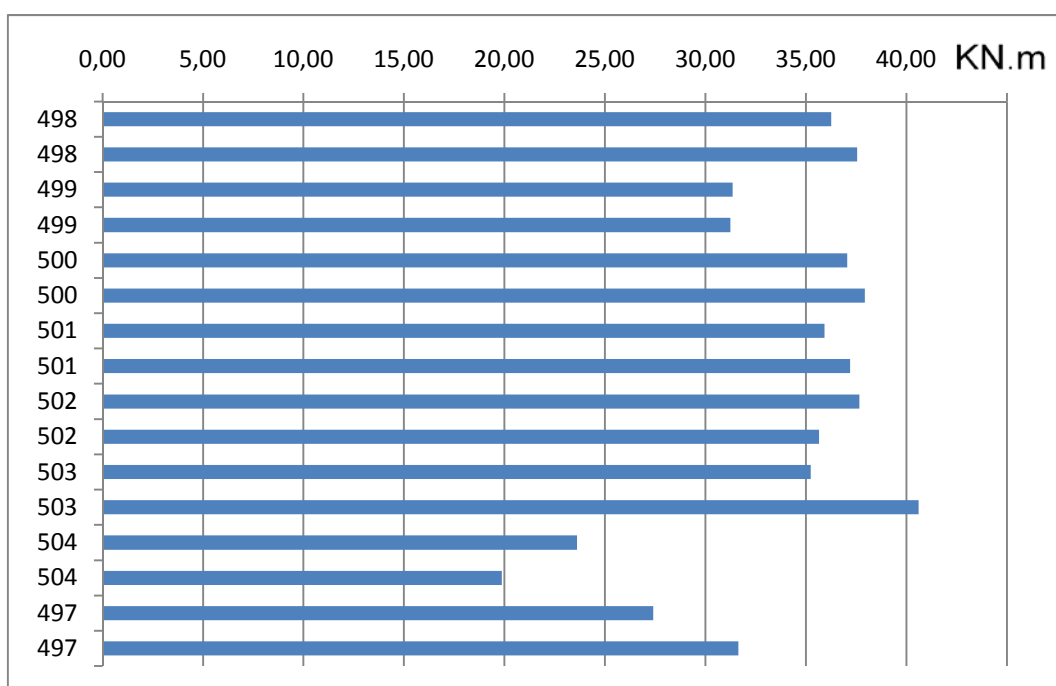


Fig.6.18 – Valores absolutos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º3

6.2.3. REACÇÕES DE APOIO

De forma a servir de pequeno suplemento a todos os resultados analisados, de seguida serão apresentados os valores das reacções de apoio verticais do pórtico n.º2, uma vez que sendo este o pórtico cen-

tral do edifício será aquele em que os assentamentos serão superiores, demonstrando desta forma as alterações verificadas na situação de maior assentamento.

Quadro 6.1 – Comparação de resultados das reacções de apoio

Pilar	FZ (kN)		Diferença (kN)	%
	Apoios Rígidos	Apoios Flexíveis		
22	1553,66	1329,35	-224,31	-14%
23	1734,37	1579,19	-155,18	-9%
24	1460,93	1399,06	-61,87	-4%
25	1423,2	1327,73	-95,47	-7%
26	1595,07	1368,31	-226,76	-14%
27	1402,19	1276,37	-125,82	-9%
29	1738,3	1141,27	-597,03	-34%

Por análise do quadro 6.1 conclui-se que existe uma redução das reacções de apoio na totalidade das fundações. Como já atrás referido, e por este ser o pórtico central, é aquele que sofre maiores assentamentos, existindo uma redistribuição de esforços para as fundações vizinhas.

6.3. ASSENTAMENTO IMPOSTO

A imposição do valor do assentamento máximo sofrido pelas fundações directas do edifício em estudo constitui o último caso de análise deste trabalho, e serão demonstrados de seguida os resultados obtidos por meio desta solução. Como já verificado em capítulo anterior, este método conduziu a dimensões das sapatas menores que as presentes em projecto de estruturas do edifício, o que conduzirá a maiores assentamentos, logo uma maior distribuição dos esforços na estrutura, com maiores diferenças entre esta e a solução de apoios rígidos que as verificadas no ponto anterior deste capítulo, mas vejamos adiante a veracidade desta conjectura.

6.3.1. VIGAS

6.3.1.1. Esforço Axial

Similarmente ao apresentado para o caso anterior, de seguida apresentam-se as figuras que traduzem as variações verificadas para o esforço axial das vigas do rés-do-chão.

Relativamente ao pórtico n.º1, verifica-se um aumento do esforço axial na quase totalidade das vigas, com um aumento mais acentuado nos extremos do mesmo, sendo esse aumento mais acentuado no extremo direito. O maior aumento verifica-se no ponto de apoio da viga n.º411 na cortina de estacas com um aumento de 181 kN que representa uma variação percentual de cerca de 50% do esforço axial da viga, quando em contrapartida, a mesma situação analisada no ponto 6.2.1.1, para as fundações dimensionadas pelo projectista através da tensão admissível do solo, a mesma diferença era de apenas 38%.

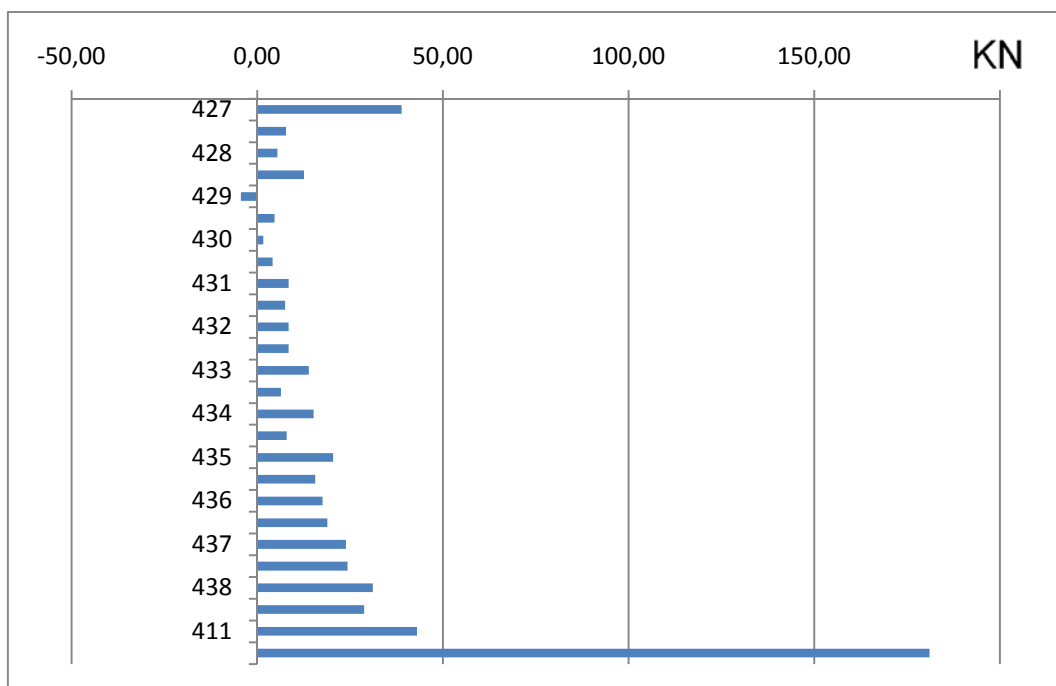


Fig.6.19 – Valores absolutos da diferença do esforço axial do pórtico n.º1

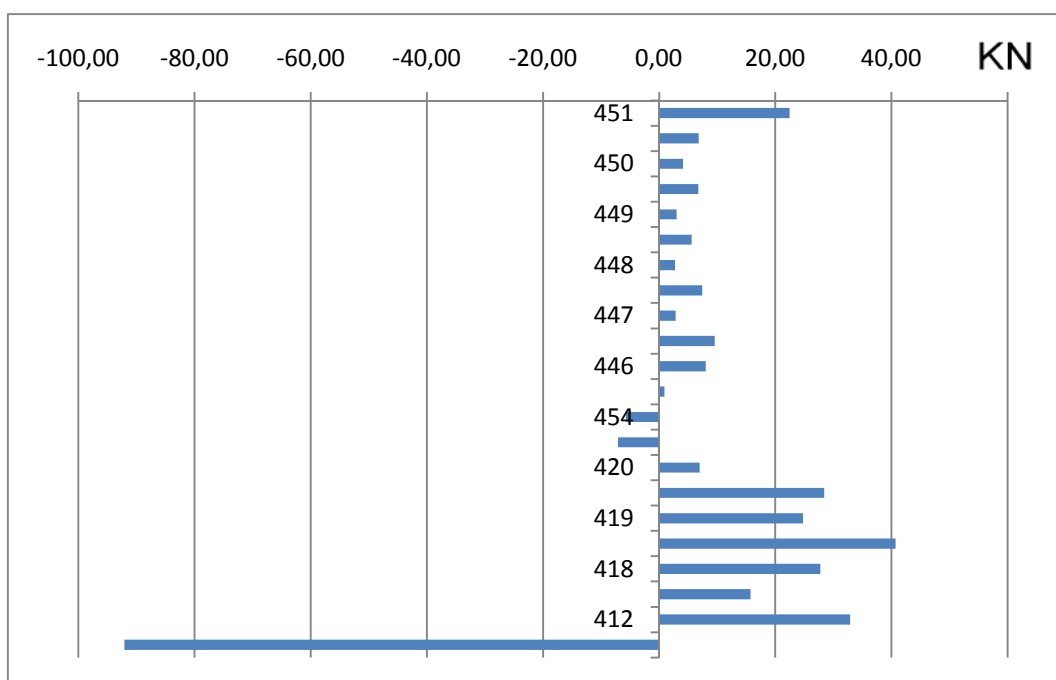


Fig.6.20 – Valores absolutos da diferença do esforço axial do pórtico n.º2

No que respeita ao pórtico n.º2, verificam-se maioritariamente aumentos de esforço axial, não ultrapassando os 40 kN, que se referem à viga n.º419 e a uma variação percentual de 42%. Mais uma vez, os aumentos mais acentuados verificam-se no extremo direito do pórtico, onde se verifica também um grande decréscimo no esforço axial do apoio direito da viga n.º412 que apoia na cortina de estacas, sendo essa redução de 92 kN, mas que na grandeza do valor desse esforço apenas representa um

decréscimo de 13%, muito similar às variações verificadas na mesma situação com as dimensões das fundações constantes em projecto de estruturas.

Na comparação do pórtico n.º3, que se encontra ilustrada na figura 6.21, verifica-se uma situação análoga à do pórtico n.º2, onde existem decréscimos e acréscimos dos esforços axiais das vigas. Em particular encontra-se a viga n.º 157 com um decréscimo de cerca de 53 kN, o que em termos relativos se traduz num decréscimo de apenas 21%, muito próximo da diferença verificada na análise anterior, onde esse valor era de 24%.

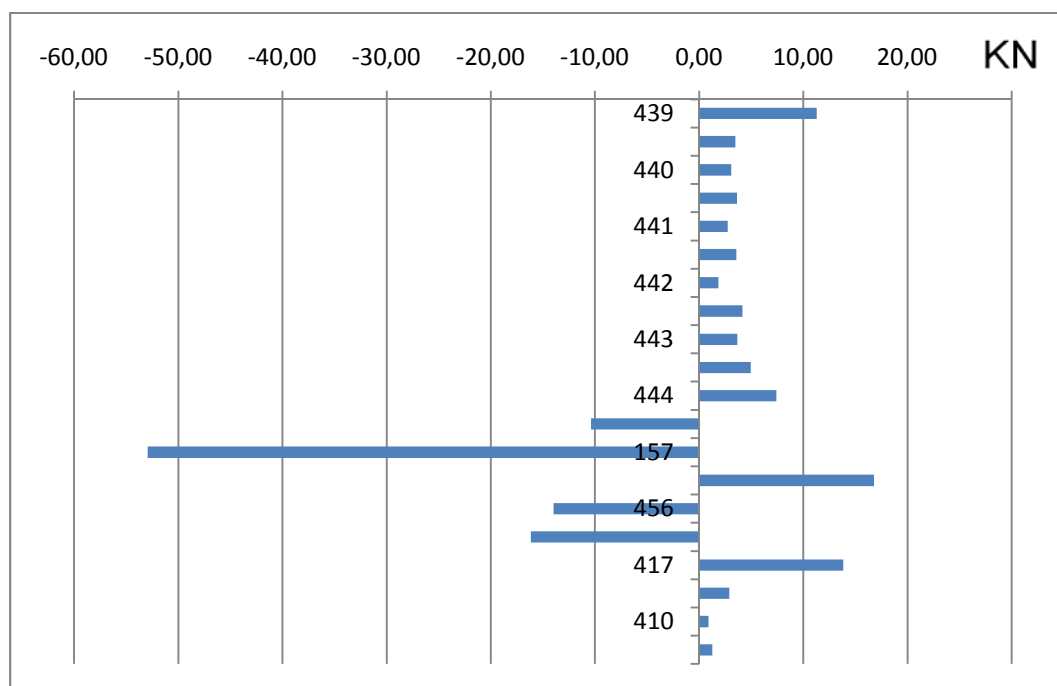


Fig.6.21 – Valores absolutos da diferença do esforço axial do pórtico n.º3

6.3.1.2. Esforço Transverso

Relativamente ao esforço transverso, as imagens 6.22 a 6.24 dizem respeito aos valores diferenciais absolutos do esforço transverso, onde se verifica um aumento nos valores do esforço transverso que alcança os 236 kN no pórtico n.º1 (figura 6.22), que representa um aumento de 980% relativamente à solução de apoios rígidos na base da estrutura. Este ponto crítico refere-se ao apoio da viga n.º 411 na cortina de estacas, que se encontra com os deslocamentos impedidos. No extremo esquerdo do pórtico as diferenças são mais reduzidas, embora atinjam os 72 kN e diferenças relativas de 1000% no ponto de apoio na cortina da viga n.º427, com um decréscimo de 18 % no extremo oposto da mesma viga, onde se verifica uma mudança de sinal do valor do esforço transverso.

Relativamente às vigas centrais do pórtico, as diferenças verificadas são mais reduzidas. O apoio direito da viga n.º435 apresenta uma variação percentual do esforço transverso de 1385%, o que no entanto, é uma alteração insignificante, pois a variação em termos absolutos é de apenas 7 kN.

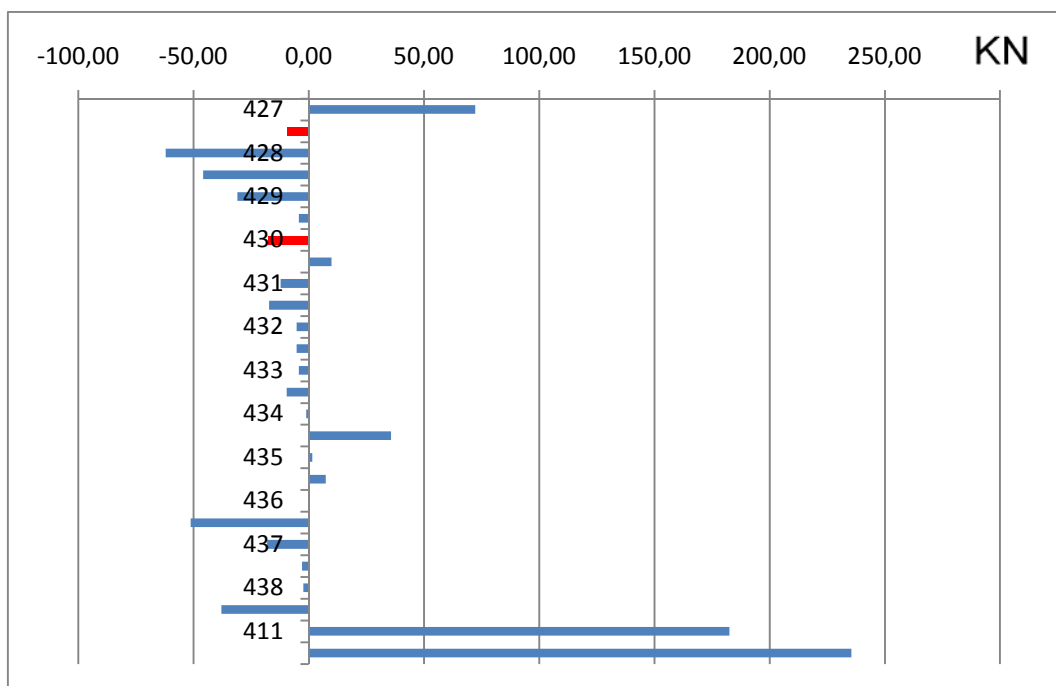


Fig.6.22 – Valores absolutos da diferença do esforço transverso do pórtico n.º1

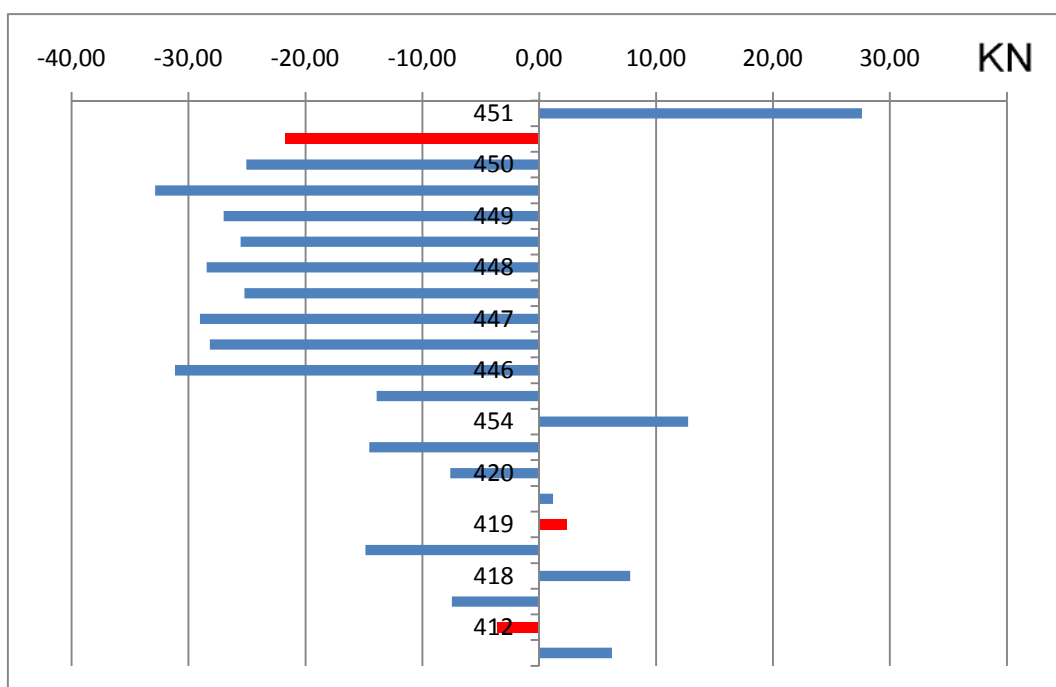


Fig.6.23 – Valores absolutos da diferença do esforço transverso do pórtico n.º2

Quanto ao pórtico n.º 2, os resultados encontram-se na figura 6.23, existindo uma grande parte das vigas que houve decréscimo do esforço transverso, particularmente na metade esquerda do pórtico, em que as diferenças se encontram entre os 20 kN e os 35 kN. Na metade direita do pórtico verificam-se

diferenças mais reduzidas, existindo vigas com aumento do esforço transversal e vigas com decréscimo desse esforço.

Analisando os resultados em valores relativos, verifica-se uma maioria das vigas em que a variação do esforço transversal não ultrapassa os 50%, com excepção das vigas n.º 451 e n.º 419, em que as alterações do esforço transversal são de 625% e 510% respectivamente, verificando-se mudança de sinal do esforço na viga n.º 419.

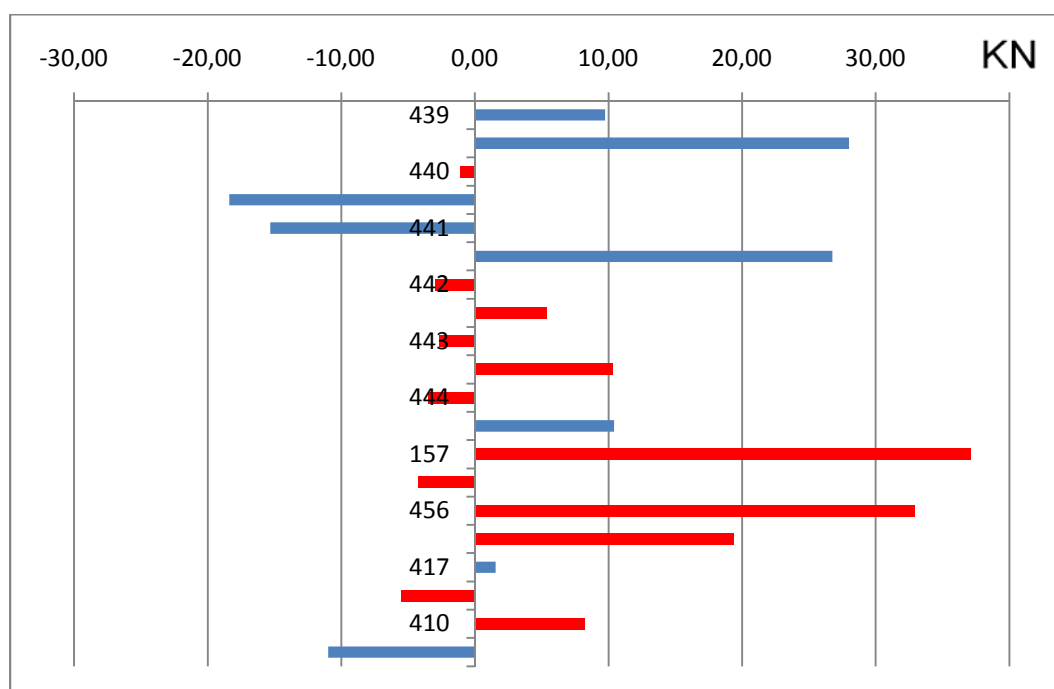


Fig.6.24 – Valores absolutos da diferença do esforço transversal do pórtico n.º3

Por fim o pórtico n.º3 apresenta igualmente diferenças reduzidas, não excedendo acréscimos de 40 kN nem decréscimos de 20 kN, como se comprova através da figura 6.24. Verifica-se também um número elevado de vigas em que alterou o sinal do esforço instalado nas vigas, sinalizadas na figura 6.24 com a cor vermelha.

Analisando os resultados obtidos em valores percentuais, é de realçar o apoio direito da viga n.º441 que sofre um aumento do esforço transversal de 2250%, que na realidade se resume a um aumento de 27 kN.

6.3.1.3. Momentos Flectores

Para terminar a análise da alteração de esforços nas vigas desta segunda situação, apresentam-se em seguida as figuras 6.25 a 6.27 onde figuram as variações associadas aos momentos flectores instalados nas vigas.

No pórtico n.º1 verificam-se alterações dos valores dos momentos flectores relativamente reduzidos, com excepção das vigas n.º 427 e 411, que apresentam um aumento do momento flector de sensivelmente 100 kNm e 460 kNm respectivamente. O grande aumento apurado no valor do momento flector

da viga n.º411, traduz-se em 360% e 150%, respectivamente no apoio esquerdo e direito da referida viga.

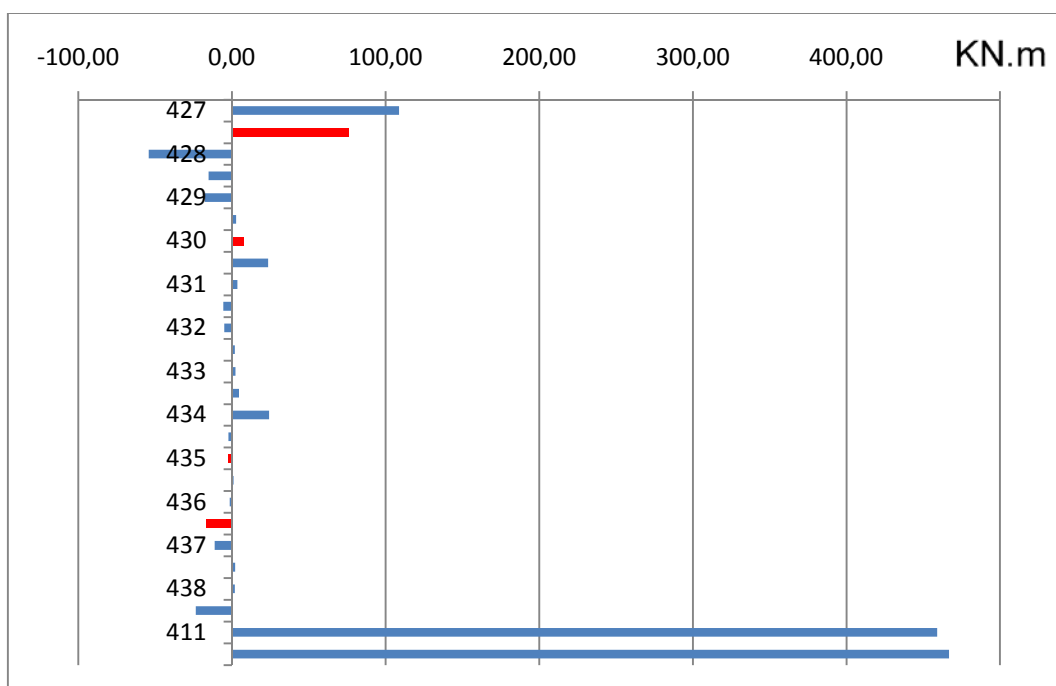


Fig.6.25 – Valores absolutos da diferença do momento flector do pórtico n.º1

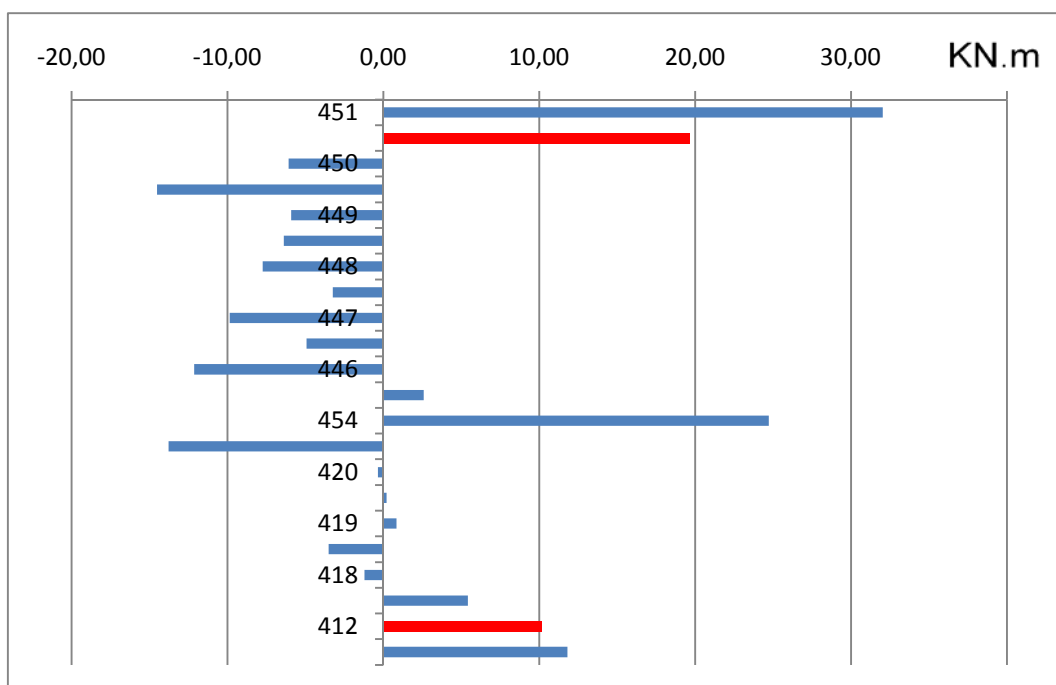


Fig.6.26 – Valores absolutos da diferença do momento flector do pórtico n.º2

Relativamente ao pórtico n.º 2 (figura 6.26), verificam-se alterações nos valores dos momentos flectores inferiores a 15 kNm na maioria das vigas, sendo o aumento mais significativo verificado na viga que apoia na cortina de estacas.

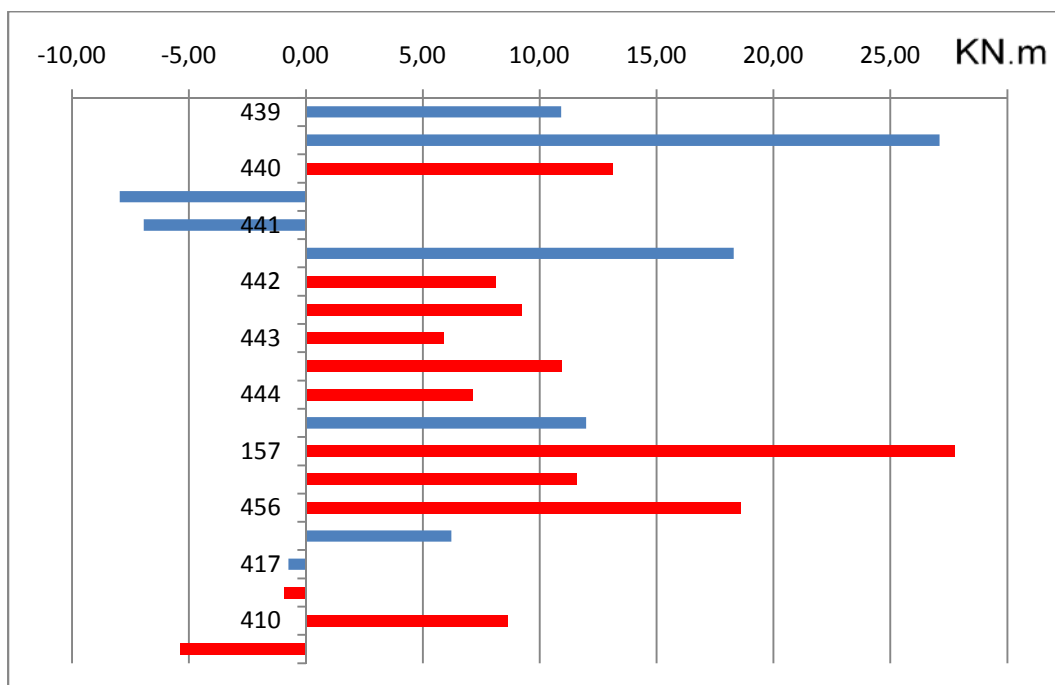


Fig.6.27 – Valores absolutos da diferença do momento flector do pórtico n.º3

No que respeita ao pórtico n.º 3, verifica-se um elevado número de vigas em que existe alteração do sinal do momento flector, tal como se pode constatar na figura 6.27 pela quantidade de barras que se encontram coloridas a vermelho.

Similarmente ao verificado no pórtico anterior, a alteração dos valores do momento flector não ultrapassa os 30 kNm, o que em termos relativos chega a representar alterações de 2000%.

6.3.2. PILARES

6.3.2.1. Esforço Axial

As figuras 6.28 a 6.30 dizem respeito às variações dos valores do esforço axial dos pilares que suportam o piso do rés-do-chão.

Similarmente ao verificado no ponto 6.2.2.1. para o pórtico n.º1, existe uma redução no esforço axial dos pilares mais exteriores, sendo essa redução cada vez menor à medida que o pilar se afasta do extremo do pórtico, até que nos pilares mais centrais existe um aumento do valor do esforço axial que alcança os 567 kN, mas que não equivale a um aumento superior a 40%, quando analisado em valores relativos. Na situação analisada com apoios flexíveis com as dimensões das fundações constantes no projecto de estruturas, o mesmo era de 425 kN e 30% respectivamente.

A grandeza da redução do esforço axial dos pilares mais próximos dos extremos prende-se com a existência da cortina de estacas, logo na solução com apoios elásticos, o assentamento das fundações

implica uma transferência dos esforços para a cortina de estacas, sendo esta transferência maior quanto mais próximo da cortina se encontrar o pilar.

Esta situação torna-se uma situação crítica, uma vez que não considerada provocaria esmagamento por compressão destes dois pilares que sofrem um aumento bastante elevado do esforço axial. Ainda assim, os aumentos de esforço axial não superam os 40%, nem os decréscimos excedem os 35%, 10 pontos percentuais maiores que na situação anterior analisada no ponto 6.2.2.1.

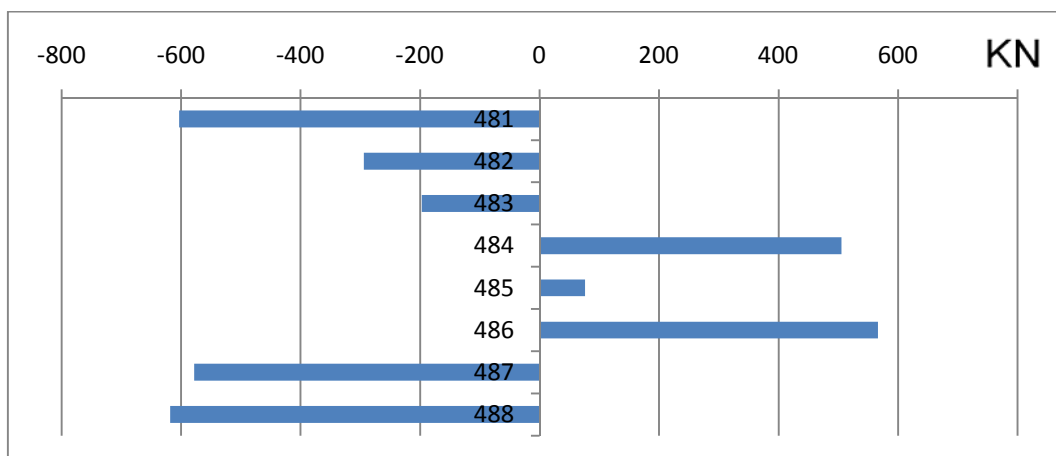


Fig.6.28 – Valores absolutos da diferença do esforço axial do pórtico n.º1

A figura seguinte representa a diferença do esforço axial para o pórtico n.º2, em valores absolutos. Neste pórtico verifica-se uma redução dos valores do esforço axial na totalidade dos pilares do pórtico, não excedendo reduções da ordem dos 25%, que corresponde a uma redução de cerca de 300 kN em valores absolutos (pilar n.º 494). Sendo este o pórtico central da estrutura do edifício, verifica-se que similarmente ao verificado para o primeiro caso analisado, existiu uma transferência de esforços do pórtico central, que teve assentamentos superiores aos restantes pórticos, para os pórticos vizinhos e para a cortina de estacas de contenção do edifício.

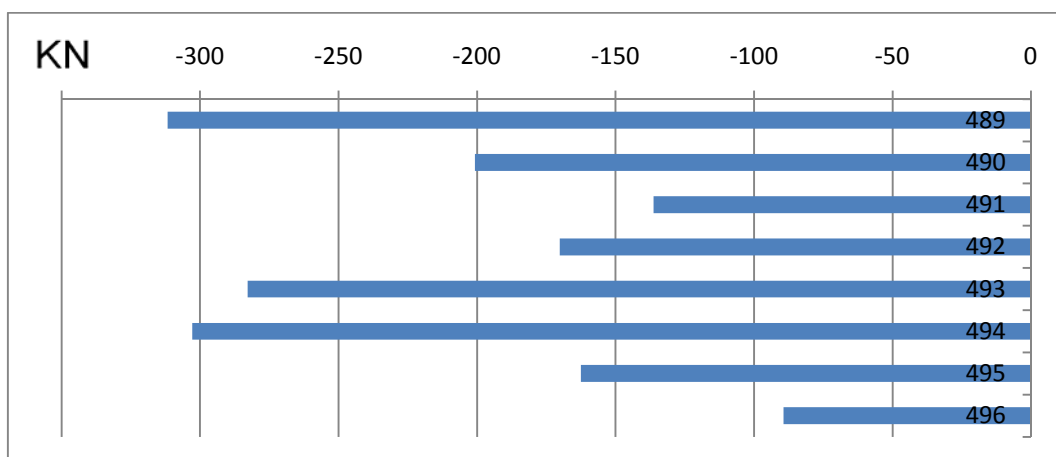


Fig.6.29 – Valores absolutos da diferença do esforço axial do pórtico n.º2

De forma algo similar ao verificado no pórtico n.º1, no pórtico n.º3 verifica-se uma redução acentuada do esforço axial dos pilares mais próximos dos extremos, isto é, mais próximos da cortina de estacas secantes, transmitindo à mesma parte dos esforços provenientes da estrutura. Não existem acréscimos de esforço axial e os decréscimos não ultrapassam os 155 kN, que representa 23% do esforço axial da estrutura com apoios rígidos.

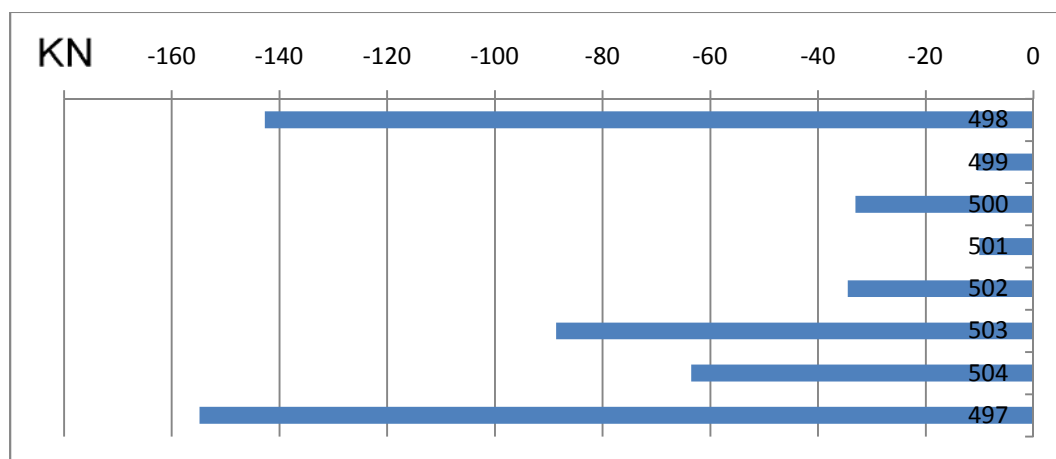


Fig.6.30 – Valores absolutos da diferença do esforço axial do pórtico n.º3

6.3.2.2. Momentos Flectores

Da mesma forma que foram apresentados os resultados no ponto 6.2.2.2, os resultados referentes aos momentos flectores dos pilares serão apresentados em dois pontos, o primeiro que apresenta os valores na direcção perpendicular ao desenvolvimento do pórtico, e o segundo na direcção do desenvolvimento do pórtico.

Na direcção perpendicular ao desenvolvimento do pórtico:

As diferenças verificadas no pórtico n.º1, no que respeita aos momentos na direcção perpendicular ao pórtico, não são significativas, não ultrapassando os 50 kNm no extremo superior do pilar n.º481, que no entanto equivale a um aumento do momento negativo de cerca de 90%, com excepção do pilar n.º488 do extremo direito do pórtico. No que respeita ao pilar n.º 488, tanto o seu momento negativo como o momento positivo, aumentam na ordem dos 200%, o que comparativamente com a primeira análise, este aumento era de aproximadamente 150%.

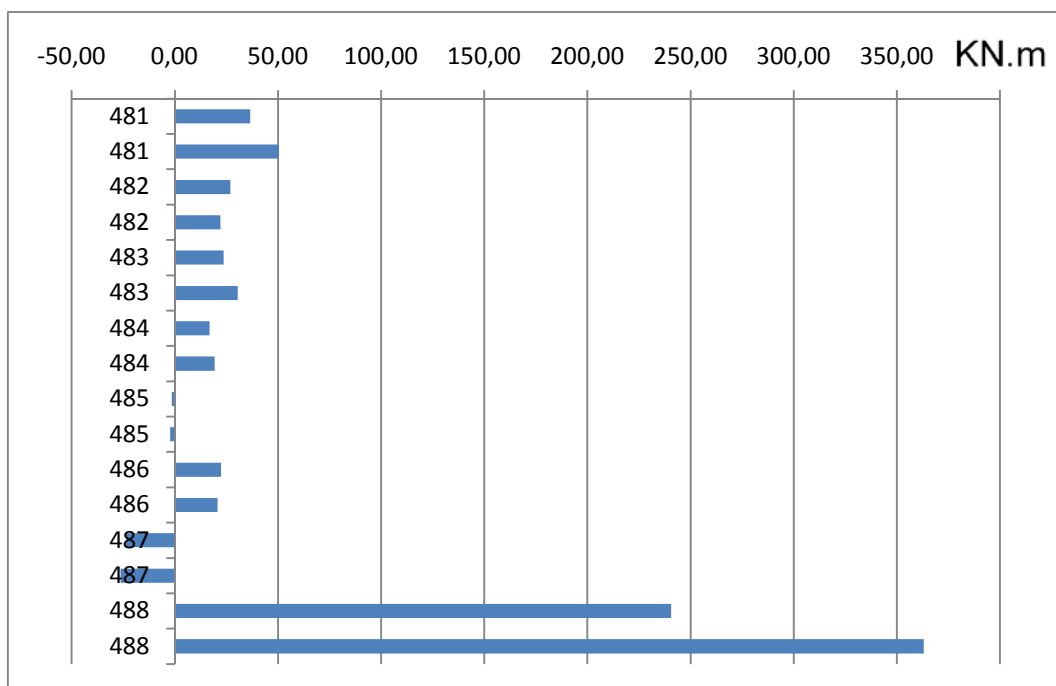


Fig.6.31 – Valores absolutos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º1

Efectuando a análise dos pilares respeitantes aos dois restantes pórticos (figuras 6.32 e 6.33), observa-se em ambos pequenas alterações dos valores do momento flector na direcção perpendicular ao pórtico. No entanto, o pórtico n.º2 apresenta variações de ordem de grandeza bastante superior às alterações verificadas no pórtico n.º3, sendo em ambos, mais acentuadas nos pilares mais próximos dos extremos, logo mais próximos da cortina de estacas secantes.

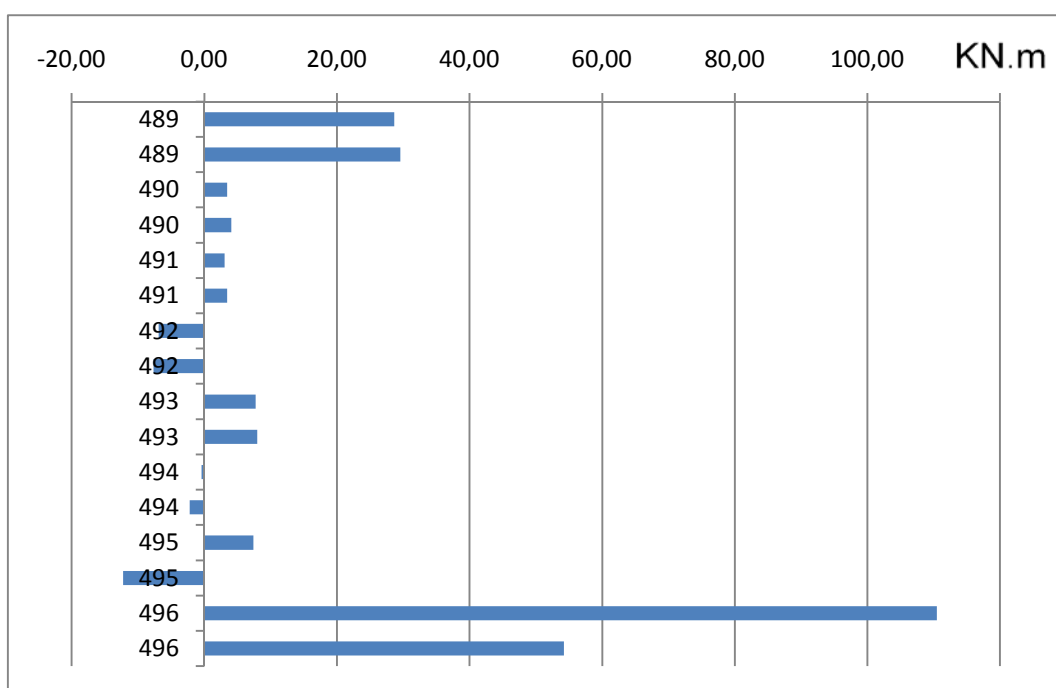


Fig.6.32 – Valores absolutos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º2

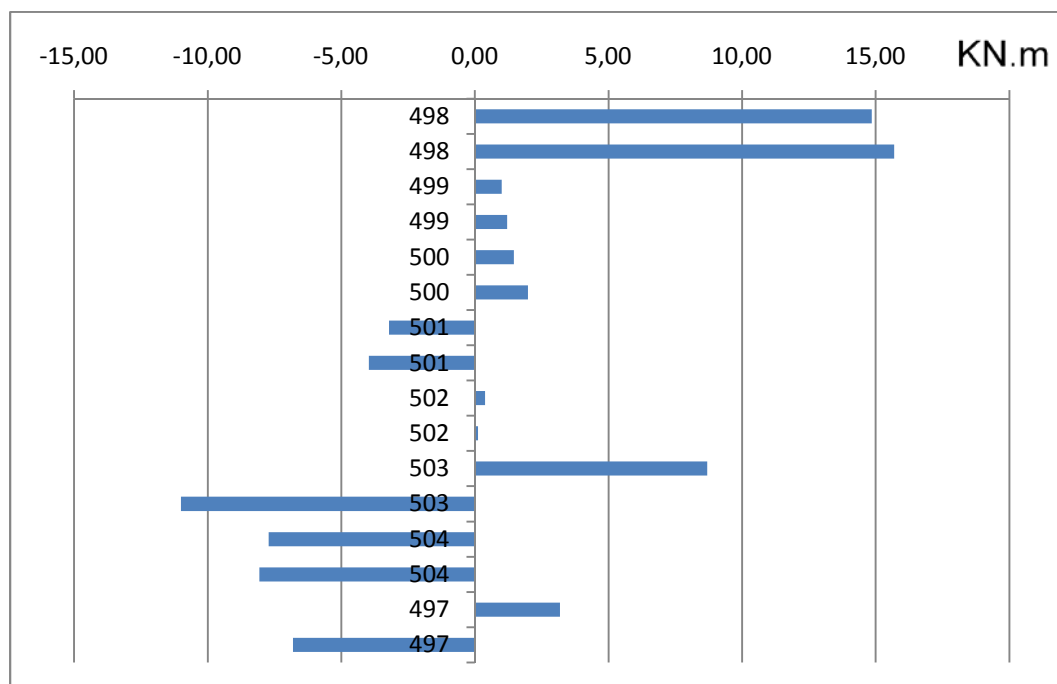


Fig.6.33 – Valores absolutos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º3

Na direcção paralela ao desenvolvimento do pórtico:

A análise da direcção paralela ao desenvolvimento do pórtico tem por base as figuras 6.34 a 6.36, onde se verificam alterações nos três pórticos sensivelmente da mesma ordem de grandeza, não ultrapassando o limite dos 60 kNm na maioria dos casos.

Relativamente às variações percentuais estas são mais disparees, atingindo os 800% no pilar n.º483, que pertence ao pórtico n.º1 enquanto a mesma diferença percentual no primeiro caso de análise era de 520%. Neste pilar verificam-se valores do momento flector, na direcção do desenvolvimento do pórtico, aproximadamente nulos para a estrutura base de apoios rígidos e que atingem os 16kNm na estrutura de apoios elásticos. Em termos de dimensionamento, esta variação de 800% torna-se um pouco enganadora, atendendo a que a armadura mínima ou construtiva, presente em qualquer zona dos pilares é suficiente para absorver momentos da ordem de grandeza dos verificados na estrutura de apoios elásticos.

No pórtico n.º 2 as variações não excedem os 290%, um valor bem mais reduzido que o verificado no primeiro pórtico, e verificando as variações em valores absolutos, estas não atingem os 30 kNm para a maioria dos pilares do pórtico.

Comparativamente, o pórtico n.º3 apresenta variações bastante uniformes, entre os 60% e os 160% para todos os pilares, que se encontram entre os 24 kNm e os 62 kNm, valores este também ligeiramente superiores aos verificados no mesmo pórtico no caso de análise anterior, com as dimensões das fundações presentes em projecto de estruturas.

É ainda de realçar a inexistência de mudanças de sinal dos momentos flectores nos pilares dos três pórticos, com excepção do pilar n.º496, igualmente ao analisado no ponto 6.2.2.2.

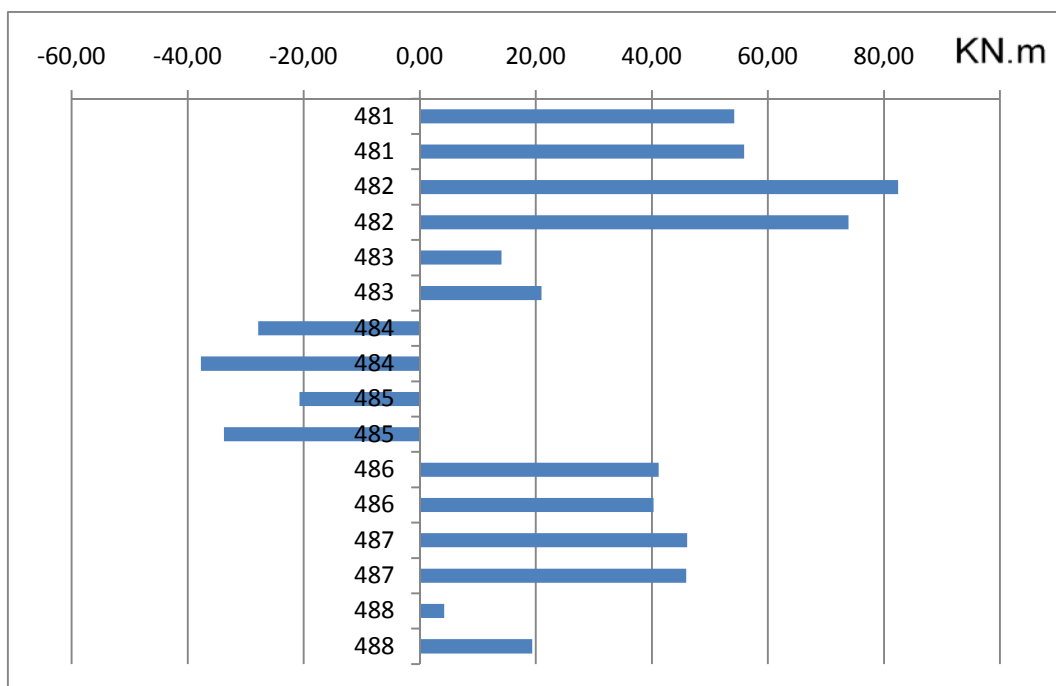


Fig.6.34 – Valores absolutos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º1

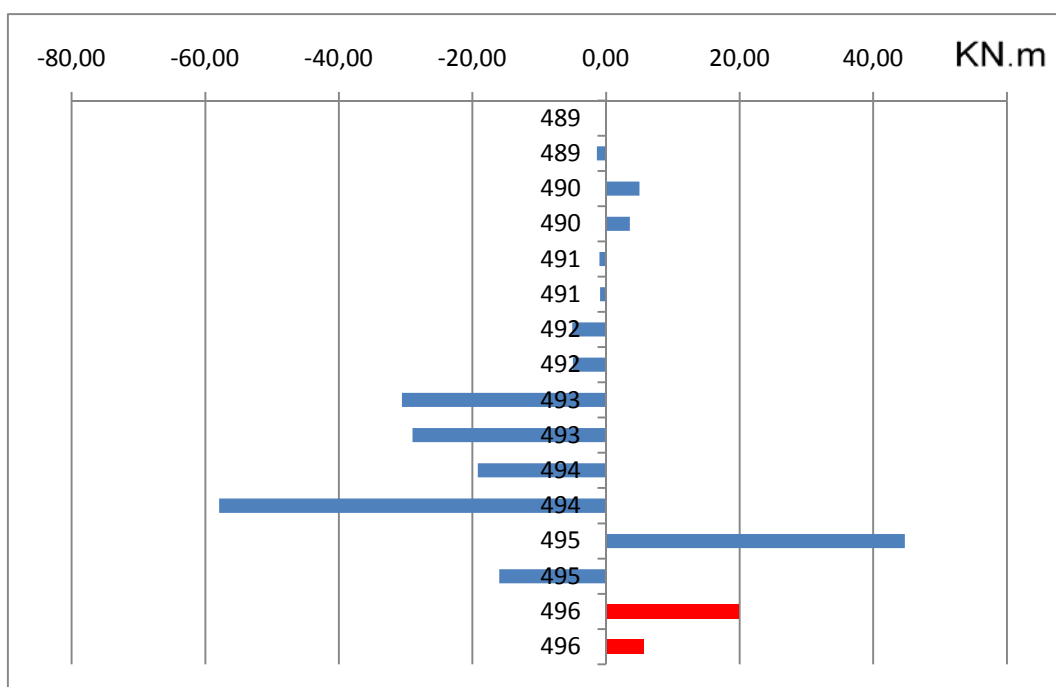


Fig.6.35 – Valores absolutos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º2

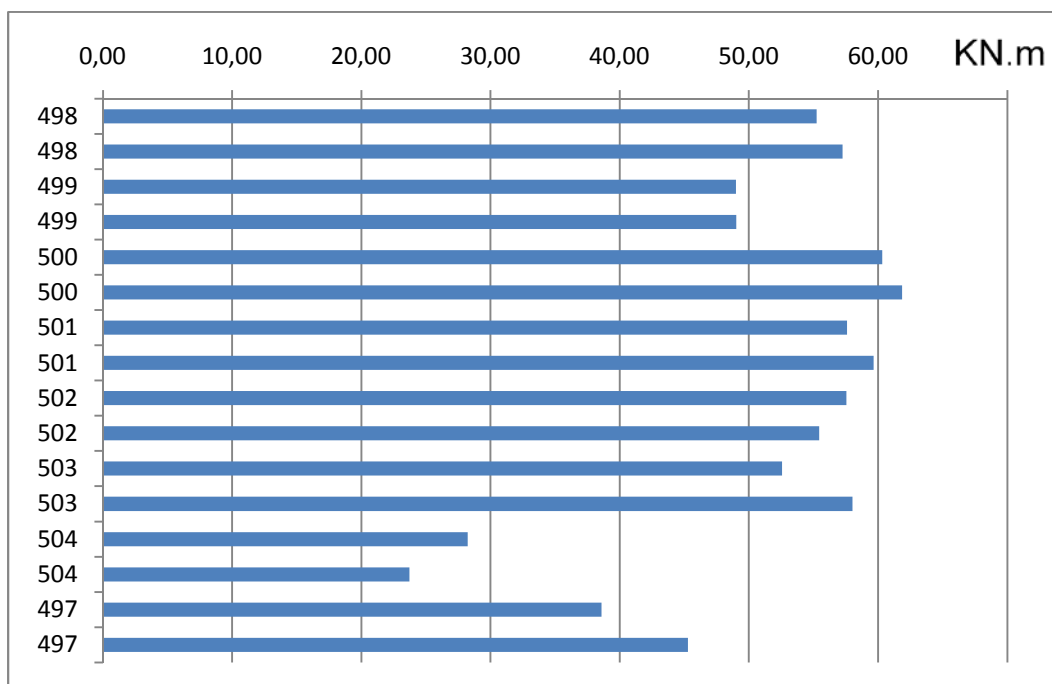


Fig. 6.36 – Valores absolutos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º3

6.3.3. REACÇÕES DE APOIO

Analogamente ao apresentado no ponto anterior, de seguida serão apresentados os valores das reacções de apoio verticais do pórtico n.º2.

Quadro 6.2 – Comparação de resultados das reacções de apoio

Pilar	FZ (kN)		Diferença (kN)	%
	Apoios Rígidos	Apoios Flexíveis		
22	1553,66	1176,88	-376,78	-24%
23	1734,37	1512,39	-221,98	-13%
24	1460,93	1324,87	-136,06	-9%
25	1423,2	1251,3	-171,9	-12%
26	1595,07	1271,36	-323,71	-20%
27	1402,19	1068,61	-333,58	-24%
29	1738,3	847,91	-890,39	-51%

De forma similar ao analisado no caso anterior, verifica-se uma redução das reacções de apoio em todas as sapatas, relativamente superior ao verificado no ponto 6.1.3, pois nesta situação as dimensões das sapatas são menores, logo as fundações possuem assentamentos superiores.

6.4. DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLECTORES

Neste ponto serão apresentados os diagramas de momentos flectores respeitantes às vigas do rés-do-chão do edifício em estudo. Desta forma, este ponto pretende facultar uma comparação visual entre os

vários cenários estudados, também com o objectivo de permitir uma visualização dos momentos positivos nos vãos das vigas, visto que no estudo apresentado apenas foram analisados os esforços presentes nos nós da estrutura.

Em seguida encontram-se as figuras relativas ao pórtico n.º1, em que a figura 6.37 diz respeito à situação de encastramentos perfeitos, a figura 6.38 à situação de apoios flexíveis com base na tensão admissível do solo presente no projecto de estruturas e por fim a figura 6.39 diz respeito à situação de apoios flexíveis baseados no dimensionamento com assentamento imposto às fundações do edifício.

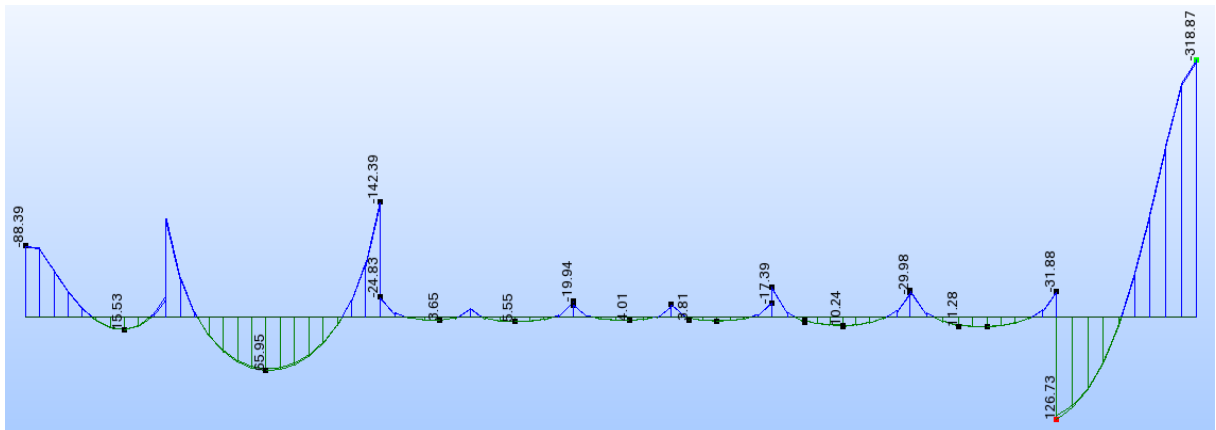


Fig.6.37 – Diagrama de momentos flectores da situação de encastramentos perfeitos, relativa ao pórtico n.º1

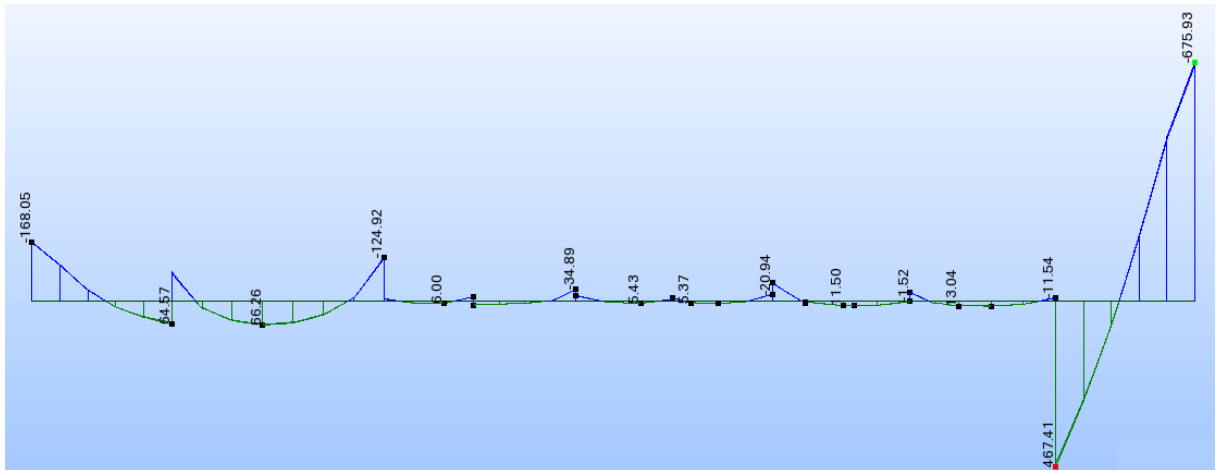


Fig.6.38 – Diagrama de momentos flectores da situação de apoios flexíveis com base na tensão admissível do solo, relativa ao pórtico n.º1

Relativamente ao pórtico n.º1, verifica-se no apoio direito da viga mais à esquerda uma mudança de sinal do momento flector, pelo que o se verifica uma ligeira alteração da forma do diagrama. Quanto às vigas centrais as alterações são insignificantes, mas analisando a viga mais à direita do pórtico verifica-se um aumento muito considerável, tanto do momento positivo como do momento flector negativo.

Efectuando a mesma análise em termos comparativos com a figura 6.39, que se refere à situação de assentamento imposto às fundações, as conclusões que se podem retirar serão muito idênticas às que se retiraram para a figura 6.38, embora as alterações verificadas sejam ligeiramente superiores, isto é, tanto os aumentos dos valores do momento flector como os decréscimos são superiores aos verificados para a situação anterior.

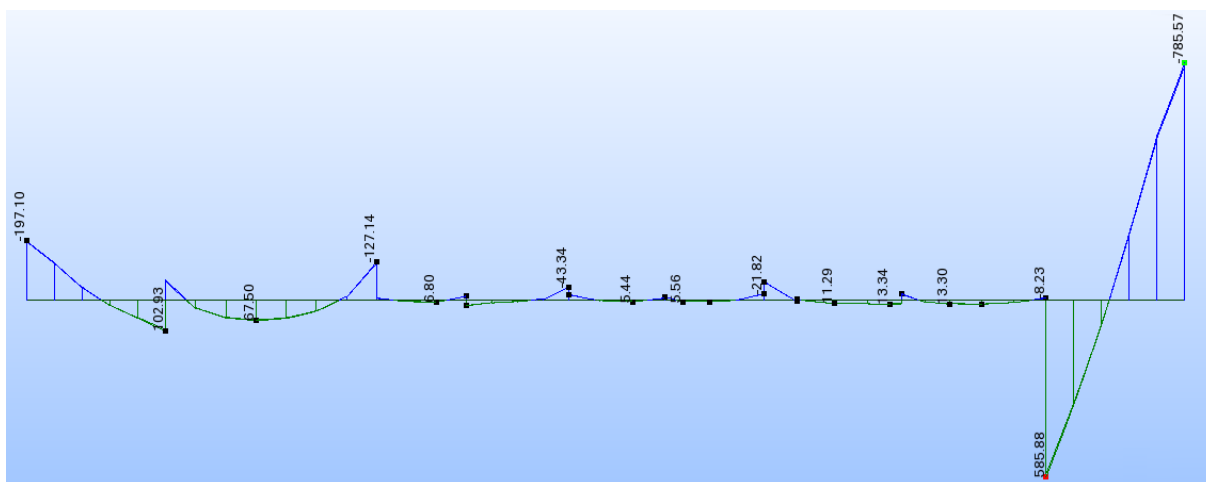


Fig.6.39 – Diagrama de momentos flectores da situação de apoios flexíveis com base no assentamento imposto às fundações, relativa ao pórtico n.º1

De forma idêntica ao realizado para o pórtico n.º1, apresentam-se em seguida nas figuras 6.40 a 6.42 os diagramas de momentos flectores para o pórtico n.º2.

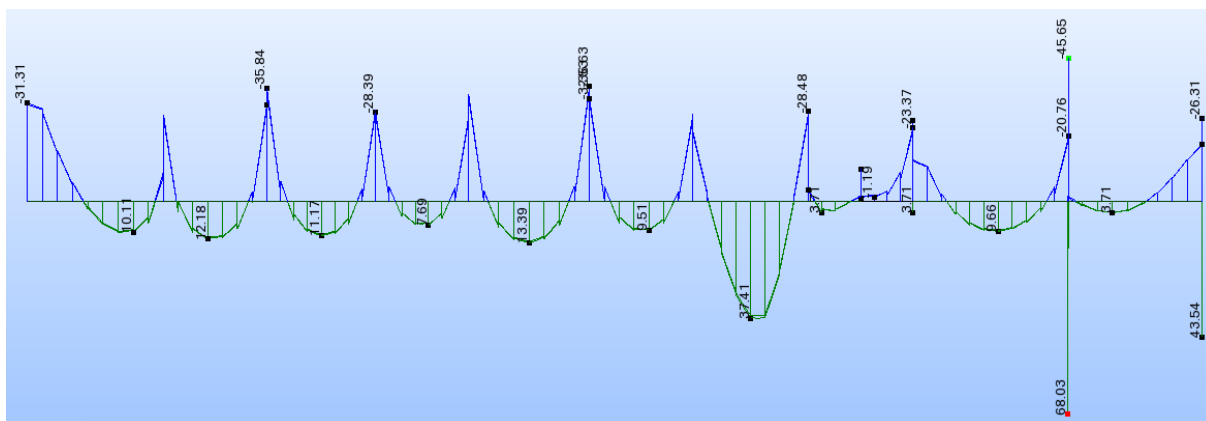


Fig.6.40 – Diagrama de momentos flectores da situação de encastramentos perfeitos, relativa ao pórtico n.º2

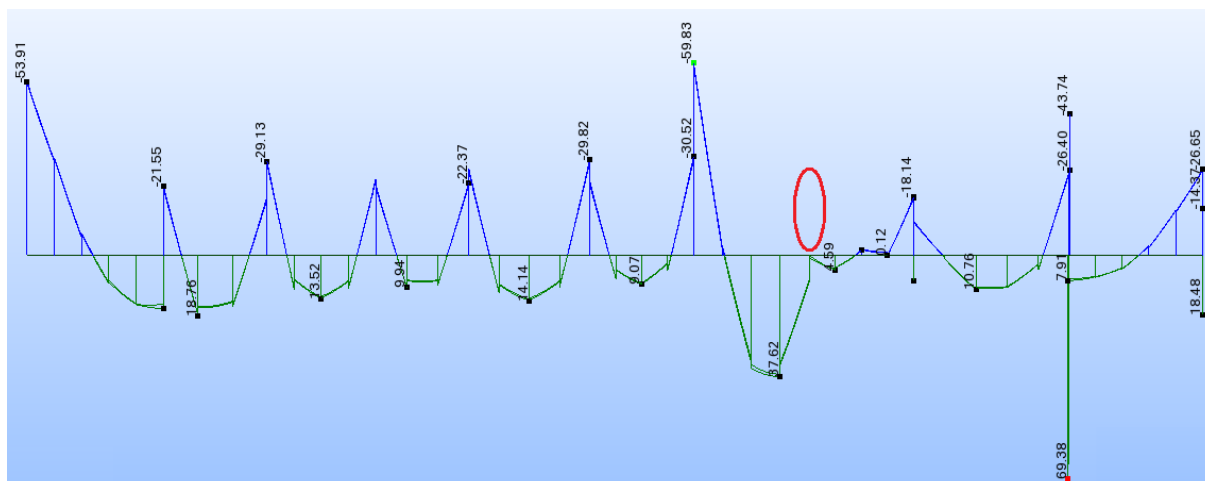


Fig.6.41 – Diagrama de momentos flectores da situação de apoios flexíveis com base na tensão admissível do solo, relativa ao pórtico n.º2

Relativamente ao pórtico n.º2 verifica-se, na generalidade, um acréscimo dos momentos positivos nas vigas, quando comparando a situação de dimensionamento pela tensão admissível do solo com a situação de apoios rígidos ou encastramentos perfeitos. No que respeita aos momentos negativos é de realçar o anulamento do momento negativo de uma das vigas, estando assinalado na figura 6.41 com uma elipse de cor vermelha.

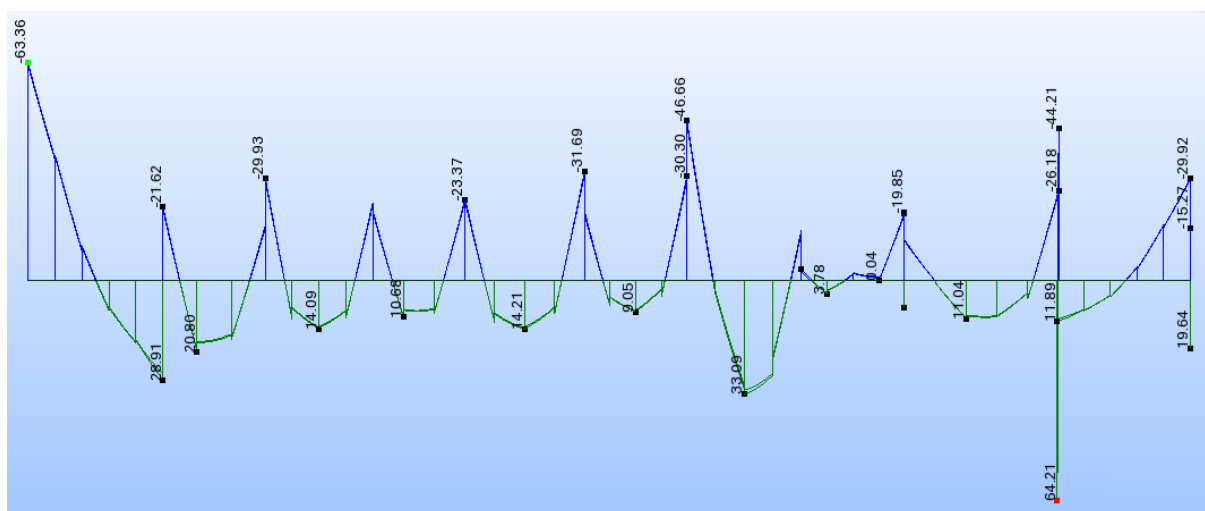


Fig.6.42 – Diagrama de momentos flectores da situação de apoios flexíveis com base no assentamento imposto às fundações, relativa ao pórtico n.º2

Similarmente ao descrito para o pórtico n.º1, nesta situação verifica-se um acentuar dos aumentos verificados para a situação de dimensionamento pela tensão admissível do solo. No entanto é importante salientar que o momento negativo que se tinha anulado, nesta situação volta a aparecer, tal como se pode verificar na figura 6.42.

Por fim, apresentam-se nas figuras 6.43 a 6.45 os diagramas de momentos flectores relativos às três situações para o pórtico n.º3. Importa referir que a interrupção visível nas vigas deste pórtico é devida à ligação com a parede resistente da caixa de elevadores com função de contraventamento.

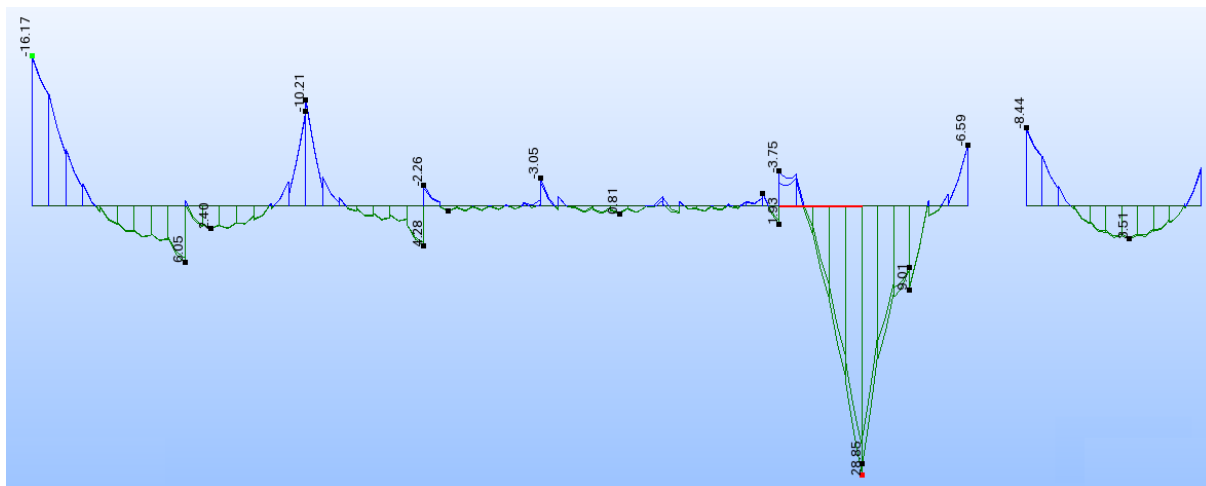


Fig.6.43 – Diagrama de momentos flectores da situação de encastramentos perfeitos, relativa ao pórtico n.º3

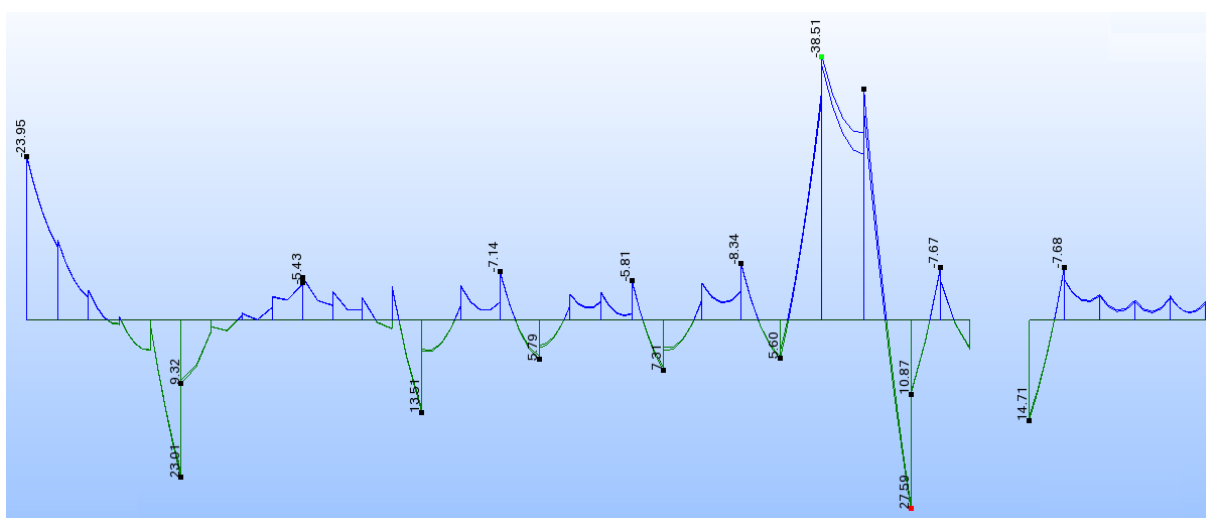


Fig.6.44 – Diagrama de momentos flectores da situação de apoios flexíveis com base na tensão admissível do solo, relativa ao pórtico n.º3

Quanto ao pórtico n.º3 verificam-se ligeiras alterações nos diagramas de momentos flectores, nomeadamente aumentos dos valores dos momentos flectores, existindo a particularidade de um aumento muito significativo dos momentos negativos na zona da caixa de escadas, tal como se pode verificar por comparação das figuras 6.43 e 6.44, com uma consequente diminuição do momento positivo.

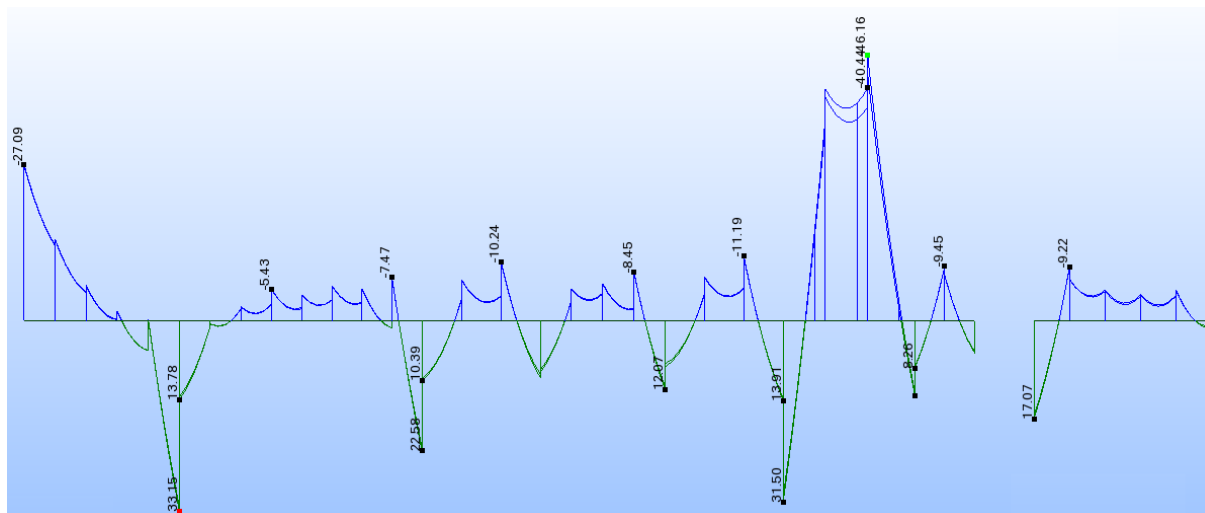


Fig.6.45 – Diagrama de momentos flectores da situação de apoios flexíveis com base no assentamento imposto às fundações, relativa ao pórtico n.º3

Finalmente, na situação de assentamento imposto (figura 6.45) verifica-se um agravamento do aumento dos valores dos momentos flectores, de forma idêntica ao mencionado para os outros pórticos. É ainda de destacar as alterações visíveis dos momentos positivos e negativos entre a figura 6.43 e 6.44 na zona da caixa de escadas.

6.5. DIAGRAMAS DE ESFORÇO TRANSVERSO

Por fim, e para terminar a análise de resultados em curso, de forma similar ao ponto anterior serão apresentados os diagramas de esforço transverso respeitantes às vigas do rés-do-chão do edifício em estudo. Desta forma, este ponto pretende oferecer uma comparação visual deste esforço entre os vários cenários estudados.

Em seguida encontram-se as figuras relativas ao pórtico n.º1, em que a figura 6.46 diz respeito à situação de encastramentos perfeitos, a figura 6.47 à situação de apoios flexíveis com base na tensão admissível do solo presente no projecto de estruturas e por fim a figura 6.48 diz respeito à situação de apoios flexíveis baseados no dimensionamento com assentamento imposto às fundações do edifício.

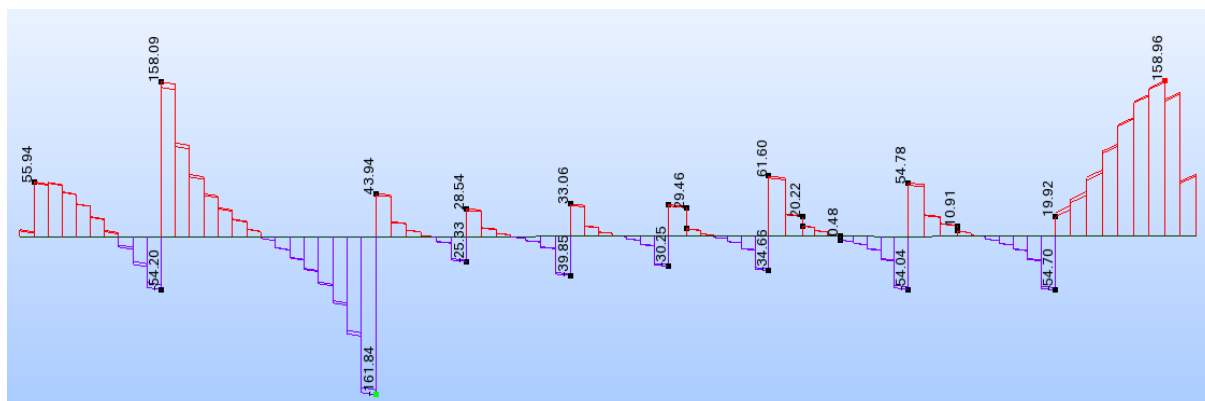


Fig.6.46 – Diagrama de esforço transverso da situação de encastramentos perfeitos, relativa ao pórtico n.º1

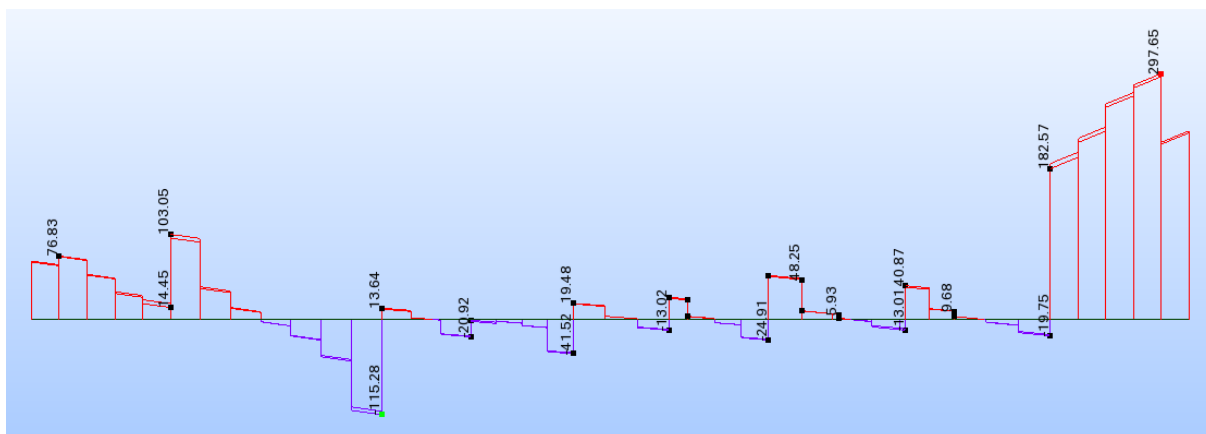


Fig.6.47 – Diagrama de esforço transverso da situação de apoios flexíveis com base na tensão admissível do solo, relativa ao pórtico n.º1

Relativamente ao pórtico n.º1, verifica-se um aumento do valor do esforço transverso nas vigas dos dois extremos do pórtico, com um decréscimo do valor do mesmo esforço nas vigas centrais.

Efectuando a mesma análise em termos comparativos com a figura 6.48, que se refere à situação de assentamento imposto às fundações, as conclusões que se podem retirar serão muito idênticas às que se retiraram para a figura 6.47, embora as alterações verificadas sejam ligeiramente superiores às do caso anterior nas vigas dos extremos. No entanto, as alterações verificadas nas vigas centrais são muito semelhantes às do caso anterior, sendo estas quase insignificativas.

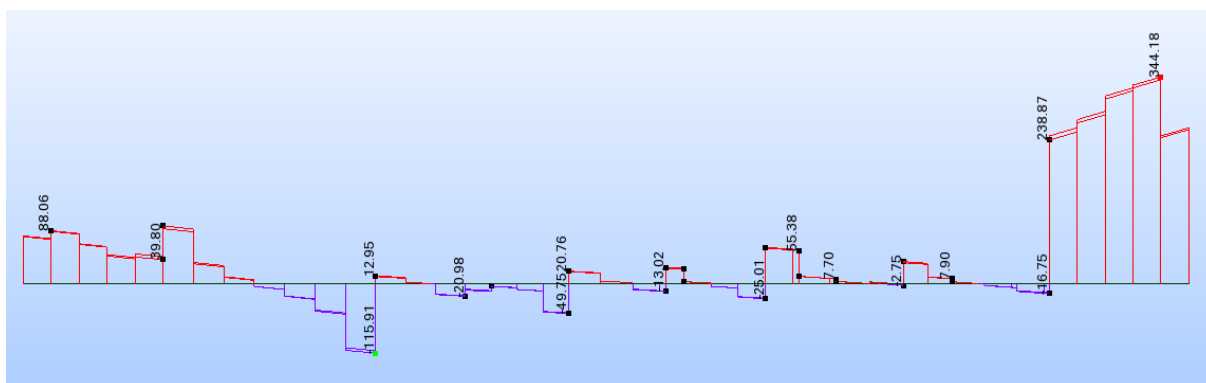


Fig.6.48 – Diagrama de esforço transverso da situação de apoios flexíveis com base no assentamento imposto às fundações, relativa ao pórtico n.º1

De forma idêntica ao realizado para o pórtico n.º1, apresentam-se em seguida nas figuras 6.49 a 6.51 os diagramas de esforço transverso para o pórtico n.º2.

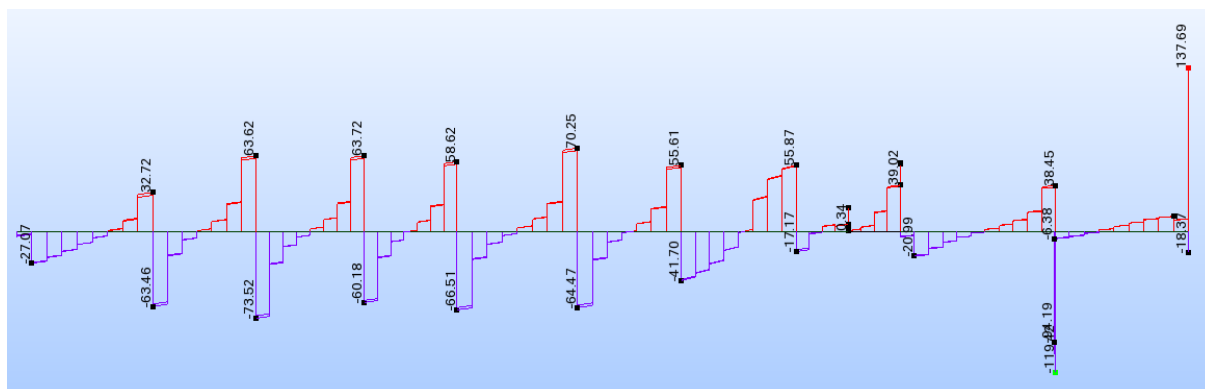


Fig.6.49 – Diagrama de esforço transversal da situação de encastramentos perfeitos, relativa ao pórtico n.º2

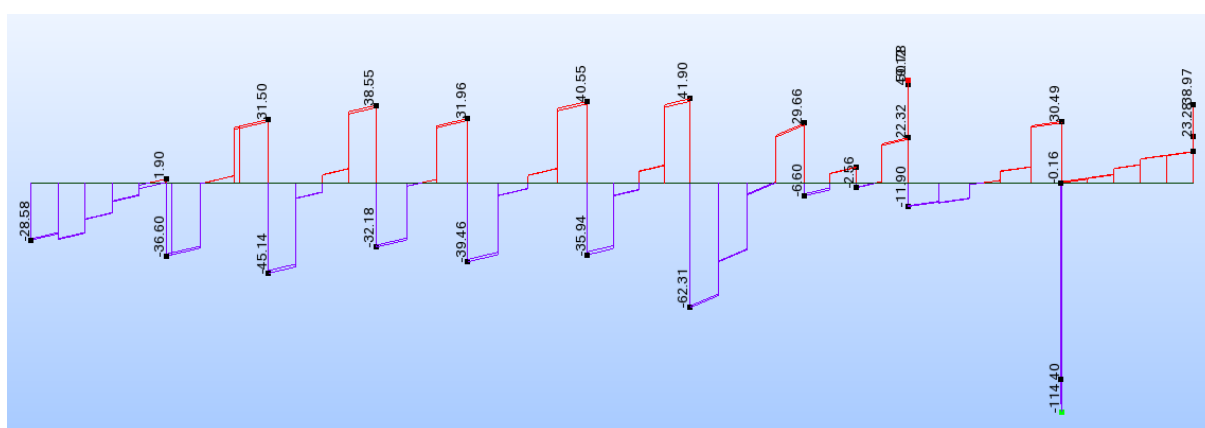


Fig.6.50 – Diagrama de esforço transversal da situação de apoios flexíveis com base na tensão admissível do solo, relativa ao pórtico n.º2

Relativamente ao pórtico n.º2 verifica-se, na generalidade, um decréscimo dos valores do esforço transversal, com excepção da viga do extremo direito do pórtico que apresenta alterações significativas nos pontos com aumento brusco de esforço transversal quando comparando a situação de dimensionamento pela tensão admissível do solo com a situação de apoios rígidos ou encastramentos perfeitos.

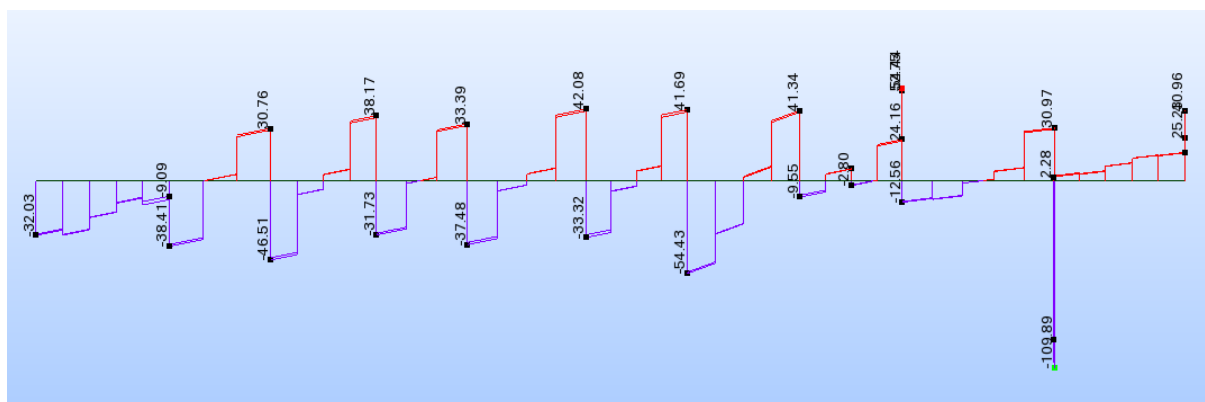


Fig.6.51 – Diagrama de esforço transversal da situação de apoios flexíveis com base no assentamento imposto às fundações, relativa ao pórtico n.º2

Perante a figura 6.51, pode concluir-se que as alterações verificadas são muito similares às da situação anterior, com excepção de determinados pontos em que as alterações verificadas são ligeiramente mais reduzidas.

Por fim, apresentam-se nas figuras 6.52 a 6.54 os diagramas de esforço transversal relativos às três situações para o pórtico n.º3. Importa relembrar que a interrupção visível nas vigas deste pórtico é devida à ligação com a parede resistente de contraventamento da caixa de elevadores.

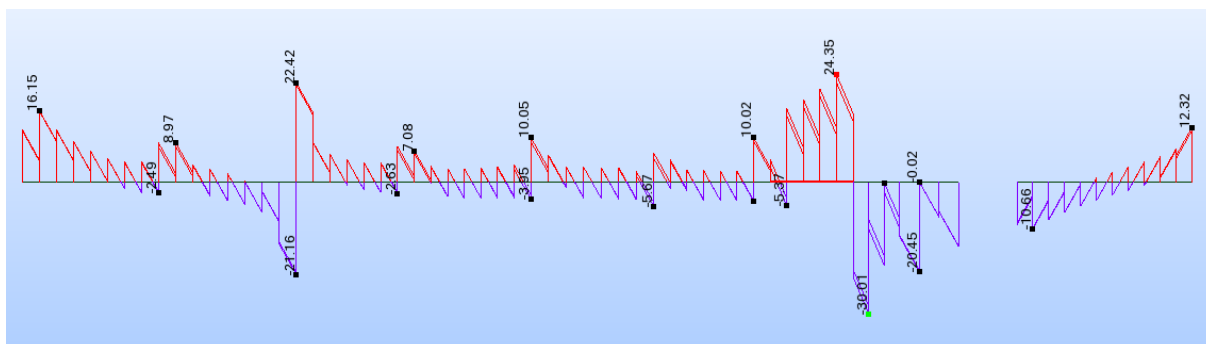


Fig.6.52 – Diagrama de esforço transversal da situação de encastramentos perfeitos, relativa ao pórtico n.º3

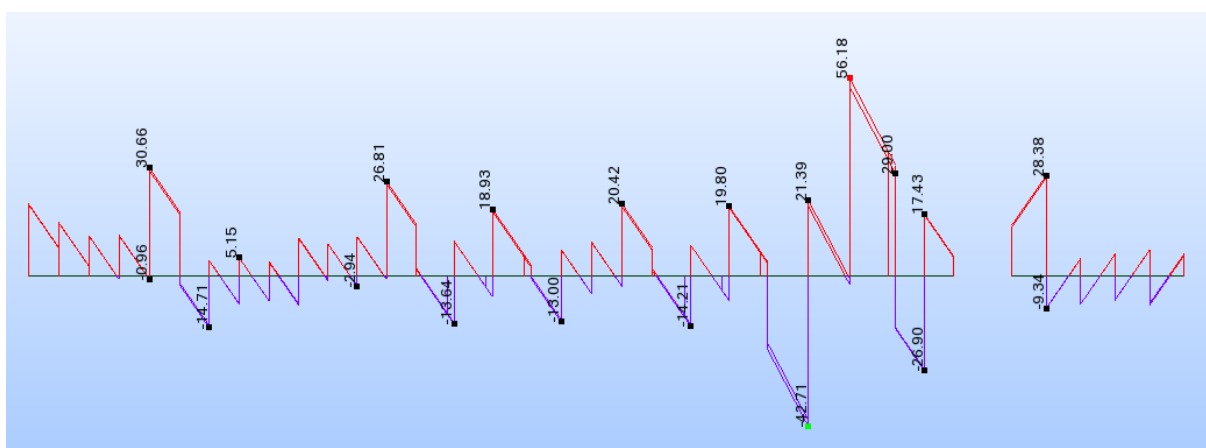


Fig.6.53 – Diagrama de esforço transversal da situação de apoios flexíveis com base na tensão admissível do solo, relativa ao pórtico n.º3

Quanto ao pórtico n.º3 verifica-se um aumento generalizado dos valores do esforço transversal, existindo a particularidade de um aumento muito significativo dos valores do esforço transversal na zona da caixa de escadas, tal como se pode verificar por comparação das figuras 6.52 e 6.53.

Finalmente, na situação de assentamento imposto (figura 6.54) verifica-se um agravamento do aumento dos valores do esforço transversal, quando comparado com a situação anterior, sendo que na zona da caixa de escadas estas alterações são pouco significativas.

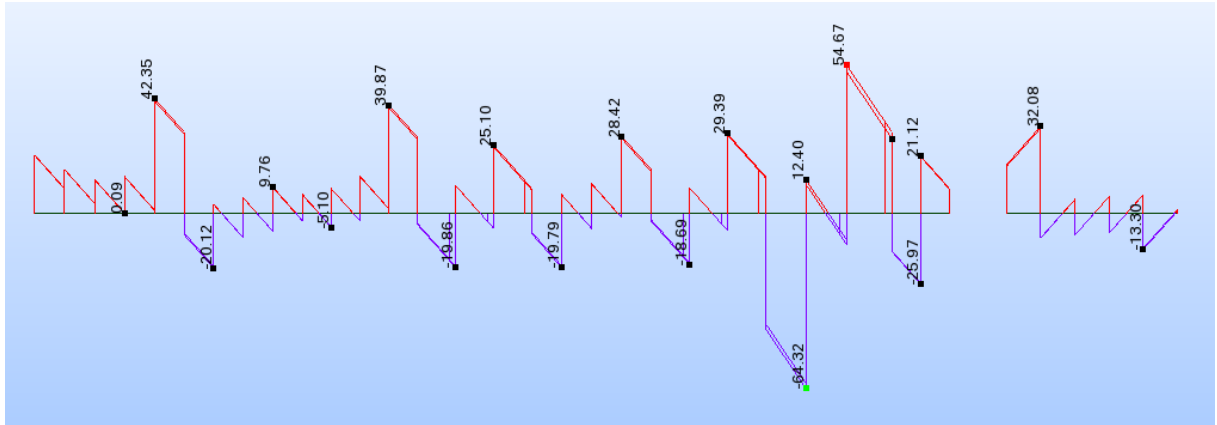


Fig.6.54 – Diagrama de esforço transversal da situação de apoios flexíveis com base no assentamento imposto às fundações, relativa ao pórtico n.º3

Em suma, através do estudo comparativo realizado foi possível ter uma melhor percepção, em termos quantitativos, da influência na estrutura da consideração da deformabilidade do solo. No capítulo seguinte serão sistematizadas todas as conclusões que é possível retirar deste estudo.

7

**CONSIDERAÇÕES FINAIS E
CONCLUSÕES**

O projecto estrutural de um edifício corrente envolve um razoável grau de complexidade, devendo ser adequadamente atendidos todos os condicionalismos a que a estrutura se encontra sujeita, de modo a desempenhar as suas funções dentro de determinados limites pré-estabelecidos, quer pela regulamentação existente, quer pelo dono-de-obra.

É conhecida de todos a importância da garantia de qualidade do projecto de estruturas, que se encontra directamente relacionada com as soluções adoptadas, as quais devem ser as mais adequadas e económicas para cada caso, tendo sempre em mente a funcionalidade do edifício bem como os seus custos de construção e manutenção.

Ao longo deste trabalho, cujo objectivo final era verificar, através do estudo da interação solo-estrutura, o efeito da deformabilidade do solo de fundação na superestrutura de um edifício corrente, verificou-se a enorme importância deste factor e os efeitos que a sua não consideração repercute para a estrutura de todo o edifício.

Para se atingir o objectivo final foi necessário efectuar o estudo apresentado acerca do solo de fundação e da determinação das suas características mecânicas, que permitiu a previsão do seu comportamento quando solicitado verticalmente.

O processo de dimensionamento do edifício em análise foi realizado respeitando as imposições do recente EC2 (2004), em que toda a análise foi realizada em *Estado Limite de Serviço*, através da combinação frequente de acções.

Relativamente ao estudo comparativo efectuado dos vários cenários, podem-se retirar algumas conclusões que importa referir, nomeadamente abordando as alterações dos valores dos esforços verificadas nos elementos estruturais analisados, que por vezes se verificaram ser muito significativas constituindo pontos onde é necessária uma prevenção cautelosa.

Quanto às vigas estudadas detectaram-se alterações significativas nos esforços instalados nas mesmas, consequência da consideração da influência da deformabilidade do solo, particularmente mais relevantes no esforço transversal e nos momentos flectores. É de salientar a ocorrência da mudança de sinal dos esforços verificada em determinadas zonas, que pode ter consequências nefastas no comportamento de estruturas de betão armado. No caso estudado detectou-se esta situação com maior frequência no pórtico n.º3, isto é, num pórtico extremo da estrutura.

Mencionando as alterações verificadas, em valores médios, no que respeita ao esforço transversal verifica-se um acréscimo do esforço de 450% e um decréscimo de 48%. No entanto, quanto aos valores do

momento flector presentes nas vigas, estes sofreram alterações mais reduzidas que o esforço transversal. Citando o valor máximo médio do acréscimo de momento flector verificado, este representa cerca de 280%, enquanto o valor dos decréscimos ronda os 35%, tendo por base de comparação a situação de apoios rígidos na base da estrutura.

No que respeita aos pilares analisados verificou-se que o seu esforço axial sofre alterações bastante significativas quando se considera a deformabilidade do solo de fundação. No caso estudado detectou-se uma redistribuição das cargas verticais transmitidas aos pilares, mostrando uma tendência significativa de transferência de esforços para a cortina de estacas periférica, assim como para os pórticos mais exteriores e de alívio dos pilares centrais, cujas fundações sofrem maiores assentamentos. Em termos quantitativos verificou-se um aumento máximo do esforço axial dos pilares de 40% e de um alívio máximo de 35%, quando comparado com o cenário de apoios rígidos, que constitui o cenário de base deste estudo.

Alerta-se portanto para o facto da variação de esforços ao longo dos elementos estruturais ser tal que em certos casos conduz a um sobredimensionamento estrutural, enquanto noutros a subdimensionamento.

O trabalho efectuado demonstrou a influência que a deformabilidade do solo tem na superestrutura de um edifício de betão armado, podendo a sua omissão por vezes ocasionar problemas em determinadas zonas da estrutura. Recomenda-se portanto que seja tida em consideração a interação solo-estrutura, nomeadamente no projecto de edifícios de habitação, como forma de contribuir para a durabilidade da estrutura em perfeitas condições de habitabilidade evitando o desnecessário aparecimento de patologias.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- EC0 (2002). *Eurocódigo – Bases par o projecto de estruturas. EN1990*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- EC1 (2002). *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas. Parte 1 – 1: Acções gerais. EN 1991 – 1 – 1*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- EC2 (2004). *Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão. Parte 1 – 1: Regras gerais e regras para edifícios. EN 1992 – 1 – 1*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- Fernandes, Manuel de Matos (2006). *Mecânica dos Solos, II Volume*. FEUP, Porto.
- Filipe, Rui Jorge Cepa (2009). *Influência da Execução de Paredes Exteriores Não – Estruturais em Alvenaria, na Extremidade de Lajes em Consola, no Dimensionamento de Lajes de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Fonseca, A. Viana da (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Fonseca, A. Viana da (2008). *Apontamentos da disciplina de Fundações do Mestrado Integrado em Engenharia Civil – Laboratório de Geotecnia, Projecto Assistido*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Gusmão, A. D. (1990). *Estudo da Interação Solo – Estrutura e sua Influência em Recalques de Edificações*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Gusmão, A. D. (1994). *Aspectos Relevantes da Interação Solo – Estrutura em Edificações*. Revista Solos e Rochas, 17, 47-55.
- Iwamoto, R. K. (2000). *Alguns aspectos dos efeitos de interação solo – estrutura em edifícios de muitos andares com fundação profunda*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- Monteiro, Nuno Manuel Azevedo (2009). *Dimensionamento de Fundações Superficiais de Acordo com os Eurocódigos 2 e 7 – Aplicação a Casos de Estudo Reais*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- REBAP (2004). *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado – Esforços Normais e de Flexão*. LNEC, Lisboa.
- Reis, A. Correia dos; Farinha, M. Brazão; Farinha, J. P. Brazão (2008). *Tabelas Técnicas*. Edições Técnicas E. T. L., L.^{da}, Lisboa.
- RSA (2005). *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Porto Editora, Porto.
- <http://maps.google.pt/>. 2 de Março de 2009.

ANEXOS

ANEXO 1: PROJECTO DE ARQUITECTURA

ANEXO 2: PROJECTO DE ESTRUTURAS

ANEXO 3: ENSAIOS SPT

ANEXO 4: ESTUDO DO SOLO DE FUNDAÇÃO

ANEXO 5: DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS

ANEXO 6: COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

ANEXO 1

PROYECTO DE ARQUITECTURA

ANEXO 2

PROYECTO DE ESTRUCTURAS

ANEXO 3

ENSAIOS SPT



SONDAGEM MECÂNICA

PROJECTO: Edifício de Habitação Colectiva e Comércio
Rua do Recarei, Padrão da Lêgua
LOCAL: Leça do Balio - Matosinhos
CLIENTE: URBITROFA, Construção Civil, Lda

OBRA: 942.07
INÍCIO: 05 Jul 2007
TÉRMINO: 05 Jul 2007

S-1

COORDENADAS M:

P:

COTA:

Diâmetro

Revestimento

Comprimento: 12.0 m

0.0 m - 12.0 m = 83 mm

0.0 m - 12 m = 98 mm

Inclinação: 90 °

Equipamento: Atlas Copco - A 30

Tipo de Sond.: Rotação

Comp.	(%)	Simb.	Descrição:	Unid.	Grau	Grau	Ensaio S.P.T.	Nível
Esc: 1/100	R.Q.D. ■	(LNEC-	(LNEC E-219)	Litol.	Alter.	Frac.	(1*) (2*+3*fase)	Água
(m)	Recup. ■	-E220)	(LNEC E-239)		(ISRM)	(ISRM)	[Pen]	(m)
1	25 50 75	+					(1) (2+4)	
2		+	Solo residual granítico, caulizado, pouco compacto, recuperado como material areno-argiloso fino, cinzento esbranquiçado.				[30]	
3		+					(5) (7+9)	
4		+					[30]	
5		+					(5) (6+7)	
6		+					[30]	
7		+	Solo residual granítico, caulizado, medianamente compacto, recuperado como material areno, levemente argiloso, cinzento esbranquiçado.				(8) (11+13)	
8		+					[30]	
9		+	Solo residual granítico, caulizado, compacto, recuperado como material areno, acinzentado, com passagens migmatizadas, cinzentas acastanhadas.				(12) (15+19)	
10		+					[30]	
11		+					(21) (28+32)	
12		+					[26]	
13		+					(40) (60+0)	
14		+					[11]	
15		+	Maciço granítico, caulizado, decomposto a muito alterado, de grão médio, cinzento esbranquiçado.				(46) (60+0)	
16		+					[8]	

OBSERVAÇÕES: Nível de água medido a 6 de Julho de 2007.

REALIZADO POR:

VERIFICADO POR:



SONDAGEM MECÂNICA

PROJECTO: Edifício de Habitação Colectiva e Comércio
Rua do Recarei, Padrão da Légua
LOCAL: Leça do Balio - Matosinhos
CLIENTE: URBITROFA, Construção Civil, Lda

OBRA: 942.07
INÍCIO: 05 Jul 2007
TÉRMINO: 06 Jul 2007

S-2

COORDENADAS M:

P:

COTA:

Diâmetro

0.0 m - 1.5 m = 101 mm

1.5 m - 12.0 m = 83 mm

Revestimento

0.0 m - 12 m = 98 mm

Comprimento: 12.0 m

Inclinação: 90 °

Equipamento: Atlas Copco - A 30

Tipo de Sond.: Rotação

Comp.	(%)	Simb.	Descrição:	Unid.	Grau	Grau	Ensaio S.P.T.	Nível
Esc: 1/100	R.Q.D. ■	(LNEC-	(LNEC E-219)	Litol.	Alter.	Frac.	(1 ^a) (2 ^a +3 ^a fase)	Água
(m)	Recup. ■	-E220)	(LNEC E-239)		(ISRM)	(ISRM)	[Pen]	(m)
1		+					(4) (5+5)	
2		+						
3		+					(5) (5+6)	
4		+	Solo residual granítico, caulinizado, pouco compacto, recuperado como material areno-argiloso de granulometria média a fina, cinzento esbranquiçado.					
5		+					(9) (13+15)	
6		+	Solo residual granítico, caulinizado, medianamente compacto, recuperado como material arenoso de granulometria média a fina, cinzento acastanhado a topo, passando a cinzento esbranquiçado para a base.				(7) (9+11)	
7		+					(12) (15+18)	
8		+	Solo residual granítico, caulinizado, compacto, recuperado como material arenoso de granulometria fina a média, cinzento esbranquiçado.					
9		+					(18) (30+30)	
10		+					(44) (60+0)	
11		+						
12		+	Maciço granítico, caulinizado, decomposto a muito alterado, de grão médio, cinzento esbranquiçado.		W5-4		(4) (60+0)	
13								
14								
15								
16								

OBSERVAÇÕES: Nível de água medido a 6 de Julho de 2007.

REALIZADO

POR:

VERIFICADO

POR:



serviços de engenharia e geotecnia, sa.

SONDAGEM MECÂNICA

PROJECTO: Edifício de Habitação Colectiva e Comércio
Rua do Recarei, Padrão da Légua
LOCAL: Leça do Balio - Matosinhos
CLIENTE: URBITROFA, Construção Civil, Lda

OBRA: 942.07
INÍCIO: 06 Jul 2007
TÉRMINO: 06 Jul 2007

S-3

COORDENADAS M:

P:

COTA:

Diâmetro
0.0 m - 1.5 m = 101 mm
1.5 m - 13.5 m = 83 mm

Revestimento
0.0 m - 13.5 m = 98 mm

Comprimento: 13.5 m
Inclinação: 90 °
Equipamento: Atlas Copco - A 30
Tipo de Sond.: Rotação

Comp.	(%)	Simb.	Descrição:	Unid.	Grau	Grau	Ensaio S.P.T.	Nível
Esc: 1/100 (m)	R.Q.D. ■ Recup. ■	(LNEC- -E220)	(LNEC E-219) (LNEC E-239)	Litol.	Alter. (ISRM)	Frac. (ISRM)	(1°) (2°+3°fase) [Pen]	Água (m)
1			Solo silto-arenoso, orgânico, acastanhado.					1.3
2			Solo residual granítico, caulinizado, pouco compacto, recuperado como material areno-argiloso fino, cinzento esbranquiçado.				(4) (4+4) [30]	
3							(5) (7+9) [30]	
4							(6) (8+10) [30]	
5			Solo residual granítico, caulinizado, medianamente compacto, recuperado como material areno fino, levemente argiloso, cinzento esbranquiçado.					
6							(10) (15+19) [30]	
7							(12) (16+18) [30]	
8							(12) (17+19) [30]	
9			Solo residual granítico, caulinizado, compacto, recuperado como material areno de granulometria fina a média, cinzento esbranquiçado.					
10							(19) (25+35) [29]	
11							(43) (60+0) [10]	
12								
13			Mação granítico, caulinizado, decomposto a muito alterado, de grão médio, cinzento esbranquiçado.		W5-4		(60) [15]	
14								
15								
16								

OBSERVAÇÕES: Nível de água medido a 6 de Julho de 2007.

REALIZADO
POR:
VERIFICADO
POR:

ANEXO 4

ESTUDO DO SOLO DE FUNDAÇÃO

Quadro A4.1 - Resultados de ensaio SPT e determinação módulo de deformabilidade (sondagem 1)

Camadas	Prof. (m)	N _{SPT} (2ªfase)	N _{SPT} (3ªfase)	Diferença entre fases (%)	N ₆₀	Pen. (cm)	G ₀ ⁽¹⁾	G ₀ ⁽²⁾	Média G ₀	G (MPa)	E (MPa)	E (MPa) = 2,5 X N ₆₀
1ª	1,5	2	4	50,0	7,2	30	41,8	50,5	46,1	9,2	24,0	18,0
	3,0	7	9	22,2	16,2	30	94,0	96,5	95,2	19,0	49,5	40,5
2ª	4,5	6	7	14,3	12,6	30	73,1	78,9	76,0	15,2	39,5	31,5
	6,0	11	13	15,4	23,4	30	135,7	129,5	132,6	26,5	69,0	58,5
3ª	7,5	15	19	21,1	34,2	30	198,4	175,5	186,9	37,4	97,2	85,5
4ª	9,0	28	32	12,5	57,6	26	385,5	298,6	342,0	68,4	177,9	166,2
	10,5	60	0	-	60	11	949,1	614,0	781,5	156,3	406,4	409,1
	12,0	60	0	-	60	8	1305,0	792,1	1048,5	209,7	545,2	562,5

(1) Imai & Tonouchi (1982)

(2) Ohsaki e Iwasaki (1973)

Quadro A4.2 - Resultados de ensaio SPT e determinação módulo de deformabilidade (sondagem 2)

Camadas	Prof. (m)	N _{SPT} (2ªfase)	N _{SPT} (3ªfase)	Diferença entre fases (%)	N ₆₀	Pen. (cm)	G ₀ ⁽¹⁾	G ₀ ⁽²⁾	Média G ₀	G (MPa)	E (MPa)	E (MPa) = 2,5 X N ₆₀
1ª	1,5	5	5	0,0	10	30	58,0	65,6	61,8	12,4	32,1	25,0
	3,0	5	6	16,7	10,8	30	62,6	69,8	66,2	13,2	34,4	27,0
2ª	4,5	13	15	13,3	27	30	156,6	145,3	150,9	30,2	78,5	67,5
	6,0	9	11	18,2	19,8	30	114,8	113,3	114,1	22,8	59,3	49,5
3ª	7,5	15	18	16,7	32,4	30	187,9	168,1	178,0	35,6	92,6	81,0
4ª	9,0	30	30	0,0	60	26	401,5	308,5	355,0	71,0	184,6	173,1
	10,5	60	0	-	60	12	870,0	572,7	721,3	144,3	375,1	375,0
	12,0	60	0	-	60	11	949,1	614,0	781,5	156,3	406,4	409,1

(1) Imai & Tonouchi (1982)

(2) Ohsaki e Iwasaki (1973)

Quadro A4.3 - Resultados de ensaio SPT e determinação módulo de deformabilidade (sondagem 3)

Camadas	Prof. (m)	N _{SPT} (2ªfase)	N _{SPT} (3ªfase)	Diferença entre fases (%)	N ₆₀	Pen. (cm)	G ₀ ⁽¹⁾	G ₀ ⁽²⁾	Média G ₀	G (MPa)	E (MPa)	E (MPa) = 2,5 X N ₆₀
1ª	1,5	4	4	0,0	8	30	46,4	54,9	50,6	10,1	26,3	20,0
2ª	3,0	7	9	22,2	16,2	30	94,0	96,5	95,2	19,0	49,5	40,5
	4,5	8	10	20,0	18	30	104,4	105,0	104,7	20,9	54,4	45,0
3ª	6,0	15	19	21,1	34,2	30	198,4	175,5	186,9	37,4	97,2	85,5
	7,5	16	18	11,1	32,4	30	187,9	168,1	178,0	35,6	92,6	81,0
	9,0	17	19	10,5	34,2	30	198,4	175,5	186,9	37,4	97,2	85,5
	10,5	25	35	28,6	63	29	378,0	294,0	336,0	67,2	174,7	162,9
4ª	12,0	60	0	-	60	10	1044,0	662,6	853,3	170,7	443,7	450,0
	13,5	-	-	-	-	15	-	-	-	-	-	-

(1) Imai & Tonouchi (1982)

(2) Ohsaki e Iwasaki (1973)

ANEXO 5

DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS

Quadro A5.1 - Dimensionamento das fundações directas através da tensão admissível do solo de 350 kPa

Pórtico	Pilar	Nó de Apoio	Comb.	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	M _{máx.}	e (cm)	ÁREA (m ²)	DIM. (m)	DIM.ADOPTADA (m)	PROJECTISTA
P1	12	640	1	-2,68	2,61	2381,14	-1,92	-7,43	-0,12	-7,43	0,31	7,5	2,74	2,75	3,10
	13	643	1	2,82	10,17	2295,87	-15,81	6,22	-3,20	-15,81	0,69	7,2	2,69	2,70	2,75
	14	646	1	3,01	12,11	1181,93	-20,25	5,18	0,05	-20,25	1,71	3,7	1,93	1,95	2,10
	15	650	1	-129,05	52,29	1575,13	-109,10	0,28	-2,42	-109,10	6,93	5,0	2,22	2,40	2,10
	16	651	1	-181,84	17,46	1543,95	-90,09	-3,47	-1,06	-90,09	5,84	4,9	2,20	2,20	2,10
	17	416	1	-37,36	6,65	1633,71	-16,05	7,80	-3,00	-16,05	0,98	5,1	2,27	2,30	2,40
	18	653	1	4,34	-7,92	1969,75	17,19	9,24	-0,23	17,19	0,87	6,2	2,49	2,50	2,90
	19	654	1	48,35	-4,00	2139,28	9,27	97,03	-0,56	97,03	4,54	6,7	2,59	2,60	2,90
P2	22	639	1	-1,92	8,33	1553,66	-18,11	-4,20	0,05	-18,11	1,17	4,9	2,21	2,25	2,40
	23	642	1	-1,36	13,81	1734,37	-29,71	-2,88	0,03	-29,71	1,71	5,5	2,33	2,35	2,30
	24	644	1	-1,34	13,89	1460,93	-28,55	-2,39	0,12	-28,55	1,95	4,6	2,14	2,15	2,15
	25	647	1	-0,10	12,28	1423,20	-24,67	-0,61	0,10	-24,67	1,73	4,5	2,11	2,15	2,15
	26	656	1	-0,05	44,92	1595,07	-86,32	0,21	-0,10	-86,32	5,41	5,0	2,24	2,25	2,60
	27	660	1	8,48	80,44	1402,19	-121,98	9,48	0,20	-121,98	8,70	4,4	2,10	2,10	2,40
	29	655	1	13,49	1,61	1738,30	-4,17	28,81	-0,94	28,81	1,66	5,5	2,34	2,40	2,60
P3	32	638	1	-2,62	11,18	999,32	-23,95	-5,37	0,32	-23,95	2,40	3,1	1,77	1,85	2,10
	33	641	1	-0,48	5,31	406,79	-11,57	-0,96	0,10	-11,57	2,84	1,3	1,13	1,20	1,10
	34	645	1	-0,91	11,93	859,80	-24,51	-1,99	0,30	-24,51	2,85	2,7	1,64	1,70	2,00
	35	648	3	-0,46	14,68	879,08	-29,85	-1,07	0,27	-29,85	3,40	2,8	1,66	1,75	2,10
	36	657	3	-0,31	16,39	883,52	-33,31	-0,54	0,09	-33,31	3,77	2,8	1,67	1,75	2,10
	37	661	1	5,05	0,93	777,50	-14,88	6,34	-0,82	-14,88	1,91	2,4	1,56	1,60	2,00
	39	658	1	2,42	2,33	785,26	-6,19	4,95	-0,09	-6,19	0,79	2,5	1,57	1,60	2,00
Sapata da Caixa de Elevadores	P28	659	1	-29,01	48,86	1086,08	-45,37	-15,97	-1,87	-45,37	-	-	-	-	-
	P38	665	2	-1,97	4,34	471,30	-9,60	-2,66	-0,80	-9,60	-	-	-	-	-
	Elevadores	-	-	175,93	557,72	4236,68	-17,11	9,92	0,25	-17,11	-	ÁREA MÍN. (m ²)	B (m)	L (m)	ÁREA (m ²)
	SOMA:	-	-	-	-	5794,06	-	-	-	-	-	18,2	3,85	5,10	19,64

Quadro A5.2 - Dimensionamento das fundações directas através de assentamento imposto de 9,2 mm

Pórtico	Pilar	Nó de Apoio	Comb.	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	ex (cm)	ey (cm)	Is	DIM.	DIM. ADOPTADA (m)	PROJECTISTA
P1	12	640	1	-2,68	2,61	2381,14	-1,92	-7,43	-0,12	0,31	0,08	0,71	1,87	1,90	3,10
	13	643	1	2,82	10,17	2295,87	-15,81	6,22	-3,20	0,27	0,69	0,72	1,81	1,90	2,75
	14	646	1	3,01	12,11	1181,93	-20,25	5,18	0,05	0,44	1,71	0,81	1,05	1,10	2,10
	15	650	1	-129,05	52,29	1575,13	-109,10	0,28	-2,42	0,02	6,93	0,77	1,34	1,50	2,10
	16	651	1	-181,84	17,46	1543,95	-90,09	-3,47	-1,06	0,22	5,84	0,77	1,31	1,50	2,10
	17	416	1	-37,36	6,65	1633,71	-16,05	7,80	-3,00	0,48	0,98	0,76	1,37	1,50	2,40
	18	653	1	4,34	-7,92	1969,75	17,19	9,24	-0,23	0,47	0,87	0,74	1,60	1,65	2,90
	19	654	1	48,35	-4,00	2139,28	9,27	97,03	-0,56	4,54	0,43	0,73	1,71	1,80	2,90
P2	22	639	1	-1,92	8,33	1553,66	-18,11	-4,20	0,05	0,27	1,17	0,77	1,32	1,40	2,40
	23	642	1	-1,36	13,81	1734,37	-29,71	-2,88	0,03	0,17	1,71	0,76	1,44	1,50	2,30
	24	644	1	-1,34	13,89	1460,93	-28,55	-2,39	0,12	0,16	1,95	0,79	1,26	1,30	2,15
	25	647	1	-0,10	12,28	1423,20	-24,67	-0,61	0,10	0,04	1,73	0,79	1,23	1,30	2,15
	26	656	1	-0,05	44,92	1595,07	-86,32	0,21	-0,10	0,01	5,41	0,77	1,35	1,50	2,60
	27	660	1	8,48	80,44	1402,19	-121,98	9,48	0,20	0,68	8,70	0,79	1,21	1,40	2,40
	29	655	1	13,49	1,61	1738,30	-4,17	28,81	-0,94	1,66	0,24	0,75	1,44	1,50	2,60
P3	32	638	1	-2,62	11,18	999,32	-23,95	-5,37	0,32	0,54	2,40	0,82	0,90	1,00	2,10
	33	641	1	-0,48	5,31	406,79	-11,57	-0,96	0,10	0,24	2,84	0,89	0,40	0,50	1,10
	34	645	1	-0,91	11,93	859,80	-24,51	-1,99	0,30	0,23	2,85	0,84	0,79	0,85	2,00
	35	648	3	-0,46	14,68	879,08	-29,85	-1,07	0,27	0,12	3,40	0,84	0,81	1,00	2,10
	36	657	3	-0,31	16,39	883,52	-33,31	-0,54	0,09	0,06	3,77	0,84	0,81	1,00	2,10
	37	661	1	5,05	0,93	777,50	-14,88	6,34	-0,82	0,82	1,91	0,85	0,72	0,85	2,00
	39	658	1	2,42	2,33	785,26	-6,19	4,95	-0,09	0,63	0,79	0,85	0,73	0,85	2,00
Sapata da Caixa de Elevadores	P28	659	1	-29,01	48,86	1086,08	-45,37	-15,97	-1,87	-	-	-	-	-	-
	P38	665	2	-1,97	4,34	471,30	-9,60	-2,66	-0,80	-	-	-	-	-	-
	Elevadores	-	-	175,93	557,72	4236,68	-17,11	9,92	0,25	-	ÁREA MÍN. (m2)	B (m)	L (m)	ÁREA (m2)	Si (mm)
	SOMA:	-	-	-	-	5794,06	-	-	-	-	18,21	3,85	5,10	19,64	7,46

ANEXO 6

COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO

VIGAS:

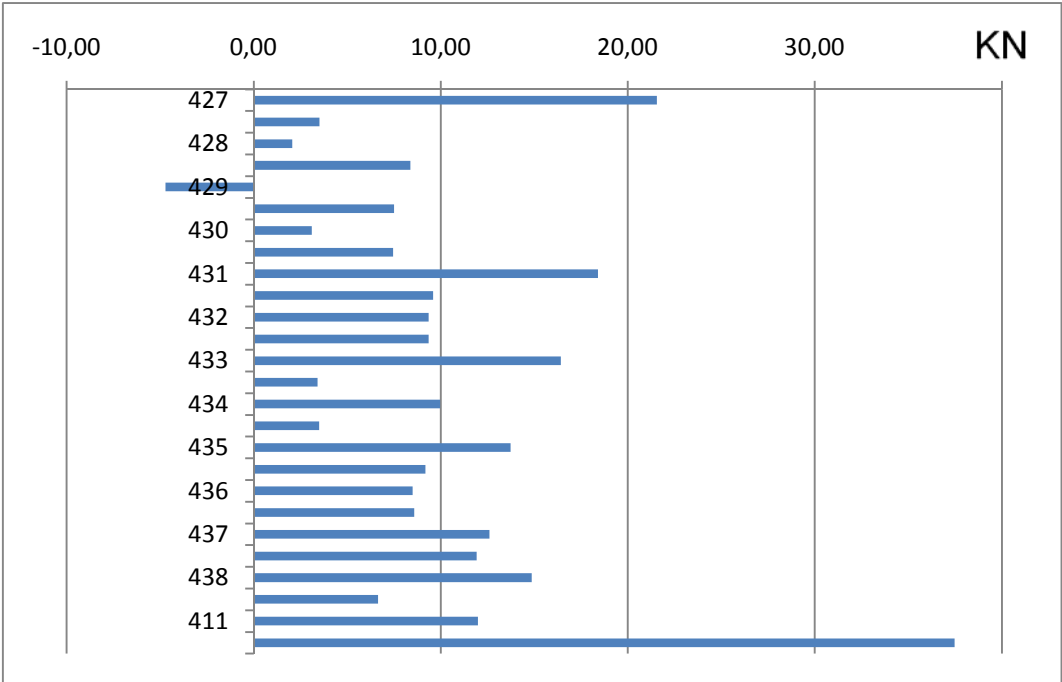


Fig.A6.1 – Valores relativos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º1

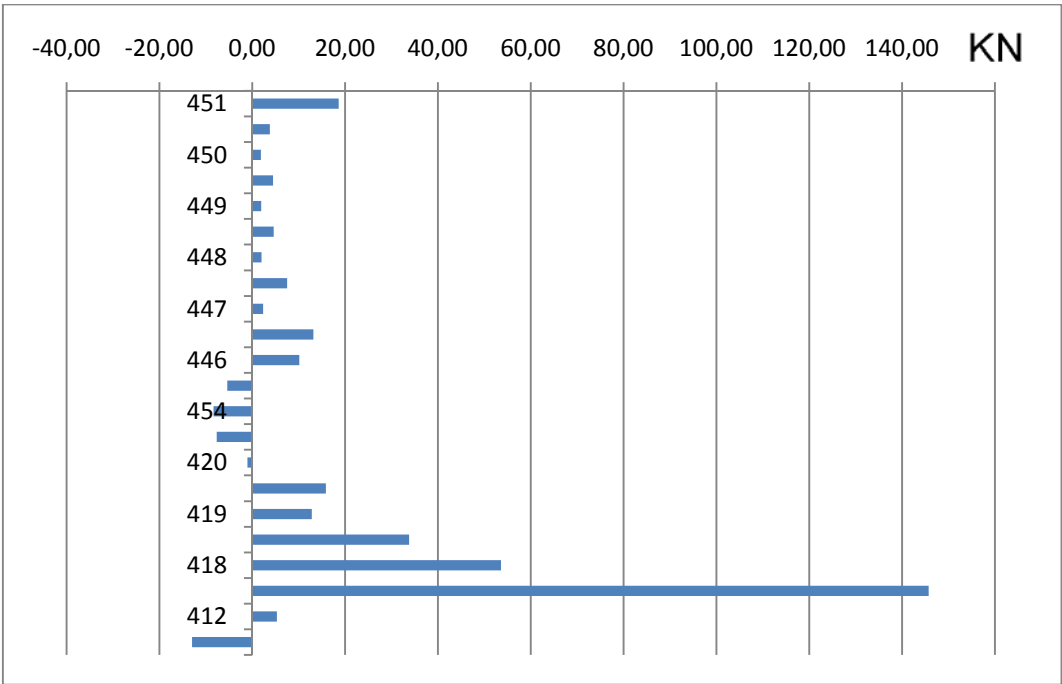


Fig.A6.2 – Valores relativos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º2

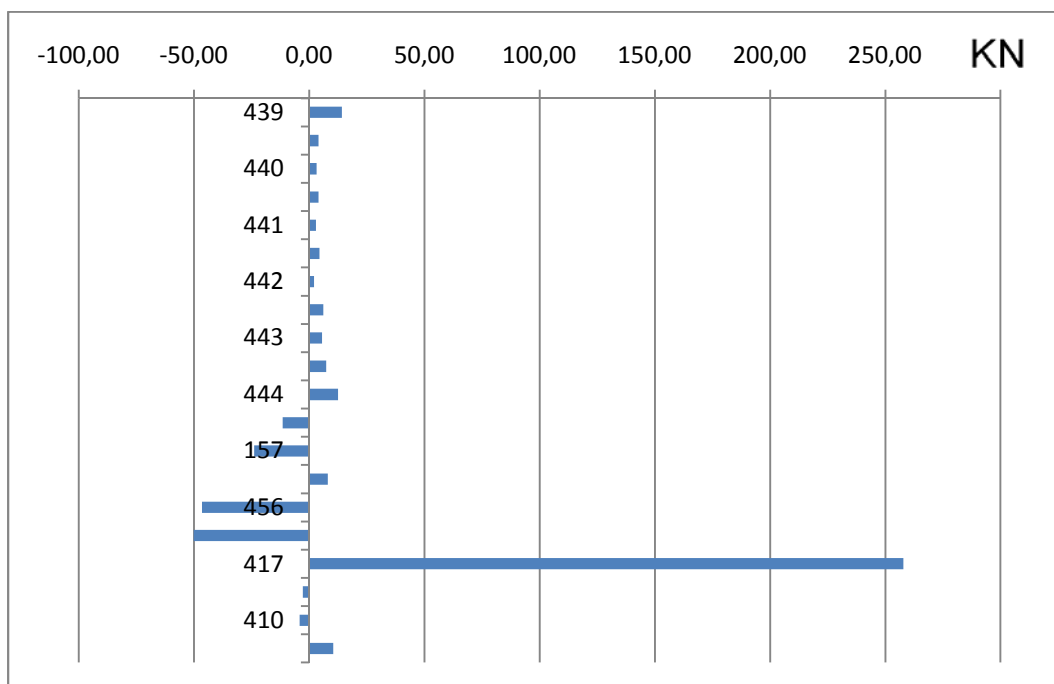


Fig.A6.3 – Valores relativos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º3

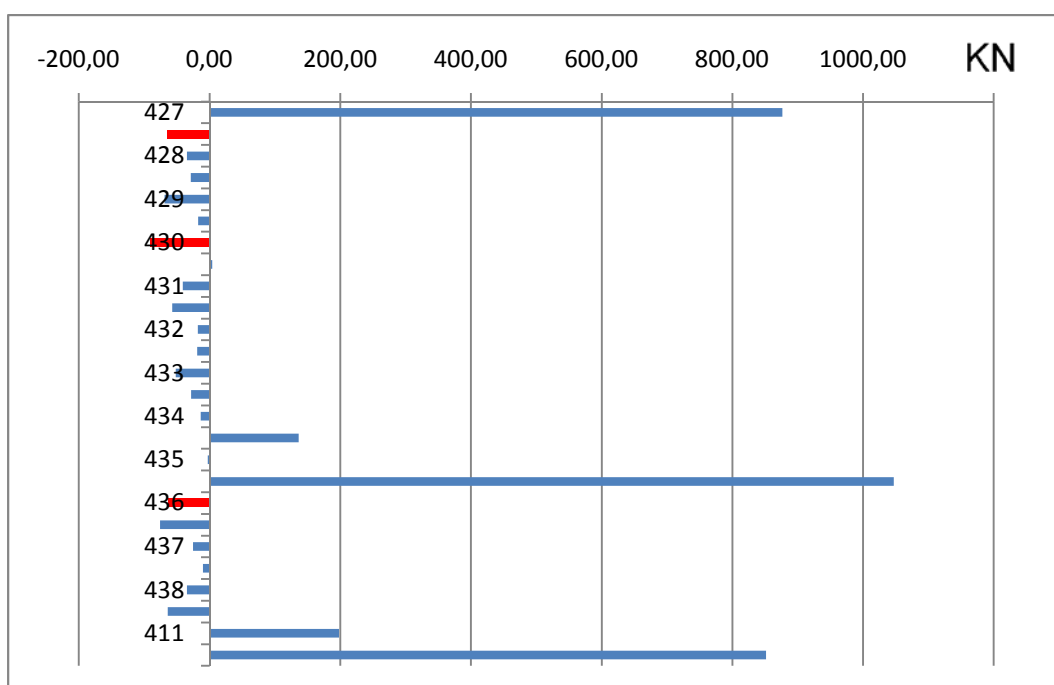


Fig.A6.4 – Valores relativos da diferença do esforço transverso para o pórtico n.º1

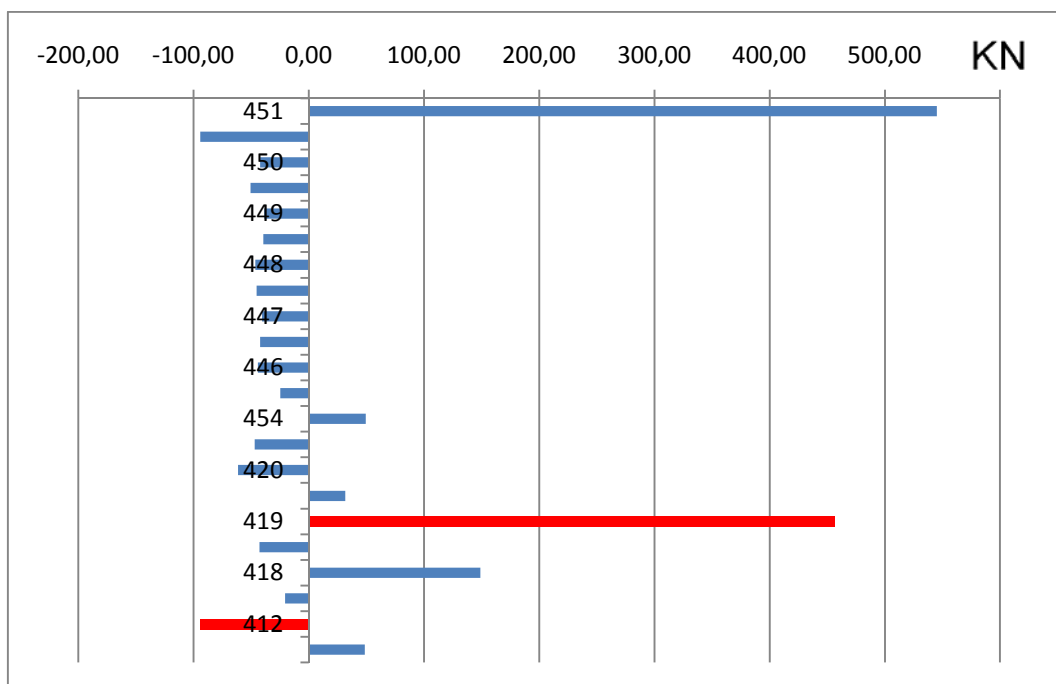


Fig.A6.5 – Valores relativos da diferença do esforço transversal para o pórtico n.º2

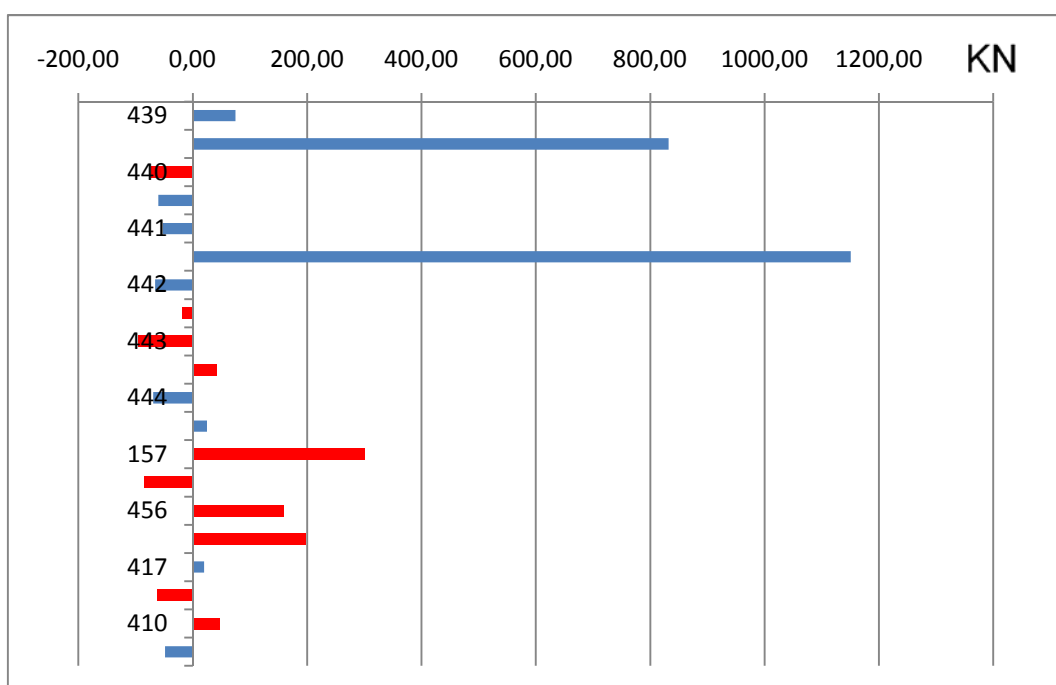


Fig.A6.6 – Valores relativos da diferença do esforço transversal para o pórtico n.º3

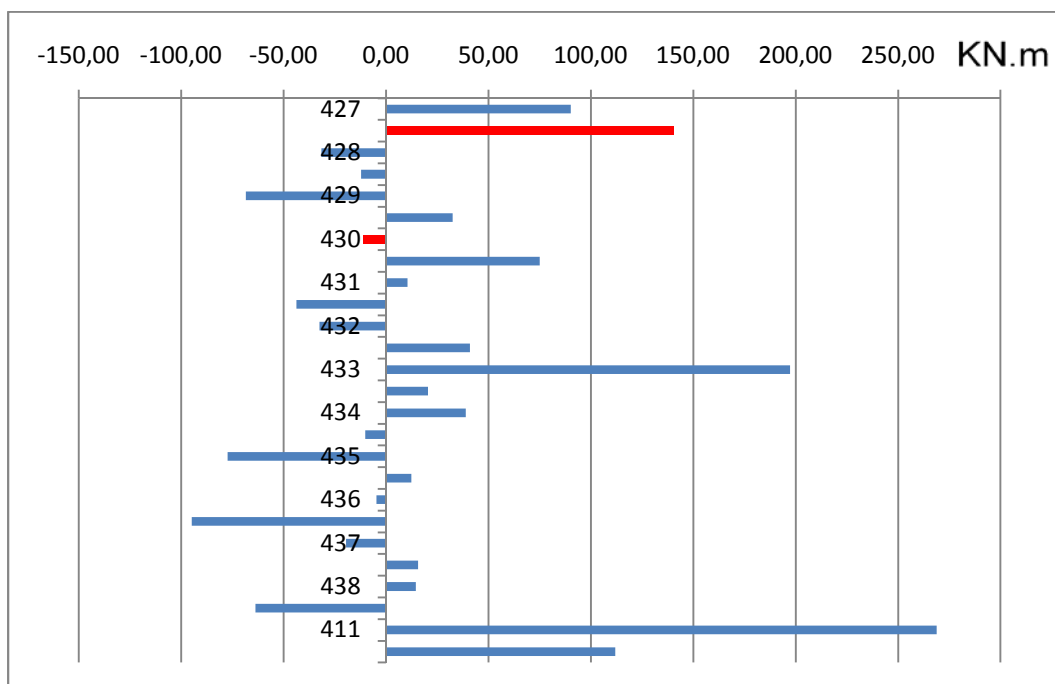


Fig.A6.7 – Valores relativos da diferença do momento flector para o pórtico n.º1

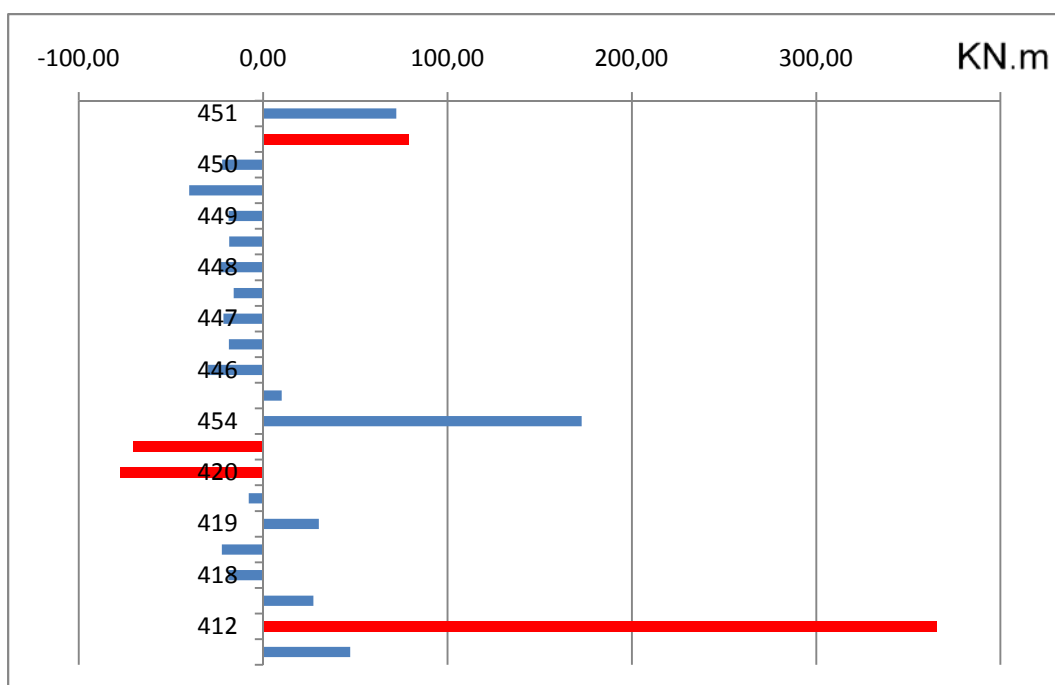


Fig.A6.8 – Valores relativos da diferença do momento flector para o pórtico n.º2

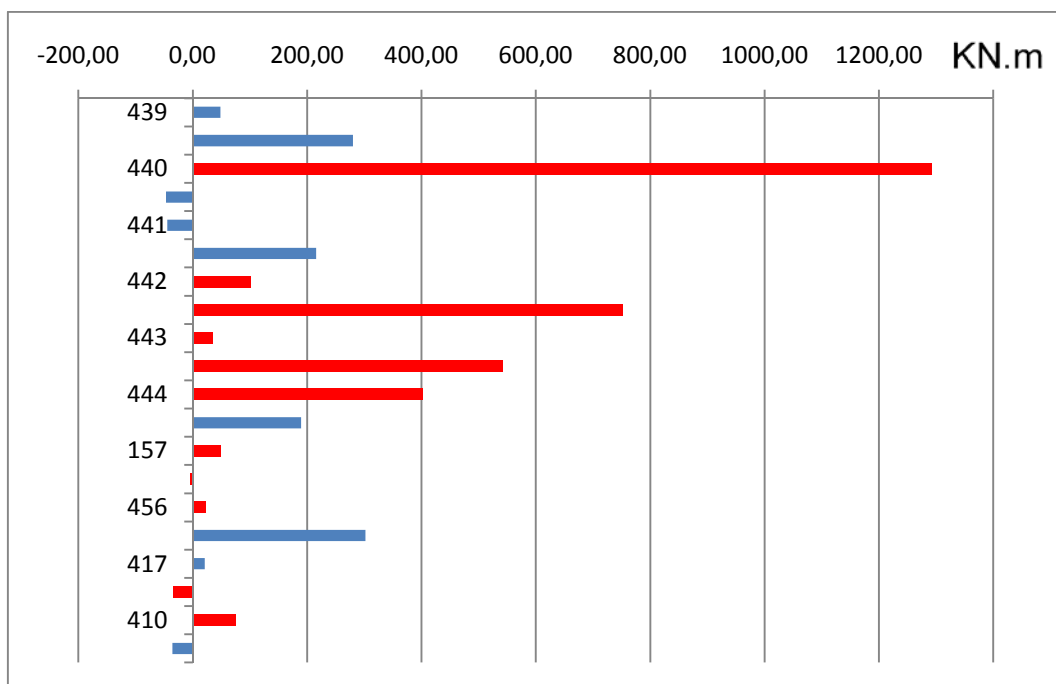


Fig.A6.9 – Valores relativos da diferença do momento flector para o pórtico n.º3

PILARES

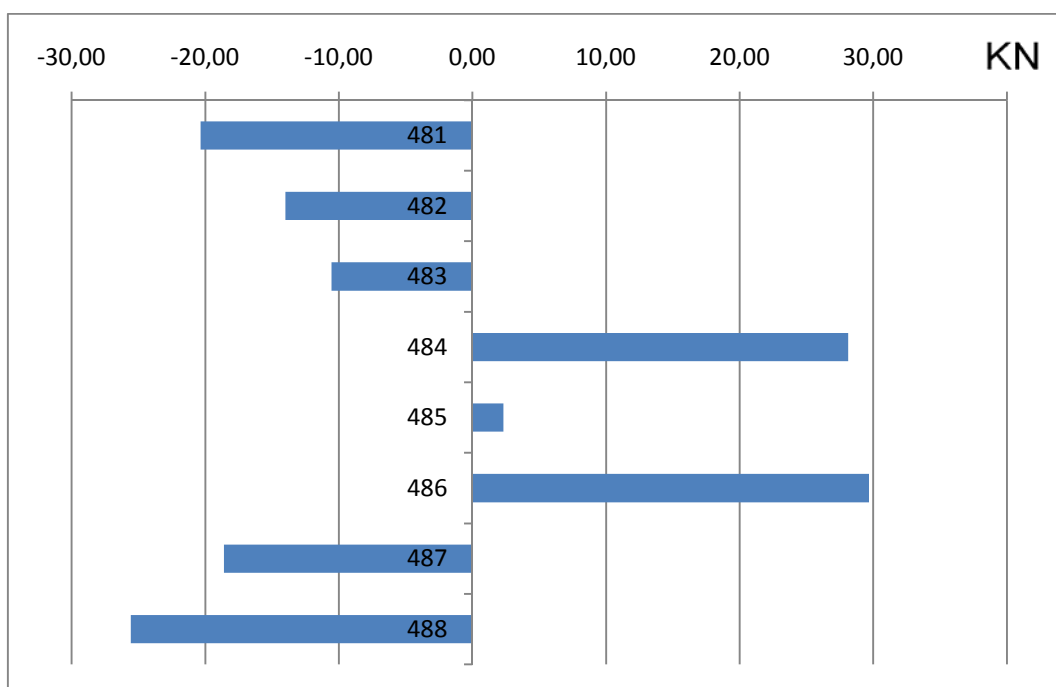


Fig.A6.10 – Valores relativos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º1

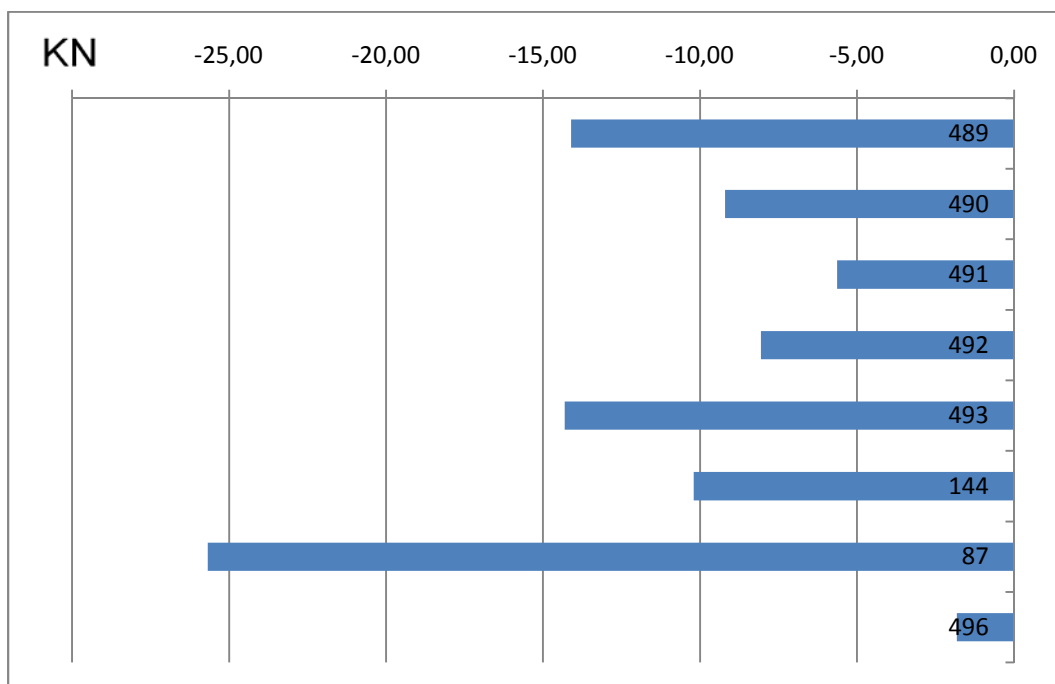


Fig.A6.11 – Valores relativos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º2

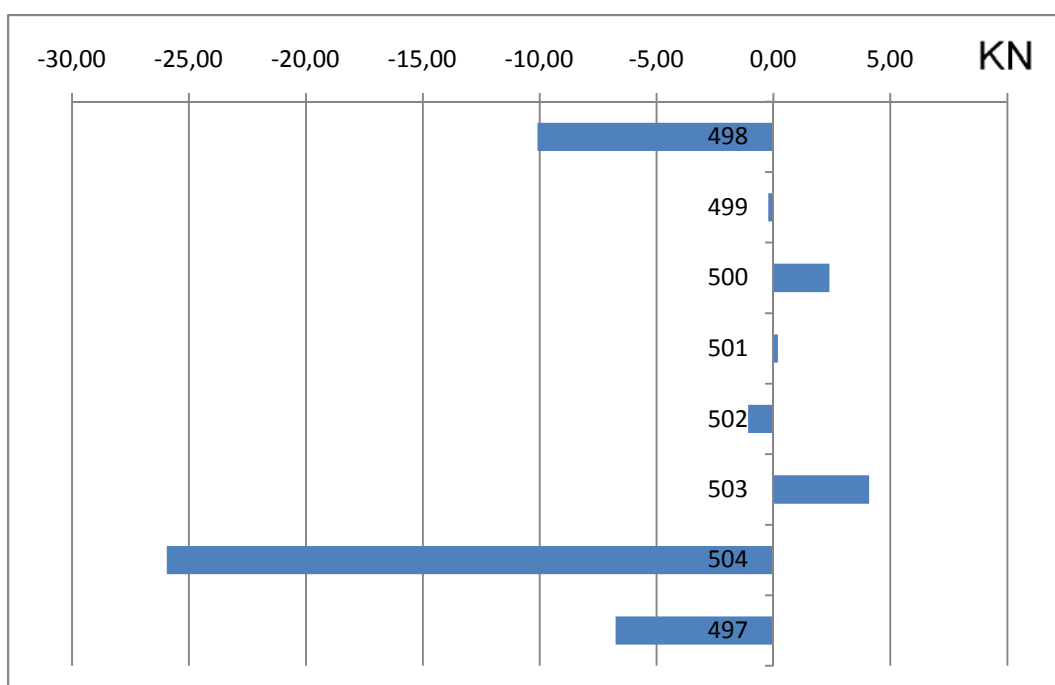


Fig.A6.12 – Valores relativos da diferença do esforço axial para o pórtico n.º3

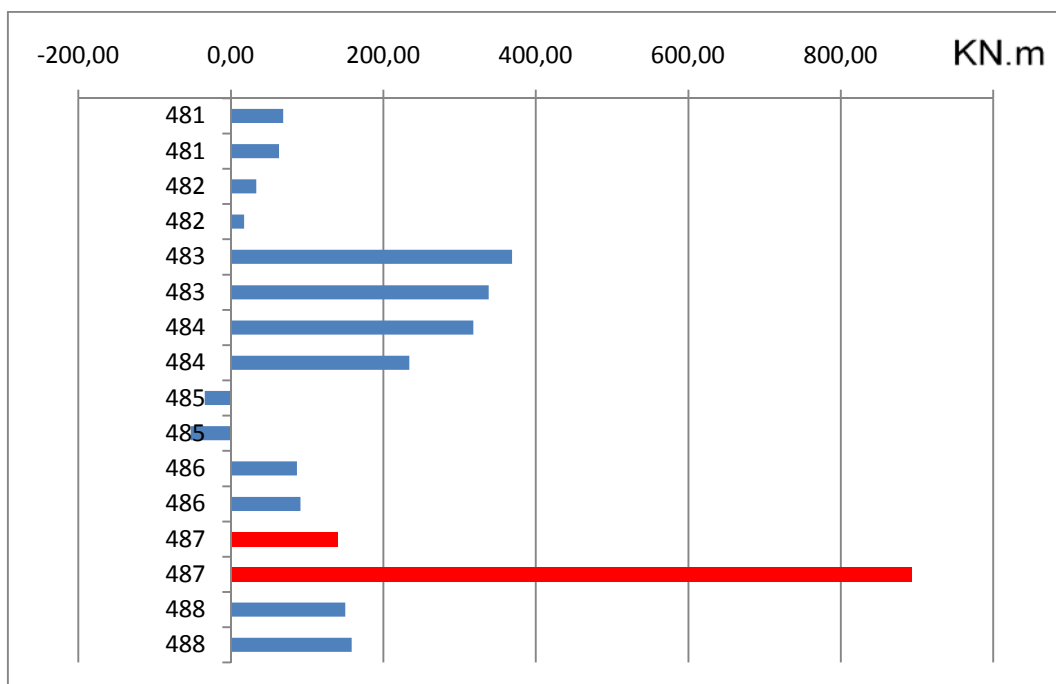


Fig.A6.13 – Valores relativos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º1

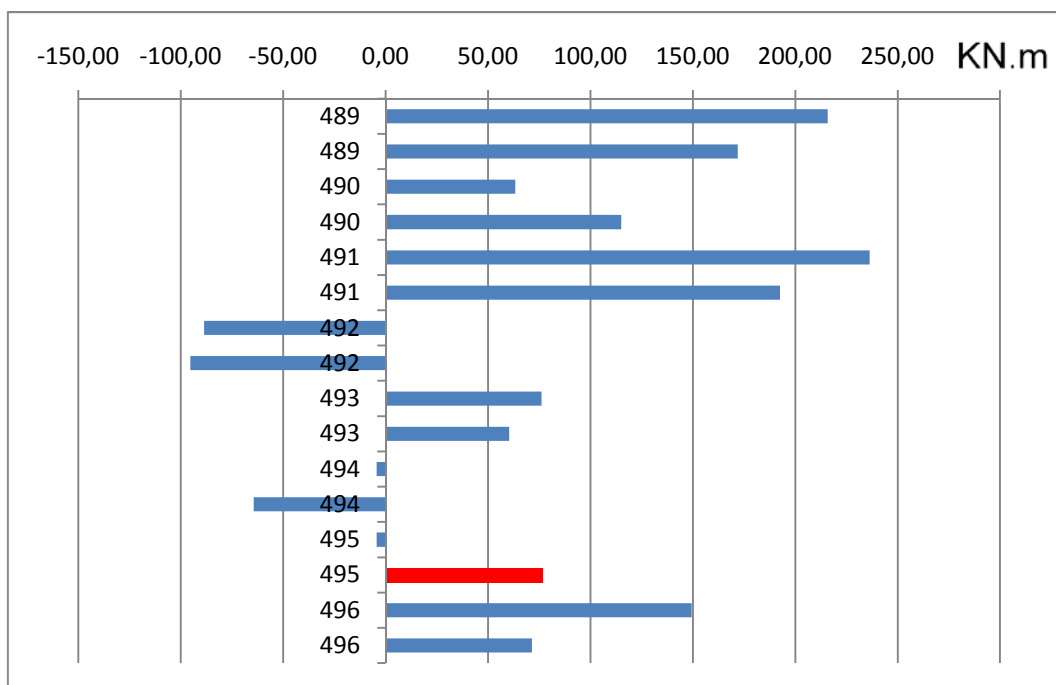


Fig.A6.14 – Valores relativos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º2

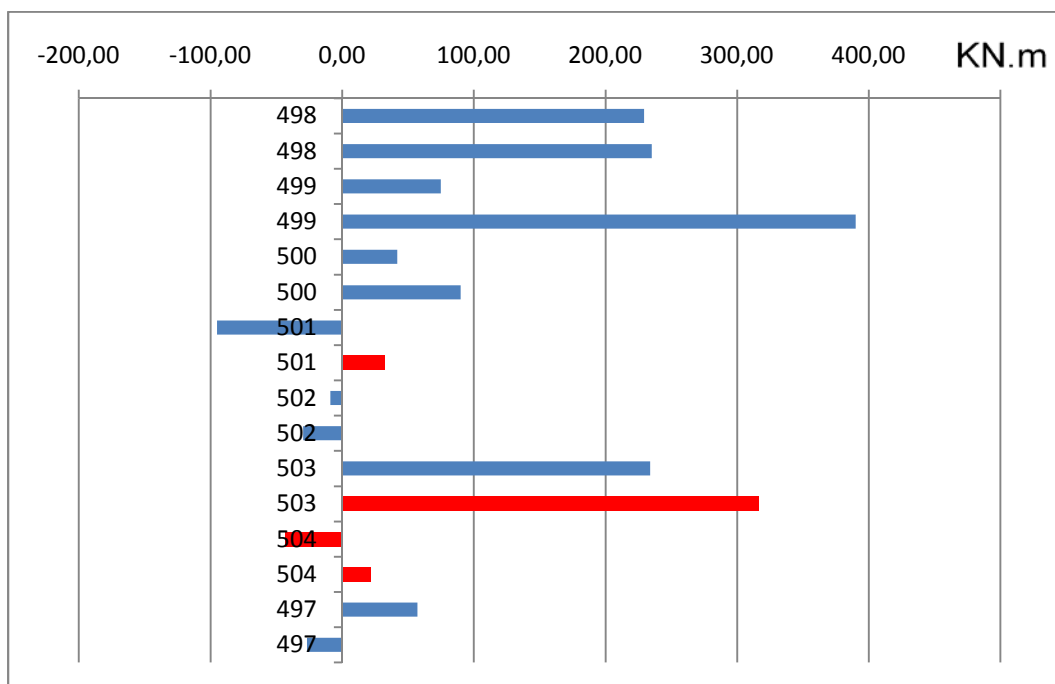


Fig.A6.15 – Valores relativos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º3

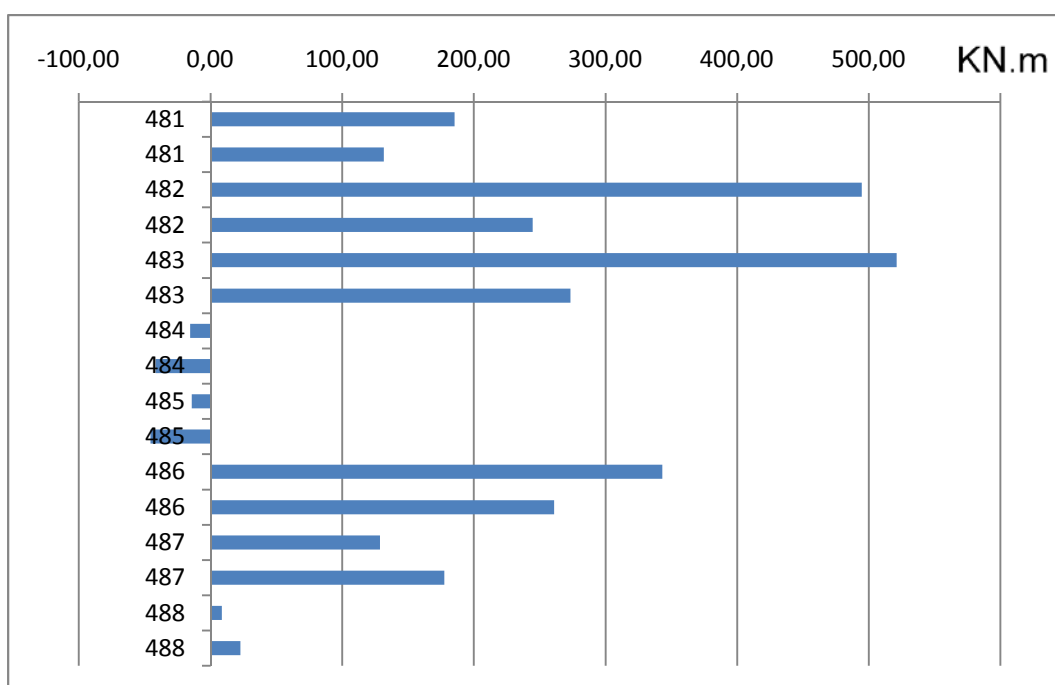


Fig.A6.16 – Valores relativos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º1

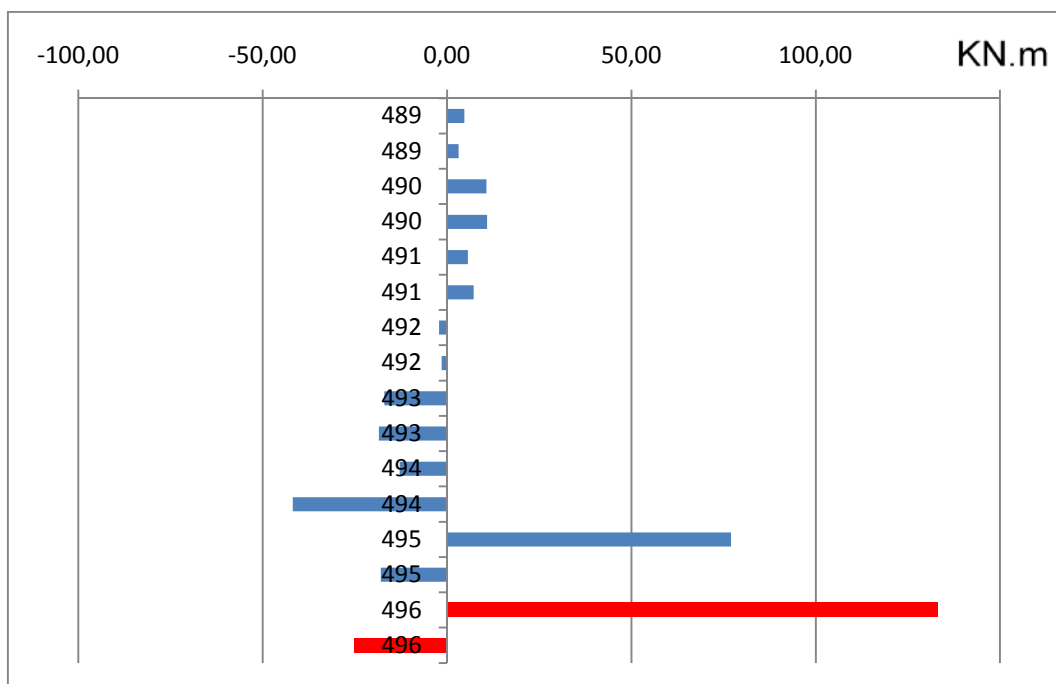


Fig.A6.17 – Valores relativos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º2

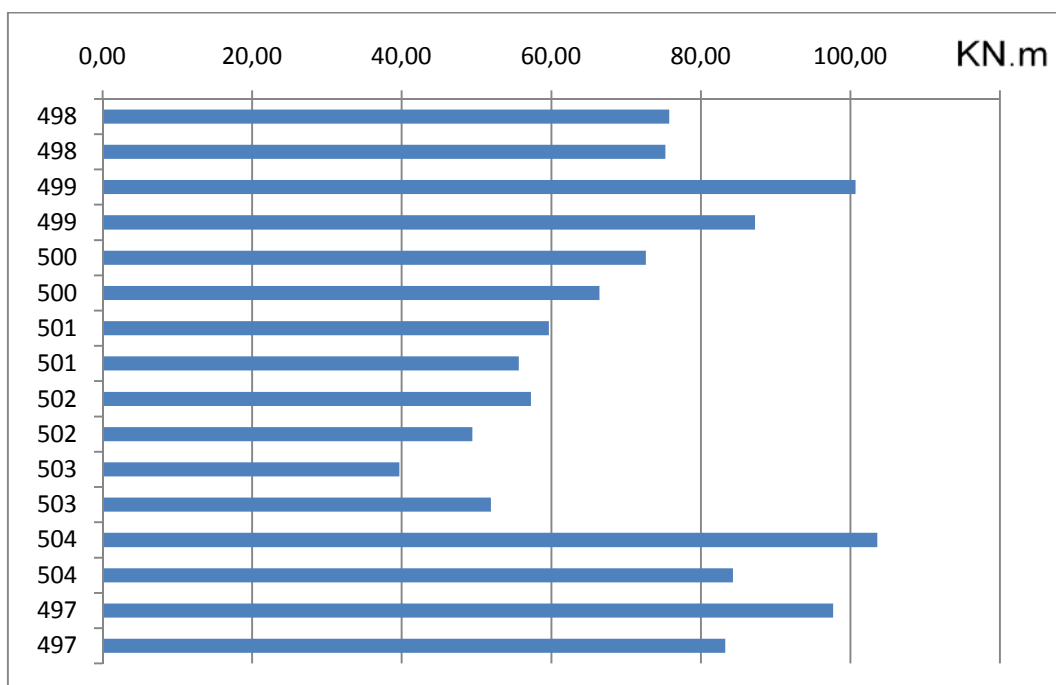


Fig.A6.18 – Valores relativos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º3

ASSENTAMENTO IMPOSTO

VIGAS

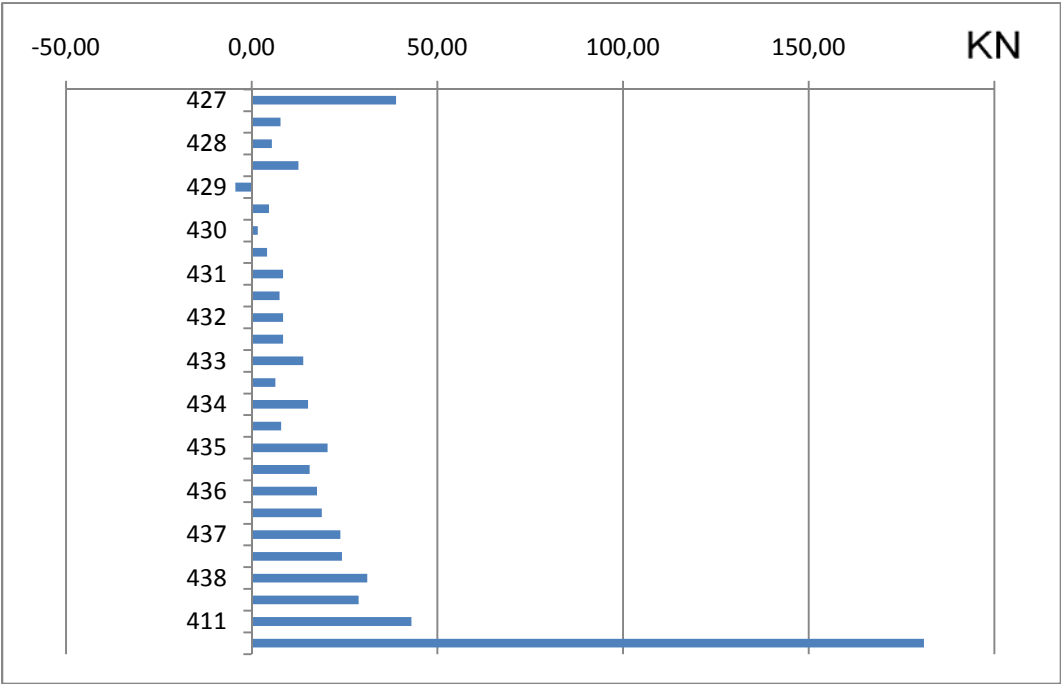


Fig.A6.19 – Valores relativos da diferença do esforço axial do pórtico n.º1

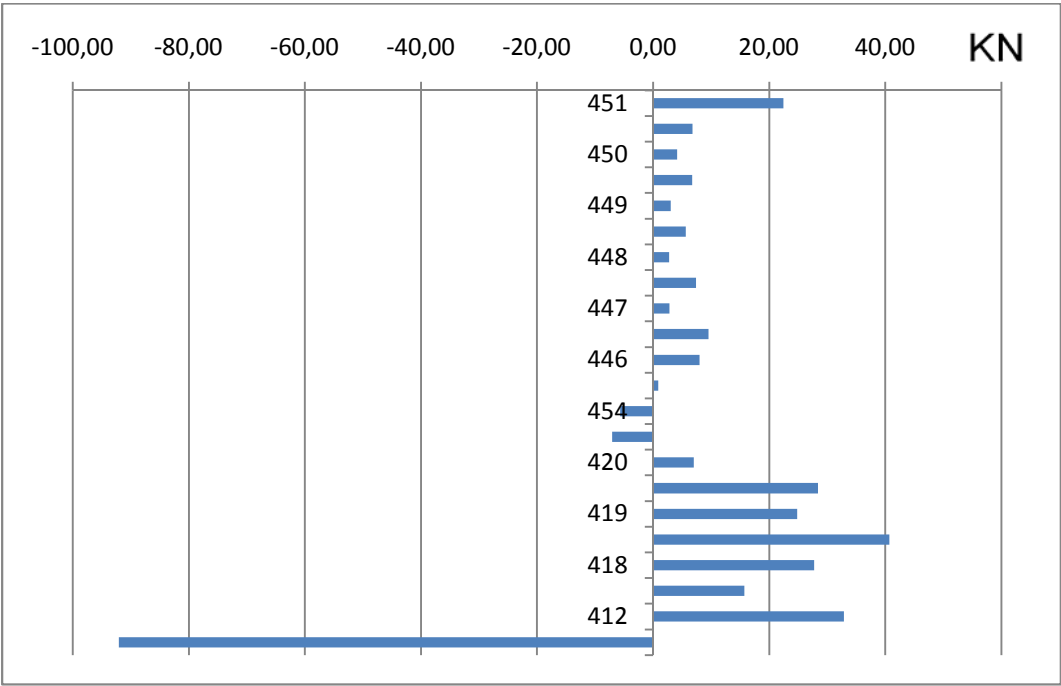


Fig.A6.20 – Valores relativos da diferença do esforço axial do pórtico n.º2

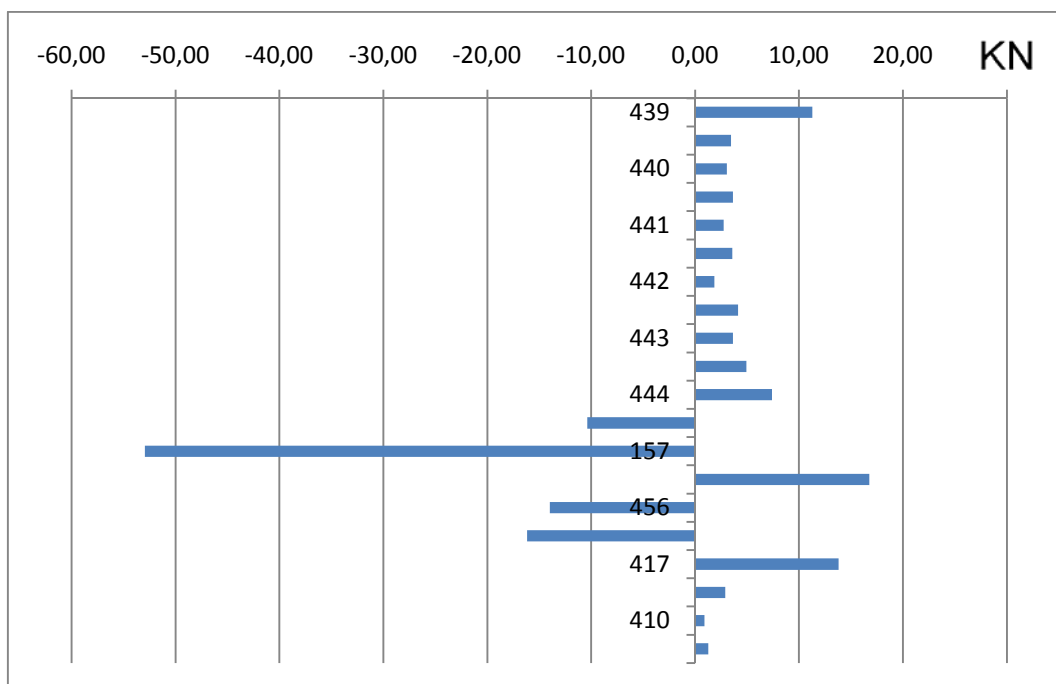


Fig.A6.21 – Valores relativos da diferença do esforço axial do pórtico n.º3

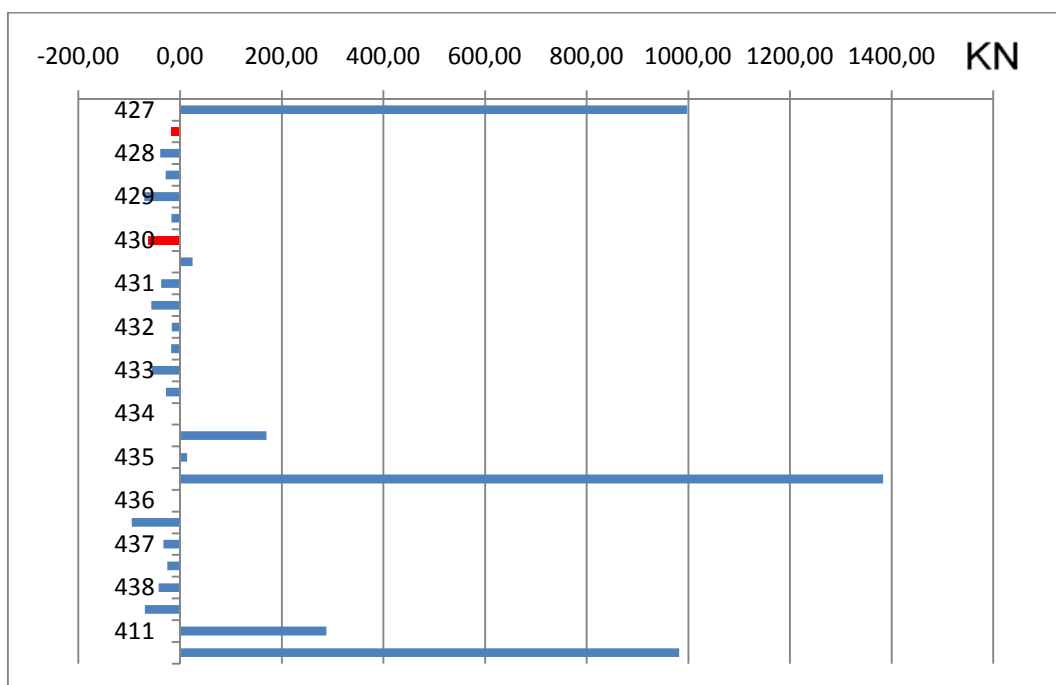


Fig.A6.22 – Valores relativos da diferença do esforço transverso do pórtico n.º1

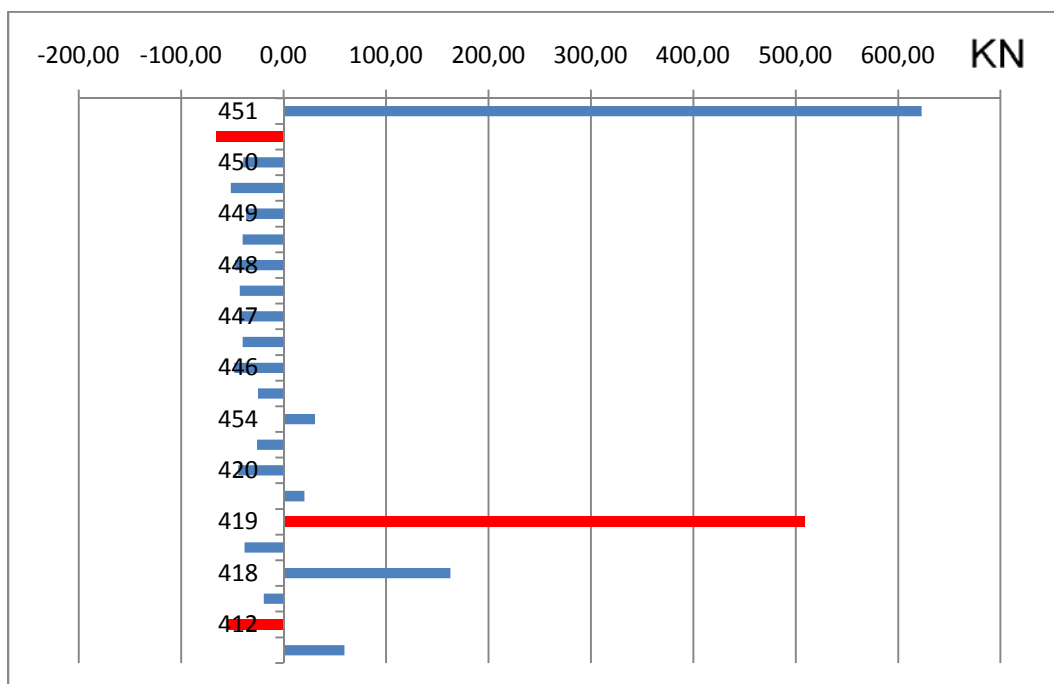


Fig.A6.23 – Valores relativos da diferença do esforço transverso do pórtico n.º2

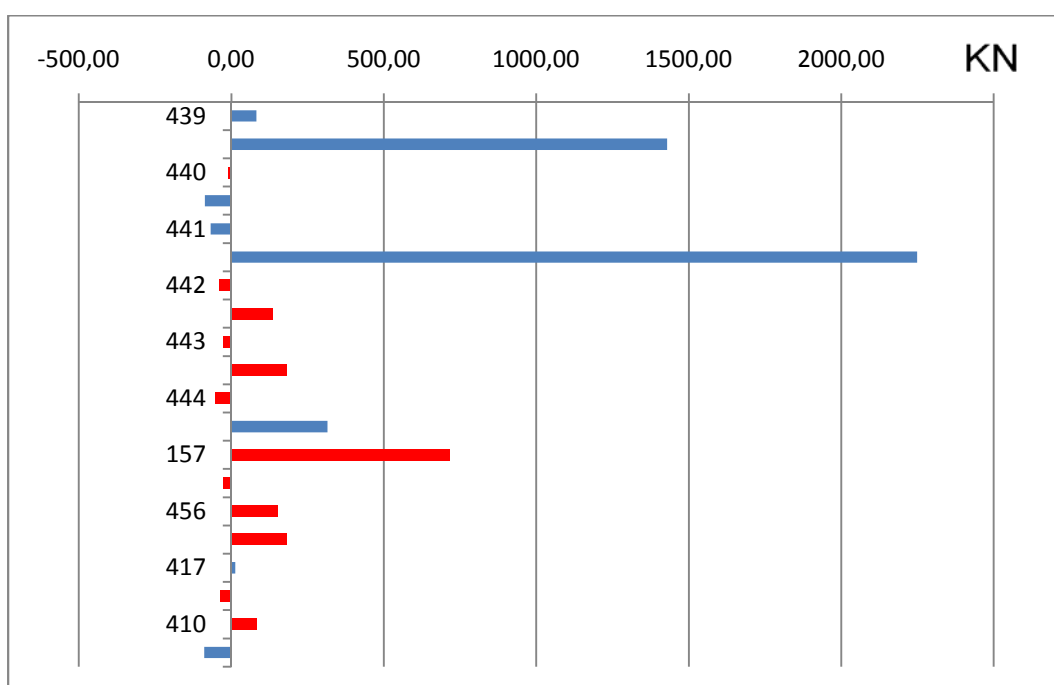


Fig.A6.24 – Valores relativos da diferença do esforço transverso do pórtico n.º3

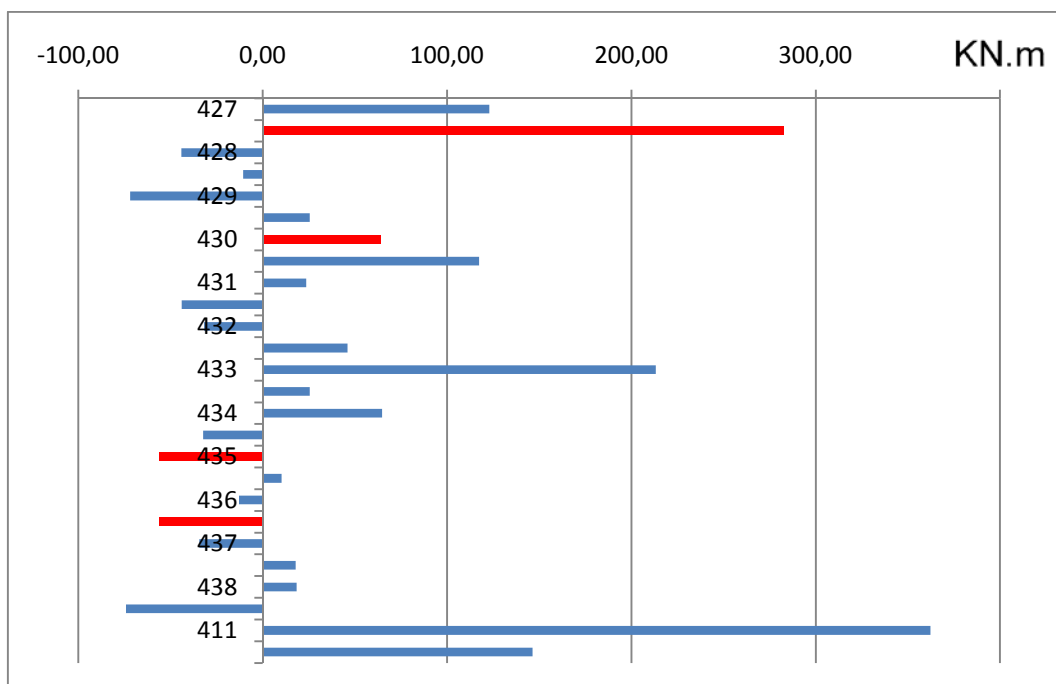


Fig.A6.25 – Valores relativos da diferença do momento flector do pórtico n.º1

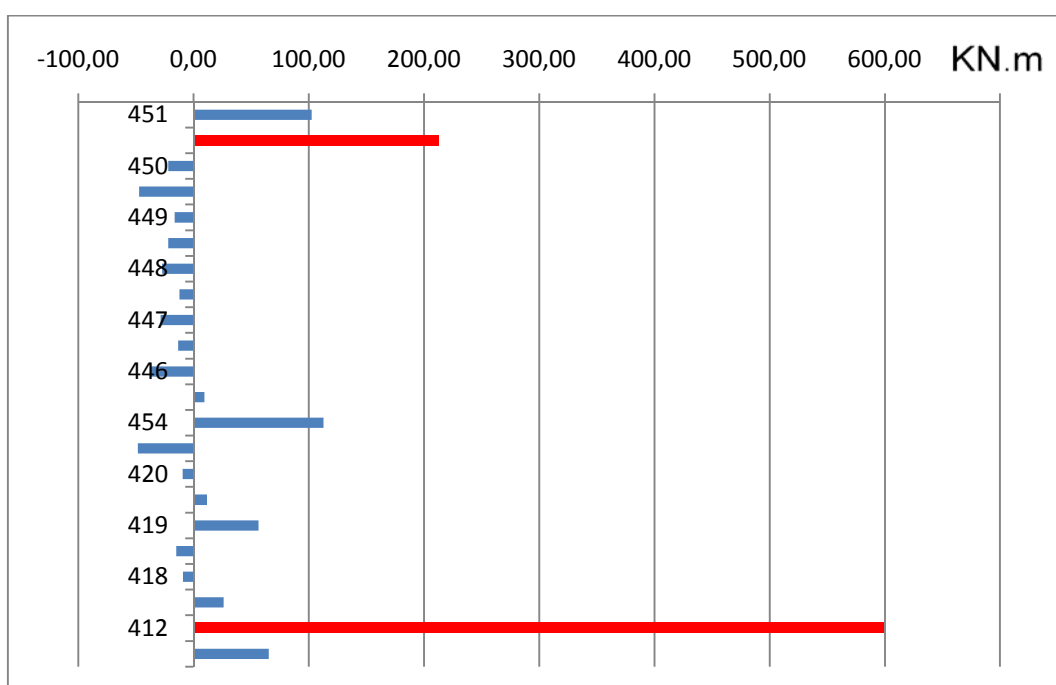


Fig.A6.26 – Valores relativos da diferença do momento flector do pórtico n.º2

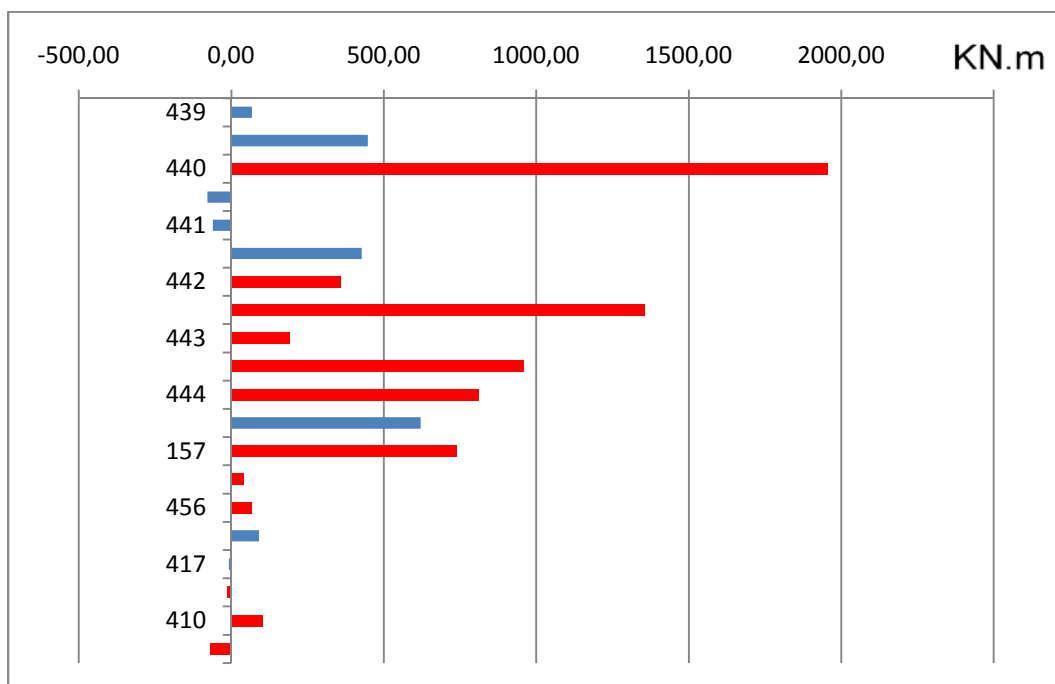


Fig.A6.27 – Valores relativos da diferença do momento flector do pórtico n.º3

PILARES

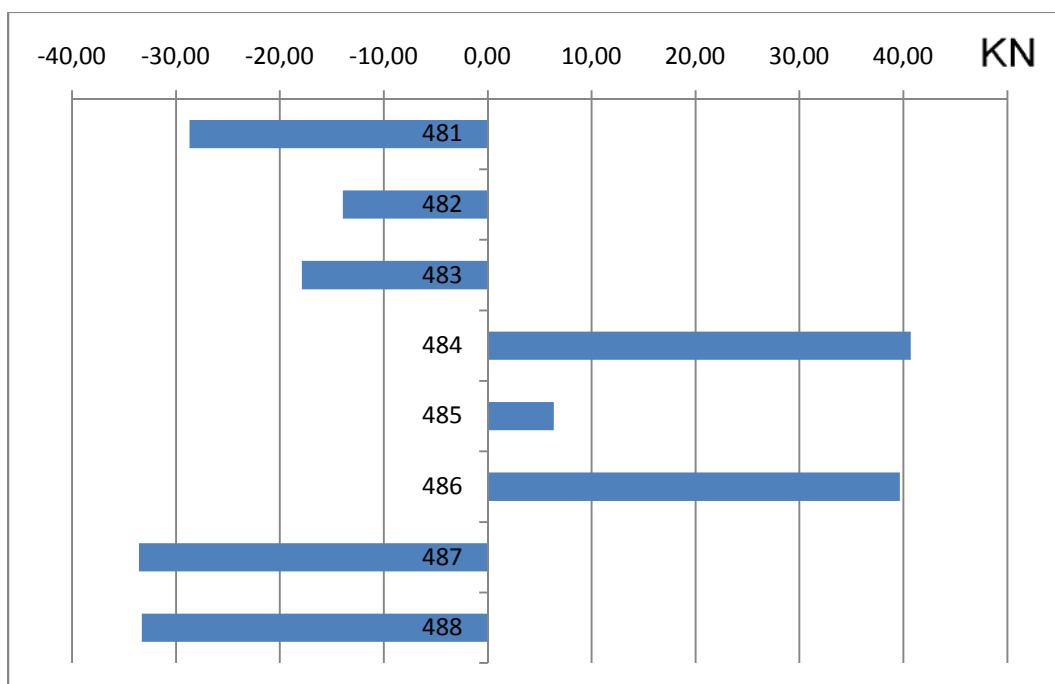


Fig.A6.28 – Valores relativos da diferença do esforço axial do pórtico n.º1

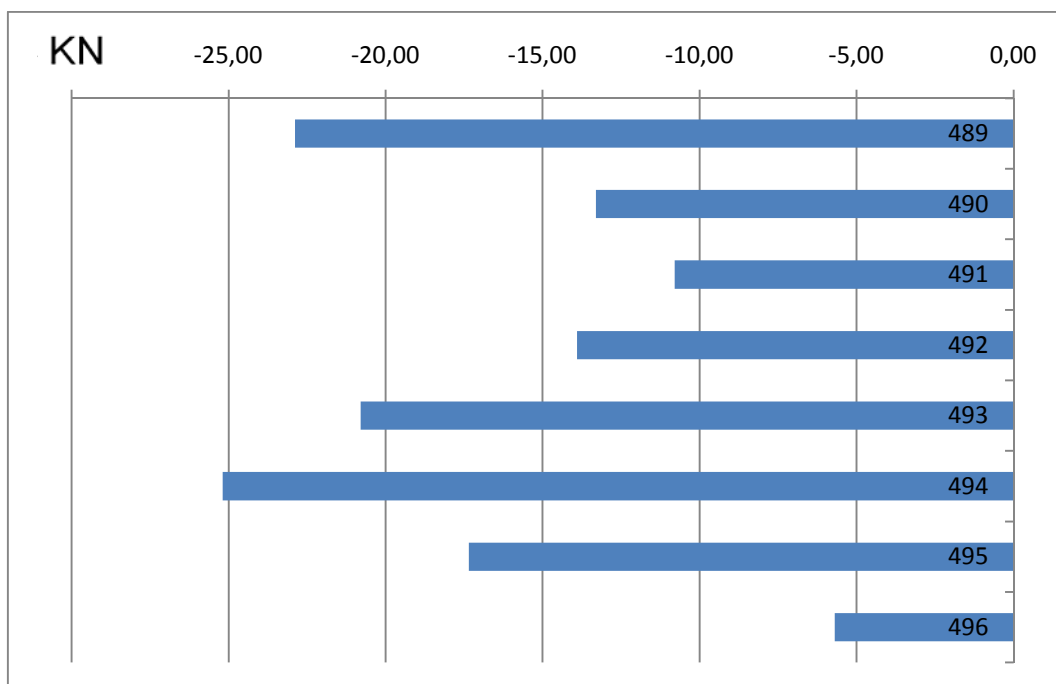


Fig.A6.29 – Valores relativos da diferença do esforço axial do pórtico n.º2

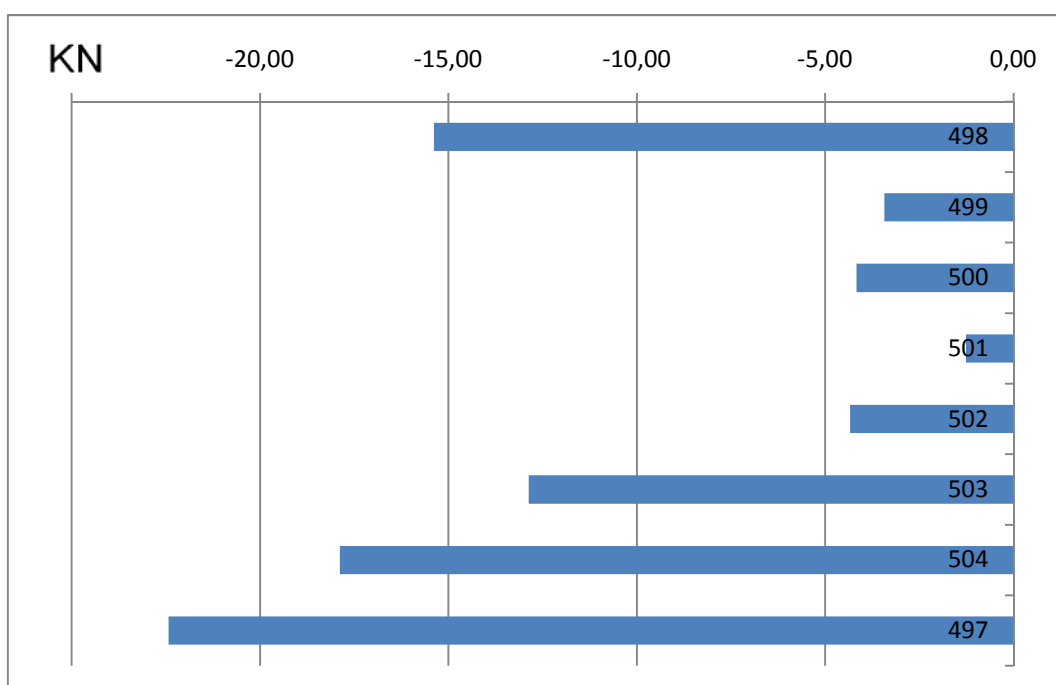


Fig.A6.30 – Valores relativos da diferença do esforço axial do pórtico n.º3

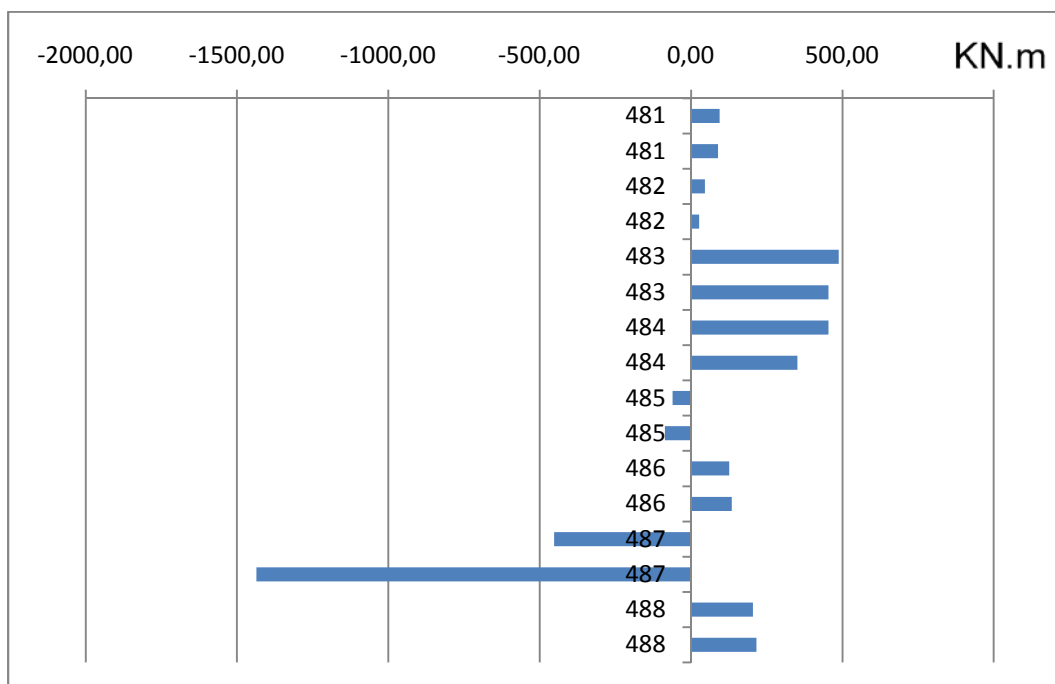


Fig.A6.31 – Valores relativos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º1

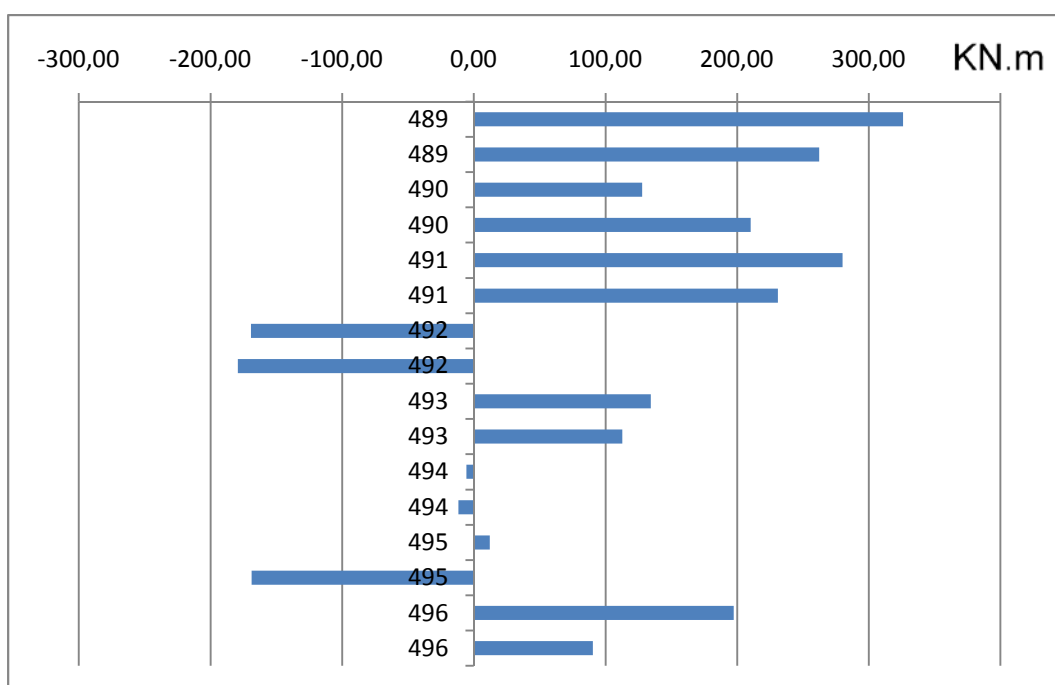


Fig.A6.32 – Valores relativos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º2

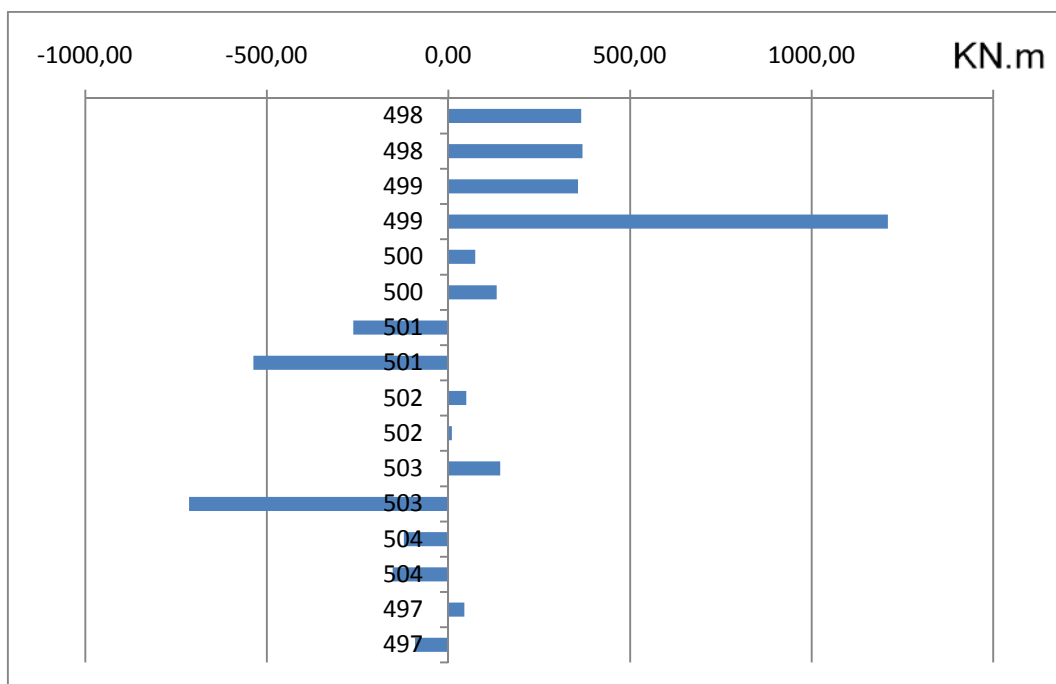


Fig.A6.33 – Valores relativos da diferença do momento flector perpendicularmente ao pórtico n.º3

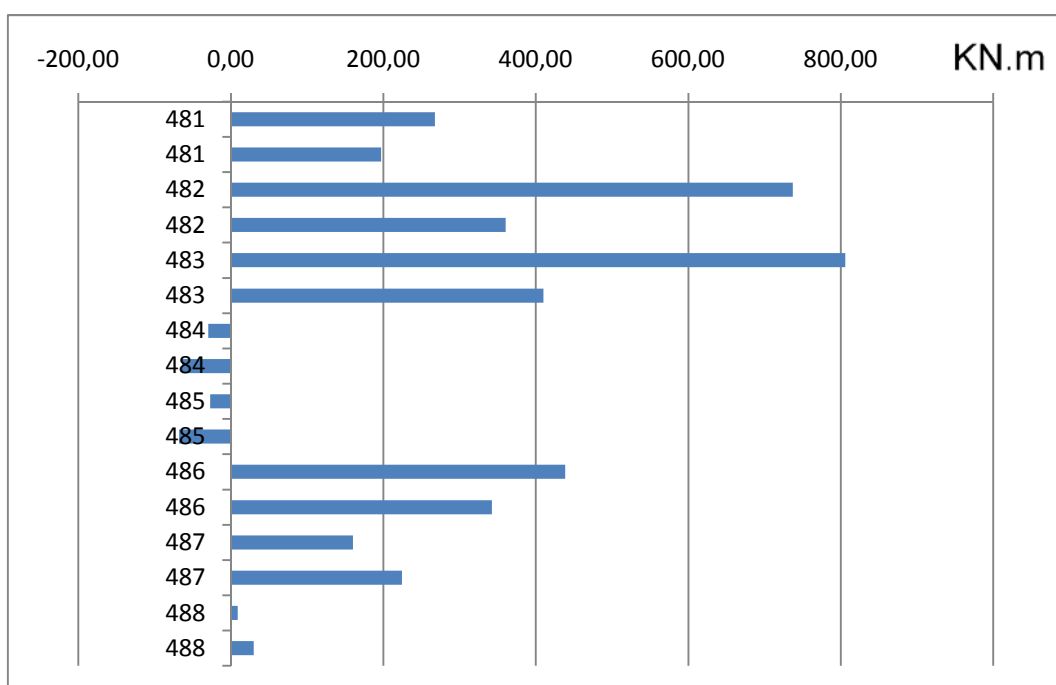


Fig.A6.34 – Valores relativos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º1

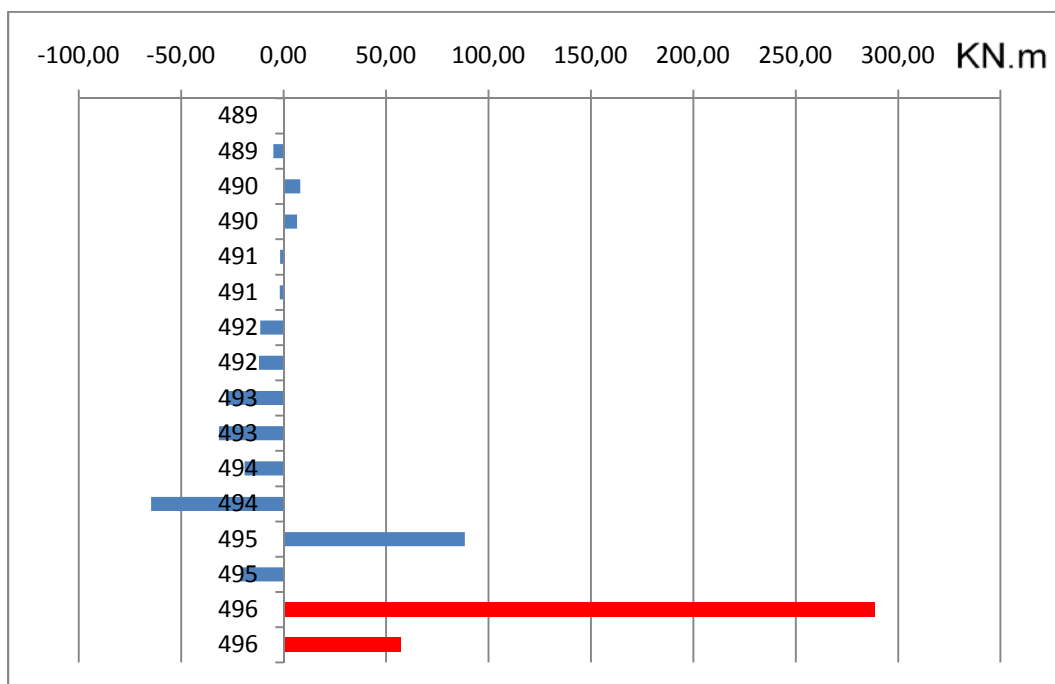


Fig.A6.35 – Valores relativos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º2

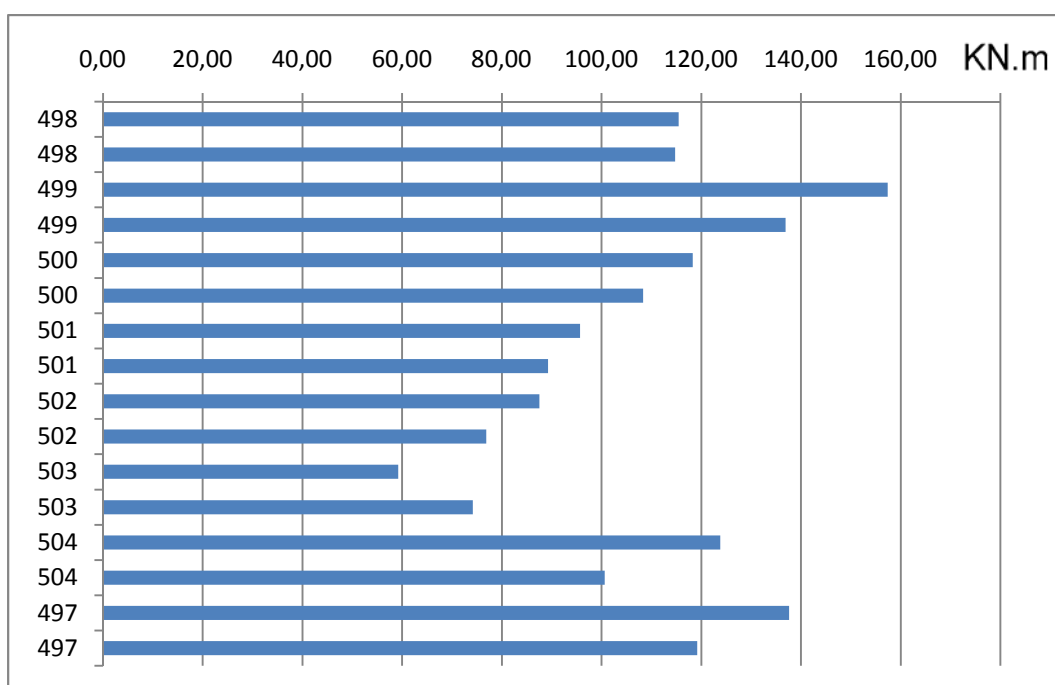
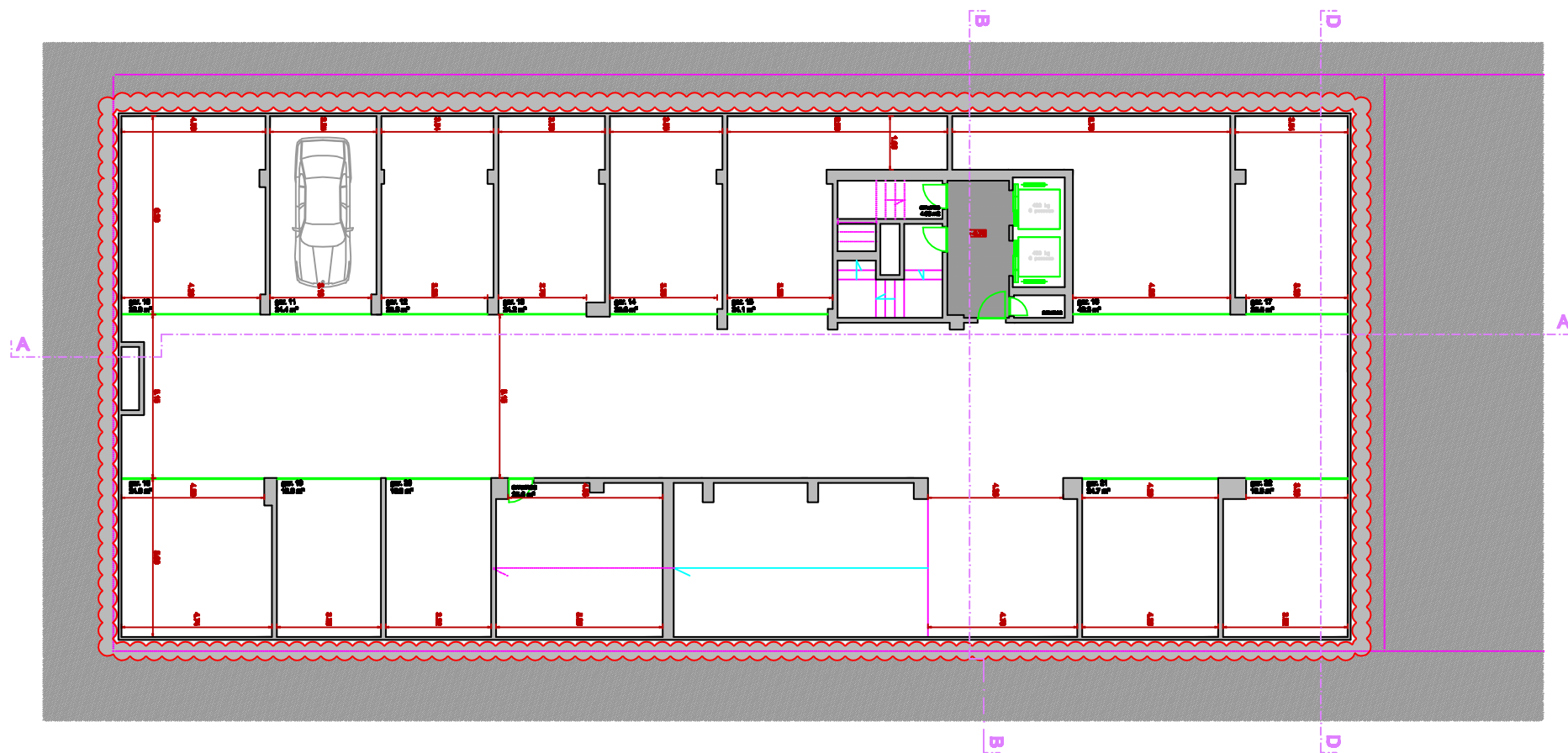
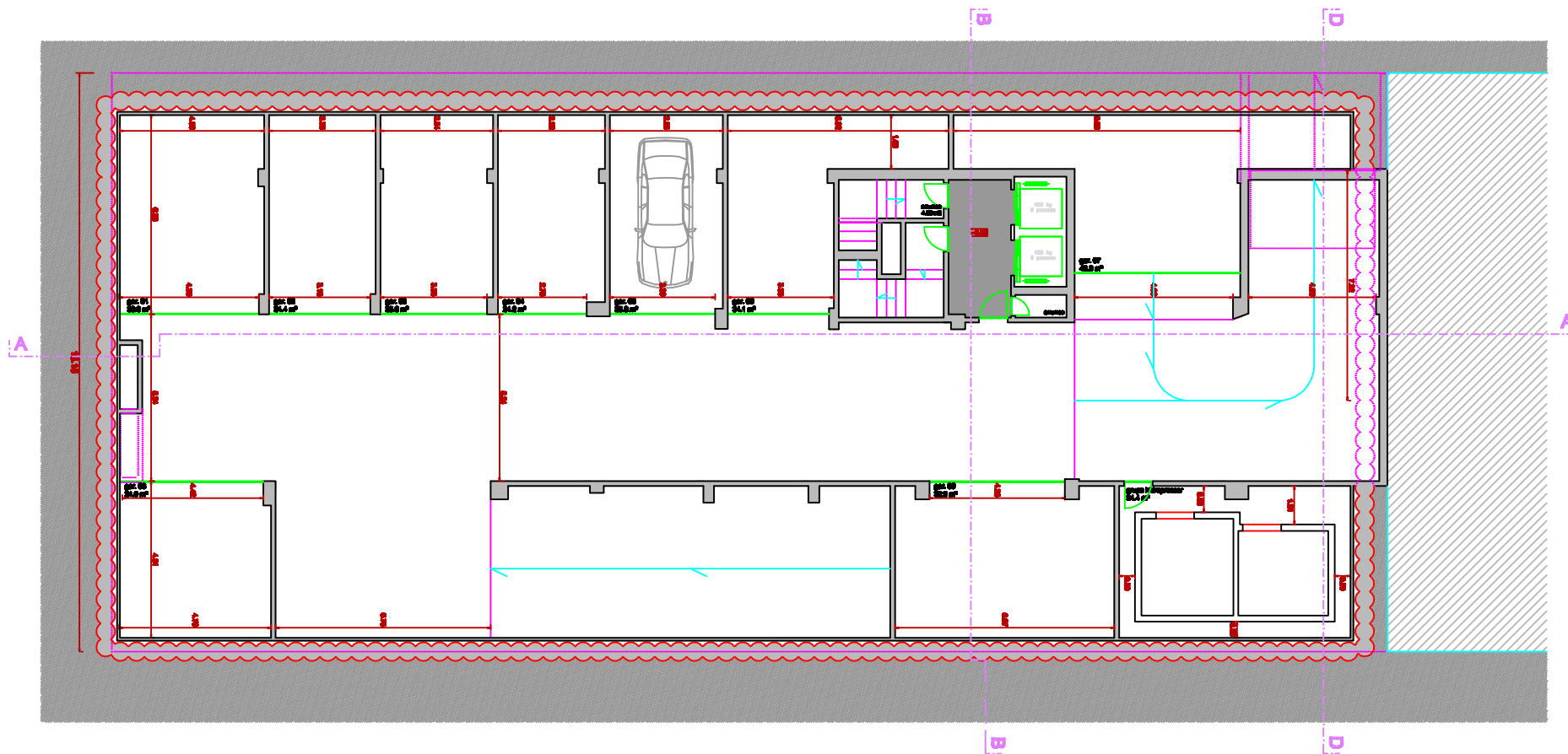


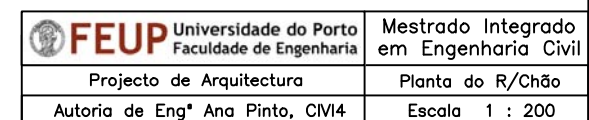
Fig.A6.36 – Valores relativos da diferença do momento flector na direcção do pórtico n.º3

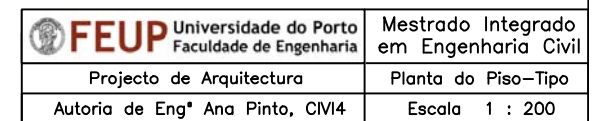


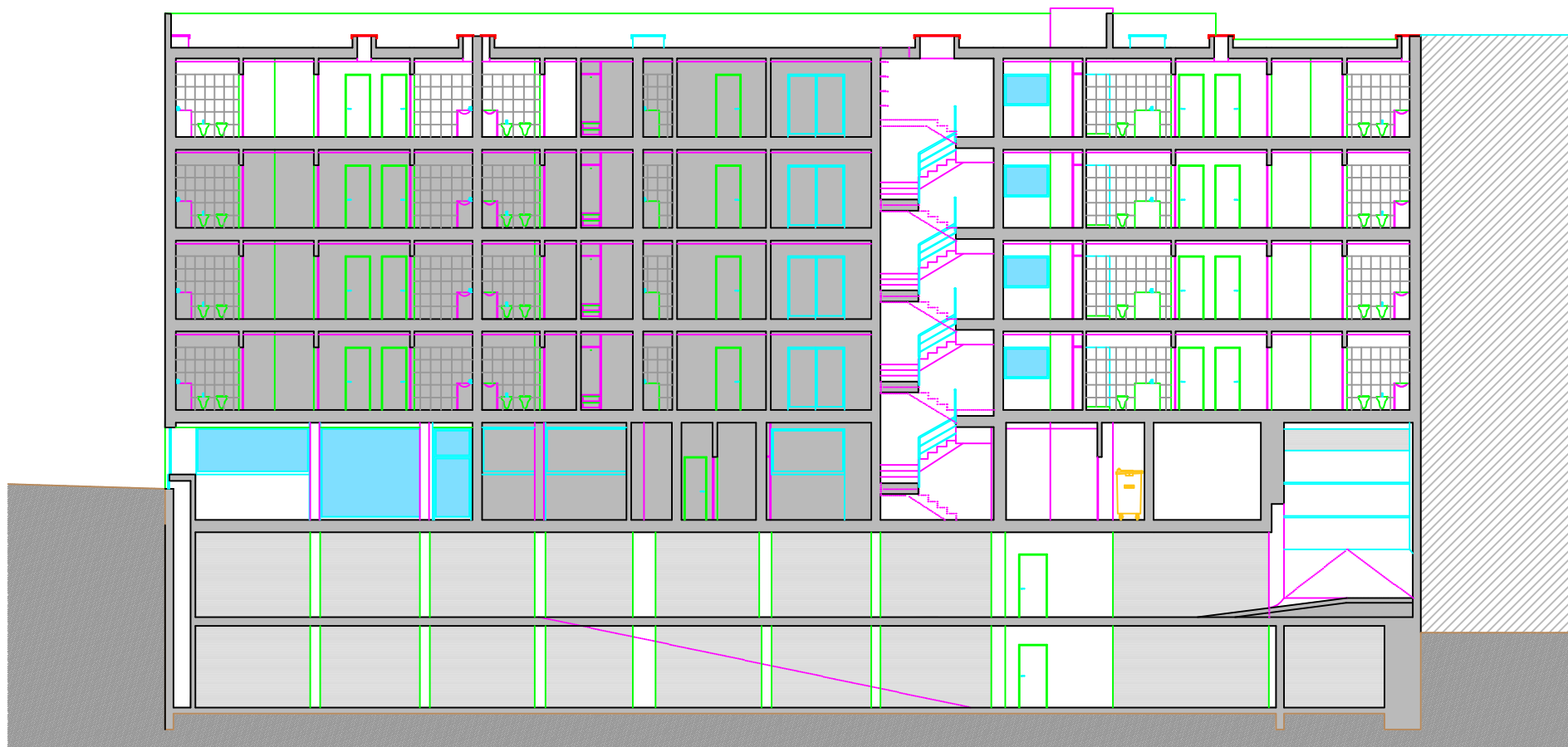
	FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	Mestrado Integrado em Engenharia Civil
Projecto de Arquitectura		Planta da Sub-Cave
Autoria de Engª Ana Pinto, CIVI4		Escala 1 : 200



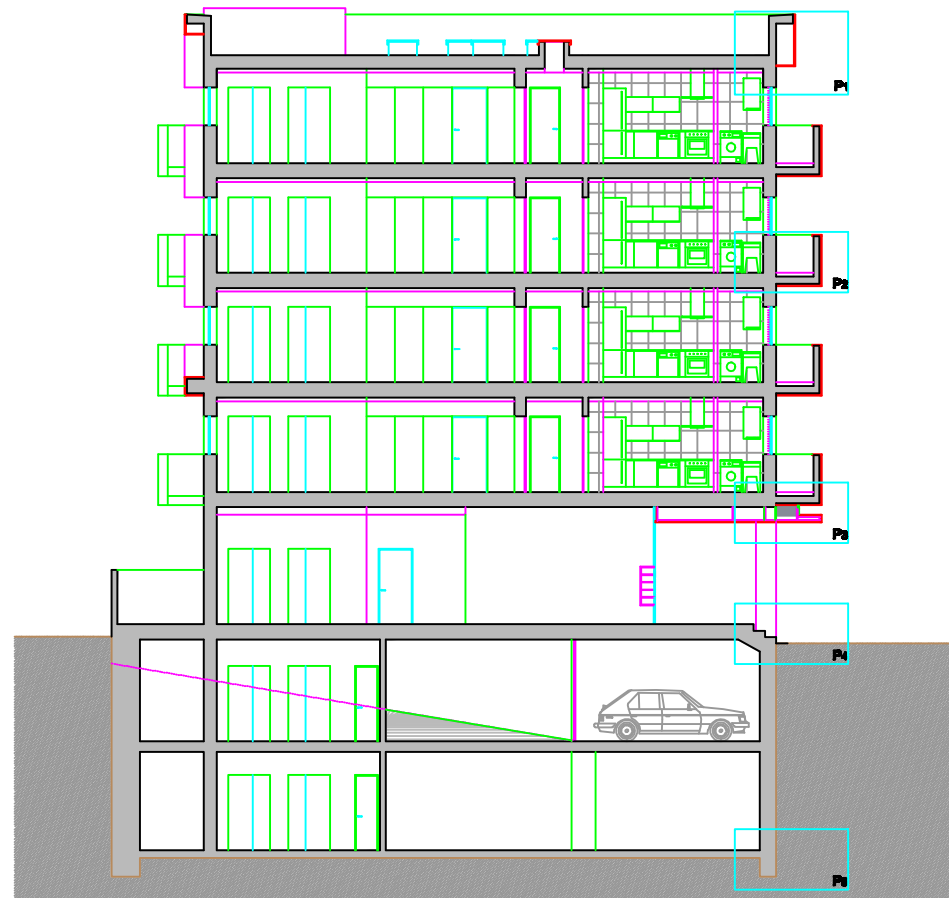
	FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	Mestrado Integrado em Engenharia Civil
Projecto de Arquitectura		Planta da Cave
Autoria de Engª Ana Pinto, CIVI4		Escala 1 : 200







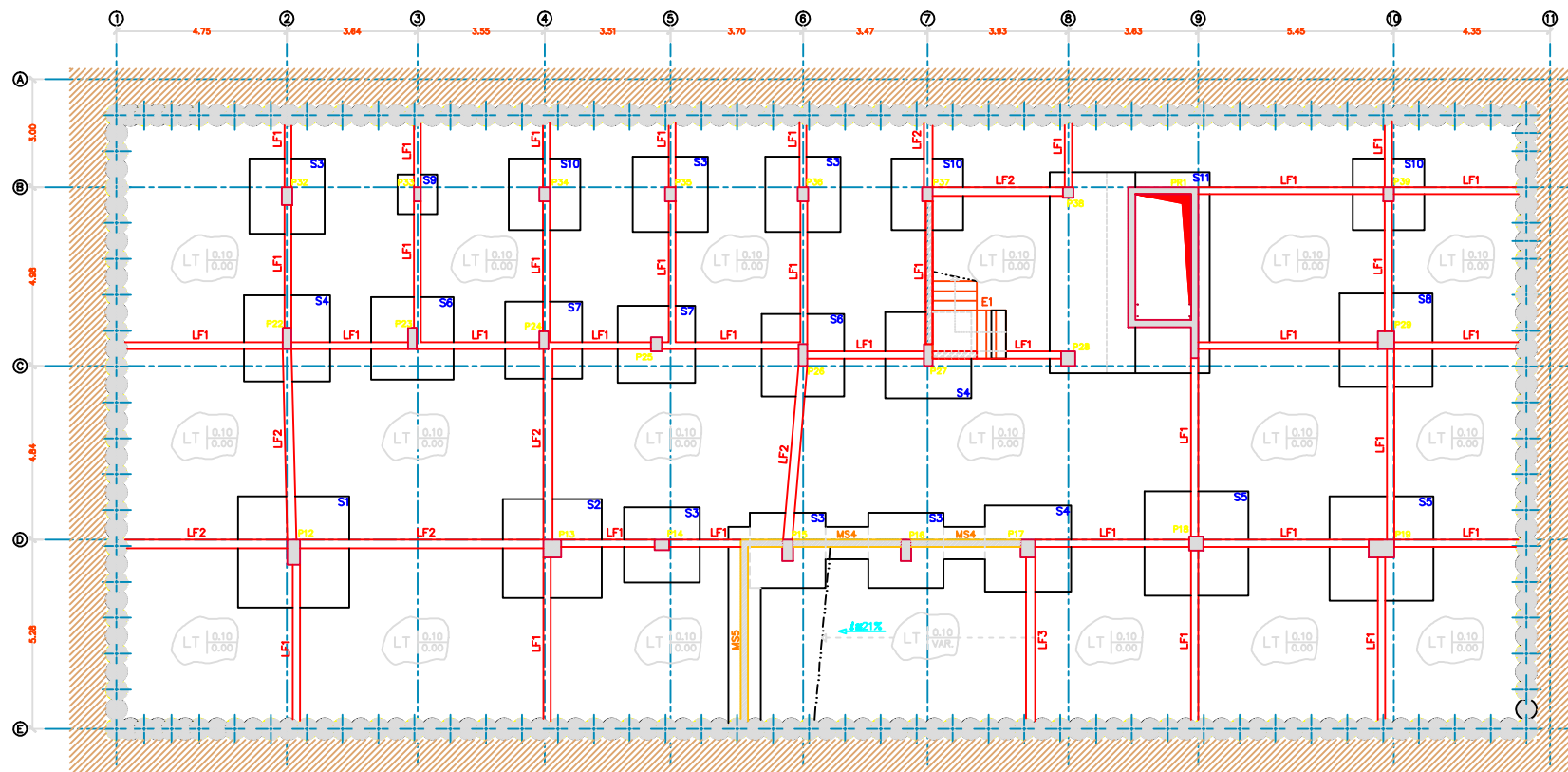
	FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	Mestrado Integrado em Engenharia Civil
Projecto de Arquitectura		Corte AA
Autoria de Engª Ana Pinto, CIVI4		Escala 1 : 200

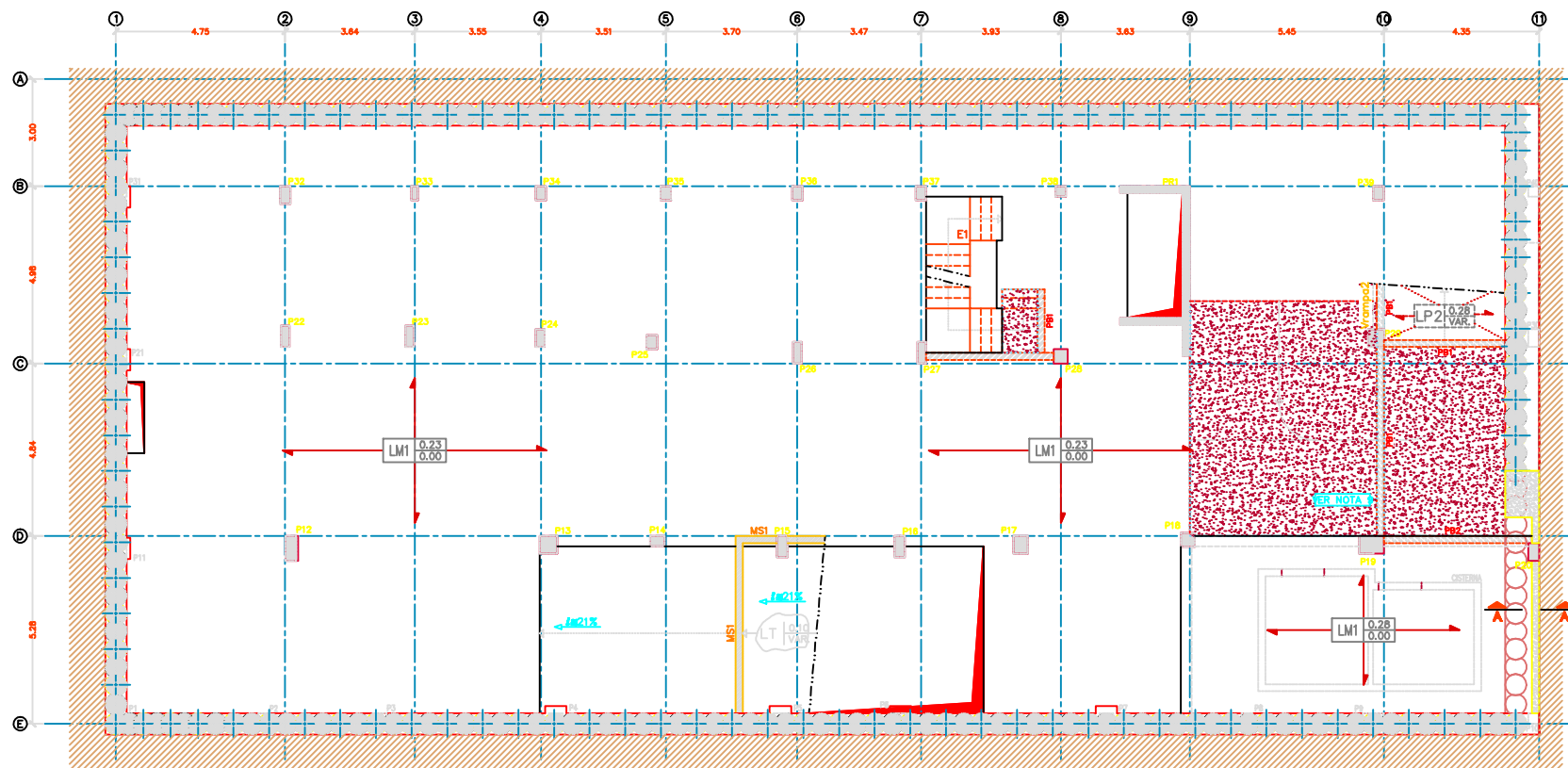


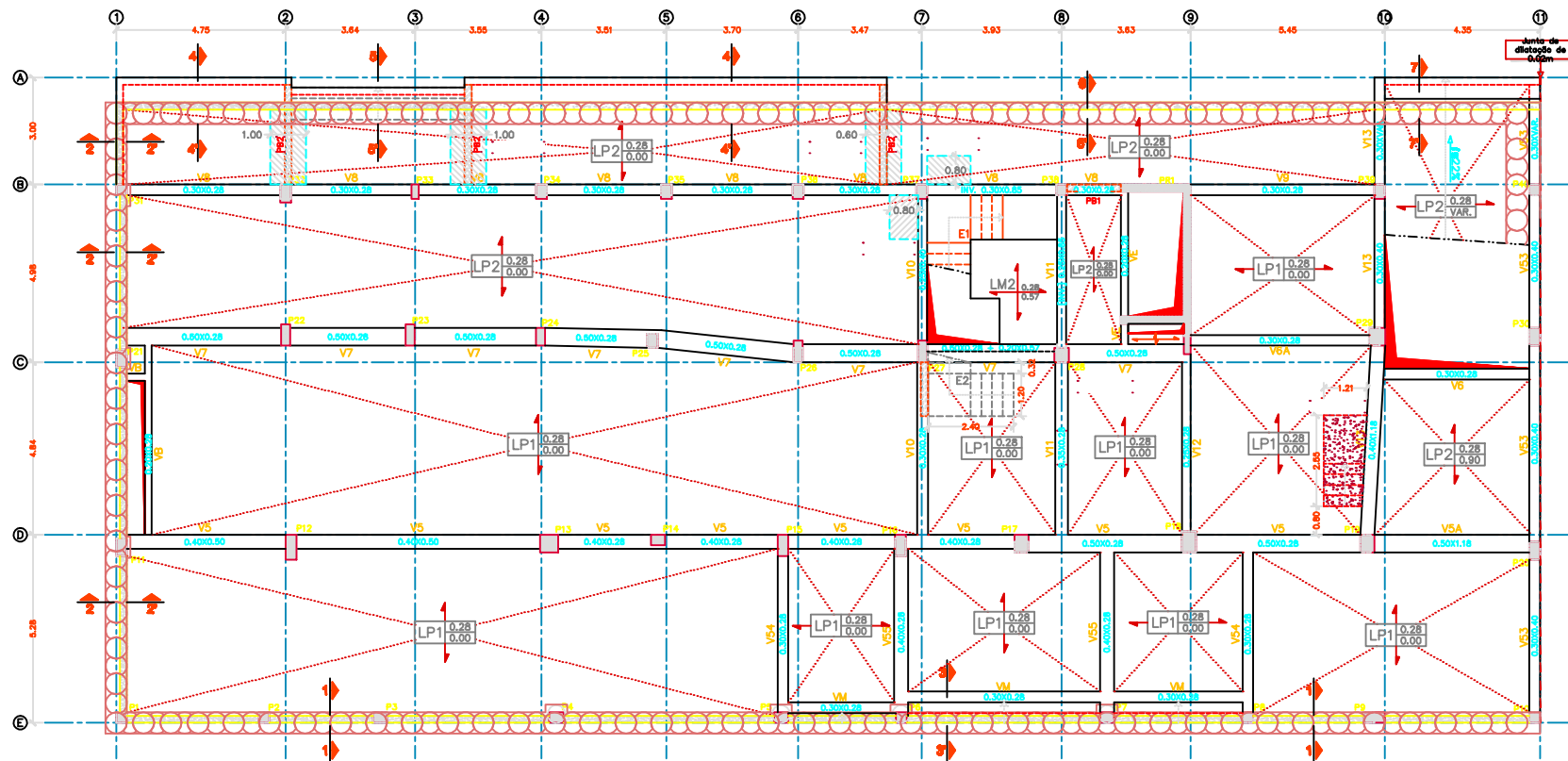
	FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	Mestrado Integrado em Engenharia Civil
Projecto de Arquitectura		Corte BB
Autoria de Engª Ana Pinto, CIVI4		Escala 1 : 200

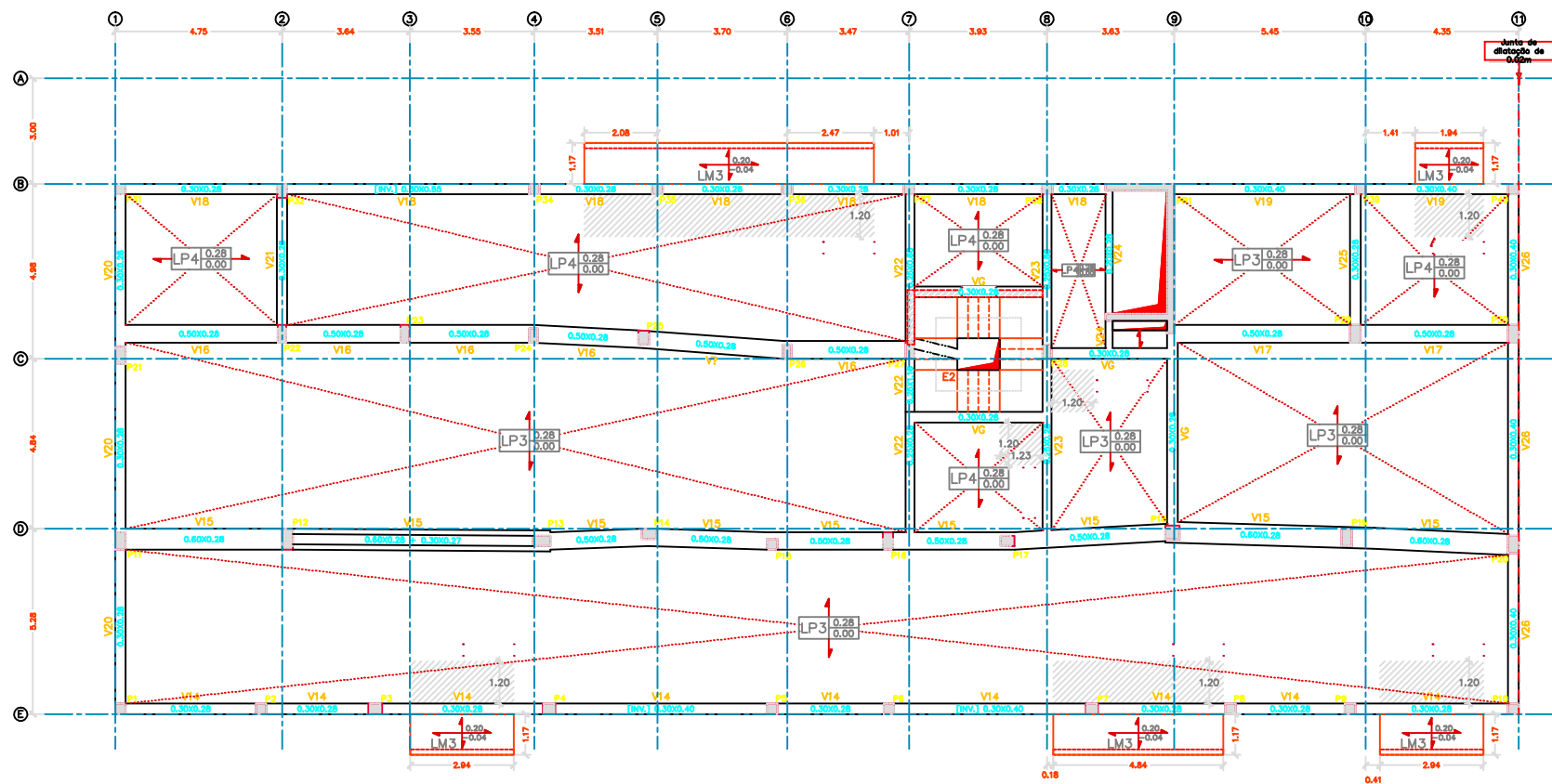


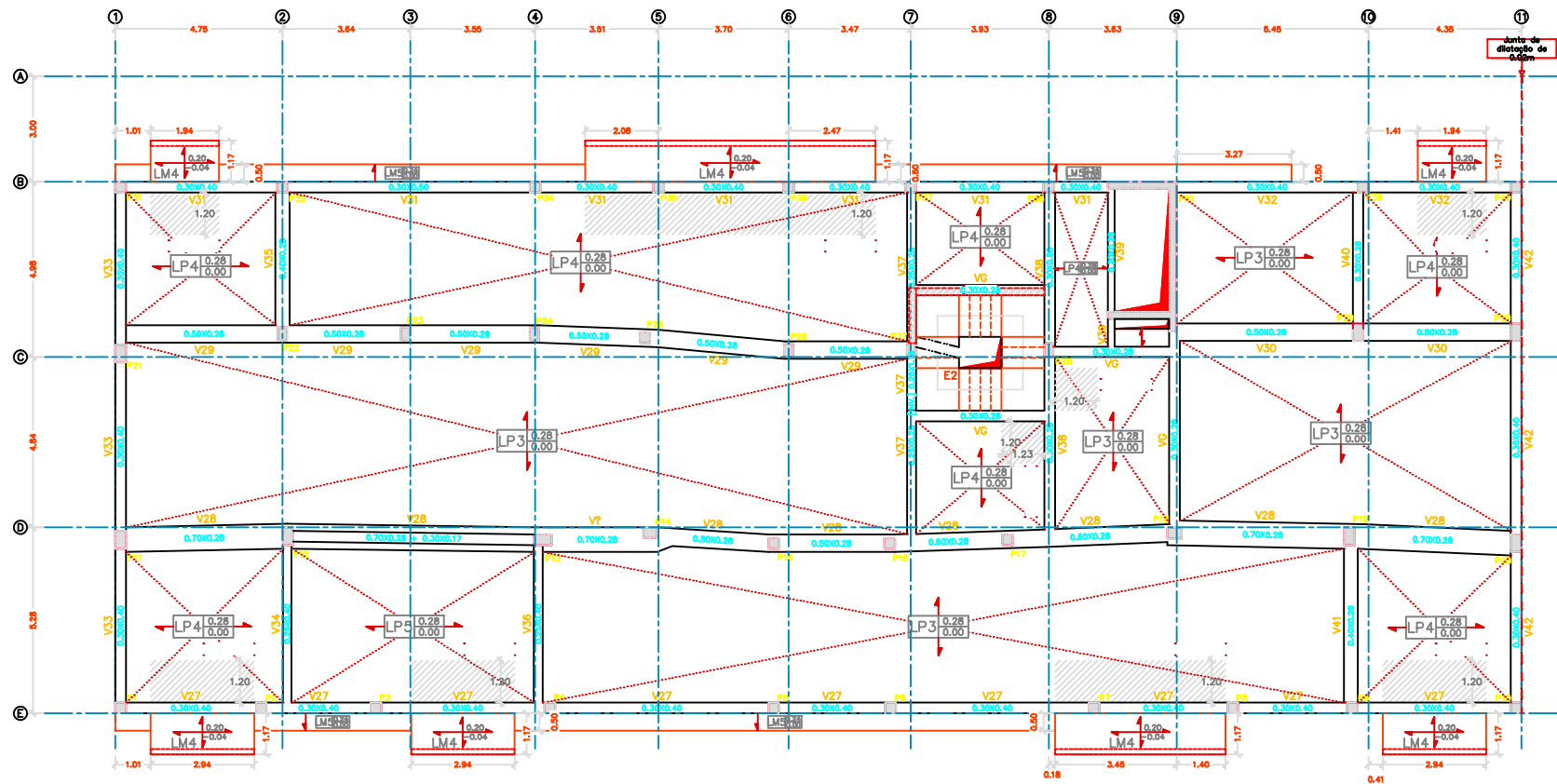
	FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	Mestrado Integrado em Engenharia Civil
Projecto de Arquitectura		Algado Nascente
Autoria de Engª Ana Pinto, CIVI4		Escala 1 : 200

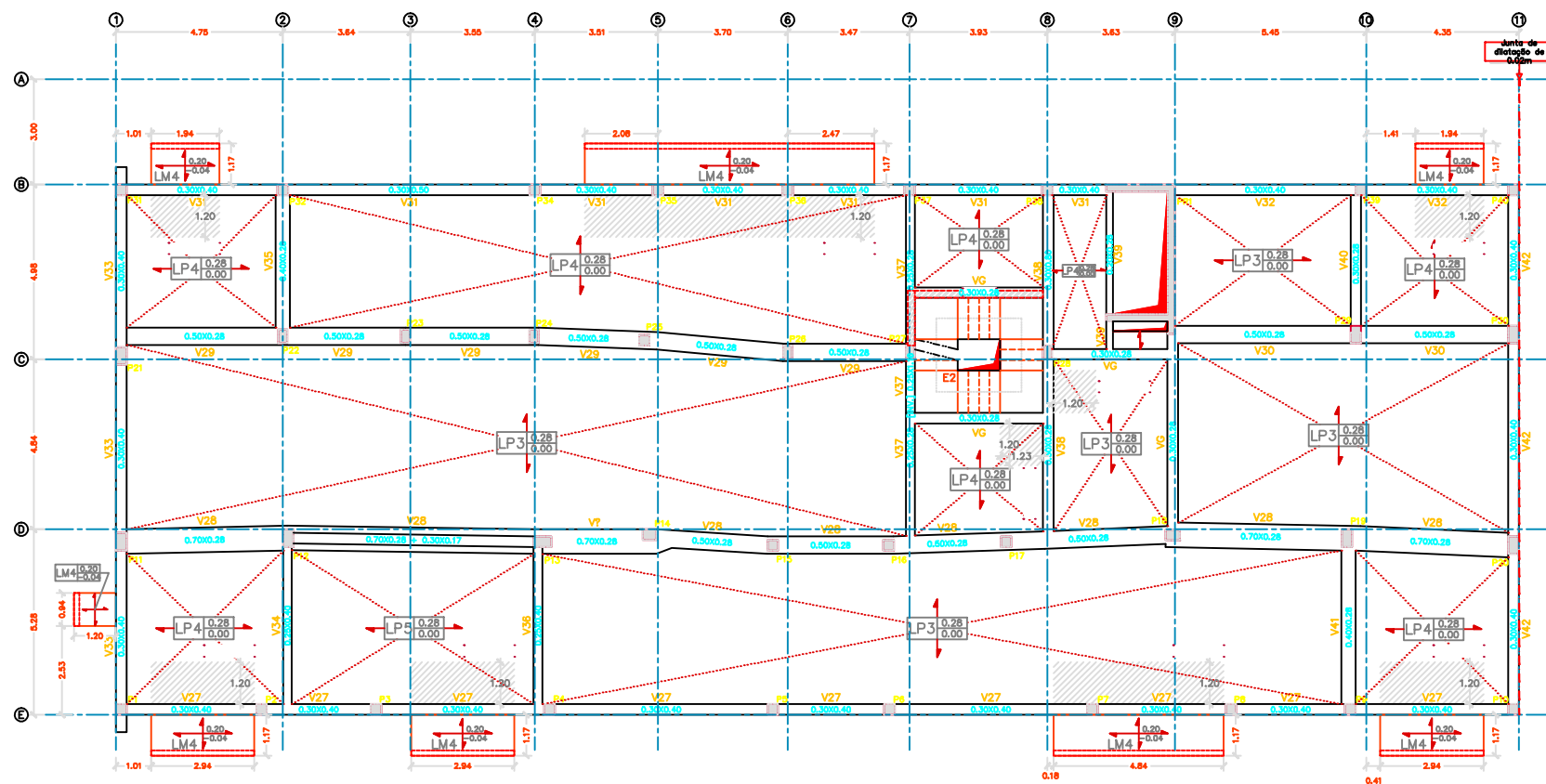












	FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	Mestrado Integrado em Engenharia Civil
Projecto de Estruturas		Planta do Piso 3
Autoria de Engª Ana Pinto, CIV4		Escala 1 : 200

