



DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS DE ACORDO COM OS EUROCÓDIGOS 2 E 7 – APLICAÇÃO A CASOS DE ESTUDO REAIS

NUNO MANUEL AZEVEDO MONTEIRO

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

FEVEREIRO 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, 2008.*

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 Deus, meus pais e irmão.

Se queres seguir a Deus, deixa-O ir adiante. Não queiras que Ele te siga.

Santo Agostinho

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL	4
AGRADECIMENTOS	7
RESUMO	8
ABSTRACT	9
1. INTRODUÇÃO.....	10
1.1 Enquadramento	10
1.2 Objectivos.....	12
1.3 Descrição do conteúdo e sequência do relatório.....	13
2. METODOLOGIAS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	14
2.1 Aspectos gerais	14
2.2 Ensaio de penetração dinâmica normalizada (SPT).....	14
2.2.1 Correlações para obtenção dos parâmetros de resistência ϕ' e E_s	17
2.3 Pressiómetro de Ménard (PMT)	20
2.3.1 Correlação para obtenção do parâmetro de resistência E_s	22
3. CASOS DE ESTUDO	23
3.1 Edifício 1	23
3.1.1 Solução estrutural.....	23
3.1.2 Terreno de fundação.....	24
3.1.3 Acções	30
3.1.3.1 Acções permanentes	30
3.1.3.2 Impulsos de terras.....	30
3.1.3.3 Revestimentos	30
3.1.3.4 Paredes divisórias.....	31
3.1.3.5 Paredes exteriores.....	31
3.1.3.6 Sobrecarga cobertura	31
3.1.3.7 Sobrecarga em pavimentos	32
3.1.3.8 Sobrecargas em varandas.....	32
3.1.3.9 Sobrecargas em acessos.....	32

3.1.3.10 Vento	32
3.1.3.11 Acção sísmica	37
3.1.4 Materiais.....	37
3.1.5 Modelo estrutural de análise.....	38
3.2 Edifício 2.....	41
3.2.1 Solução estrutural	41
3.2.2 Terreno de fundação	42
3.2.3 Acções.....	49
3.2.3.1 Acções permanentes e sobrecargas	49
3.2.3.2 Vento	49
3.2.4 Modelo estrutural de análise.....	50
3.3 Combinações de acções	52
4. DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS E ESTRUTURAS DE SUPORTE.....	55
4.1 Critérios para sapatas	55
4.2 Pré-dimensionamento de sapatas.....	61
4.3 Dimensionamento estrutural (Sapatas)	65
4.3.1 Armaduras	69
4.3.2 Punçoamento e corte	72
4.4 Muros de suporte de caves	74
5. INTERACÇÃO SOLO-ESTRUTURA	76
5.1 Aspectos gerais.....	76
5.2 Modelação com “molas” (Winkler).....	78
5.2.1 Determinação das constantes de Winkler (Ks) com base no método LCPC/PMT	79
5.2.2 Determinação das constantes de Winkler (Ks), com base na equação geral da teoria da elasticidade de Boussinesq.....	83
5.3 Modelação com elementos finitos	86
6. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS DOS CASOS DE ESTUDO.....	92
6.1 Edifício 1.....	92
6.1.1 Dimensões em planta das sapatas de fundação.....	92
6.1.2 Dimensões das paredes de contenção das caves e respectivas sapatas de fundação.	97
6.1.3 Estudo do punçoamento e corte	99

6.1.4 Dimensionamento de armaduras (As)	101
6.2 Edifício 2.....	103
6.2.1 Dimensões em planta das sapatas de fundação	103
6.2.2 Estudo do punçoamento e corte	107
6.2.3 Dimensionamento de armaduras (As)	117
6.3 Assentamentos Molas VS Assentamentos Modelo.....	120
7. CONCLUSÕES.....	122
Bibliografia	127
Anexo A.....	129
A.1 Eurocódigo 2.....	129
A.2 REBAP.....	132
A.3 British Standard (BS 8110: 1985).....	135
A.4 DTU 13.12 (Mars 1988).....	139
A.5 ACI Code.....	141
Anexo B	144
Anexo C.....	149

AGRADECIMENTOS

Ao Professor António José Arêde, pela orientação e apoio à realização deste trabalho. Face às circunstâncias em que me encontrava, a sua boa vontade foi fundamental para que pudesse concretizar esta importante etapa do curso.

Ao Professor António Viana da Fonseca, pela co-orientação e disponibilidade.

A todos os Professores do DEC da Faculdade de Engenharia, em especial aos Professores das secções de Estruturas e Geotecnia, pela transmissão de conhecimentos e apoio ao longo do curso.

Aos meus colegas de curso, pois tornam-se cada vez mais importantes.

À minha família, pelo amor, apoio, incentivo e dedicação.

RESUMO

A hipótese de apoios totalmente rígidos (fundações encastradas) para edifícios de betão armado, tem vindo a ser utilizada pelos engenheiros estruturais. Tal facto deve-se, principalmente, à grande dificuldade que se tinha no passado em analisar manualmente edifícios sobre apoios flexíveis. Porém, com a chegada dos computadores e dos programas de cálculo automático, é possível fazer análises mais realistas, que têm em consideração a deformabilidade do terreno adjacente às fundações. Neste contexto, apresenta-se neste trabalho algumas recomendações práticas para a aplicação da interacção solo-estrutura, através do confronto de vários cenários de dimensionamento em edifícios de pequeno e grande porte. Para tal, é necessário proceder a uma correcta caracterização do solo, para que se consiga determinar os parâmetros de interesse.

Adicionalmente, demonstra-se que a hipótese de apoios totalmente rígidos pode levar a importantes variações da grandeza dos esforços obtidos para os pilares de edifícios de betão armado. Demonstra-se também o tipo de redistribuição de esforços entre as várias sapatas, função do cenário de dimensionamento.

No projecto de dimensionamento estrutural das fundações, surgem algumas dificuldades, nomeadamente ao nível da verificação da resistência ao punçoamento e corte. Considera-se assim oportuno, descrever os procedimentos adoptados por vários países na verificação da segurança em relação ao corte e em particular ao punçoamento, estabelecendo-se comparações que permitam a sua crítica. Serão apresentadas algumas metodologias práticas de dimensionamento.

Palavras-Chave: Interacção solo-estrutura, edifícios, caracterização de solos, assentamentos, redistribuição de esforços, punçoamento e corte, comportamento estrutural.

ABSTRACT

The assumption of fully rigid support (foundations enclosed) for buildings of reinforced concrete, has been used by structural engineers. This is due mainly to the difficulty it had in the past to analyze manually buildings on flexible support. But with the arrival of computers and programs for automatic calculation, you can make tests more realistic, taking into account the deformability of the land adjacent to the foundations. In this context, it is in this work some practical recommendations for the implementation of soil-structure interaction, through the confrontation of various scenarios for scaling buildings in the small and large. For this it is necessary to properly characterize the soil, they can determine the parameters of interest.

Additionally, shows that the assumption of fully rigid support can lead to significant variations in the magnitude of the efforts made for the foundations of buildings of reinforced concrete. It also demonstrates the kind of redistribution of work between the different shoes, the sizing function of the scenario.

In the draft design of structural foundations, there are some difficulties, particularly in the verification of resistance to cutting and sealing. It is therefore appropriate to describe the procedures adopted by several countries in the verification of safety for the cutting and in particular to sealing, setting up comparisons which can be critical. There will be some practical methods of scaling.

Keywords: soil-structure interaction, building, characterization of soils, settlements, efforts redistribution, sealing and cutting, structural behavior.

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. Apesar de simplista, essa hipótese possibilitou grandes avanços, principalmente na época antecedente à chegada dos programas de cálculo automático.

Se a deformabilidade do terreno fosse considerada para o dimensionamento dos elementos estruturais das edificações, deparar-se-ia com um quantidade enorme de procedimentos de cálculo impossíveis de serem executados manualmente. Dessa maneira, o engenheiro era obrigado a contentar-se com uma análise limitada e, acima de tudo, precisava de socorrer-se do bom senso e experiência profissional para acreditar que a estrutura se comportaria segundo as hipóteses por ele admitidas.

Com o desenvolvimento e popularização dos programas de cálculo, o panorama mudou significativamente. No entanto, mesmo com a disseminação do cálculo de estruturas por meio de métodos numéricos, observa-se ainda que muitos engenheiros procuram seguir a hipótese simplificada de apoios rígidos na base.

A hipótese de apoios rígidos pode conduzir a caminhos totalmente distantes da realidade física, uma vez que os esforços de solicitação não dependem do tipo de terreno de fundação. Assim, surge a necessidade de proceder a uma análise mais ajustada à realidade física, considerando a deformabilidade do terreno. Este tipo de análise designa-se por interação solo-estrutura e deve ser cuidadosamente analisada pelos engenheiros de estruturas e geotecnia.

Diversas pesquisas têm demonstrado que a adoção de apoios elásticos na base, considerando a deformabilidade do terreno de fundação por meio da interação solo-estrutura, conduz a esforços totalmente diferentes daqueles calculados por meio de apoios rígidos. Entre diversos trabalhos orientados nesse sentido, citam-se aqueles publicados por Holanda et al. (1999) e Antunes e Iwamoto (2000).

Holanda et al. (1999), por meio de aplicação de acções verticais a dois edifícios assentes em fundações directas, concluíram que os pilares com maiores assentamentos tendem a ceder parte das suas cargas aos pilares vizinhos com menores assentamentos. Apesar disso, as reacções de apoio não sofreram alterações significativas, observando-se uma diferença máxima de 7,5%. Em contrapartida, foram observadas mudanças significativas nos momentos flectores dos pilares, notando-se inclusive, inversão de sinal.

Antunes e Iwamoto (2000), por meio da análise de um edifício de 15 pisos sob fundações indirectas, solicitado por carregamento vertical e horizontal (vento), concluíram que os assentamentos são menores quando se considera a interação solo-estrutura, bem como a variação das quantidades de momentos flectores dos pilares e vigas do edifício.

Todavia, o projectista confronta-se com determinadas dificuldades ao nível do dimensionamento estrutural das fundações, no que respeita à aplicação de modelos que permitam uma utilização simples e directa. Não existindo um correcto enquadramento por parte da regulamentação nacional, o projectista vê-se confrontado com incertezas na aplicação de processos simplificados.

Em Portugal, não existe um regulamento directamente vocacionado para o dimensionamento estrutural de fundações directas. No entanto, algumas dificuldades vêm sendo ultrapassadas com a introdução do regulamento europeu (Eurocódigo 7). Este regulamento preenche lacunas até aí existentes em determinados aspectos geotécnicos. Nos aspectos estruturais, em particular no dimensionamento de fundações de betão armado, o Eurocódigo 2 dá um pequeno contributo no sentido de se ultrapassarem algumas dificuldades sentidas no projecto. O Eurocódigo 2 trata cuidadosamente aspectos de dimensionamento relativos a vigas, pilares e lajes, mas não dá a mesma ênfase às sapatas de fundação. Considera-se assim oportuno descrever os procedimentos adoptados por vários países na verificação da segurança em relação ao corte e em particular ao punçoamento, estabelecendo-se comparações que permitam a sua crítica.

Vila Pouca e Delfim (1997), efectuaram um estudo comparativo entre três regulamentos e concluíram que um deles (MC90) conduz a uma solução mais económica que os restantes, permitindo também ultrapassar determinadas dificuldades sentidas no projecto. Concluíram também que a posição do contorno crítico condicionante depende fortemente das tensões do terreno e da excentricidade da carga, e que não basta em certos casos dotar as sapatas com uma altura que garanta a condição de sapata rígida, pois em sapatas rígidas e para tensões elevadas o cone de punçoamento pode formar-se com uma maior inclinação surgindo o contorno crítico a distâncias mais próximas da face dos pilares.

1.2 Objectivos

O presente trabalho tem como principal objectivo o dimensionamento estrutural das sapatas de fundação de dois casos de estudo, um edifício de pequeno porte e outro de grande porte.

O dimensionamento estrutural das sapatas de fundação surge na sequência de um vasto trabalho preliminar no âmbito da caracterização do terreno de fundação, nos efeitos da interacção da estrutura com o terreno de fundação, bem como na análise e verificação ao punçoamento e corte de cada elemento de apoio.

Relativamente à caracterização do terreno de fundação, o objectivo consiste na determinação de todos os parâmetros a ele associados, tendo em conta várias metodologias propostas por vários autores. Após a sua determinação, será feito o confronto das várias propostas no sentido de serem tomadas algumas opções necessárias para o desenvolvimento do trabalho.

No que respeita aos efeitos da interacção da estrutura com o terreno de fundação, será elaborado um estudo comparativo entre vários cenários possíveis de dimensionamento, com vista a serem obtidos os esforços na base dos elementos de apoio e dimensões em planta das sapatas. Os esforços na base dos elementos de apoio serão obtidos com recurso ao programa de cálculo automático SAP 2000.

Por fim, confrontar-se-ão regulamentos de vários países, no sentido de se encontrar uma metodologia directa de verificação ao punçoamento e corte em sapatas, que possa ser aplicada em casos semelhantes. Procurar-se-ão soluções económicas, tendo em conta uma análise cuidada dos vários factores intervenientes.

1.3 Descrição do conteúdo e sequência do relatório

Este trabalho está dividido em 7 capítulos, incluindo o presente. O capítulo 2 apresenta metodologias de caracterização geotécnica onde são expostos os ensaios de campo “in situ” usados na caracterização do terreno de fundação dos casos de estudo. O capítulo 3 aborda especificamente os edifícios em questão, um de habitação de pequeno porte e um hotel de grande porte. Descreve o tipo de edifício, o tipo de terreno de fundação e as diferentes solicitações. Aborda também os modelos para a análise de estruturas com comportamento elástico. No capítulo 4 são apresentados critérios de dimensionamento de sapatas e muros de suporte de caves. Já no capítulo 5 aborda-se a interação solo-estrutura, de acordo com os objectivos do trabalho, nomeadamente, a modelação do solo com molas de Winkler e modelação do solo com elementos finitos (comportamento elástico). O capítulo 6 apresenta os resultados dos casos de estudo. Por fim, o capítulo 7 apresenta conclusões do trabalho.

Informações adicionais estão nos anexos deste documento. O anexo A, apresenta critérios de verificação ao punçoamento e corte propostos por regulamentos de vários países. O anexo B contém quadros com resultados de interesse relativos aos dois casos de estudo. Porém, anexo C contém plantas de sondagens e perfis geológicos dos terrenos de fundação dos casos de estudo. Por fim o anexo D contém desenhos em Auto-Cad de duas sapatas de fundação (secções e disposição de armadura).

2. METODOLOGIAS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

2.1 Aspectos gerais

O comportamento de qualquer fundação depende directamente das características geológicas e geotécnicas dos terrenos que a envolvem, daí a investigação do subsolo ser fundamental em projectos de fundações. Contudo, devem ser utilizadas técnicas que possibilitem definir o perfil estratigráfico, o que inclui identificar as camadas, as suas espessuras, os diferentes tipos de solos, a posição do nível freático e os parâmetros mecânicos mais apropriados aos requisitos de projecto.

Para uma melhor caracterização geotécnica e para a determinação de parâmetros utilizados em análise e dimensionamento geotécnico, recorreu-se à forma mais fiável e apropriada para os solos residuais graníticos, que consiste nos seguintes ensaios “in situ”:

- Ensaios à penetração dinâmica normalizada (SPT- Standard Penetration Test);
- Pressiómetro de Ménard (PMT).

A planta de sondagens e os respectivos perfis geotécnicos encontram-se no anexo C.

2.2 Ensaio de penetração dinâmica normalizada (SPT)

O SPT é um dos ensaios mais robustos e mais hábeis para definição da estratigrafia. É no entanto um dos mais simples ensaios “in situ”; é simples na técnica e nos equipamentos utilizados. Aliado à sua economia, torna-se num dos ensaios mais usados em todo mundo para obras de médio e grande porte.

Caracteriza-se por permitir a determinação de uma medida de resistência à penetração dinâmica e, concomitantemente, constitui um meio de prospecção, uma vez que permite proceder à amostragem do material no qual é feito o ensaio, sendo este facto muito importante para a definição das camadas. A sua execução permite, portanto, a avaliação das características físicas e de compressibilidade dos solos granulares, a aferição da consistência e rigidez dos solos coesivos, bem como a caracterização das rochas brandas.

O ensaio SPT consiste na cravação de um amostrador normalizado (ver Figura 1) no fundo de uma escavação, usando um pilão de 63,5 kgf de peso que cai de uma altura de 76 cm. O valor N_{SPT} (ou N_{60}) é o número de pancadas para fazer o amostrador penetrar 30 cm, após uma cravação inicial de 15cm. Caso o número de pancadas chegue a 60 sem que haja a cravação de 30 cm do amostrador, designa-se por “nega” do ensaio.



Fig. 1: Amostrador SPT com amostra.

A grande utilização deste ensaio em todo o mundo durante varias décadas levou a que se começasse a associar empiricamente o número de pancadas, N , a um determinado tipo de solos com determinadas características e até parâmetros mecânicos. No entanto, dado a existência de uma grande variedade de técnicas de perfuração, equipamentos e procedimentos de realização do ensaio dos vários países onde este é realizado, estas correlações empíricas começaram a carecer de fiabilidade, daí que na última década se tenha feito um esforço para normalizar este ensaio.

No entanto, há que efectuar correcções ao nível da energia que realmente é transmitida ao trem de varas, CE , ao diâmetro de furação, $C\phi$, ao comprimento do trem de varas, f (ou CV – Ver Quadro 1), e finalmente uma correcção, CN , para ter em conta o efeito do nível de tensões efectivas à profundidade do ensaio.

Assim sendo, o valor corrigido $(N_1)_{60}$ do número de pancadas, é dado por:

$$(N_1)_{60} = N \times CE \times C\phi \times f \times CN \quad (1)$$

A correcção feita ao nível da *energia* que é transmitida ao trem de varas, é dado por:

$$N_{60} = N \times \left(\frac{ERf}{60} \right) \quad (2)$$

Em Portugal, o valor do rácio de energia transmitido ao trem de varas, ERr, é normalmente fixado em 60%. Logo, na prática, tem-se $N_{60} = N$.

Quadro 1: Factores correctivos ao comprimento das varas.

Comprimento de varas (m)	f
>10	1
6-10	0,95
4-6	0,85
3-4	0,75

A expressão (3) traduz o factor correctivo da tensão efectiva vertical de repouso.

$$C_N = \left[\frac{(\sigma'_{v0})_1}{\sigma'_{v0}} \right]^{0,5} = \left[\frac{100(KPa)}{\sigma'_{v0}(KPa)} \right]^{0,5} \quad (3)$$

Onde:

- $(\sigma'_{v0})_1$ - Tensão efectiva vertical de repouso à profundidade onde se encontra 100KPa;
- σ'_{v0} - Tensão efectiva vertical à profundidade a que o N_{60} foi obtido.

Feitas as correcções com base na expressão (2), $(N_1)_{60}$ é dado por:

$$(N_1)_{60} = N_{60} \times CN \times f \times C\phi \quad (4)$$

O factor correctivo correspondente ao diâmetro de furação, C_ϕ , não é conhecido, optando-se por considerar o valor mais usual de 1,05 (Matos Fernandes, 1995).

2.2.1 Correlações para obtenção dos parâmetros de resistência ϕ' e E_s

O ângulo de atrito foi determinado por duas vias diferentes, recorrendo ao ábaco de Décourt (1989), (Figura 2), e o método proposto por Hatanaka & Ushida (Equação 5), que fazem a correlação entre $(N_1)_{60}$ e o ângulo de atrito das areias (ϕ').

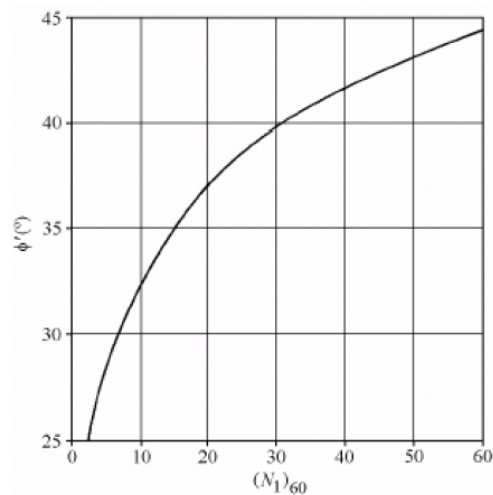


Fig. 2: Ábaco de Décourt.

$$\phi' = [15,4 \cdot (N_1)_{60}]^{0,5} + 20 \quad (5)$$

Para a quantificação dos módulos de deformabilidade do terreno, adoptou-se a seguinte metodologia:

- Determinação do módulo de distorção máximo do solo, G_{\max} , por dois métodos diferentes. Um proposto por Imai e Tonouchi (1982) e Stroud (1988), expressão (6), e outro proposto por Ohsaki e Iwasaki (1973), expressão (7).

$$G_{\max} = 5,8 \times N_{60} \text{ (MPa)} \quad (6)$$

$$G_{\max} = 10,4 \times (N_{60})^{0,8} \text{ (MPa)} \quad (7)$$

- Determinação do módulo de distorção do solo, G , expressão (8), com base nas curvas propostas por Seed et al. (1984) para areias e cascalhos. Para obter o valor de G para efeitos de estimativa de

assentamentos, pode ter-se como referência que as deformações dificilmente excederão valores da ordem de 0,1% na maior parte do maciço de fundação, o que corresponde a uma abcissa na Figura 3 igual a -1).

$$\frac{G}{G_{\max}} = a \quad (8)$$

Onde a corresponde ao valor da ordenada dos eixos que compreendem as curvas de Seed et al. (1984).

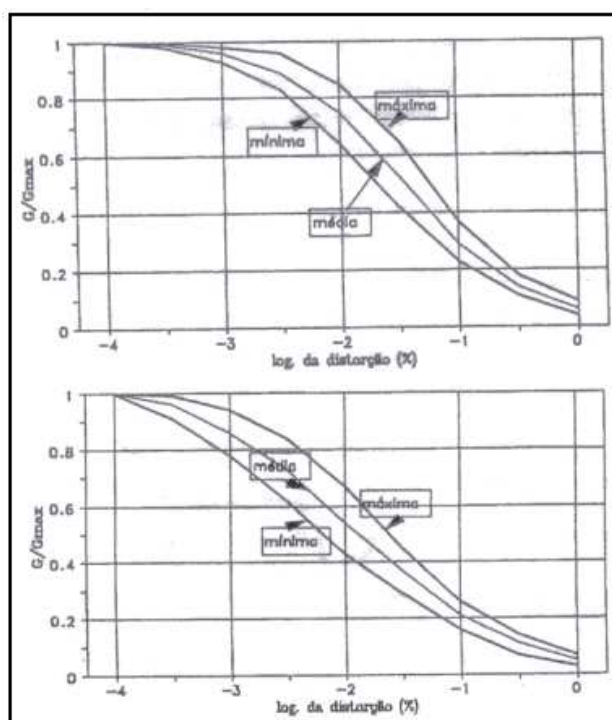


Fig. 3: Relação G/G_{\max} com a distorção (Seed et al., 1984); em cima para areias e em baixo para cascalho.

Estimando o módulo de distorção, o módulo de deformabilidade do solo, E_s , pode ser obtido a partir da conhecida relação

$$E_s = 2,0 \times (1 + \nu) \times G \quad (9)$$

Entretanto, uma vez que estamos perante uma estratigrafia em que se verifica aproximação de solos homogêneos (solos tipo Gibson com crescimento linear da rigidez em profundidade), optou-se também

por determinar os diversos módulos de deformabilidade do solo, recorrendo a um método empírico que, graças à sua simplicidade na determinação, fornece valores de referência aceitáveis.

O método passa por aproximar uma recta aos valores do número de pancadas não corrigidas N_{60} , em profundidade. O valor do módulo de deformabilidade do solo, E_s , designado neste caso por módulo de referência, E_{ref} , é obtido com base no valor de N_{60} a uma profundidade $B/2$ contado a partir da cota de soleira da fundação (expressão 10), onde B é a menor dimensão da sapata.

$$E_{ref} = N_{60} \times \alpha \quad (10)$$

Onde α é o coeficiente reológico do solo, que para este caso se considerou $\alpha = 2$, sendo discutível a sua determinação (Viana da Fonseca, 1996).

O método descrito poderá nesta altura suscitar algumas dúvidas de compreensão, pelo que será referido posteriormente, aquando do tratamento dos dados inerentes ao solo de fundação de cada edifício. Em capítulo próprio facultar-se-ão as rectas acima mencionadas.

Após a determinação dos valores de E_s propostos pelos vários autores, apresentar-se-á um gráfico comparativo que será alvo de alguns comentários.

2.3 Pressiómetro de Ménard (PMT)

O pressiómetro foi desenvolvido em França por Ménard em meados dos anos 50. Actualmente é constituído por uma ferramenta simples, robusta e bem adequada para investigações “in situ” de rotina.

O ensaio realizado, PMT, consiste sucintamente na introdução de uma sonda num furo de sondagem previamente aberto em que este elemento cilíndrico aplica uma pressão uniforme às paredes do furo da sondagem, normalmente vertical, através de uma membrana flexível, promovendo assim a expansão horizontal de uma cavidade cilíndrica na massa do solo (Figura 4).

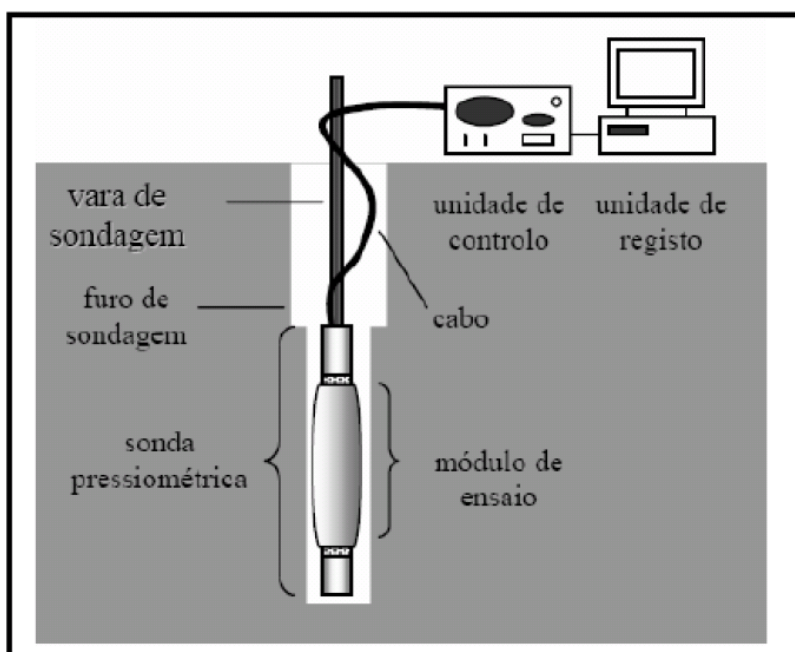


Fig. 4: Ensaio PMT (Dourado, 2005).

O ensaio permite obter os seguintes valores: estabelecer a relação entre as tensões (aplicadas) e deformações (registadas).

No final do ensaio, os valores registados (p_i - pressões, v_i - deformações volumétricas estabilizadas a 30 segundos, e 1 minuto) serve para construir a curva pressiométrica (Figura 5). O módulo de deformação pessiométrico, E_{p_m} , é calculado através do ramo linear da curva pressiométrica corrigida, de acordo com a equação 11:

$$E_{p_m} = 2 \times (1 + \nu) \times V_M \times \frac{\Delta p}{\Delta V} \quad (11)$$

Sendo:

V_M - Volume médio da cavidade, ou seja, $V_s + \frac{(V_1 + V_2)}{2}$, onde V_s é o volume da célula central de medida;

Δp - Variação de pressão ($p_2 - p_1$) no ramo pseudo-elástico;

ΔV - Variação de volume ($V_2 - V_1$) no ramo pseudo-elástico;

ν - Coeficiente de Poisson.

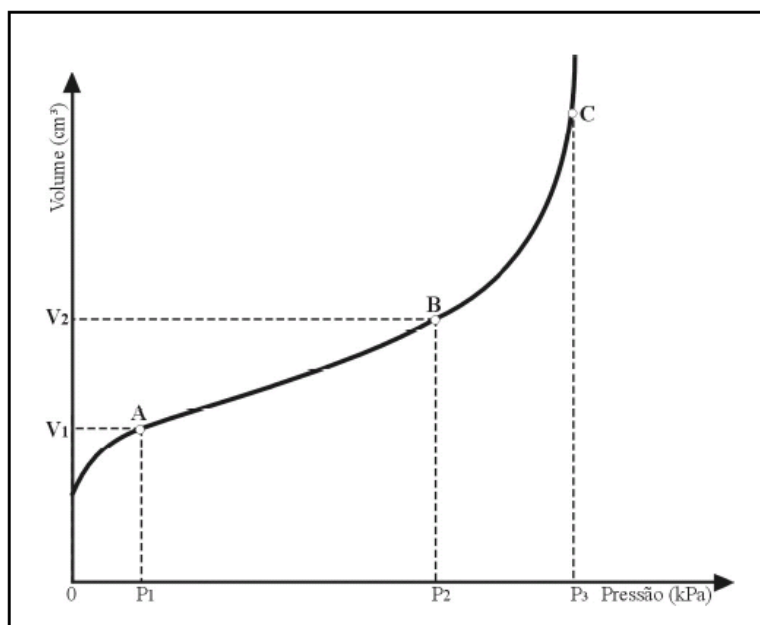


Fig. 5: Curva pressiométrica corrigida (ASTM D4719 – 1987).

MÉNARD (1975) recomenda que um valor constante de ν igual a 0,33 seja adoptado para todos os tipos de solo no cálculo do módulo pressiométrico.

A pressão limite, P_L , é definida teoricamente como a pressão alcançada para ocorrer uma expansão infinita de um cilindro. Como a expansão infinita não pode ser alcançada durante um ensaio, a pressão limite é definida como a pressão alcançada quando a cavidade do solo tiver duas vezes o seu tamanho inicial (BRIAUD, 1992).

2.3.1 Correlação para obtenção do módulo de deformabilidade E_s

MÉNARD (1975) afirma que para cada formação geológica, há uma relação constante entre E_{p_m} e P_L , de acordo com o tipo de solo, conforme o Quadro 2, referindo-se E_p ao mesmo que E_{p_m} .

Os valores de E_{p_m} e P_L , e a razão E_{p_m} / P_L podem ser usados para verificar o tipo de solo através dos dados pressiométricos.

Quadro 2: Valores típicos de E_{p_m} e P_L para os vários tipos de solo, (Ménard 1975).

Tipo de Solo	E_p (kPa)	P_L (kPa)	E_p/P_L
Lama / turfa	200 – 1.500	20 – 150	10
Argila mole	500 – 3.000	50 – 300	10
Argila média	3.000 – 8.000	300 – 800	10
Argila rija	8.000 – 40.000	600 – 2.000	13 – 20
Argila muito rija	5.000 – 60.000	600 – 4.000	8 – 15
Areia siltosa fofa	500 – 2.000	100 – 500	5 – 4
Silte puro	2.000 – 10.000	200 – 1.500	10 – 6,7
Areia e pedregulho	8.000 – 40.000	1.200 – 5.000	6,7 – 8
Areias sedimentares	7.500 – 40.000	1.000 – 5.000	7,5 – 8
Pedra calcária	80.000 – 20.000.000	3.000 - > 10.000	26,7 - > 2.000
Aterros jovens	500 – 5.000	50 – 300	10 – 16,7
Aterros velhos	4.000 – 15.000	400 – 1.000	10 – 15

O módulo de deformabilidade (de Young) do solo, E_s , é determinado a partir do módulo pressiométrico, E_{p_m} , com base na expressão (12) proposta por Ménard e Rousseau.

$$E_s = \frac{E_{p_m}}{\alpha} \quad (12)$$

Sendo $\alpha = 0,5$ para um solo residual granítico (norma francesa DTU 13.12).

3. CASOS DE ESTUDO

3.1 Edifício 1

3.1.1 Solução estrutural

Com base na interpretação das plantas e alçados dos elementos estruturais, foi possível conhecer as dimensões e posição de todas as peças constituintes da estrutura. Neste ponto, é importante referir que os únicos elementos estruturais objecto de dimensionamento, são apenas as sapatas de fundação e as paredes de contenção das caves. As dimensões das secções dos restantes elementos foram retiradas do projecto de estruturas e aplicadas directamente no modelo de análise.

Assim sendo, o edifício 1 (Hotel) é constituído por 4 pisos enterrados e 13 elevados. As lajes que constituem a estrutura dos pisos são maciças, com 0.35 m de espessura nos pisos -3 a +1 e 0.27 m nos restantes pisos, apoiando directamente em pilares ou em paredes de betão armado (lajes fungiformes).

As estruturas de contenção das caves são constituídas por paredes moldadas, com espessura a determinar neste trabalho.

Ao nível da laje do piso 0, a estrutura do edifício é dividida por intermédio de juntas de dilatação formando 4 corpos separados, conforme indicado na Figura 6. Os corpos A e B são os mais elevados do edifício sendo devidamente contraventados pelos núcleos das caixas de escadas e elevadores.

Ao nível dos pisos -3 a -1 os corpos encontram-se ligados, servindo as lajes de apoio definitivo, conforme já referido, às paredes de contenção do edifício. As paredes de contenção encontram-se ainda apoiadas numa fundação contínua, ao nível da fundação dos pilares.

As fundações dos pilares são do tipo directo constituídas por sapatas de betão armado.

O projecto de fundações contempla somente o corpo A, compreendido entre os alinhamentos horizontais A a F e verticais 1 a 9 (zona delimitada a vermelho – Figura 6).

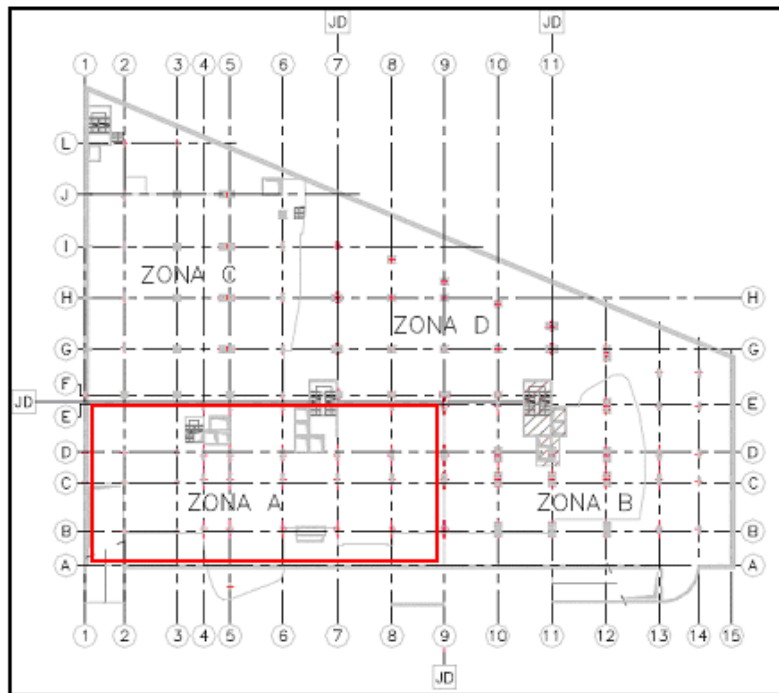


Fig. 6: Localização da zona em estudo (Planta Piso 0).

Como se pode observar na Figura 6, o corpo associado à zona delimitada a vermelho é independente dos restantes corpos, uma vez que está separado por juntas de dilatação.

A escolha da zona teve em conta dois factores, tais como:

- Uma malha regular de pilares, de forma a facilitar a concepção do modelo computacional;
- Corpo entre juntas de dilatação com funcionamento estrutural independente, de modo a não ser influenciado pela colocação de apoios de continuidade.

3.1.2 Terreno de fundação

Neste trabalho, o terreno de fundação do edifício 1 não foi alvo de caracterização conforme a metodologia apresentada no capítulo 2. Os valores de c' , ϕ' e E_s foram fornecidos pela entidade que elaborou o estudo de caracterização do solo em questão. Na figura 7 apresenta-se a planta de sondagens da zona em estudo. Os cortes geológicos do terreno (perfis) encontram-se no anexo C.

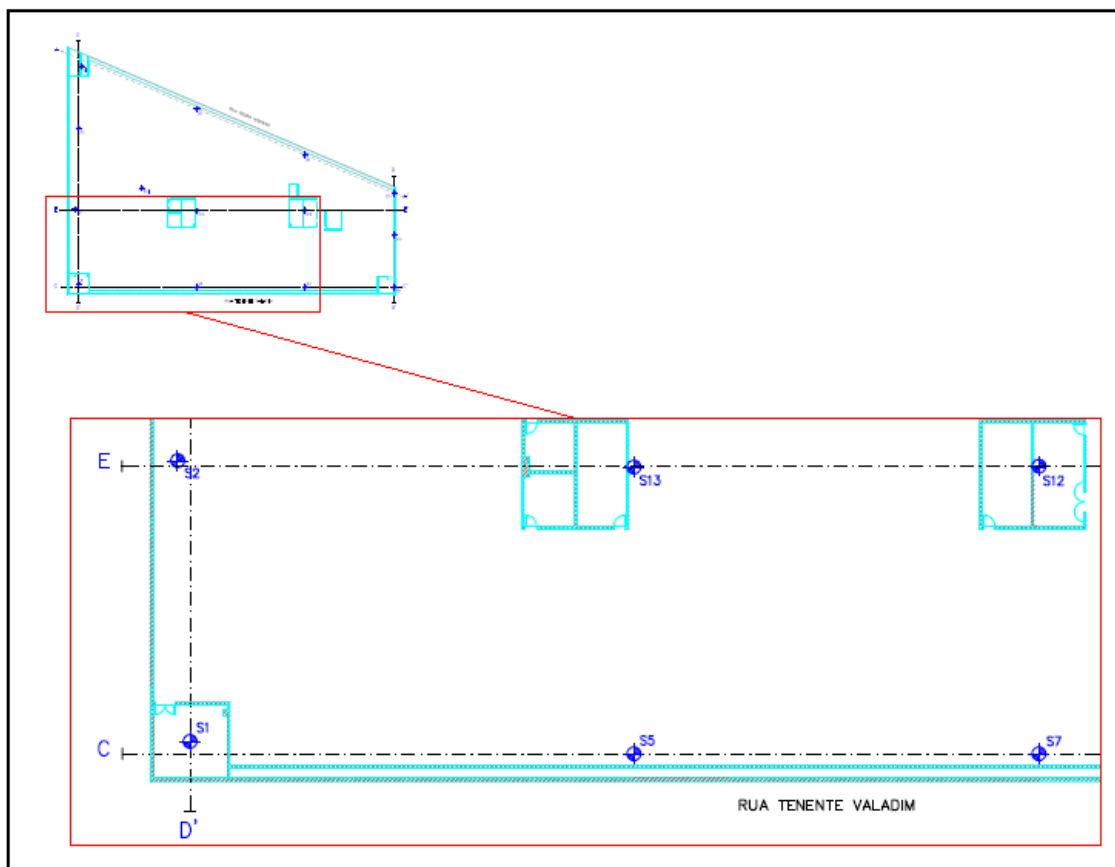


Fig. 7: Planta de sondagens, com pormenor da zona de interesse.

Para melhor compreensão da posição dos pilares na base do edifício, bem como a zona de influência de cada sondagem, encontra-se na Figura 8 e 9 um esquema elucidativo.

Note-se que a designação dos pilares e pontos de apoio da caixa de elevadores P_i , foi atribuída com base numa primeira intuição do tipo de sapatas mais adequadas (isoladas ou conjuntas). Esta designação poderá sofrer alterações de acordo com os valores dos esforços obtidos na base da estrutura.

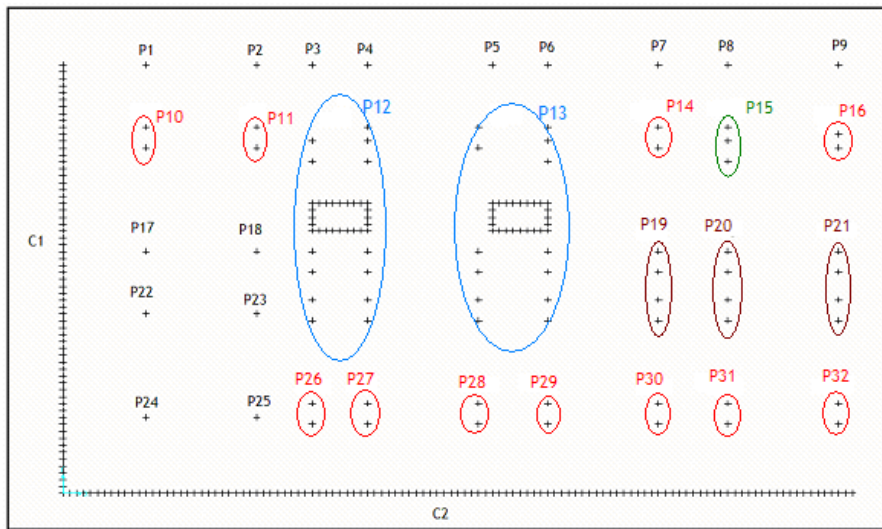


Fig. 8: Planta esquemática da posição dos pilares, de acordo com o pormenor da figura 7.

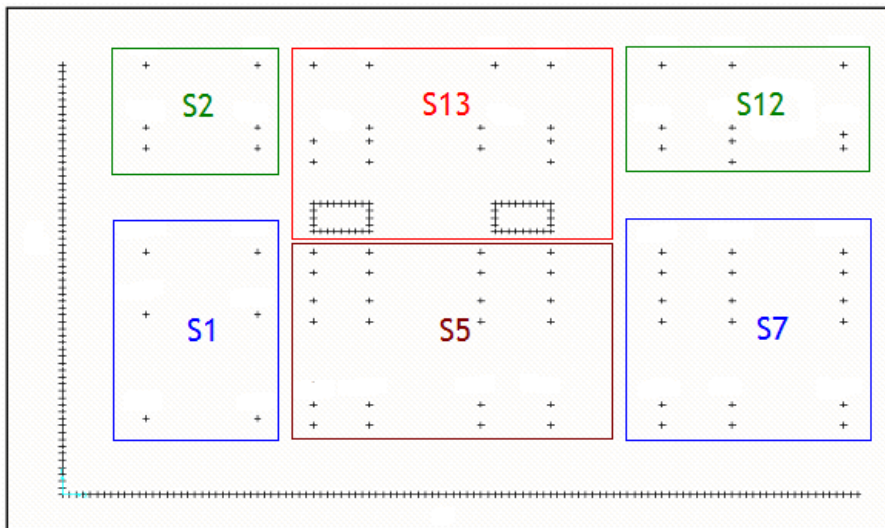


Fig. 9: Zonas de influência de cada sondagem.

Os parágrafos seguintes resultam de uma transcrição integral do documento “Caracterização Geológico-Geotécnica do maciço de fundação”, elaborado pelo gabinete de projecto GEG, Gabinete de Estruturas e Geotecnia, referente ao edifício em questão.

O presente estudo visa a caracterização de um terreno na cidade do Porto, compreendido entre as ruas Pedro Hispano e Tenente Valadim destinado à construção de um Hotel. O projecto prevê um edifício com 4 pisos subterrâneos, o que implica uma escavação da ordem dos 20.0m de profundidade, sendo por isso necessário o estudo geológico geotécnico que permita caracterizar o maciço de fundação.

O estudo da área iniciou-se com um reconhecimento da superfície do terreno e respectiva pesquisa bibliográfica, tendo sido em seguida realizados os respectivos trabalhos de prospecção mecânica (Planta de Localização da Prospecção).

Litologia

O hotel situa-se numa zona de morfologia suave, com indícios de aplanamento da topografia original, zonas de deposição de materiais de aterro e zonas mais elevadas de escavação.

Com base na carta geotécnica do Porto e na carta geológica de Portugal, folha 9-C, definiu-se um horizonte superficial correspondente a depósitos recentes do Quaternário, que repousam sobre os materiais graníticos. O granito que aqui ocorre é o designado Granito do Porto, de idade Hercínica e sin-tectónica relativamente a F3. É um granito alcalino, de duas micas, grão médio e leucocrata. Apresenta-se em muitos pontos profundamente alterado, com intensa caulínização dos feldspatos.

De acordo com as sondagens realizadas, definiram-se dois novos horizontes. Uma cobertura vegetal, que se estende por toda a área, com aproximadamente 0.50m de espessura, de areia siltosa rica em matéria orgânica. Os depósitos de aterro, definidos através da sondagem S7 têm carácter pontual e são constituídos por blocos graníticos, restos cerâmicos e calhaus envoltos numa matriz siltosa.

Os depósitos recentes do Quaternário, correspondentes aos depósitos de cobertura que recobrem o maciço granítico, são de natureza silto-argilosa e pouco espessos. Estes apresentam passagens mais arenosas, sempre com seixos calhaus rolados e cor castanha escura a avermelhada.

O maciço granítico, detectado a partir dos 2.00m de profundidade, apresenta no local uma grande variação. Esta variação para além de ocorrer em profundidade a nível do estado de alteração e fracturação, ocorre também no que diz respeito à granulometria e tipo de granito. Reconhece-se então um granito de duas micas, predominantemente biotítico de grão grosseiro e um outro de grão mais fino e moscovítico.

Características Hidrogeológicas

No que diz respeito às características hidrogeológicas do maciço, o nível freático foi encontrado aos 13.80m na sondagem S3 e aos 8.20m na sondagem S6. Este facto parece apresentar-se como excepção ao ambiente geral, em que o nível freático se situa abaixo dos 20.0m de profundidade.

O maciço em estudo é uma formação permeável, constituída por aterros, depósitos de terraço e maciços muito alterados – permeabilidade por poros, localizado sobre o maciço medianamente alterado ou fracturado com uma permeabilidade fissural. Foi executado um ensaio de Lugeon na sondagem S3 mas não foram atingidos os níveis de pressões de ensaio. Este resultado é justificado devido à elevada permeabilidade que o maciço apresenta.

Características Geotécnicas

O maciço granítico apresenta uma composição heterogénea, no que diz respeito ao estado de alteração e de fracturação. Este caracteriza-se pela ocorrência de núcleos rochosos que correspondem a níveis geotécnicos mais favoráveis envolvidos por solos residuais, geralmente compactos. A variação do estado de alteração traduz-se no enfraquecimento do maciço através de uma intensa caulinação dos feldspatos e argilização dos níveis micáceos.

No que diz respeito à fracturação, o maciço apresenta grande variação em profundidade o que influência e promove a alteração. As diáclases são predominantemente longitudinais e a 90º com o eixo da sondagem. Os planos são irregulares, apresentam uma película de argila e encontram-se bastante oxidados.

Zonamento Geológico-Geotécnico

De acordo com os dados geológico-geotécnicos recolhidos, procedeu-se ao zonamento do maciço que constitui o terreno em questão. Foram definidas três zonas distintas em termos geológico-geotécnicos, ZG1, ZG2 e ZG3, descritas no quadro 3. A zona superficial corresponde a uma formação silto-argilosa não tendo sido incluída na caracterização do maciço rochoso.

Quadro 3: Zonamento geológico-geotécnico.

	ZG1	ZG2	ZG3
Litologia	Solo residual granítico – areia quartzosa com uma matriz argilosa	Granito alterado com blocos de granito decomposto numa matriz argilosa	Granito de duas micas, grão médio a grosseiro (granito do Porto)
Estado de alteração	W5	W4-5	W3
Estado de fracturação	-	-	-
RQD (%)	-	0	50-75
NSPT	15-50	>50	-

A zona geológico-geotécnica definida por ZG1, corresponde a uma zona de solo residual granítico (W5), constituída por uma areia quartzosa com uma matriz muito argilosa. São solos medianamente compactos a compactos, com valores de NSPT entre 15-50 pancadas. No que diz respeito aos parâmetros geotécnicos, esta zona apresenta uma coesão de 20-30 KPa e um valor do ângulo de atrito de aproximadamente 25°. A zona ZG2 é igualmente uma zona granítica, com alteração W4-5 com passagens W5 e fracturação F4-5. É um horizonte muito alterado, sendo caracterizado por valores de NSPT superiores a 50 pancadas e valores nulos de RQD. As percentagens de recuperação são na sua maioria inferiores a 40%. Foi ainda possível determinar alguns parâmetros geotécnicos, nomeadamente uma coesão de 50 KPa e um valor do ângulo de atrito de aproximadamente 30°.

Por último a zona ZG3 é constituída por granito de granulometria variada, de duas micas, com passagens mais finas e moscovíticas mas essencialmente de duas micas e grão grosseiro. Esta zona apresenta valores de RQD entre os 50 e 75%; alteração W3 e fracturação F3-4, pontualmente F2. Em relação à coesão e ângulo de atrito, os valores determinados foram 200KPa e 35°, respectivamente. Para esta zona foi definido, com base no sistema RMR - Rock Mass Rating, da classificação de Bieniawski (1989), um valor para o módulo de deformabilidade da ordem os 13GPa.

Relativamente aos depósitos de cobertura, constituídos por níveis silto-argilosos e passagens areno-argilosas, com calhaus rolados, apresentam valores baixos de NSPT, da ordem das 2-4 pancadas, caracterizando-se geotecnicamente como materiais deformáveis e pouco resistentes.

O local de implantação do Hotel é uma zona geológica e geotecnicamente bastante heterogénea. O maciço, predominantemente terroso, apresenta-se compacto a muito compacto e deverá condicionar o comportamento global da obra.

O projecto prevê uma escavação de cerca de 20.0m, o que não deverá acarretar problemas pelo facto de dominarem materiais terrosos ou rochosos brandos alterados e fracturados.

Pontualmente poderão ocorrer zonas graníticas de características mais resistentes que terão outras exigências em termos de escavação.

No quadro 4, apresenta-se de forma concisa os parâmetros geotécnicos estimados pelo projectista (GEG).

Quadro 4: Parâmetros geotécnicos do terreno de fundação do edifício 1.

Zonas	c' (KPa)	ϕ' ($^{\circ}$)	E (MPa)	ν
ZG1	20	25	29.25	0.3
ZG2	50	30	60	0.3
ZG3	200	35	13000	0.25

3.1.3 Acções

3.1.3.1 Acções permanentes

O peso próprio dos elementos estruturais foi determinado com base na sua volumetria e nos pesos volúmicos dos materiais que os constituem, tendo-se considerado os valores de $77 \text{ KN}/\text{m}^3$ e $25 \text{ KN}/\text{m}^3$ para o aço e betão armado, respectivamente.

3.1.3.2 Impulsos de terras

Os parâmetros adoptados para os materiais que constituem o terreno interessado pela obra em consideração são apresentados no ponto 3.1.1, onde c é a coesão, ϕ' o ângulo de atrito, E_s o módulo de deformabilidade do solo e ν o coeficiente de Poisson. A denominação adoptada para as várias zonas geotécnicas (ZG) encontra-se em consonância com o descrito no ponto 3.1.1 do terreno de fundação.

3.1.3.3 Revestimentos

O peso dos revestimentos foi assimilado a cargas uniformemente distribuídas nos pavimentos, tendo-se considerado os seguintes valores (Quadro 5):

Quadro 5: Valores dos revestimentos dos diferentes pisos, em KPa.

Pisos	Rev. (KN / m^2)
-3 a -1	1,0
0 e 1	2,0
2 a 12	1,5
13	2,5
Cobertura	1,0

3.1.3.4 Paredes divisórias

O peso das paredes divisórias foi assimilado a cargas com distribuição linear e uniforme de valor $3,4 KN/m$. Adiciona-se às restantes cargas permanentes 40% deste valor, isto é, uma carga equivalente uniformemente distribuída de $1,4 KN/m^2$.

3.1.3.5 Paredes exteriores

O peso das paredes exteriores foi assimilado a cargas com distribuição linear e uniforme de valor $9,3 KN/m$, tendo-se reduzido este valor para $4,2 KN/m$ nas zonas de fachada parcialmente ocupadas por envidraçados. Nas zonas ocupadas exclusivamente por envidraçados, optou-se por uma carga com distribuição linear e uniforme de $4,0 KN/m$, para os pisos 0 e 1, e $1,7 KN/m$ para os restantes pisos.

3.1.3.6 Sobrecarga cobertura

Considerou-se que a cobertura é do tipo terraço acessível, isto é, embora formada por elementos de construção que constituem habitualmente pavimento, têm a sua acessibilidade condicionada a fins de reparação, devendo considerar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída de $1,0 KN/m^2$ (art. 34.º do RSA). Na zona de terraço acessível destinado à colocação de equipamentos mecânicos considerou-se uma sobrecarga de $4,0 KN/m^2$.

Os valores reduzidos da sobrecarga na cobertura foram considerados nulos.

3.1.3.7 Sobrecarga em pavimentos

Os valores característicos das sobrecargas consideradas nos pavimentos, bem como os respectivos valores reduzidos, são os a seguir indicados em função do tipo de utilização previsto (art. 35.º do RSA):

Quadro 6: Valores característicos das sobrecargas dos pavimentos.

Utilização	Sob. (KPa)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Quartos	2.0	0.4	0.3	0.2
Hall, restaurantes, lojas e bar	4.0	0.7	0.6	0.4
Auditório	5.0	0.7	0.6	0.4

3.1.3.8 Sobrecargas em varandas

Considerou-se uma sobrecarga numa faixa de 1m adjacente ao parapeito de $5,0 \text{ KN/m}^2$ e, na restante superfície, um valor igual ao estabelecido para o compartimento contíguo (art. 36.º do RSA). Os valores reduzidos foram tomados iguais aos do compartimento contíguo.

3.1.3.9 Sobrecargas em acessos

Os valores característicos das sobrecargas consideradas nos acessos foram tomadas iguais aos adoptados para os pavimentos a que dão serventia, com um mínimo de $3,0 \text{ KN/m}^2$, em locais privados, e $5,0 \text{ KN/m}^2$ em locais públicos (art. 38.º do RSA). Os valores reduzidos das sobrecargas foram tomados iguais aos valores reduzidos das sobrecargas nos pavimentos a que dão serventia.

3.1.3.10 Vento

A acção do vento foi quantificada com base no regulamento Português, Regulamento de Segurança e Acções em Edifícios e Pontes (RSA), desde o artigo 20.º até ao artigo 25.º, incluindo o Anexo I.

Para efeitos da quantificação da acção do vento, considerou-se que o edifício 1 se encontra na zona B. A zona B abrange uma faixa costeira do continente com uma largura de 5Km.

A variação da velocidade do vento com a altura depende fortemente da rugosidade aerodinâmica do solo, relacionada com as dimensões e a distribuição dos obstáculos nele existentes e que afectam o escoamento do ar na sua vizinhança. Assim sendo, de forma a ter em consideração a variação da acção do vento com a altura acima do solo, a edificação 1 situa-se num local com rugosidade do tipo I (rugosidade a atribuir aos locais situados no interior de zonas urbanas em que predominam construções de médio e grande porte).

A acção do vento resulta da interacção entre o ar em movimento e a edificação, exercendo-se sob a forma de pressão aplicada nas suas superfícies.

Com base no anexo I do RSA, foram definidos os valores característicos da velocidade média do vento em função da altura acima do solo. Para solos com rugosidade do tipo I, a velocidade média é dada pela expressão 13.

$$v = 18 \times \left(\frac{h}{10} \right)^{0,28} + 14 \quad (13)$$

Na figura 10 apresenta-se as dimensões em planta do edifício. Dimensões da planta geral à esquerda e dimensões da planta da torre à direita.

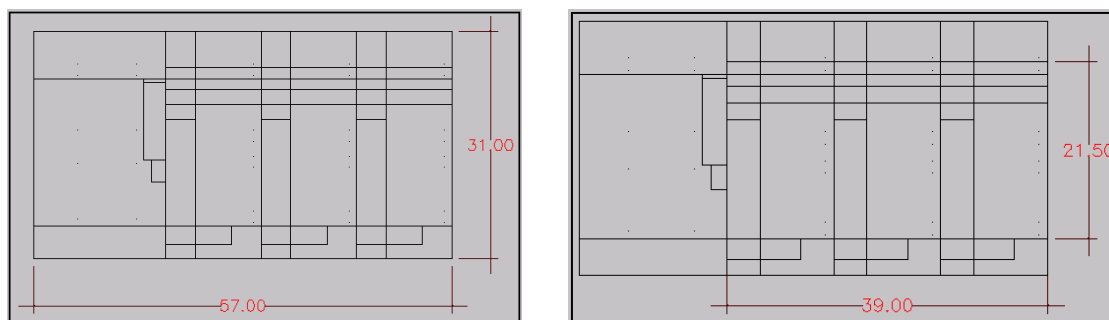


Fig. 10: Dimensões da planta geral (à esquerda) e dimensões da planta da torre (à direita).

Na Figura 11 está representada a altura total do edifício acima do nível do solo.

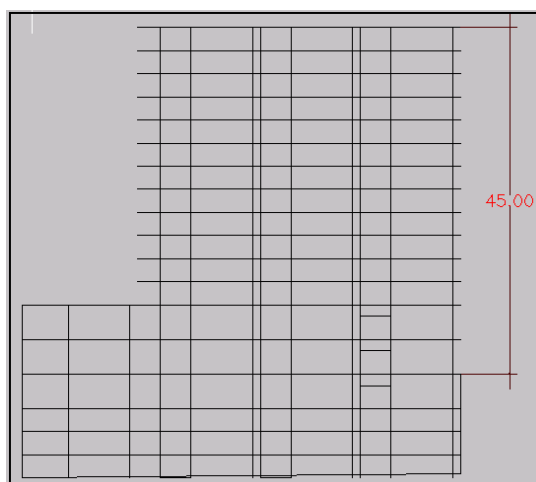


Fig. 11: Altura total do edifício acima do nível do solo.

Sendo:

$$h \text{ (altura total do edifício)} = 45,00m$$

$$a \text{ (maior dimensão em planta)} = 39,00m$$

$$b \text{ (menor dimensão em planta)} = 21,50m$$

$$v = 41,43m/s$$

Os valores característicos da pressão dinâmica do vento, w_k , são representados por curvas na figura 12, para a zona A, em função da altura, h , acima do solo e do tipo de rugosidade deste. Para a zona B, o valor característico da pressão dinâmica considerado foi obtido multiplicando por 1,2 o valor indicado para a zona A.

As curvas da figura 12 são representadas pela expressão genérica (14), em que v depende do tipo de rugosidade do solo.

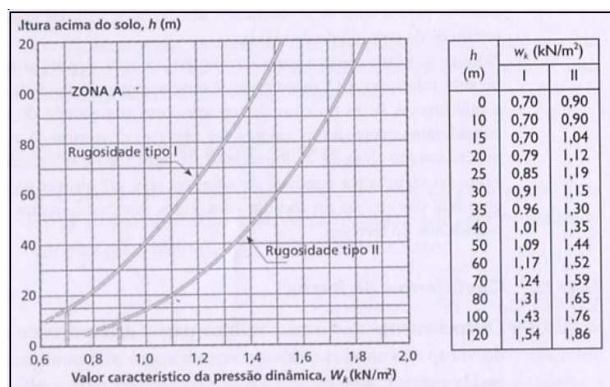


Fig. 12: Curvas dos valores característicos da pressão dinâmica, em função da altura do edifício acima do solo.




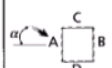
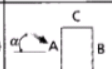
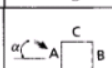
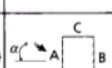
$$w_k = 0,613v^2 (N / m^2) \quad (14)$$

Contudo, a pressão característica final resulta do produto desta com coeficientes de pressão, nomeadamente coeficientes de pressão exterior, δ_{pe} , conforme a expressão 15.

$$p_k = \delta_{pe} \times w_k \quad (15)$$

No Quadro 7 apresentam-se os coeficientes de pressão exterior a considerar nos casos mais frequentes de edifícios com planta regular.

Quadro 7: Coeficientes de pressão δ_{pe} para paredes.

Relações geométricas do edifício (*)		Planta	Direcção do vento α (graus)	Acções globais sobre as superfícies				Acções locais na faixa referenciada na figura 
$\frac{h}{b}$	$\frac{a}{b}$			A	B	C	D	
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,2	-0,5	-0,5	-0,8
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,2	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6	-1,0
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1	
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6	-1,1
			90	-0,6	-0,6	+0,7	-0,25	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,3	-0,7	-0,7	-1,1
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1	
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 4$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,8	-0,25	-0,8	-0,8	-1,2
			90	-0,8	-0,8	+0,8	-0,25	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,4	-0,7	-0,7	-1,2
			90	-0,5	-0,5	+0,8	-0,1	

A direcção de actuação do vento foi considerada na horizontal (direcção perpendicular ao plano definido pelas fachadas das edificações), segundo duas direcções normais $\alpha = 0^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$, onde (Quadro 8):

$$w_k = 1,26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\frac{h}{b} = 2,09$$

$$\frac{a}{b} = 1,81$$

Quadro 8: Coeficientes de pressão.

	A	B	C	D
$\alpha = 0^\circ$ (direcção X)	+0,70	-0,40	-0,70	-0,70
$\alpha = 90^\circ$ (direcção Y)	-0,50	-0,50	+0,80	-0,10

Sendo:

$$\delta_{pe}(X) = 0,70 + 0,40 = 1,10$$

$$\delta_{pe}(Y) = 0,80 + 0,10 = 0,90$$

$$p_k(X) = 1,39 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$p_k(Y) = 1,14 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\psi_0 = 0,4$$

$$\psi_1 = 0,2$$

$$\psi_2 = 0$$

3.1.3.11 Acção sísmica

Por simplificação, a acção sísmica não foi considerada para o caso de estudo do edifício 1.

3.1.4 Materiais

As características dos materiais usados nos elementos estruturais, são as indicadas no Quadro 9.

Quadro 9: Características dos materiais usados nos elementos estruturais.

Betão	Regularização de fundações	C16/20
	Fundações (Sapatas)	C25/30
	Paredes de contenção das caves	C25/30
	Lajes e pilares	C25/30
Aço	Elementos de betão armado	A 400

3.1.5 Modelo estrutural de análise

Por simplificação, o modelo estrutural foi concebido através do programa de desenho Auto-Cad.

Os pilares foram desenhados com linhas rectas verticais “comando line”, enquanto que as lajes, paredes das caixas de elevadores e paredes de contenção das caves, foram desenhados com faces planas “comando 3D face”. Obteve-se o modelo 3D da figura 12.

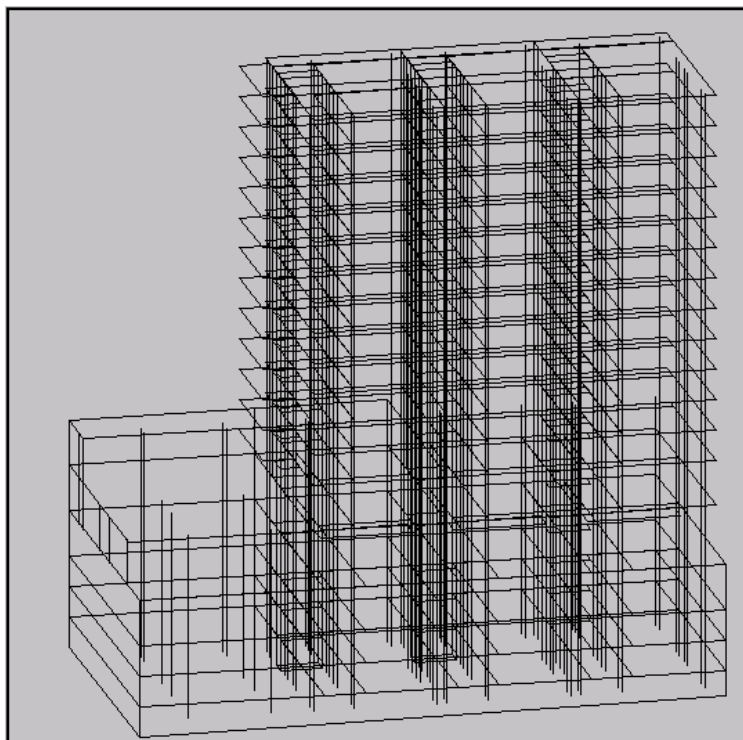


Fig. 12: Modelo 3D, Auto-Cad.

Seguidamente, a partir do programa de cálculo SAP2000, procedeu-se à importação do desenho de Auto-Cad. Os pilares foram associados a elementos de barra. As lajes, as paredes das caixas de elevadores e as paredes de contenção das caves foram associados a faces planas, discretizadas com elementos quadrados de 0,50 metros de aresta (Figura 13 e 13a).

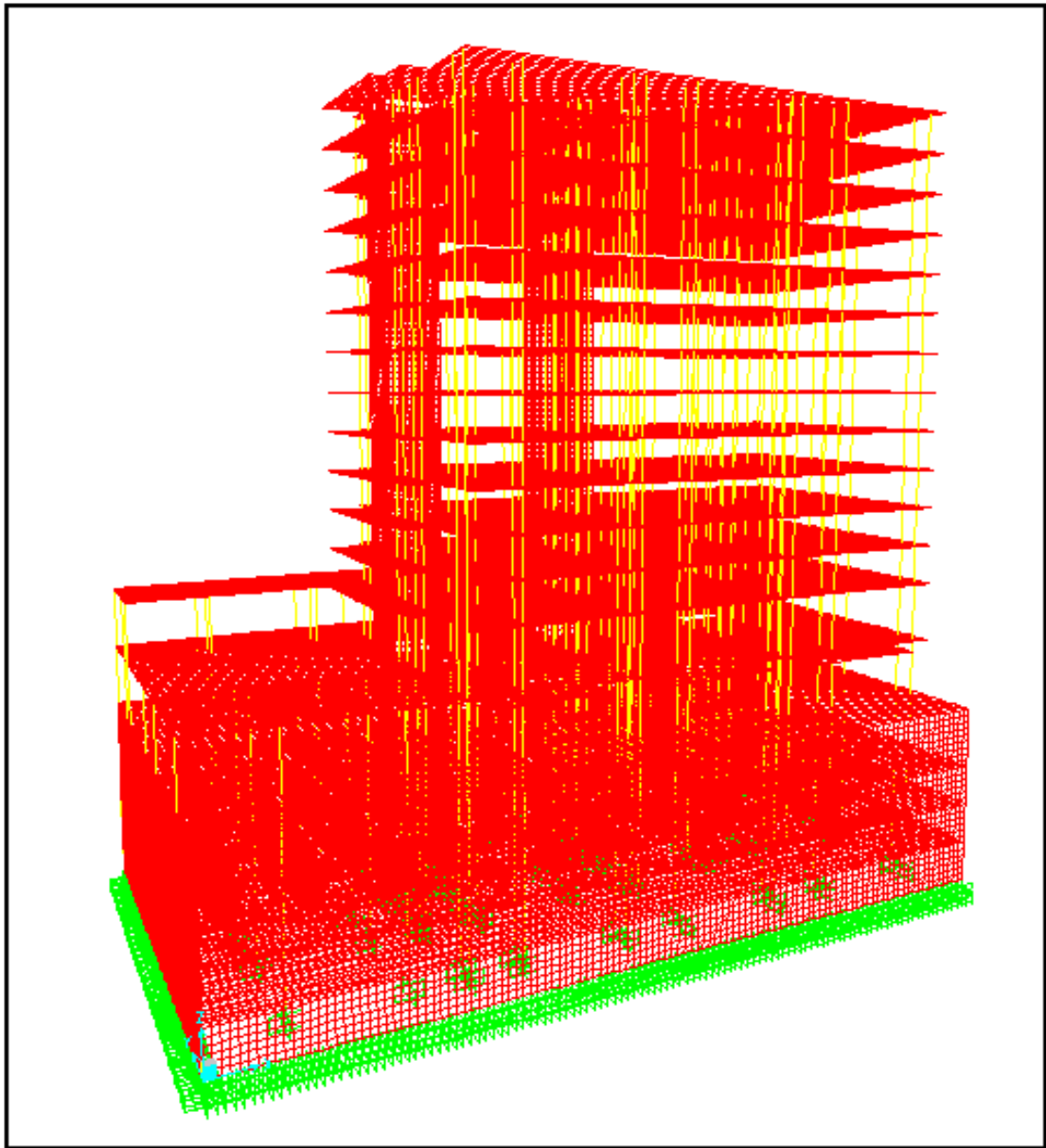


Fig. 13: Modelo 3D, SAP2000.

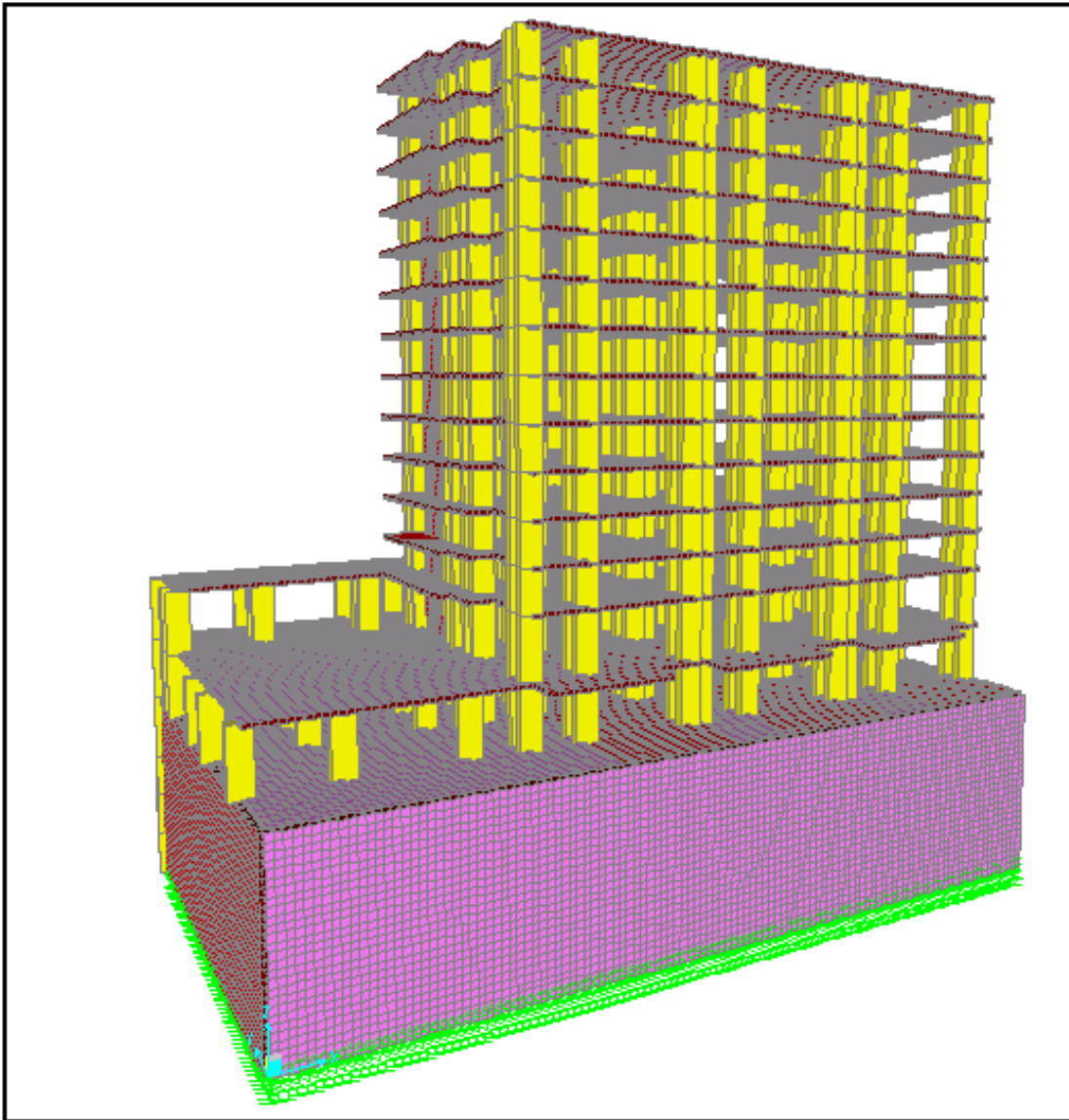


Fig. 13a: Modelo da estrutura e paredes de contenção das caves, com elementos estruturais a 3 dimensões).

3.2 Edifício 2

3.2.1 Solução estrutural

O edifício 2, edifício de habitação, é constituído por 2 pisos enterrados e 6 elevados. As lajes que constituem a estrutura dos pisos são maciças, com 0.30 metros de espessura nos pisos -1 e 0, e 0.25 metros de espessura nos restantes pisos elevados. As lajes maciças apoiam em vigas que por sua vez descarregam em pilares formando uma estrutura porticada.

Importa referir que para este edifício apenas se teve acesso às plantas e alçados de arquitectura dos vários pisos. Assim sendo, foi definida uma planta estrutural e atribuídas secções aos elementos estruturais (lajes, vigas e pilares), com base em cálculos simplificados de pré-dimensionamento.

Ao nível da laje do piso 0, a estrutura do edifício é dividida por intermédio de uma junta de dilatação, JD, formando 2 corpos rígidos independentes, conforme indicado na Figura 14 (planta de arquitectura). O corpo A situa-se à esquerda da junta de dilatação, enquanto que o corpo B se encontra à direita da mesma. Ambos os corpos são contraventados pelo núcleo rígido conferido pela caixa de escadas e elevadores.

As fundações dos pilares são do tipo directo, constituídas por sapatas de betão armado.

O projecto de fundações contempla somente o estudo do corpo A.

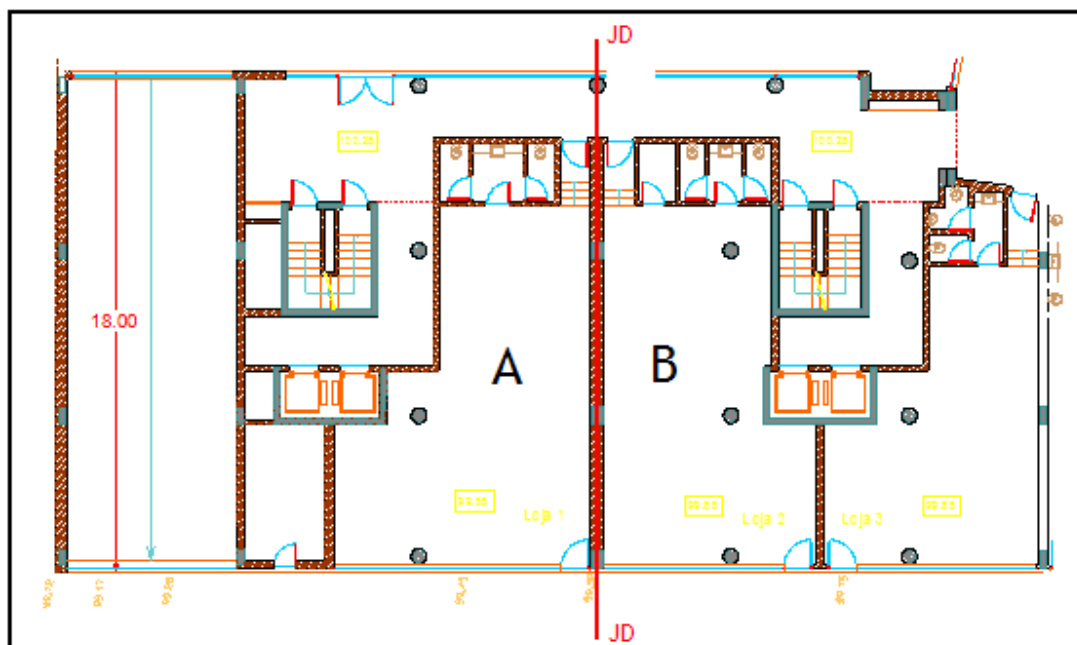


Fig. 14: Planta de arquitectura (Corpo A à esquerda da JD e B à direita).

3.2.2 Terreno de fundação

Ao contrário do edifício 1, o terreno de fundação do edifício 2 foi alvo de um estudo cuidadoso de caracterização geotécnica, com base na metodologia apresentada no capítulo 2. Aconselha-se, portanto, a consulta do referido capítulo de forma a facilitar a compreensão dos resultados mencionados a seguir.

No ensaio SPT, a caracterização do solo é feita através dos resultados fornecidos das 6 sondagens (S1, S2, S3, S4, S5 e S6), conforme a figura 15. Os cortes geológicos entre sondagens encontram-se no Anexo C.

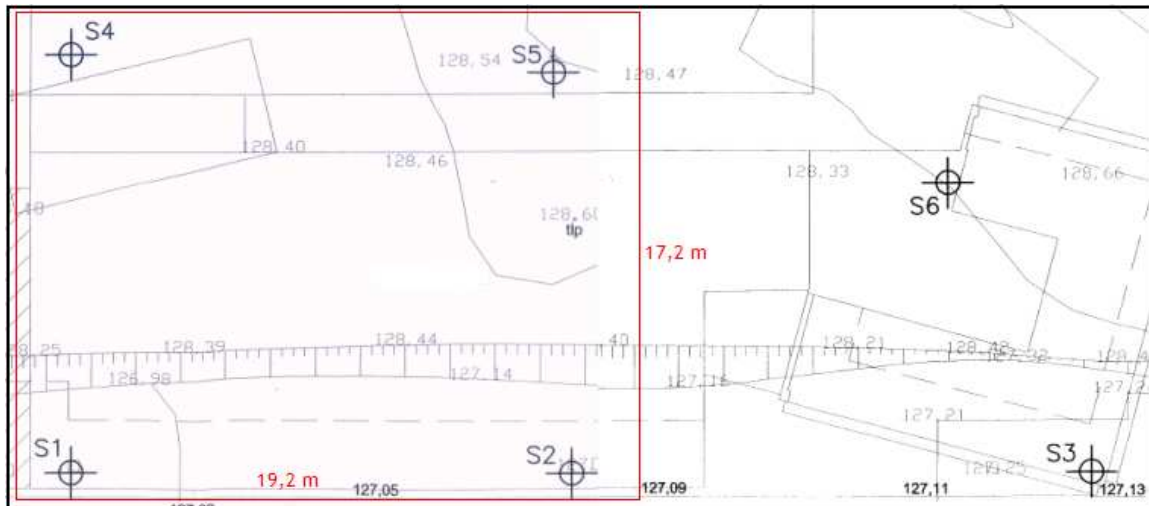


Fig. 15: Planta de sondagens e área de implantação do edifício 2 (delimitação a vermelho).

As sondagens S3 e S6 situam-se fora da área de implantação do edifício. Esta planta de sondagens foi adaptada de um edifício mais largo, que se situa num tipo de terreno semelhante ao caso de estudo. No entanto, as sondagens S3 e S6 são úteis, pois através da visualização dos cortes geológicos é possível ter uma ideia do desenvolvimento da estratigrafia do terreno.

No Quadro 10, apresentam-se os valores de N_{60} para diferentes profundidades, para cada uma das sondagens.

Quadro 10: Valores de N_{60} retirados das sondagens SPT.

Profundidade (m)	Valores de N_{60}					
	S1	S2	S3	S4	S5	S6
1.6	21	22	22	47	34	6
3.1	24	25	19	43	27	12
4.6	47	26	24	60 (29)	45	15
6.1	28	20	26	58	36	20
7.6	40	24	29	38	29	28
9.1	47	26	28	18	31	25
10.6	60 (26)	24	55	25	60 (20)	31
12.1	60 (24)	26	60 (29)	26	60 (17)	29
13.6	60 (14)	31	60 (14)	26	57	44

Agrupou-se o solo em camadas, com base nos valores de N_{60} em profundidade. Para melhor compreensão, exemplifica-se seguidamente o procedimento adoptado na divisão de camadas, no furo de sondagem S1.

A proximidade de valores N_{60} em profundidade permite, com razoabilidade, dizer que pertencem ao mesmo estrato (Figura 16). O Quadro 11 apresenta toda a informação relativa à divisão em camadas, bem como os parâmetros considerados para a determinação dos valores corrigidos do número de pancadas $(N_1)_{60}$ da expressão (4).

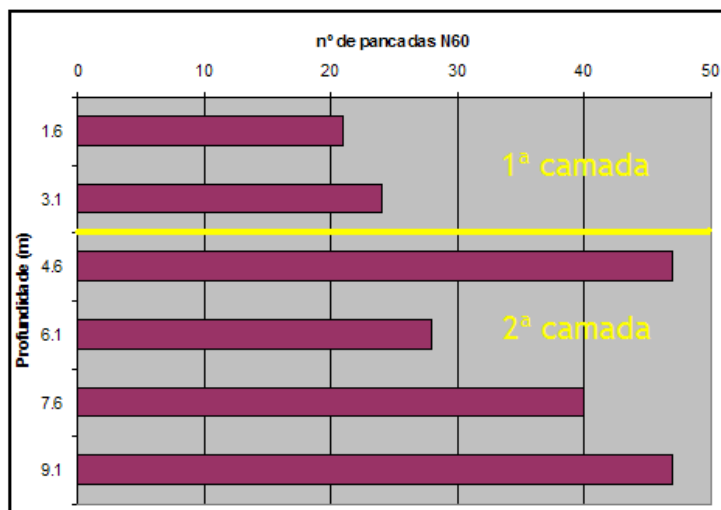


Fig. 16: Critério para divisão do solo em camadas, no furo de sondagem S1.

Quadro 11: Valores de $(N_1)_{60}$ em profundidade, para cada sondagem relevante.

Sondagens		z (m)	N60	σ'_{vo}	CN	C_{ϕ}	f	(N1)60
S1	1ª Camada	1.6	21	30.4	1.8	1.05	0.75	30
		3.1	24	58.9	1.3	1.05	0.75	25
	2ª Camada	4.6	47	87.4	1.1	1.05	0.85	45
		6.1	28	115.9	0.9	1.05	0.95	26
		7.6	40	144.4	0.8	1.05	0.95	33
		9.1	47	172.9	0.8	1.05	0.95	36
S2	Camada única	1.6	22	30.4	1.8	1.05	0.75	31
		3.1	25	58.9	1.3	1.05	0.75	26
		4.6	26	87.4	1.1	1.05	0.85	25
		6.1	20	115.9	0.9	1.05	0.95	19
		7.6	24	144.4	0.8	1.05	0.95	20
		9.1	26	172.9	0.8	1.05	0.95	20
S4	1ª Camada	1.6	47.0	30.4	1.8	1.05	0.75	60
		3.1	43.0	58.9	1.3	1.05	0.75	44
	2ª Camada	4.6	60 (29)	87.4	1.1	1.05	0.85	59
		6.1	58.0	115.9	0.9	1.05	0.95	54
	3ª Camada	7.6	38.0	144.4	0.8	1.05	0.95	32
		9.1	18.0	172.9	0.8	1.05	0.95	14
S5	Camada única	1.6	34.0	30.4	1.8	1.05	0.75	49
		3.1	27.0	58.9	1.3	1.05	0.75	28
		4.6	45.0	87.4	1.1	1.05	0.85	43
		6.1	36.0	115.9	0.9	1.05	0.95	33
		7.6	29.0	144.4	0.8	1.05	0.95	24
		9.1	31.0	172.9	0.8	1.05	0.95	24

Através do ábaco da Figura 2 e da equação 5, obtêm-se os seguintes valores de ϕ' (Quadro 12):

Quadro 12: Valor do ângulo de atrito, por camadas e por sondagem.

Sondagens		N60 médio	(N1) 60 médio	Ângulo de atrito	
				Décourt	Ushida
S1	1ª Camada	23	27	38	41
	2ª Camada	44	34	41	43
S2	C. Única	25	22	37	39
S4	1ª Camada	45	52	43	48
	2ª Camada	60	56	44	49
	3ª Camada	28	23	37	39
S5	C. Única	33	31	40	42

Os valores do módulo de distorção G_{\max} , determinados com base nas expressões (6) e (7), apresentam-se no Quadro 13.

Quadro 13: Valores do módulo de distorção G_{\max} , em MPa.

Sondagens		N_{60} médio	$(N_1)_{60}$ médio	G_{\max}	
				Imai e Stroud	Ohsaki
S1	1ª Camada	23	27	133	128
	2ª Camada	44	34	255	215
S2	C. Única	25	22	145	137
S4	1ª Camada	45	52	261	219
	2ª Camada	60	56	348	275
	3ª Camada	28	23	162	150
S5	C. Única	33	31	191	171

O módulo de deformabilidade do solo, (E_s), valor secante, foi determinado com base na relação com G da expressão (9). Os valores apresentam-se no Quadro 14.

Quadro 14: Módulo de Deformabilidade do solo, por sondagem e por camada.

Sondagens		N_{60} médio	$(N_1)_{60}$ médio	E_s (MPa)	
				Imai e Stroud	Ohsaki
S1	1ª Camada	23	27	64	61
	2ª Camada	44	34	122	103
S2	C. Única	25	22	70	66
S4	1ª Camada	45	52	125	105
	2ª Camada	60	56	167	132
	3ª Camada	28	23	78	72
S5	C. Única	33	31	92	82

Alternativamente, foi determinado o módulo de deformabilidade através de um método empírico, onde se obtiveram os valores de E_{ref} (Quadro 15).

Como já foi referido, este método empírico consiste em fazer aproximar uma recta aos valores não corrigidos do número de pancadas N_{60} , tal como mostra a Figura 17.

Para melhor compreensão das zonas de influência das sondagens, bem como a posição dos pilares, encontra-se na Figura 18 um esquema elucidativo.

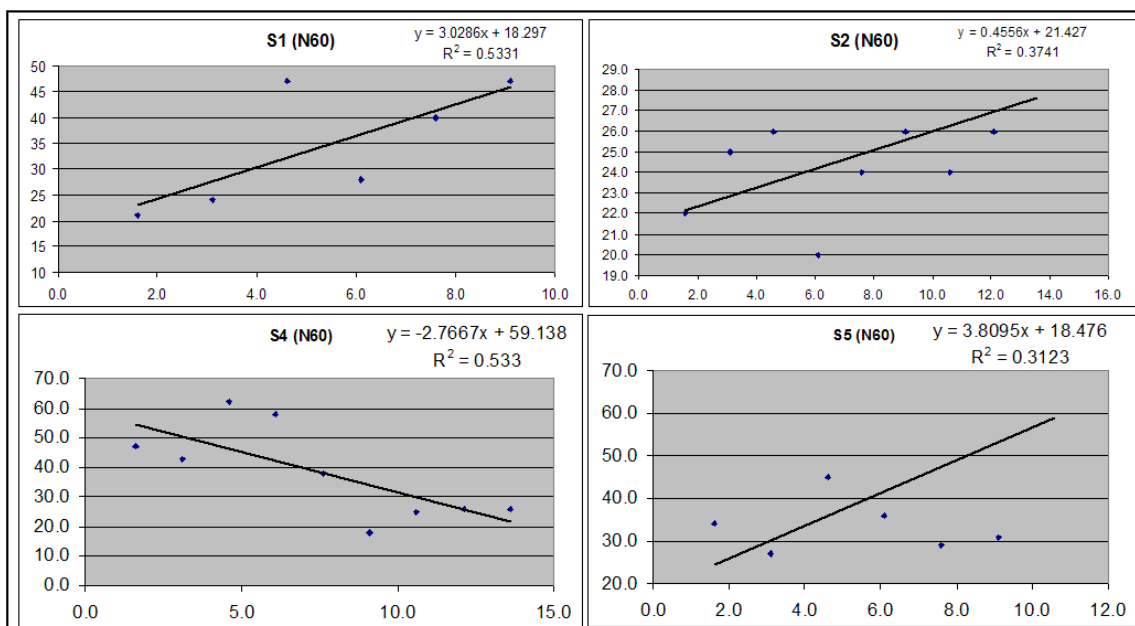


Fig. 17: Linhas de tendência rectas, para obtenção do valor de N60 a uma profundidade de B/2. O eixo das ordenadas representa os valores do número de pancadas N60, enquanto que o eixo das abcissas representa a profundidade em metros.

Quadro 15: Valores de E_{ref} (ou E_S), em MPa.

Posição Sapata	Cota (m)	α	Es ref.
P1	8.9	2	69
P2	8.9	2	69
P3	8.9	2	105
P4	8.9	2	105
P5	9.15	2	68
P6	8.9	2	69
P7	8.9	2	105
P8	8.9	2	105
P9	9.15	2	92
P10	8.9	2	90
P11	8.9	2	51
P12	9.15	2	51
P13	8.9	2	90
P14	8.9	2	90
P15	8.9	2	51
P16	8.9	2	51
Q30-Q39 (Zona S1)	9.9	2	97
Q40-Q53 (Zona S2)	9.9	2	52
Q1-Q15 (Zona S4)	9.9	2	63
Q16-Q29 (Zona S5)	9.9	2	112

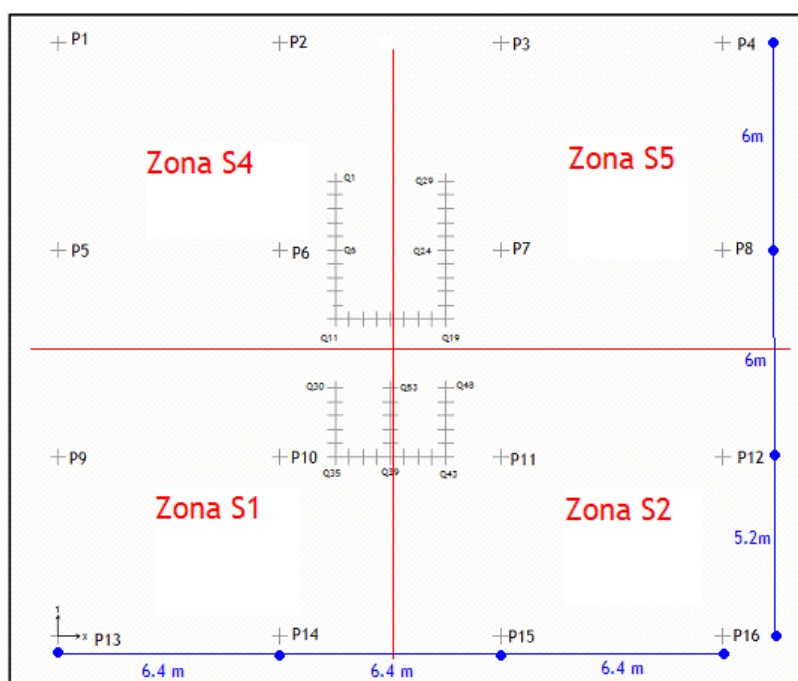


Fig. 18: Planta esquemática da posição dos pilares e zonas de influência de cada sondagem.

As posições P_i da planta esquemática da figura 18, representam o ponto central de apoio de cada pilar na sapata de fundação (sapatas isoladas). Por outro lado, as posições Q_i representam os pontos de apoio das paredes da caixa de escadas e elevadores na fundação. Q1 a Q29 constitui a caixa de escadas, enquanto que Q30 a Q53 a caixa de elevadores.

Nesta fase do trabalho, surgiu a necessidade de comparar os valores de ϕ' e E_s , obtidos pelos diferentes métodos. Assim sendo, procedeu-se a uma comparação gráfica dos valores propostos (Figura 19 para ϕ' e Figura 20 para E_s).

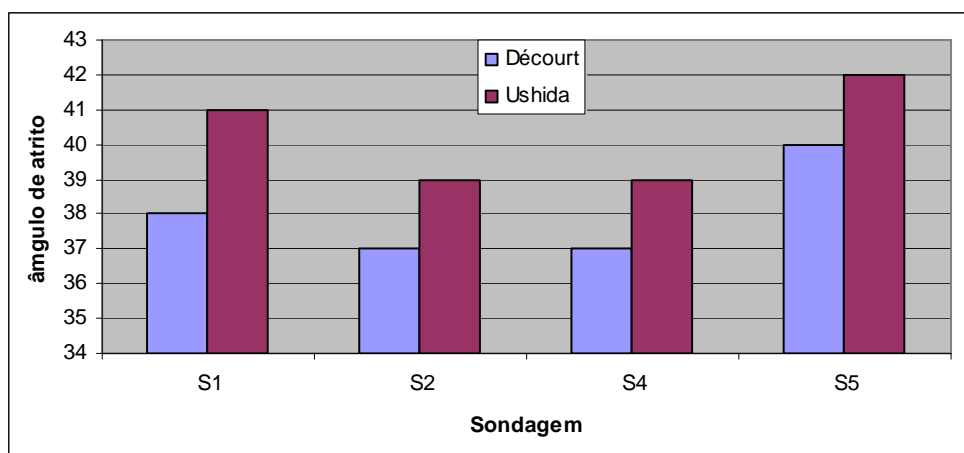


Fig. 19: Gráfico comparativo dos valores de ϕ' propostos.

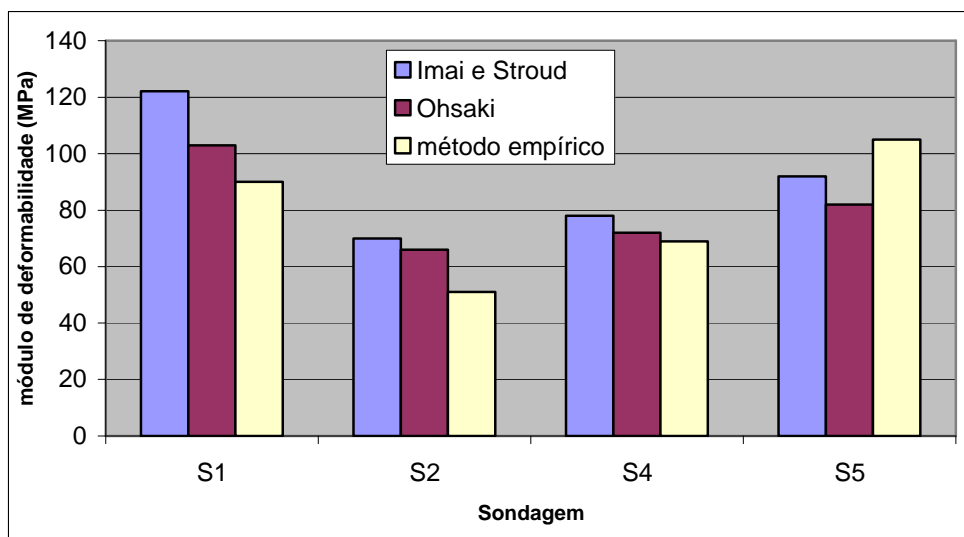


Fig. 20: Gráfico comparativo dos valores de E_s propostos.

Tanto para o ângulo de atrito como para o módulo de deformabilidade, foram adoptados os valores mais conservativos, isto é, os mais baixos. A coesão foi considerada nula.

3.2.3 Acções

3.2.3.1 Acções permanentes e sobrecargas

Os valores das acções permanentes e sobrecargas encontram-se, de uma forma resumida, no quadro 16.

Quadro 16: Acções permanentes e sobrecargas, em KPa.

Piso	Utilização	Revestimentos e divisórias	Sobrecarga
-2 a -1	Estacionamento	1.5	4.0
0	Comércio	4.0	4.0
1 a 6	Habitação	4.0	2.0
Cobertura	Terraço acessível	1.0	2.0
Acessos	Comércio	1.0	5.0
	Habitação	1.0	3.0
	Garagem	1.0	4.0

3.2.3.2 Vento

Com base nas disposições referidas no ponto 3.1.3.10 referentes ao edifício 1, obteve-se os seguintes valores para o edifício 2 (Ver Figura 21):

h (altura total do edifício) = 23,20m

a (maior dimensão em planta) = 19,20m

b (menor dimensão em planta) = 17,20m

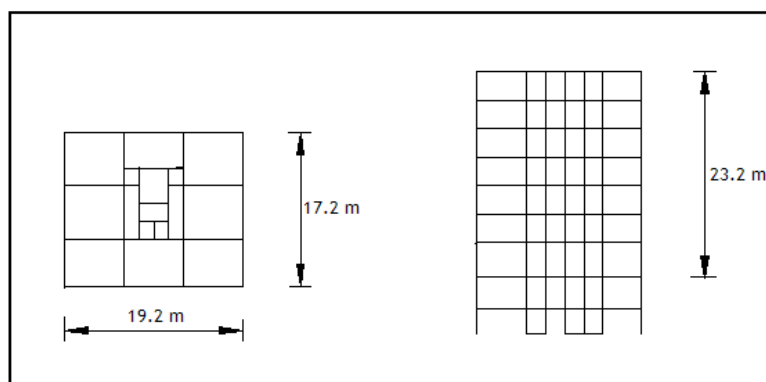


Fig. 21: Dimensões em planta e altura.

Onde (ver coeficientes de pressão no Quadro 17):

$$v = 36,78m / s$$

$$w_k = 0,83KN / m^2$$

$$\frac{h}{b} = 1,35$$

$$\frac{a}{b} = 1,12$$

Quadro 17: Coeficientes de pressão.

	A	B	C	D
$\alpha = 0^\circ$ (direcção X)	+0,70	-0,25	-0,60	-0,60
$\alpha = 90^\circ$ (direcção Y)	-0,60	-0,60	+0,70	-0,25

$$\delta_{pe}(X) = \delta_{pe}(Y) = 0,70 + 0,25 = 0,95$$

$$p_k(X) = p_k(Y) = 0,79KN / m^2$$

$$\psi_0 = 0,4$$

$$\psi_1 = 0,2$$

$$\psi_2 = 0$$

Relativamente à acção sísmica e às características dos materiais usados, aplicam-se os pontos 3.1.3.11 e 3.1.4 referentes ao edifício 1.

3.2.4 Modelo estrutural de análise

O procedimento adoptado na concepção do modelo estrutural é idêntico ao do edifício 1, divergindo apenas no comprimento da aresta dos elementos quadrados resultantes da discretização das faces planas, sendo de 0,40m. A figura 22 apresenta o modelo estrutural a 3 dimensões.

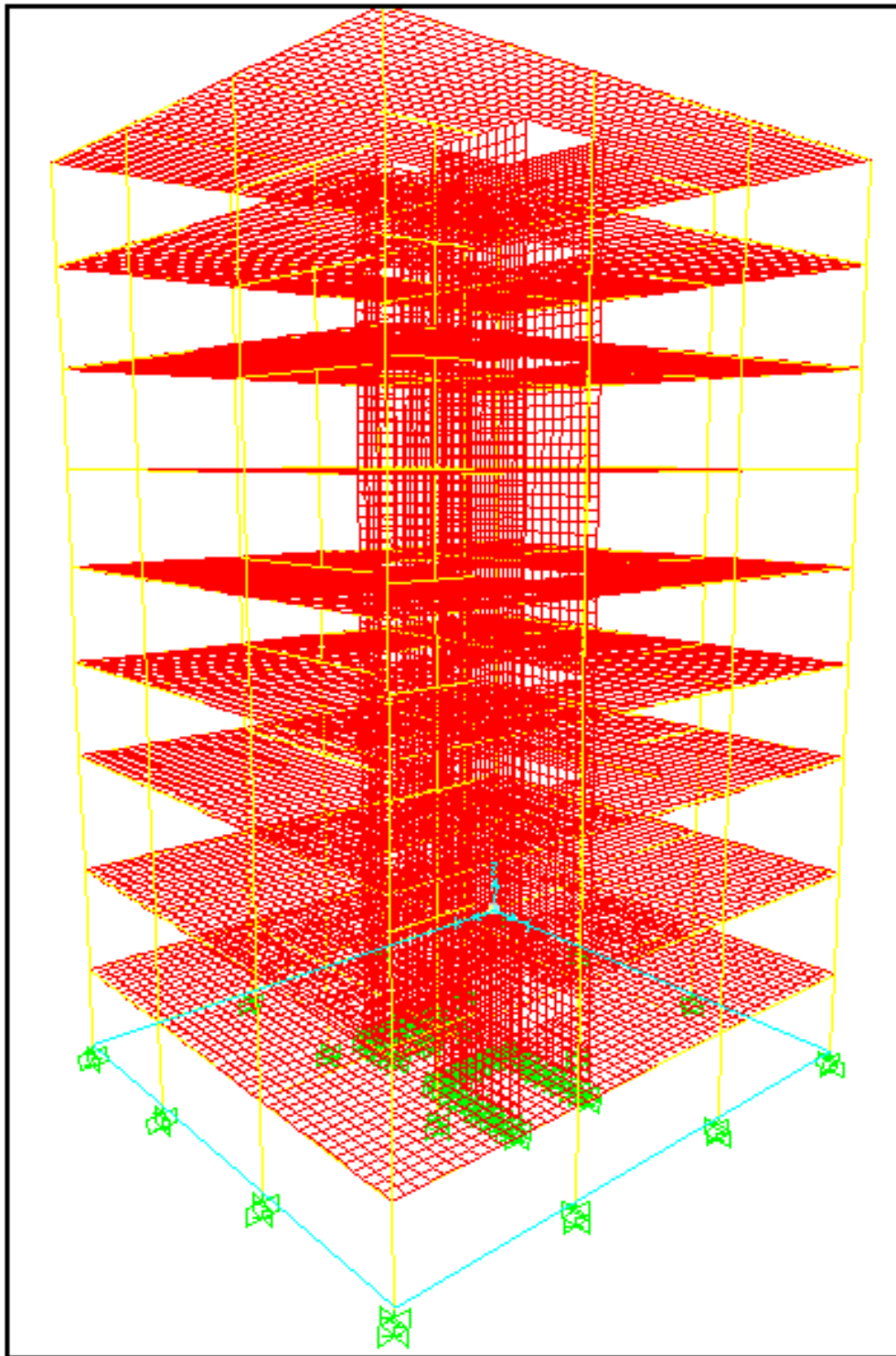


Fig. 22: Modelo 3D, SAP2000.

3.3 Combinações de acções

A verificação de segurança aos estados limites últimos, quando feita em termos de esforços, consiste em respeitar a condição:

$$S_d \leq R_d$$

Em que:

S_d - Valor de cálculo do esforço actuante;

R_d - Valor de cálculo do esforço resistente.

Os valores de cálculo dos esforços actuantes para a verificação da segurança, são obtidos considerando as seguintes regras de combinação (expressão 13):

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \times S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \times S_{Qjk} \right] \quad (13)$$

Em que:

S_{Gik} - Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

S_{Q1k} - Esforço resultante da acção variável considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} - Esforço resultante de uma acção variável distinta da acção base, tomada com o seu valor característico.

A expressão 14 define a combinação de acções para o estado limite de utilização – Combinação Frequente.

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \psi_1 \times S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_2 \times S_{Qjk} \quad (14)$$

Os quadros 18 e 19 apresentam os tipos de combinações e respectivos coeficientes de combinação adoptados para o projecto, para ambos os edifícios.

Quadro 18: Combinações de acções e respectivos coeficientes de combinação, com base no EC0.

		AVB	Coef. De Combinação			Direcção de análise
			G	Q	W	
Combinações Fundamentais (E.L.U.)	COMB1	Q	1.35	1.5	1.5 Ψ 0	Y
	COMB2	Q	1.35	1.5	1.5 Ψ 0	X
	COMB3	W	1.35	1.5 Ψ 0	1.5	Y
	COMB4	W	1.35	1.5 Ψ 0	1.5	X
	COMB5	Q	1	0	1.5 Ψ 0	Y
	COMB6	Q	1	0	1.5 Ψ 0	X
	COMB7	W	1	0	1.5	Y
	COMB8	W	1	0	1.5	X
	COMB9	Envolv. Das COMB ímpares				Y
	COMB10	Envolv. Das COMB pares				X
Combinações Frequentes (E.L.S.)	COMB11	Q	1	Ψ 1	Ψ 2	Y
	COMB12	Q	1	Ψ 1	Ψ 2	X
	COMB13	W	1	Ψ 2	Ψ 1	Y
	COMB14	W	1	Ψ 2	Ψ 1	X
	COMB15	Envolv. Das COMB ímpares				Y
	COMB16	Envolv. Das COMB pares				X

Quadro 19: Combinações de acções e respectivos coeficientes de combinação, para o caso C do EC7.

		AVB	Coef. de Combinação			Direcção de análise
			G	Q	W	
Combinações Fundamentais (E.L.U./Caso C/EC7)	COMB1c	Q	1	1.3	1.3 Ψ 0	Y
	COMB2c	Q	1	1.3	1.3 Ψ 0	X
	COMB3c	W	1	1.3 Ψ 0	1.3	Y
	COMB4c	W	1	1.3 Ψ 0	1.3	X
	COMB5c	Q	1	0	1.3 Ψ 0	Y
	COMB6c	Q	1	0	1.3 Ψ 0	X
	COMB7c	W	1	0	1.3	Y
	COMB8c	W	1	0	1.3	X
	COMB9c	Envolv. das COMB ímpares				Y
	COMB10c	Envolv. das COMB pares				X

Nos quadros 20 e 21 apresenta-se resumidamente os coeficientes de combinação das sobrecargas.

Quadro 20: Coeficientes de combinação do edifício 1.

Piso	Utilização	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
-3 a -1	Estacionamento	0.8	0.7	0.6
0 e 1	Hall, salas e salões, bar, etc	0.7	0.6	0.4
2 a 12	Quartos	0.4	0.3	0.2
13	Restaurante, bar.	0.7	0.6	0.4
Cobertura	Não acessível	0.0	0.0	0.0

Quadro 21: Coeficientes de combinação do edifício 2.

Piso	Utilização	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
-2 a -1	Estacionamento	0.8	0.7	0.6
0	Comércio	0.7	0.6	0.4
1 a 6	Habitação	0.4	0.3	0.2
Cobertura	Terraço acessível	0.0	0.0	0.0
Acessos	Comércio	0.7	0.6	0.4
	Habitação	0.4	0.3	0.2
	Garagem	0.4	0.3	0.2

4. DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS E ESTRUTURAS DE SUPORTE

4.1 Critérios para sapatas

O Eurocódigo 7 (EC7) trata dos aspectos geotécnicos do projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil. Nesta norma introduzem-se as noções de estados limites e de coeficientes de segurança parciais e deve ser utilizado conjuntamente com outros Eurocódigos, particularmente com o EC1, que define os princípios gerais do dimensionamento e as acções em estruturas.

O EC7 introduz a noção de estados limites, sendo: estados limites últimos (E.L.U.), nos quais se atinge a rotura e, os estados limites de utilização (E.L.S.), nos quais se atingem deformações excessivas para o funcionamento da obra e nos quais se considera a durabilidade da construção.

Estes estados limites intervêm no dimensionamento das diferentes construções por intermédio dos coeficientes de segurança parciais aplicados separadamente aos valores característicos das acções, e das propriedades dos materiais. Estes tomam os valores apresentados no Quadro 22 para os três casos de justificação (casos A, B e C) em relação aos estados limites últimos.

Quadro 22: Coeficientes de segurança parciais – Estados limites últimos.

Casos	Acções			Propriedades dos solos (γ_m)			
	Permanentes (γ_G)		Variáveis (γ_Q)	$tg\phi'$	c'	c_u	q_u
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis				
Caso A	1.00	0.95	1.50	1.10	1.30	1.20	1.20
Caso B	1.35	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
Caso C	1.00	1.00	1.30	1.25	1.25	1.40	1.40

Para os estados limites de utilização, todos os valores dos coeficientes de segurança parciais, quer em relação às acções, quer em relação às propriedades dos materiais são unitários.

Os três casos têm diferentes coeficientes de segurança parciais para as acções e para as propriedades geotécnicas. O caso A pode ser crítico quando se considera estabilidade de estruturas flutuantes, o que não é o caso. Os casos B e C têm a sua origem nos cálculos estruturais e geotécnicos, respectivamente. Note-se que o caso B é irrelevante quando não está em causa a resistência dos materiais estruturais, assim como o caso C o é quando a segurança não envolve a resistência do terreno.

Os coeficientes de segurança parciais aplicam-se aos valores característicos do modo seguinte:

- Se se aplicam às acções tem-se (expressão 16):

$$F_d = F_k \times \gamma_f \quad (16)$$

- Se se aplicam às propriedades dos solos tem-se (expressão 17):

$$\left(X_d = \frac{X_k}{\gamma_m} \right) \quad (17)$$

Os estados limites considerados pelo EC7 para a justificação do dimensionamento de uma fundação superficial são os seguintes:

- Perda de estabilidade global;
 - Rotura por resistência insuficiente ao carregamento;
 - Rotura por deslizamento;
 - Rotura conjunto do terreno e da estrutura;
 - Rotura estrutural por movimento da fundação;
 - Assentamento excessivo;
 - Empolamento excessivo;
 - Vibrações excessivas.

Os estados limites últimos com particular interesse neste projecto são:

- Rotura estrutural por movimento da fundação;
- Rotura por deslizamento das sapatas (em especial nos muros de contenção).

Em termos do dimensionamento das fundações devem ser definidos valores limites para os movimentos da fundação. As componentes desses movimentos incluem: assentamento, assentamento diferencial, rotação e inclinação, conforme a figura 23.

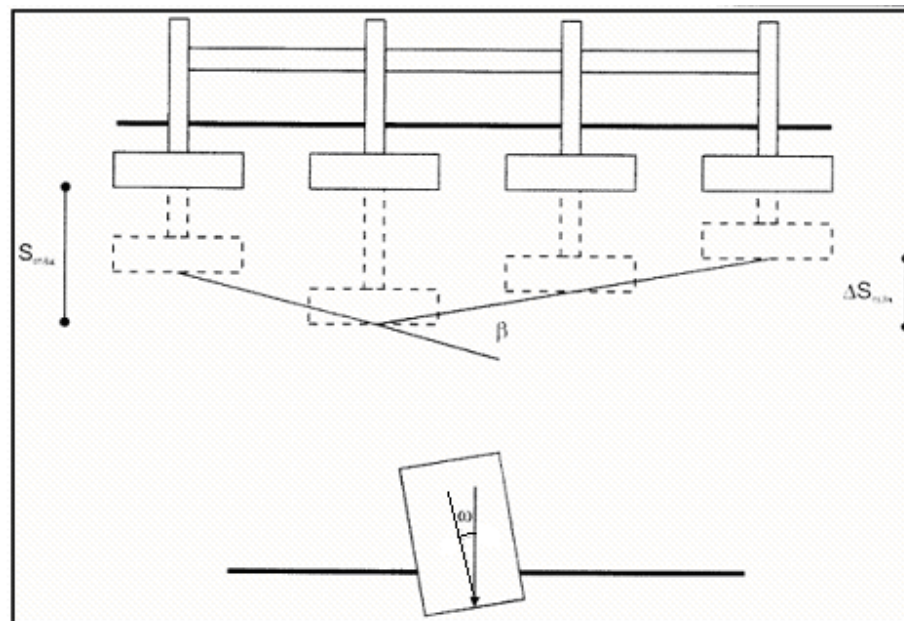


Fig. 23: Definições de assentamento total (s), assentamento diferencial (Δs), rotação relativa (β) e inclinação (ω), (Moura Colares, 2006).

Para a avaliação dos movimentos da estrutura, foi realizado o modelo dos módulos de reacção e o método dos elementos finitos, com linearidade de todos os materiais, incluindo o solo. Na realidade o solo, para determinados níveis de carga, desempenha um papel não linear plástico. Este fenómeno não foi tido em conta neste projecto.

Como ordem de grandeza, o EC7 refere que, para muitas estruturas, a rotação relativa susceptível de provocar um estado limite último, é de 1/150.

A verificação da segurança ao deslizamento deve ser feita sempre que o carregamento não é normal à base da fundação, com particular incidência nas sapatas dos muros de contenção das caves do edifício 1, onde os impulsos horizontais do terreno são significativos. Assim, para uma fundação com base horizontal deve verificar-se a condição seguinte (expressão 19):

$$H_d \leq S_d + E_{pd} \quad (19)$$

Onde:

H_d - É a componente horizontal da carga de cálculo incluindo os impulsos activos de cálculo;

S_d - É a resistência de cálculo ao deslizamento entre o terreno e a fundação;

E_{pd} - É a resistência passiva de cálculo do terreno na zona lateral da fundação, que pode ser mobilizada com um deslocamento apropriado a este estado limite e se mantém mobilizável ao longo da vida da estrutura.

Quando estejam asseguradas as condições de drenagem, o valor de cálculo da resistência ao deslizamento deve ser determinado usando a seguinte expressão (expressão 20).

$$S_d = V'_d \times (\operatorname{tg} \delta'_d) \quad (20)$$

Onde:

V'_d - É a carga efectiva de cálculo normal ao plano da fundação;

δ'_d - É o ângulo de atrito efectivo de cálculo entre o solo e a fundação.

O ângulo de atrito efectivo de cálculo δ'_d pode ser considerado igual ao ângulo de atrito interno efectivo de cálculo ϕ'_d para fundações betonadas contra o terreno. Deve ser desprezada a coesão efectiva.

Como ordem de grandeza para verificação dos estados limites de utilização, o EC7 refere que a rotação relativa máxima aceitável em pórticos, preenchidos ou não com alvenaria, paredes resistentes ou paredes contínuas de tijolo, seja igual a 1/500, mas está provavelmente compreendida na gama de valores entre cerca de 1/2000 e cerca de 1/300 de modo a evitar um estado limite de utilização na estrutura.

No caso de estruturas normais com fundações isoladas são muitas vezes aceitáveis assentamentos totais até 50 mm e assentamentos diferenciais entre pilares até 20 mm. Podem ser aceitáveis maiores assentamentos totais e diferenciais desde que as rotações relativas se situem dentro dos limites aceitáveis e que os assentamentos totais não originem problemas nas condutas e cabos que entram na estrutura, causem desvio da vertical, etc.

No que se refere aos assentamentos diferenciais causados pela variabilidade do terreno, o EC7 considera que, a menos que a rigidez da estrutura os impeça, estes podem tipicamente atingir 10 mm, não excedendo normalmente 50% do valor do assentamento total, no caso de fundações superficiais em terrenos naturais

Estas orientações aplicam-se apenas a estruturas correntes, não devendo, por isso, ser aplicadas a edifícios ou estruturas foras do comum, ou para as quais a intensidade do carregamento é marcadamente não uniforme.

A verificação de que o terreno de fundação pode suportar a carga de cálculo com adequada segurança em relação à rotura, é feita garantindo a seguinte condição para todas as combinações de acções e hipóteses de carga respeitantes a estados limites últimos (expressão 21).

$$V_d \leq R_d \quad (21)$$

Onde:

V_d - É o valor de cálculo da componente normal à fundação da acção correspondente ao estado limite último, incluindo o peso próprio da fundação e de qualquer material de enchimento;

R_d - É o valor de cálculo da resistência ao carregamento limite da fundação em relação às acções normais, tendo em conta o efeito de quaisquer acções inclinadas ou excêntricas, devendo ser obtidas a partir de valores de cálculo dos parâmetros relevantes.

Por outro lado, de acordo com a norma americana “ASCE 1994: Tech. Eng. Design Guides – US Army Corps Eng.”, muitas estruturas podem admitir movimentos verticais descendentes ou assentamentos sem fissuração, com base nos valores de assentamentos máximos permissíveis apresentados no Quadro 23.

Quadro 23: Assentamentos máximos permissíveis de algumas estruturas (ASCE 1994).

Tipo de estrutura	Assentamento (mm)
Paredes de tijolo maciço (comprimento/altura ≥ 2.5)	7,5
Paredes de tijolo maciço (comprimento/altura ≥ 1.5)	10
Estruturas porticadas	10
Paredes de tijolo reforçadas e de betão reforçado	15
Fundações maciças/rígidas de betão suportando silos, depósitos e torres, etc.	30

No entanto, para a maior parte dos empreendimentos, os assentamentos totais não devem exceder 50 mm. A especificação típica de assentamentos totais para edifícios comerciais é de 25 mm, enquanto outras estruturas de betão armado, tais como depósitos, silos e torres, poderão suportar maiores assentamentos do que os 25 mm (ASCE 1994).

Os assentamentos diferenciais que causam distorção e danos em estruturas, são função de uniformidade do solo, rigidez da estrutura, rigidez do solo, e da distribuição de cargas na estrutura. Em regra, os assentamentos diferenciais não devem exceder 12,5 mm, sob pena de se verificarem fissuras e danos estruturais (ASCE 1994).

A norma americana define a distorção angular pelo valor de $\beta = \delta / L$ ($= \alpha$ no EC7), sendo uma medida do movimento diferencial δ entre dois pontos adjacentes (separados por L). Um limite a seguir para não haver fissuração em estruturas metálicas ou de betão armado é limitar a distorção (rotação relativa) a 1/500 (Ver Quadro 24). Deve-se prever fissuração para valores de $\beta \geq 1/300$ e danos estruturais para $\beta > 1/150$;

A inclinação (em relação à vertical) ocorre para $w > 1/250$ (mesmo w da figura 23), deve ser tido em consideração em edifícios adjacentes, muito em particular quando estão envolvidos ventos de grande intensidade.

Quadro 24: Limites de distorções angulares para evitar danos potenciais (ASCE 1994).

Situação	Comp./Altura	β_{max}
Paredes e cascas (<u>arcos</u>) não reforçados	---	1/2000
Paredes de tijolo estruturais (com blocos de betão)	≥ 5	1/1250
Paredes de tijolo estruturais (com blocos de betão)	≤ 3	1/2500
Paredes inclinadas não reforçadas	---	1/1000
Maquinaria sensível a assentamentos	---	1/750
Estruturas com contraventamentos diagonais	---	1/600
Impedimento de fissuração em edifícios; inclinação em encontros de pontes; estruturas esbeltas altas, tais como chaminés, silos e depósitos de água sob um ensoleiramento rígido	---	1/500
Estruturas metálicas ou de betão armado com paredes de tijolo, de blocos e acabamentos de estuque	≥ 5	1/500
Estruturas metálicas ou de betão armado com paredes de tijolo, de blocos e acabamentos de estuque	≤ 3	1/1000
Tanques circulares sob bases flexíveis com topo flutuante; estruturas metálicas e de betão armado com acabamentos insensíveis (paredes não cobertas, vidros e painéis apoiados em borracha)	---	1/300 a 1/500
Fissuração em paredes de painel, problemas com gruas suspensas (apoiadas)	---	1/300
Inclinações em edifícios rígidos e altos	---	1/250
Danos estruturais em edifícios; paredes de tijolo com ratio comprimento/altura > 4	---	1/150
Tanques circulares, com bases flexíveis e topos fixos, estruturas metálicas com painéis laterais flexíveis	---	1/125

4.2 Pré-dimensionamento de sapatas

Para a determinação da resistência ao carregamento de cálculo, podem utilizar-se expressões deduzidas da teoria da plasticidade.

Com base nos valores de ϕ' determinados no ponto 3.2.1, fez-se uma análise da capacidade de carga pela teoria da plasticidade, considerando o solo como um estrato único homogéneo. Apesar de ser uma via limitada, fornece uma boa aproximação. No entanto, o solo é heterogéneo e os valores dos factores de carga (N_γ, N_c, N_q) a considerar na expressão geral, são válidos somente para solos homogéneos. Assim sendo, para solos heterogéneos, como é o caso, convém usar parâmetros correctivos, ou então recorrer ao método do pressiómetro preconizado pela regulamentação francesa.

A capacidade de carga de uma fundação é a razão da carga de rotura pela área da base da mesma (expressão 22).

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{B \times L} \quad (22)$$

Matos Fernandes (1995), afirma que a determinação da carga última por esta via não tem solução matemática exacta para solos reais, existindo no entanto diversas soluções aproximadas, obtidas no âmbito da teoria da plasticidade.

A expressão geral da capacidade de carga para a aplicação do método clássico assenta no pressuposto da formação de uma cunha de rotura, da qual se obtém a seguinte expressão para a determinação da capacidade de carga (expressão 23).

$$q_{ult} = c' \times N_c \times s_c \times i_c \times f_c + q' \times N_q \times s_q \times i_q \times f_q + \frac{1}{2} \gamma' \times B' \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \times f_\gamma \quad (23)$$

A expressão 23 depende de três parcelas. A primeira é devida à coesão (c) do solo, a segunda ao peso de terras sobrejacentes (q) e a última ao peso da zona deslocada na rotura (γ). Todas estas componentes são influenciadas por parâmetros adimensionais (*factores correctivos* s, i e f). Estes dependem, do ângulo de atrito, da geometria da sapata, da inclinação da carga aplicada e por fim, da presença de uma fronteira rígida a uma determinada profundidade.

A capacidade de carga foi obtida considerando uma área fictícia (Figura 24), com base nas expressões 24 e 25.

$$B'_x = B_x - 2 \times e_x \quad (24)$$

$$B'_y = B_y - 2 \times e_y \quad (25)$$

Em que:

$$e_x = \frac{M_{sd,y}}{N_{sd}} \quad (26)$$

$$e_y = \frac{M_{sd,x}}{N_{sd}} \quad (27)$$

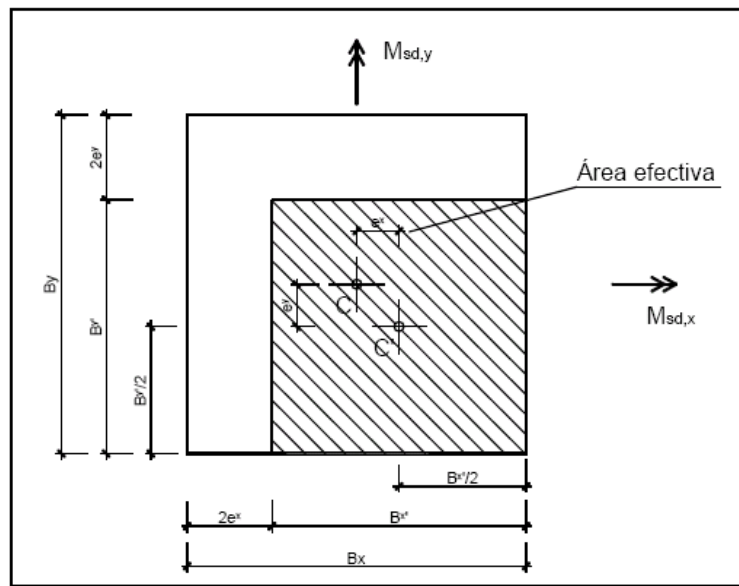


Fig. 24: Área efectiva ou área fictícia ($B_x = B$ e $B_y = L$), (António Arêde, 2002).

Os factores de capacidade de carga, adimensionais, dependentes apenas do ângulo de atrito foram obtidos com base nas expressões 28 e 29.

$$N_q = e^{\pi \times \text{tg} \phi} \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (28)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \times \text{tg}(\phi) \quad (29)$$

Os factores de forma, s , foram obtidos segundo as expressões 30 e 31, com base numa análise em tensões efectivas.

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \times \sin \phi' \quad (30)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \times \frac{B'}{L'} \quad (31)$$

Os factores de inclinação de carga, i , foram obtidos segundo a expressão 32, com base numa análise em tensões efectivas, sendo a componente tangencial de carga, H , paralela à maior dimensão da sapata, L .

$$i_q = i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + B \times L \times c' \times \cot \phi'} \quad (32)$$

Por outro lado, para os casos em que a componente tangencial da carga, H , é paralela à menor dimensão da sapata, B , então (expressões 33 e 34):

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \times L \times c' \times \cot \phi'} \right)^3 \quad (33)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0,7H}{V + B \times L \times c' \times \cot \phi'} \right)^3 \quad (34)$$

Não foram aplicados em ambos os casos de estudo, os coeficientes correctivos f referentes à aproximação do firme rochoso da cunha de rotura.

Por outro lado, o valor do assentamento, s_i , expressão 35, pode condicionar as dimensões em planta da sapata, tal que:

$$s_i \leq s_{dif.adm}$$

Sendo:

$s_{dif.adm}$, o assentamento diferencial admissível, que resulta do produto entre a menor distância entre pilares e a rotação máxima admissível, α_{adm} .

$$s_i = p \times B \times \frac{(1 - \nu^2)}{E_s} \times I_s \quad (35)$$

Onde:

p - Pressão aplicada ao maciço;

I_s - É um factor função da geometria da área carregada e do ponto sob o qual se pretende obter o assentamento;

E_s - Módulo de elasticidade do solo obtido através de uma função linear aproximada aos valores dos ensaios SPT, a uma profundidade de $B/2$ da base da sapata.

Para sapatas rígidas rectangulares ou quadrangulares, os valores de I_s foram determinados simplifcadamente através da expressão 36:

$$I_s = 0,92 + 0,56 \times \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (36)$$

O assentamento obtido pela expressão 35, foi verificado apenas para o esforço axial frequente $N_{Freq.}$ com as dimensões reais B e L . Por sua vez, a verificação de corte/punçoamento foi feita com as excentricidades reais da carga.

Por outro lado, em determinadas situações de proximidade entre pilares, optou-se por dimensionar sapatas conjuntas a dois ou mais pilares. Para tal, considerou-se o seguinte:

- Sapata a trabalhar com tensões uniformes para as cargas permanentes, isto é, sapata centrada na resultante das cargas permanentes;

- Uma vez determinada a resultante das cargas permanentes, fixou-se a maior distância em planta L ;

- Determinação de B' com base nos esforços N_{sd} e M_{sd} do caso C, resultado da sobreposição do esforço axial N_G e dos momentos flectores M_G das cargas permanentes, com as sobrecargas N_Q e M_Q , dos pilares em análise, devidamente combinada.

$$N_{sd} = \left[N_{G/total/sapatas} \times 1,0 + N_{Q/total/sapatas} \times 1,30 \right] \times 1,10 \quad (37)$$

$$M_{sd} = M_{G/total/sapatas} \times 1,0 + M_{Q/total/sapatas} \times 1,30 \quad (38)$$

Importa salientar que os esforços N_{sd} e M_{sd} das expressões 37 e 38 são esforços reduzidos ao centro de gravidade da resultante das cargas permanentes.

- Controlo de assentamentos com base no cálculo da resultante das cargas frequentes (expressão 39):

$$N_{Freq.} = N_{G/total/sapatas} + \psi_1 N_{Q/total/sapatas} \quad (39)$$

- Por fim a altura foi estimada por condição de sapata rígida com verificação ao punçoamento e corte.

4.3 Dimensionamento estrutural (Sapatas)

As fundações são elementos fundamentais da estabilidade das estruturas. No entanto, a verificação da segurança das fundações de estruturas, em particular de edifícios, nem sempre é analisada com o cuidado que se justificaria. As dificuldades encontradas pelo projectista na abordagem deste problema são sentidas a vários níveis, podendo destacar-se:

- Dificuldades de uma correcta caracterização do solo que possibilitem a utilização de modelos mais “rigorosos” e permitam uma sistematização nos núcleos de dimensionamento. Estes aspectos, envolvendo uma análise geotécnica das fundações, reflectem-se essencialmente ao nível da escolha da solução (fundações directas, sapatas, blocos de fundação ou ensoleiramento, fundações indirectas, estacas, poços de fundação) e no seu dimensionamento em termos de geometria em planta;

- Dificuldades ao nível do dimensionamento estrutural das fundações, no que diz respeito à aplicação de modelos que permitam uma utilização sistemática e simples.

Tradicionalmente, tem sido prática dos técnicos envolvidos no projecto estrutural em simplificar esta parte do projecto, recorrendo a metodologias simples que permitem em geral e nos casos correntes obter soluções conservadoras.

No entanto, não existindo um correcto enquadramento por parte da regulamentação nacional, no que diz respeito às fundações, o projectista vê-se confrontado com incertezas na aplicação de processos simplificados. De facto, em Portugal não há um código ou regulamento sobre fundações. Com a aplicação da regulamentação europeia, algumas lacunas foram ultrapassadas, em particular com a introdução do Eurocódigo 7, que permite resolver algumas dificuldades fundamentalmente ao nível dos aspectos geotécnicos. Nos aspectos estruturais, em particular, no dimensionamento de fundações de betão armado, o Eurocódigo 2 não dá um grande contributo no sentido de se ultrapassarem algumas dificuldades sentidas no projecto. O EC2 trata alguns elementos estruturais como sejam o caso de vigas, pilares e lajes com bastante desenvolvimento quer no que diz respeito aos aspectos do dimensionamento, quer mesmo no que se refere às disposições construtivas, estabelecendo regras precisas no estudo destes elementos. Todavia, em relação aos elementos de fundação não é dado um relevo que eventualmente seria merecido.

(Vila Pouca e Delfim, 1997)

As sapatas de fundação frequentemente utilizadas são ilustradas na figura 25. Abordados que foram os aspectos relacionados com o dimensionamento geotécnico, resultado deste estudo o posicionamento e a geometria da sapata, serão agora analisados os aspectos relativos ao dimensionamento estrutural destes elementos.

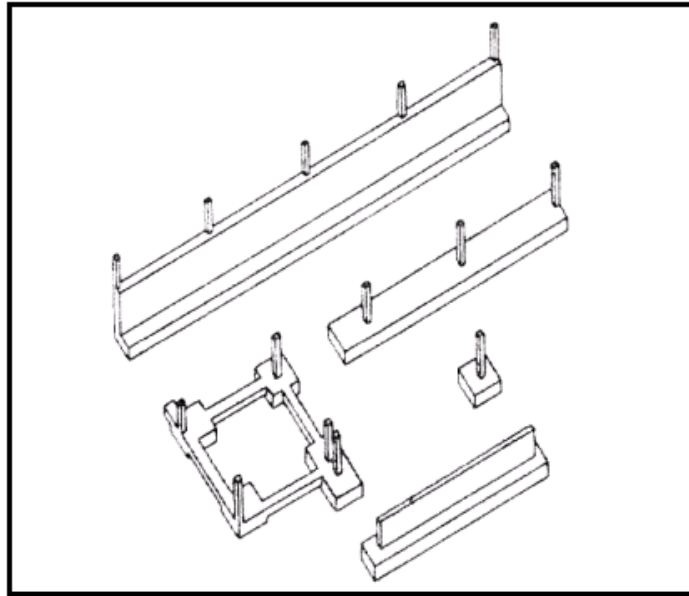


Fig. 25: Sapatas de fundação – tipologia (Vila Pouca e Delfim, 1997).

Consideremos uma sapata isolada centrada com o pilar sujeito unicamente a esforço axial N . A sapata é considerada como rígida cumprindo a condição da expressão 40:

$$a_0 \leq 2H \quad (40)$$

Com:

$$a_0 = \frac{(B-b)_x}{2} \quad (41)$$

$$a_0 = \frac{(B-b)_y}{2} \quad (42)$$

Sendo a_0 a dimensão da maior aba da sapata, (Figura 26).

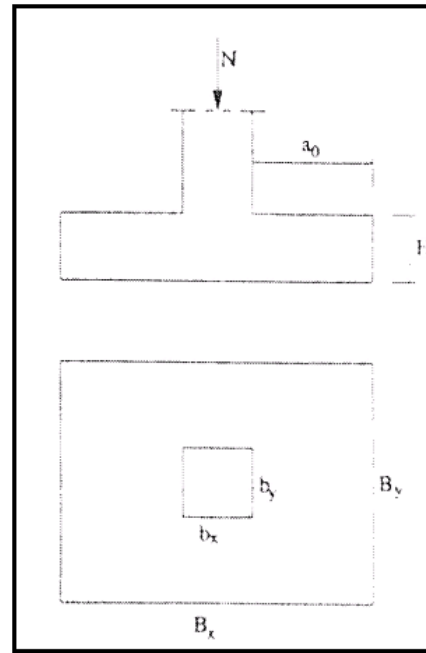


Fig. 26: Dimensões a_0 , B_x e B_y

Esta classificação de sapata rígida relaciona-se com a relação entre rigidez de flexão da sapata e a rigidez do solo à deformação vertical. Desta relação e do tipo de solo depende a distribuição de tensões conforme se ilustra na figura 27.

É prática corrente dimensionar-se as sapatas como rígidas assumindo-se no seu dimensionamento uma distribuição de tensões uniforme no solo. No entanto, a altura da sapata está muitas vezes condicionada pela verificação da segurança ao corte.

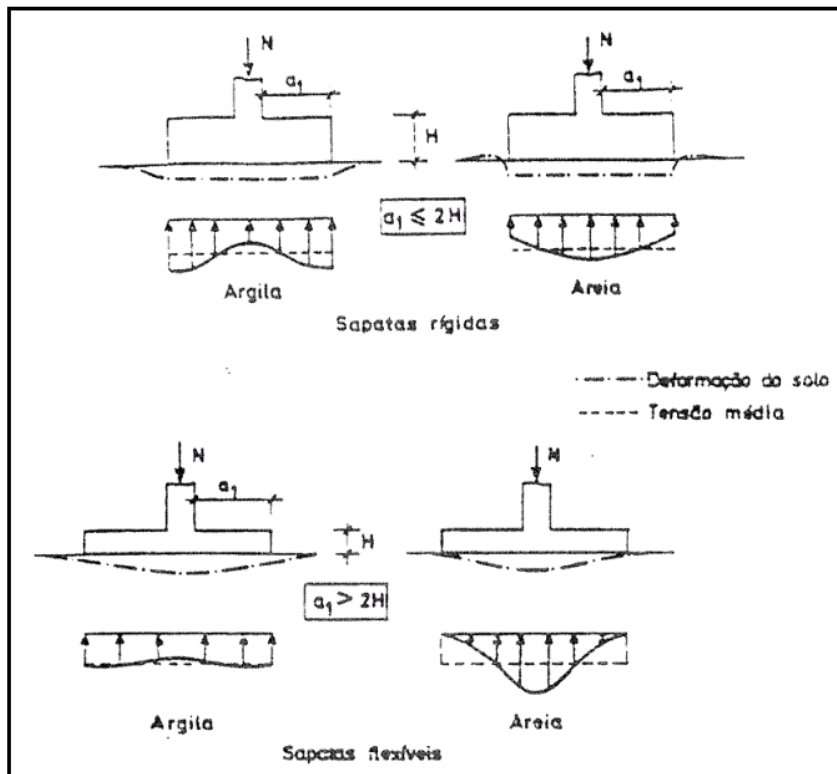


Fig. 27: Distribuição de tensões no solo. Sapatas rígidas na zona superior da figura e sapatas flexíveis na zona inferior da mesma (Vila Pouca e Delfim, 1997).

4.3.1 Armaduras

O método das bielas, aplicável no caso das sapatas rígidas de betão armado, é um método bastante popular e simples onde se procura o equilíbrio das forças internas através de bielas e tirantes fictícios dentro da peça de betão armado (Figura 28). O cálculo resume-se à verificação do esmagamento das bielas de betão e ao dimensionamento das armaduras dos tirantes.

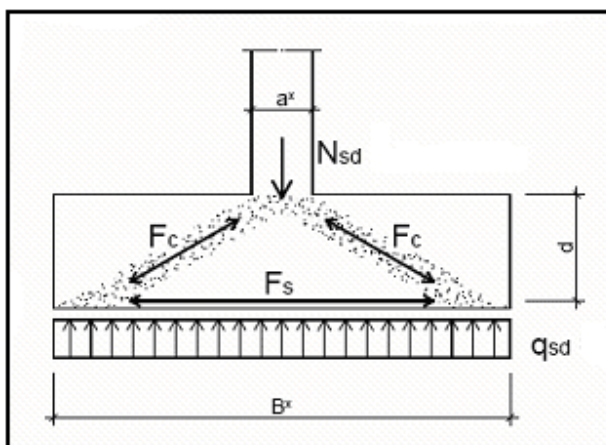


Fig. 28: Esquema estrutural – Método das bielas.

Bielas comprimidas F_c e bielas tracionadas F_s (António Arêde, 2002).

No caso das fundações contínuas das paredes de contenção das caves do edifício 1, a força horizontal de tracção do tirante, F_{sd} , de cálculo, foi determinada segundo a expressão 43.

$$F_{sd} = N_{sd} \times \frac{B_x - a_x}{8d} \text{ (KN / m)} \quad (43)$$

Todavia, a área de armadura inferior na direcção x e y , foi quantificada segundo as expressões 44 e 45, respectivamente. F_{sd} provém da expressão 43.

$$A_{sx} = \frac{F_{sd}}{f_{syd}} \text{ (cm}^2 \text{ / m)} \quad (44)$$

$$A_{sy} \approx \frac{A_{sx}}{4} \text{ (cm}^2 \text{ / m)} \quad (45)$$

Para os casos de sapatas isoladas, admite-se para cada direcção, a aproximação de que o pilar é alongado na direcção perpendicular. Assim, as forças nos tirantes e correspondente armadura resistente, foram obtidos através das seguintes expressões:

$$F_{sd,x} = N_{sd} \times \frac{B_x - a_x}{8d} [KN] \quad (46)$$

$$F_{sd,y} = N_{sd} \times \frac{B_y - a_y}{8d} [KN] \quad (47)$$

$$As_x = \frac{F_{sd,x}}{f_{syd}} [cm^2] \quad (48)$$

$$As_y = \frac{F_{sd,y}}{f_{syd}} [cm^2] \quad (49)$$

As armaduras determinadas em (48) e (49) foram distribuídas pela totalidade da sapata, pelo que as armaduras por metro vêm definidas por:

$$As_x / m = \frac{As_x}{B_y} [cm^2 / m] \quad (50)$$

$$As_y / m = \frac{As_y}{B_x} [cm^2 / m] \quad (51)$$

Para os restantes casos de sapatas (sapatas conjuntas e sapatas da caixa de escadas e elevadores), as armaduras foram determinadas pelo método da flexão, com base no traçado dos diagramas de esforços.

Quando a excentricidade da carga é inferior a $B_x / 6$ (Figura 29) não existe levantamento da sapata (Figura 29) e as tensões instaladas no terreno de fundação foram obtidas pela expressão 52.

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{B_x \times B_y} \pm \frac{M_{sd}}{\frac{B_x^2 \times B_y}{6}} \quad (52)$$

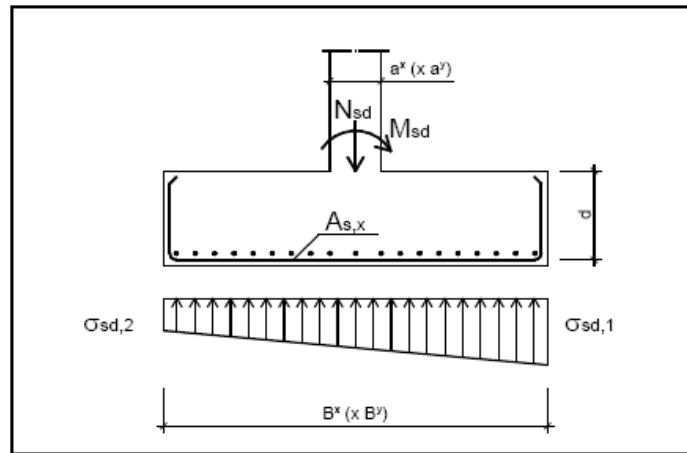


Fig. 29: Diagrama de tensões na base para excentricidades inferiores a $B_x / 6$ (António Arêde, 2002).

Quando a excentricidade da carga é superior a $B_x / 6$ existe levantamento da sapata (Figura 30) e a tensão máxima instalada no terreno de fundação foi obtida por:

$$\sigma_{sd,1} = \frac{2 \cdot N_{sd}}{3 \cdot \left(\frac{B_x}{2} - \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \right) \cdot B_y} \quad (53)$$

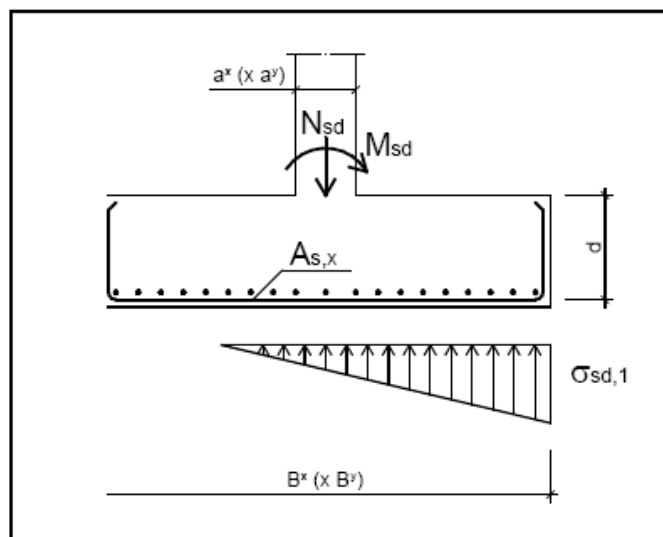


Fig. 30: Diagrama de tensões na base para excentricidades superiores a $B_x / 6$ (António Arêde, 2002).

Note-se que esta situação é de evitar sobretudo se a área “traccionada” for superior a 25% da área da sapata. No entanto, em qualquer dos casos calculou-se o momento M_{sd} na secção da sapata à distância $0,15a$ onde $a = a_x$ ou $a = a_y$ da face do pilar, de acordo com o diagrama das tensões aplicadas no solo.

As armaduras na direcção principal foram calculadas através das fórmulas da flexão simples. Na direcção perpendicular calculou-se a armadura admitindo uma tensão uniforme igual à tensão $\sigma_{sd,3/4}$ dada pela expressão 54:

$$\sigma_{sd,3/4} = \frac{3 \cdot \sigma_{sd,1} + \sigma_{sd,2}}{4} \quad (54)$$

Nos casos em que a variação de tensões no solo foi reduzida, tal que $(\sigma_{sd,1} - \sigma_{sd,2}) \leq \frac{\sigma_{sd,med}}{2}$, em que $\sigma_{sd,med} = \frac{\sigma_{sd,1} + \sigma_{sd,2}}{2}$ é a tensão média de contacto no solo, adoptou-se como aproximação o cálculo da armadura em ambas as direcções utilizando o método das bielas para um esforço axial do pilar N_{sd} corrigido, dado pela expressão 55:

$$N_{sd}' = B_x \times B_y \times \sigma_{sd,3/4} \quad (55)$$

4.3.2 Punçoamento e corte

Neste ponto será feita uma breve descrição dos procedimentos adoptados na verificação de segurança ao punçoamento pelos regulamentos EC 2, REBAP, ACI Code, DTU 13.12 e BS 8110, estabelecendo-se comparações que possibilitem a sua crítica. No anexo A, encontram-se transcritas as disposições dos vários regulamentos, no que respeita à verificação ao corte e punçoamento em sapatas.

Os diversos regulamentos adoptam uma metodologia idêntica na verificação da segurança ao punçoamento, baseada na noção de um contorno crítico (u) e da superfície crítica (A_u) em relação à qual é estabelecida a verificação, confrontando uma tensão de corte v_{sd} com uma tensão resistente v_{rd} . As diferenças surgem essencialmente na definição do contorno crítico, na consideração dos efeitos da excentricidade da carga e na tensão resistente.

O EC2 propõe que a distância a de verificação ao punçoamento deve ser tal que se situe entre a face do pilar e uma distância $2d$ a partir da mesma. Desta forma, o projectista é confrontado com várias distâncias de verificação. Assim sendo, a única forma de se saber qual a secção condicionante, passa por traçar as curvas que representam a variação da tensão actuante e resistente, ao longo da distância de 0 a $2d$. O valor mínimo de uma terceira curva obtida pela subtracção das curvas resistente e actuante, dá a secção crítica de verificação.

Este processo é trabalhoso e só é possível ser realizado com recurso a uma folha de cálculo (Excel, por exemplo). Um dos objectivos deste trabalho passa por aplicar esta metodologia a várias sapatas e com base nos resultados tentar tirar algumas conclusões.

A altura útil final é determinada de forma que a tensão actuante na secção condicionante não exceda a tensão resistente na mesma secção, de modo que não seja necessária armadura de punçoamento (expressão 56).

$$v_{Ed} \leq v_{Rd} \quad (56)$$

Segundo o EC2, a tensão resistente depende directamente da percentagem de armadura longitudinal, da altura útil da secção (d) e de um coeficiente $C_{Rd,c}$. Por outro lado, a tensão actuante depende do nível de tensão instalada na base da sapata (fora da superfície crítica A_u), e da excentricidade da carga, prevendo factores de majoração em função da excentricidade e da direcção de aplicação dos momentos (Consultar anexo A).

O regulamento português, REBAP, propõe que a distância a da secção de verificação ao punçoamento seja de $d/2$, contada a partir da face do pilar. A altura útil é determinada de forma a que, nessa secção, a tensão actuante v_{sd} não exceda a tensão resistente v_{rd} , de modo a evitar colocação de armadura de punçoamento. A tensão resistente relaciona-se directamente com uma tensão τ_1 (que varia em função da classe do betão), da altura útil da secção d , e de um coeficiente η que não deve ser tomado inferior à unidade. No que respeita à tensão actuante, o REBAP prevê agravamento em função da excentricidade da carga.

A norma inglesa, BS 8110, define que a distância de verificação ao punçoamento deve ser considerada com valor igual $1,5d$. Esta norma define uma tensão resistente semelhante à preconizada pelo EC2 (Ver expressão no anexo A). No entanto, não foi alvo de aplicação neste trabalho, uma vez que a secção de verificação vai para além dos limites das dimensões das sapatas.

Importa salientar que existe uma versão mais recente da norma BS 8110, datada de 1997. No entanto, nada é alterado no que respeita a esta matéria.

Foi também analisada a norma francesa DTU 13.12 que é muito simplista no âmbito desta matéria. Apenas refere que todas as sapatas que respeitem as condições de sapata rígida da expressão (40), ficam isentas de verificação ao punçoamento. Esta consideração é realmente muito simplista e não deve ser tomada isoladamente.

Por fim, o código americano ACI propõe uma distância a de $d/2$, à imagem do REBAP, de tal modo que $V_u \leq \phi V_c$, sendo ϕ um coeficiente de minoração da tensão resistente do betão.

Relativamente à tensão actuante V_u , apenas resulta da pressão instalada na base da sapata que cai fora da superfície crítica A_u e não são considerados os efeitos da excentricidade da carga.

No entanto, o código ACI vai mais longe e chega mesmo a definir uma secção de verificação ao corte, para uma distância d da face do pilar ou parede, e uma expressão para a tensão resistente nessa secção (Consultar anexo A).

4.4 Muros de suporte de caves

O maciço de solo com superfície horizontal, encontra-se no seu estado natural em repouso (ver Figura 31). No dimensionamento dos muros do edifício 1, foi considerado que uma parte do maciço poderia ser retirada, substituindo a sua acção em relação ao remanescente pela introdução de um muro vertical rígido e liso, sem que fosse introduzida qualquer deformação no solo. Assim, as tensões induzidas no muro teriam exactamente o valor

$$\sigma'_{h_0} = K_0 \cdot \sigma'_{v_0} \quad (57)$$

Esta consideração é aceitável, visto que, o muro não experimenta deslocamentos horizontais, pois a estrutura do edifício é rígida e são muito reduzidos os deslocamentos horizontais (quase nulos).

Importa referir que o nível freático encontra-se abaixo dos 20 metros de profundidade, a uma cota muito inferior à cota da soleira da fundação do muro. Assim sendo, não se verificam pressões hidrostáticas.

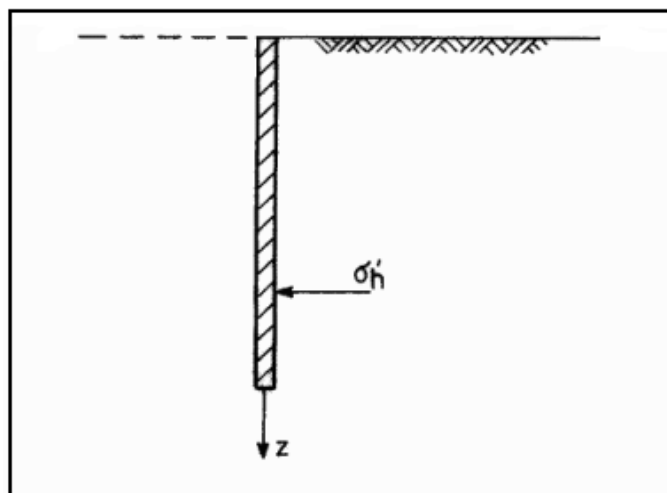


Fig. 31: Impulso actuante no muro. Impulso em repouso (Matos Fernandes, 1995).

A determinação do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , foi feita com base na expressão proposta por Jaki:

$$K_0 = 1 - \sin(\hat{\phi}) \quad (58)$$

5. INTERACÇÃO SOLO-ESTRUTURA

5.1 Aspectos gerais

O estudo da interacção solo-estrutura exige um sistema de referência comum. No entanto, é usual os projectistas admitirem sistemas de referência diferentes entre si. A super-estrutura é referenciada segundo um sistema de coordenadas localizado na base de um dos pilares. Já o sistema de fundação é localizado a partir de eixos XYZ situados na superfície do terreno. O mais coerente é considerar um lugar geométrico dos pontos abaixo da superfície do terreno, a uma profundidade que possa ser considerada sem deslocamentos (Figura 32).

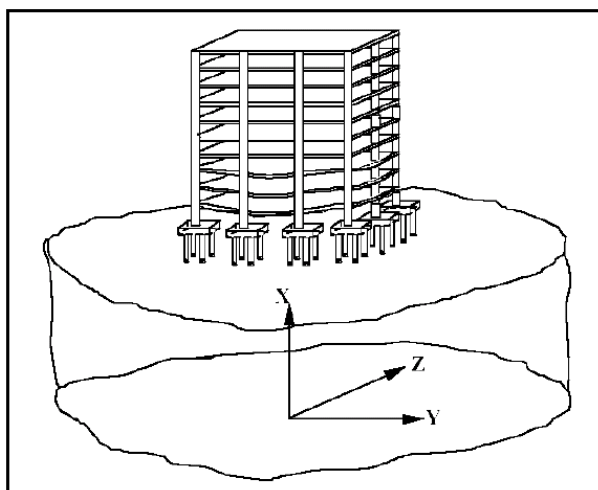


Fig. 32: Sistema de referência (Iwamoto, 2000).

Um sistema de fundação é composto por elementos isolados, os quais são definidos como conjuntos formados pelos elementos estruturais de fundação juntamente com o terreno que os circunvizinha e que serve de apoio para a superfície de contacto com o solo.

Os elementos estruturais (sapatas, estacas, blocos, etc.) são responsáveis por transmitir os esforços da estrutura para o terreno, atendendo às condições de segurança e de economia (Figura 33). A forma adequada de transmissão desses esforços deve atender a dois requisitos básicos: (i) segurança em relação à ruptura e (ii) assentamentos compatíveis com a estrutura. O primeiro conceito significa que o terreno de fundação não pode entrar em colapso, ou ruptura. O segundo estabelece que, mesmo que os esforços apresentem segurança em relação à ruptura, os assentamentos precisam de ser compatíveis com aqueles tolerados pela estrutura.

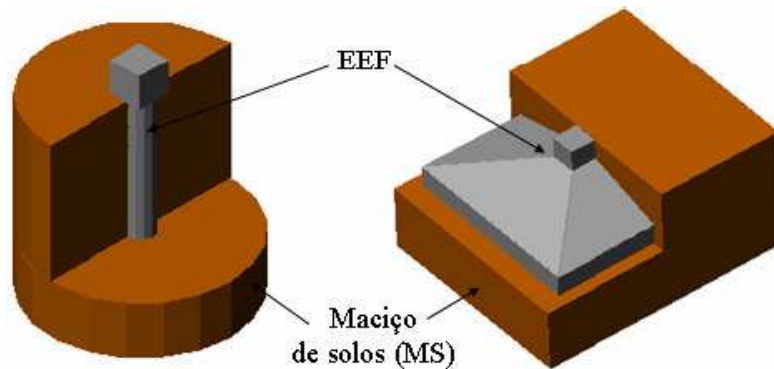


Fig. 33: Elementos Estruturais de Fundação (EEF) e Maciço de solos (MS), (Moura Colares, 2006).

O facto do sistema de fundação apresentar segurança à ruptura, não garante o bom desempenho do mesmo, pois há necessidade de verificar se os assentamentos, absolutos e diferenciais, satisfazem as condições de funcionalidade, desempenho e segurança.

Diversos são os factores que afectam, com maior ou menor intensidade, os efeitos do mecanismo solo-estrutura. O número de andares, o processo construtivo, forma da planta da edificação, a configuração e a profundidade.

Na figura 34 apresenta-se um esquema onde se confronta o nível de assentamentos e reacções para dois casos de dimensionamento: com e sem consideração da rigidez da super-estrutura.

Considerando a rigidez da super-estrutura, verifica-se que as reacções de apoio deixam de estar concentradas no centro, distribuindo-se pela periferia. Verifica-se também para este caso um maior equilíbrio da grandeza dos assentamentos.

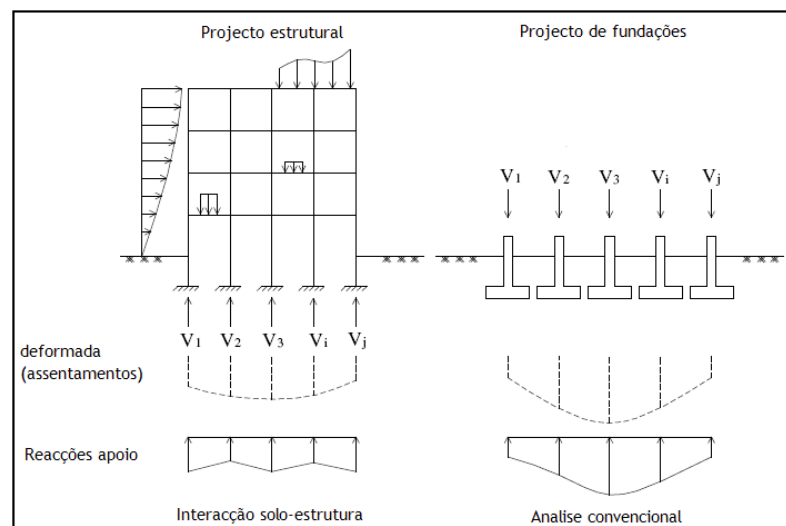


Fig. 34: Interação solo-estrutura (Gusmão, 1994).

5.2 Modelação com “molas” (Winkler)

O comportamento do maciço terroso submetido a carregamentos externos constitui um factor de importância fundamental na análise do mecanismo de interacção solo-estrutura. Cada avaliação depende da forma da curva tensão-deformação, descrição matemática das propriedades mecânicas, ou seja, equações constitutivas adoptadas para o solo.

Teoricamente, o completo conhecimento da relação $\sigma - \varepsilon$ fornece, a qualquer tempo e sobre qualquer condição de carregamento, os valores de tensão e deformação. No entanto, na prática, devido à grande variabilidade natural das propriedades dos solos, há um desvio de previsão.

A complexidade inerente ao comportamento real dos solos tem levado ao desenvolvimento de inúmeros modelos de previsão, especialmente para a análise da interacção 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 interacção solo-estrutura. A escolha de determinado modelo de comportamento para o solo nos problemas de interacção 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. A superfície deformada representa os deslocamentos da superfície limitante do solo que está em contacto com o elemento estrutural de fundação ou da superfície de contacto solo-elemento estrutural de fundação.

Do ponto de vista físico, um material ou meio perfeitamente elástico deforma-se quando submetido a um sistema de forças externas, mas terminado o carregamento, o material ou o meio recupera totalmente sua forma original, não havendo deformações permanentes, ou seja, a curva de descarga coincide exactamente com a curva de carregamento. Os modelos elásticos podem ser lineares, caso em que a relação entre a força aplicada e o deslocamento resultante é dada por funções lineares, e não-lineares, situações em que as funções descritivas da relação força-deslocamento são não-lineares.

(Moura Colares, 2006)

O modelo de comportamento do solo, proposto por Winkler, admite que o deslocamento, s_t , de qualquer ponto situado na superfície do solo é directamente proporcional ao carregamento, p , aplicado no ponto e independente de outros carregamentos externos, aplicados em outros pontos do solo. A expressão (59) onde K_s é o módulo de reacção do solo, representa a descrição matemática do modelo.

$$p = K_s \times s_t \quad (59)$$

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 35, 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.

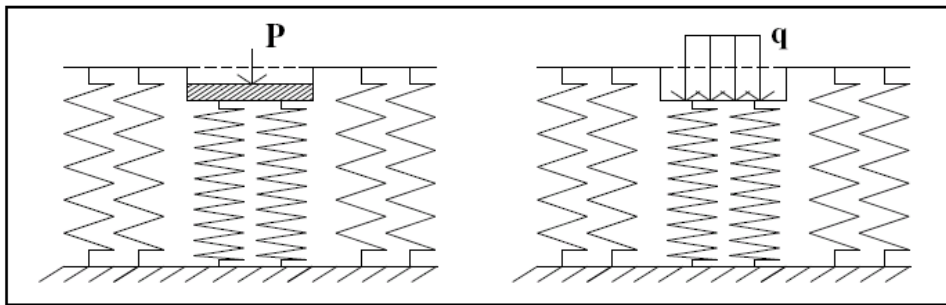


Fig. 35: Deslocamentos para o caso de carregamentos em superfícies infinitamente rígidas e carregamentos em superfícies flexíveis uniformemente distribuídos.

5.2.1 Determinação das constantes de Winkler (K_s) com base no método LCPC/PMT

O centro d'Études Ménard (DTU 13.12) recomenda o procedimento abaixo descrito para o cálculo dos assentamentos do solo.

O solo abaixo do nível da fundação é dividido numa série de camadas fictícias de espessura $B/2$ (Figura 36). Em cada camada, a média do módulo pressiométrico é calculada com base nos resultados pressiométricos dentro da camada. Este processo é repetido por todas as camadas (1 até 16).

E_d é calculado como o módulo equivalente dentro das 16 camadas de espessura $B/2$ abaixo da sapata, ou seja (expressão 60):

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{4} \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3a5}} + \frac{1}{2,5E_{6a8}} + \frac{1}{2,5E_{9a16}} \right) \quad (60)$$

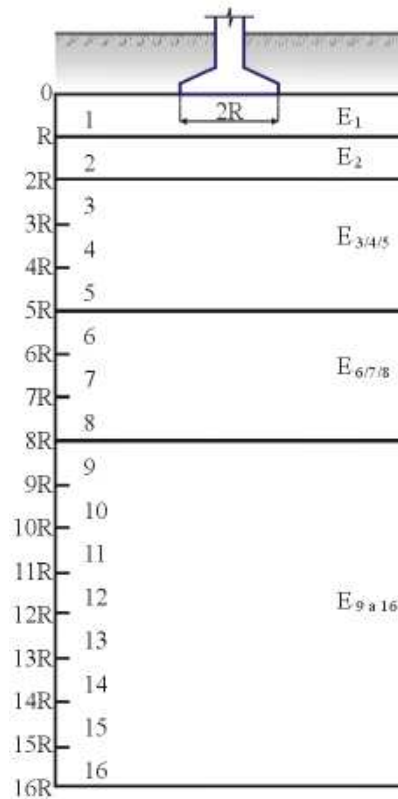


Fig. 36: Decomposição do solo heterogéneo em camadas para o cálculo do coeficiente de Winkler, K_s .

Onde E_{paQ} é a média harmónica dos módulos pressiométricos das camadas P a Q. Por exemplo:

$$\frac{3}{E_{3a5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5} \quad (60a)$$

O assentamento total ao fim de 10 anos, de uma sapata de largura B, é dado pela expressão 61, de Ménard e Rousseau (1962), composta por duas parcelas distintas, uma devido ao assentamento de desvio (d) e outra devido ao assentamento volumétrico (c). O assentamento volumétrico (consequência do estado de compressão volumétrico) ocorre na imediação da base da sapata, enquanto que o assentamento de desvio (consequência do estado de tensão de corte entre a sapata e as zonas vizinhas) ocorre numa zona a maior profundidade.

$$s(10anos) = s_c + s_d \quad (61)$$

Em que:

$$s_c = \frac{q^* \times \lambda_c \times B \times \alpha}{9 \times E_c} \quad (62)$$

$$s_d = \frac{2q^* \times B_0 \left(\lambda_d \times \frac{B}{B_0} \right)^\alpha}{9 \times E_d} \quad (63)$$

Com:

B_0 - Dimensão referência de valor constante de 0,60 metros;

B - Menor dimensão da sapata em planta;

q^* - Acréscimo de tensão vertical (tensão vertical aplicada à fundação, subtraída da tensão vertical devido ao peso das terras ao nível da base da fundação);

α - Coeficiente reológico que depende do tipo de solo;

E_c - Módulo pressiométrico correspondente à zona de deformação volumétrica, igual ao valor do módulo E1 (ver Figura 36) medido à profundidade R;

E_d - Módulo pressiométrico correspondente à zona de desvio;

λ_d e λ_c - Coeficientes de forma (ver Figura 38).

Nos casos em que camadas consistentes são atravessadas por camadas menos consistentes, caso detectado na sondagem S4 do edifício 2, o assentamento é calculado com base na expressão 64.

$$s_t = s + s_m \quad (64)$$

Em que (ver figura 37):

$$s = s_c(E_c) + s_d(E_d) \quad (65)$$

$$s_m = \alpha_m \times \left(\frac{1}{E_m} - \frac{1}{E_d} \right) \times \Delta q_m \times H \quad (66)$$

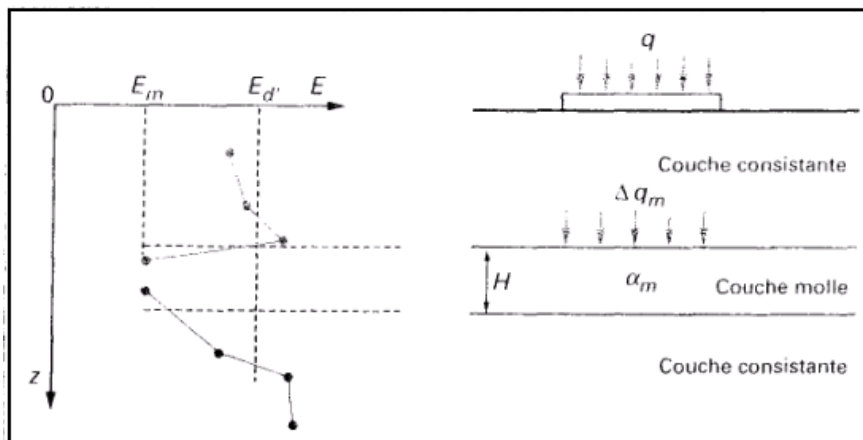


Fig. 37: Cálculo do assentamento para o método pressiométrico, no caso de uma camada mole intercalada (DTU 13.12).

Com:

$E_{d'}$ - Módulo pressiométrico médio das camadas consistentes, sem ter em conta o valor correspondente à camada mole.

E_m - Módulo Pressiométrico médio da camada mole;

α_m - Coeficiente reológico da camada mole;

Δq_m - Valor da sobrecarga vertical ao nível da camada mole (sobrecarga devido à fundação).

L/B	circular	quadrada	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Fig. 38: Coeficientes de forma.

Para a determinação do coeficiente de Winkler, K_s , interessa somente a relação entre a pressão unitária aplicada ao solo e o assentamento do mesmo em correspondência com essa pressão, segundo a expressão 67.

$$K_s = \frac{1}{s_t'} \quad (67)$$

Multiplicando o coeficiente de Winkler (K_s) pela área de influência afectada a cada mola (A_i), obtém-se o coeficiente de mola K_m da expressão 68.

$$K_m = K_s \cdot A_i \quad (68)$$

Sendo:

- K_s - Coeficiente de Winkler, em KPa/m;
- K_m - Coeficiente de mola, em KN/m;
- s_i' - Assentamento total em metros, devido à aplicação de uma pressão unitária em KPa;
- A_i - Área de influência afectada a cada mola, em m^2 .

5.2.2 Determinação das constantes de Winkler (K_s), com base na equação geral da teoria da elasticidade de Boussinesq

Para que a teoria da elasticidade possa ser aplicada com legitimidade na determinação do estado de tensão e das deformações a este associadas, há que ter em conta as seguintes condições:

- As solicitações têm que ser essencialmente monótonas (isto é, crescer até determinado valor e a partir daí manterem-se sensivelmente constantes);

- 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.

Estas duas condições são em regra verificadas com as fundações superficiais de edifícios correntes. Em particular, a segunda verifica-se pela grande susceptibilidade aos assentamentos diferenciais das estruturas hiperstáticas e, muito em especial, dos revestimentos. Isto leva a que o dimensionamento das fundações seja em regra determinado por condições de deformação do solo subjacente e não por satisfação estrita da segurança em relação à rotura do solo. Esta circunstância leva à adopção no contacto sapata-terreno de tensões relativamente baixas, para as quais se verifica uma razoável proporcionalidade em relação às deformações que são ocasionadas no maciço.

(Matos Fernandes, 1994)

Considere-se o maciço representado na figura 39, constituído por n camadas, todas com comportamento elástico, solicitado à superfície pela sobrecarga p uniformemente distribuída numa determinada área.

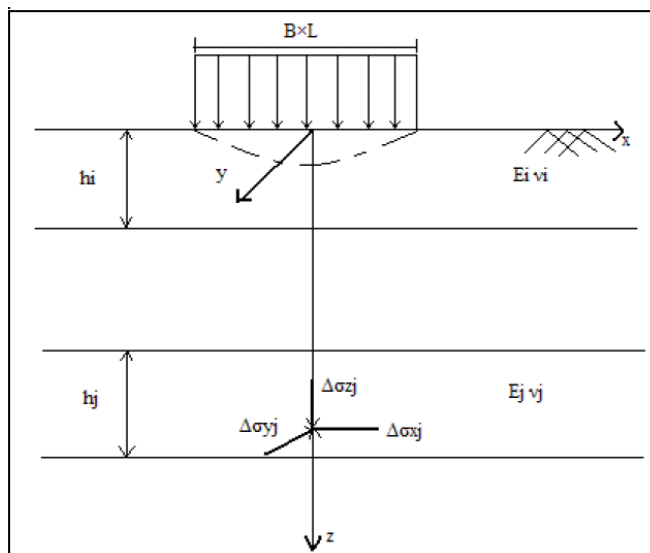


Fig. 39: Carregamento de um maciço estratificado e elástico (Matos Fernandes 1994).

O assentamento imediato à superfície é calculado pela expressão 69.

$$s_t = \frac{p \times B \times (1 - \nu^2)}{E_s} \times I_s \quad (69)$$

Onde:

- p - Pressão aplicada ao solo ao nível da base da sapata, em KPa;
- B - Menor dimensão da sapata, em metros;
- ν - Coeficiente de Poisson;
- E_s - Módulo de deformabilidade do solo. Para o caso do edifício 2 $E_s = E_{ref}$, nas condições já referidas na figura 16 do ponto 3.2.1;
- I_s - É um factor função da geometria da área carregada e do ponto sob o qual se pretende obter o assentamento.

Tal como já foi referido no ponto anterior, a determinação do coeficiente de Winkler, K_s , para uma pressão unitária, é dado pela expressão 70.

$$K_s = \frac{E_s}{B(1-\nu^2) \times I_s} \quad (70)$$

Da mesma forma, o coeficiente de mola é obtido pelo produto de K_s por A_i , expressão 71.

$$K_m = \frac{E_s}{B(1-\nu^2) \times I_s} \times A_i \quad (71)$$

Sendo:

- K_s - Coeficiente de Winkler, em KPa/m;
- K_m - Coeficiente de mola, em KN/m;
- A_i - Área de influência afecta a cada mola, em m^2 .

De forma a poder esclarecer o leitor sobre a área A_i atribuída a cada constante de mola, apresenta-se a figura 40 referente ao edifício 2.

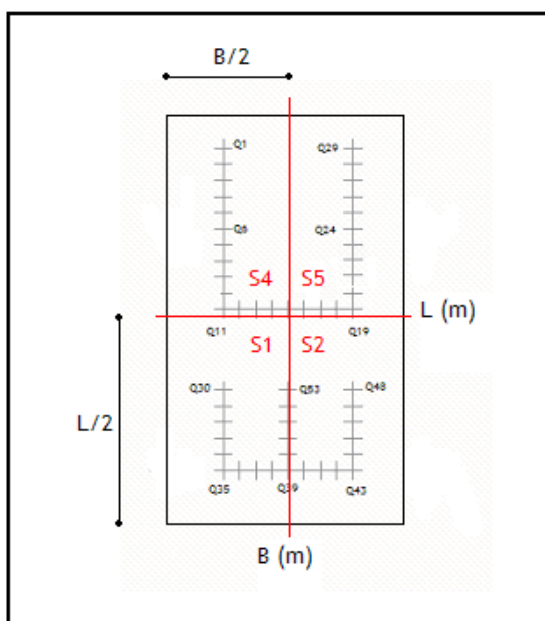


Fig. 40: Divisão da sapata da caixa de elevadores e escadas, por zonas de influência das sondagens.

A área afectada a cada constante de mola aplicada a cada sapata isolada, corresponde à totalidade da área em planta da sapata (uma mola por cada sapata isolada). Nos casos em que na mesma sapata se aplicam várias molas, então a área tem que ser repartida pela totalidade das molas (exemplo da Figura 40). Neste caso, dividiu-se a sapata em 4 partes iguais.

A cada uma das zonas S1 e S2 estão afectas 12 molas. A zona S4 compreende 15 molas, enquanto que S5 compreende 14. Na figura 40, cada cruz Q_i representa o ponto de aplicação da mola.

Simplificadamente, A_i é obtido para cada zona pela expressão (72), em que N_m consiste no número de molas afecto a cada zona.

$$A_i = \frac{\left(\frac{B \times L}{4} \right)}{N_m} \quad (72)$$

5.3 Modelação com elementos finitos

Nas últimas décadas, com a evolução dos recursos computacionais, o método dos elementos finitos tem tido ampla aplicabilidade em diversos sectores da engenharia. Os grupos de pesquisadores que estudam o comportamento de fundações de betão armado têm procurado auxílio junto dos recursos disponíveis pelo método para aprofundar o conhecimento sobre o desempenho dessas estruturas.

Contudo, trabalhar com solos requer atenção redobrada. Caputo (1988), por exemplo, salienta que a falta de conhecimento sobre o terreno de fundação é um dos maiores riscos de uma construção. Assim, a simulação computacional desse material também deve ser conduzida com especial consideração.

Somente o terreno de fundação do edifício 2 foi alvo de modelação com elementos de volume cúbicos do SAP2000 (Figura 41). Salienta-se que o objectivo desta análise tri-dimensional incide na recolha dos valores dos assentamentos e futura comparação com os valores das molas de apoio.

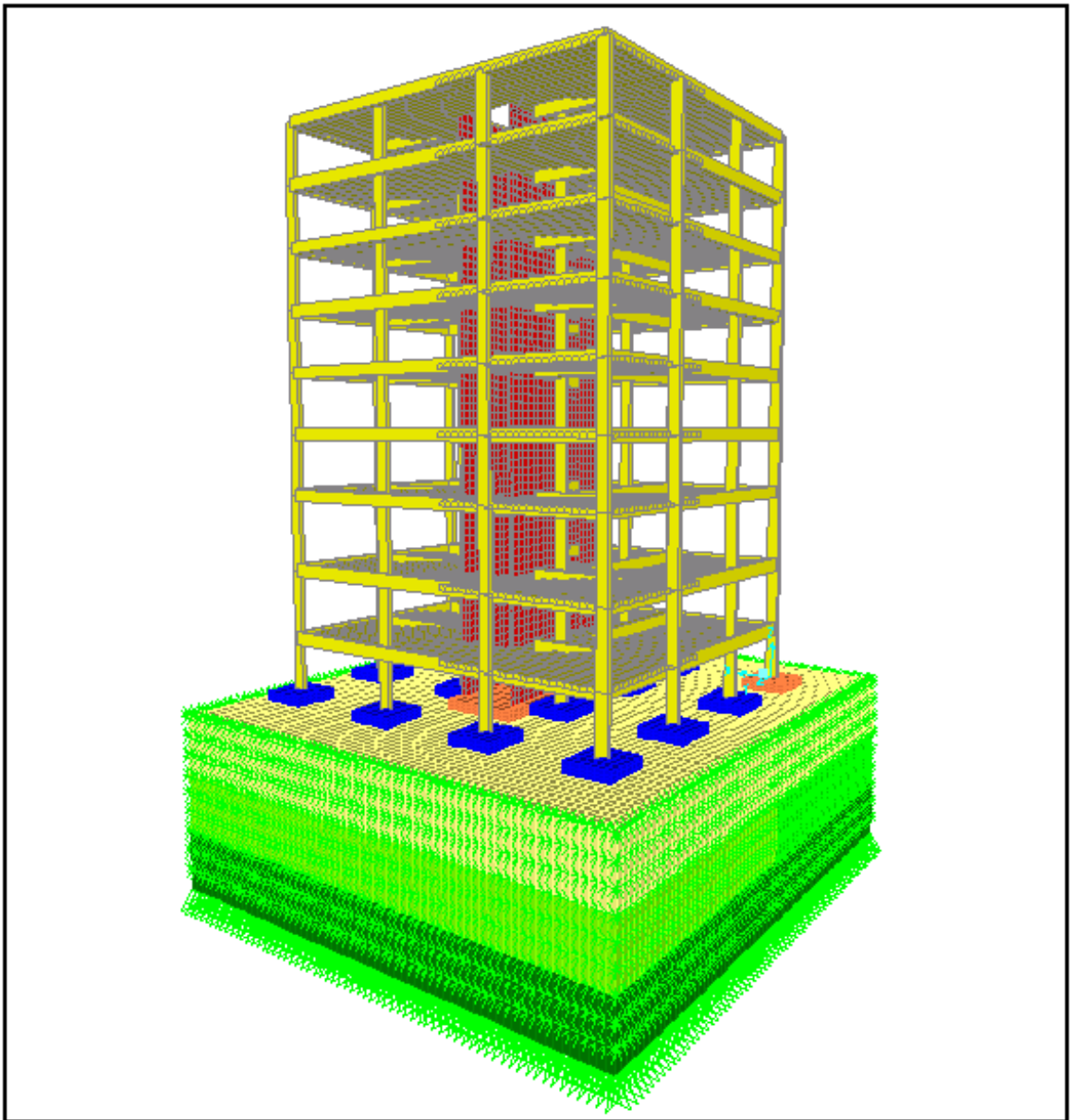


Fig. 41: Modelo solo-estrutura (edifício 2).

Através da figura 41 percebe-se que o terreno de fundação é composto por 3 estratos em profundidade. Todos eles têm 3 metros de altura e foram definidos segundo a proposta de Ménard para a divisão de estratos, conforme já referido na figura 36 do ponto 5.2.1. Assim sendo, apresenta-se no quadro 26 os valores de E_s considerados no modelo tridimensional de Ménard.

Quadro 25: Valores de E_s por camada, de acordo com a figura 36, em MPa.

	S1	S2	S4	S5
E1	28	56	40	84
E2	28	56	40	84
E3 a 5	100	56	60	100
Ed	37	56	45	89

Quadro 26: Valores de E_s por camada, adequados ao caso em estudo e de acordo com os valores obtidos no quadro anterior, em MPa.

Z (m)	Es por camadas (Modelo Ménard)			
	S1	S2	S4	S5
6.40 - 9.40	28	56	40	84
9.40 - 12.40	100	56	60	100000
12.40 - 15.40	100000	100	60	100000

Por outro lado, o modelo tridimensional de Boussinesq, necessário para futura comparação com o de Ménard, assenta na mesma divisão de camadas, divergindo apenas nos valores do módulo de deformabilidade atribuídos à primeira camada (Quadro 27). Apenas interessa atribuir valores à primeira camada, pois é nela que se desenvolve quase a totalidade do bolbo de tensões. As restantes camadas inferiores foram consideradas infinitamente rígidas.

Quadro 27: Valores de E_s da 1ª camada.

Z (m)	Es camada única			
	S1	S2	S4	S5
6.40 - 9.40	97	52	63	112

No que respeita às sapatas de fundação, surgiu a necessidade de conceber modelos de análise, com especial incidência no estudo tri-dimensional da distribuição de tensões entre o pilar (ou parede) e a fundação de betão armado. Através da observação directa destes modelos, pode ter-se uma ideia de quais as secções de interesse, aquando da abordagem do fenómeno de punçoamento e corte em sapatas de fundação.

As sapatas em questão correspondem ao edifício 2 e já possuem as dimensões finais de dimensionamento (altura e dimensões em planta).

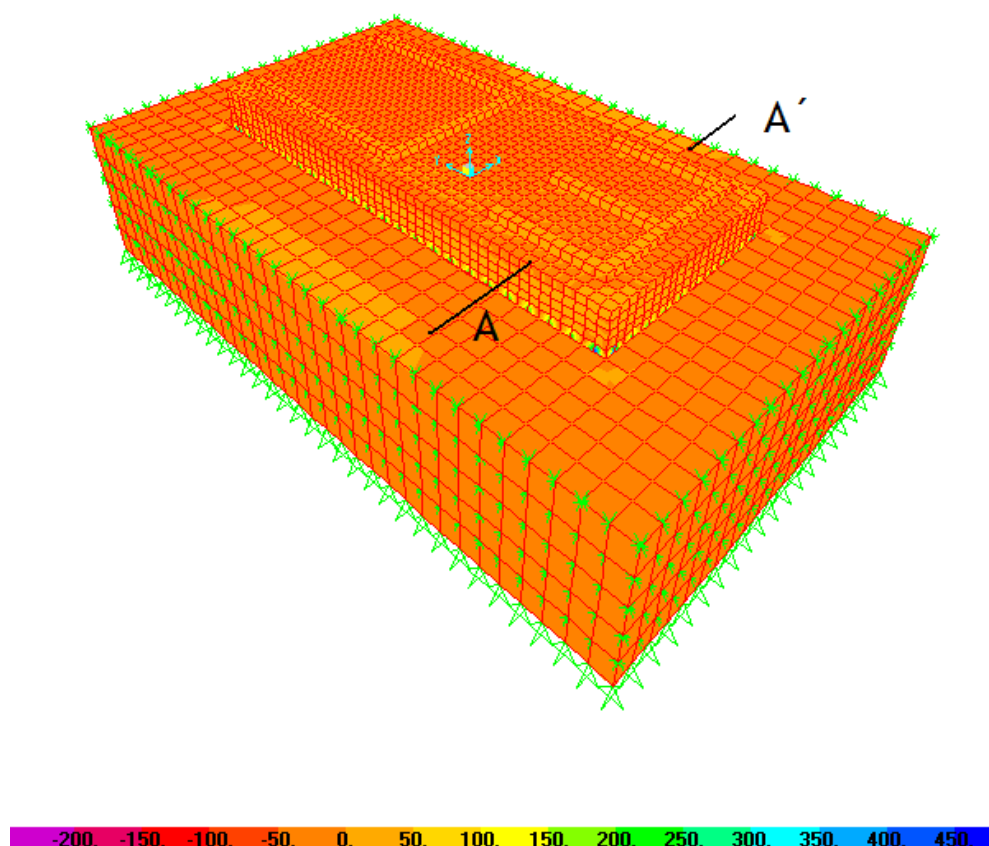


Fig. 42: Distribuição de tensões verticais na sapata conjunta do edifício 2, em KPa.

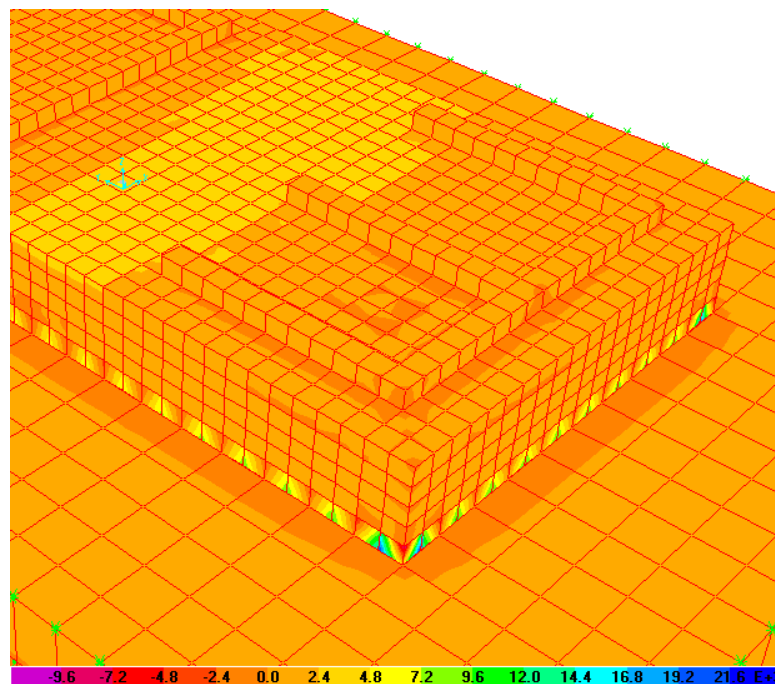


Fig. 43: Pormenor da distribuição de tensões verticais na sapata conjunta do edifício 2, em KPa.

Note-se que (Figura 43) surgem tensões de corte mais acentuadas nos cantos da parede da caixa de elevadores. Assim sendo, a verificação ao punçoamento para elementos estruturais deste tipo, pode ser condicionada por esta zona.

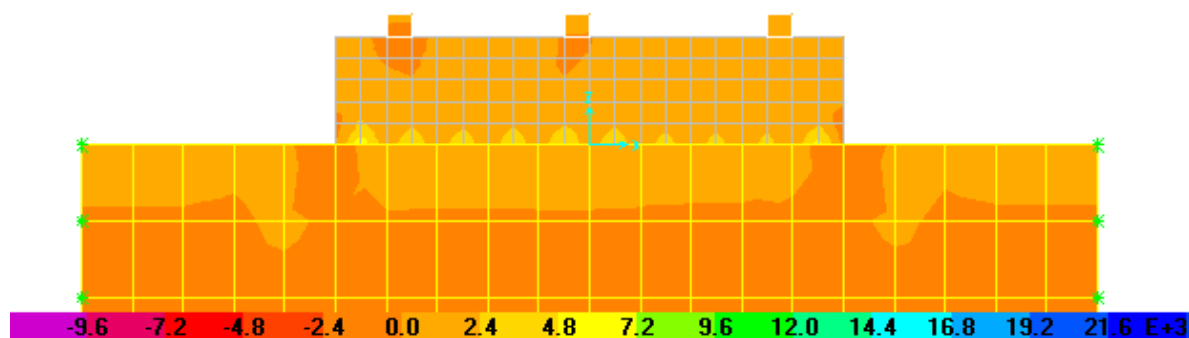


Fig. 44: Corte A-A' da figura 42. Distribuição de tensões verticais no interior da sapata e solo de fundação, em KPa.

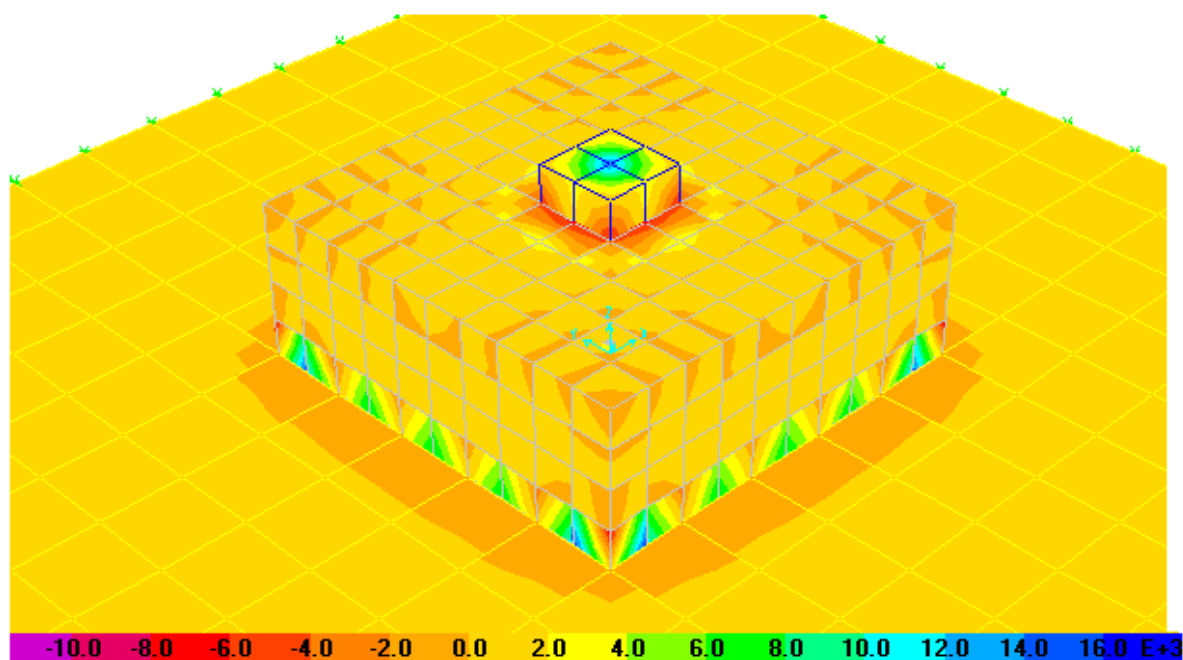


Fig. 45: Distribuição de tensões verticais na sapata isolada mais solicitada (Sapata P7), em KPa.

A figura 45 mostra uma concentração de tensões de compressão mais elevadas junto do pilar, definindo-se um perímetro crítico. Para este tipo de sapatas, a verificação ao punçoamento é condicionante.

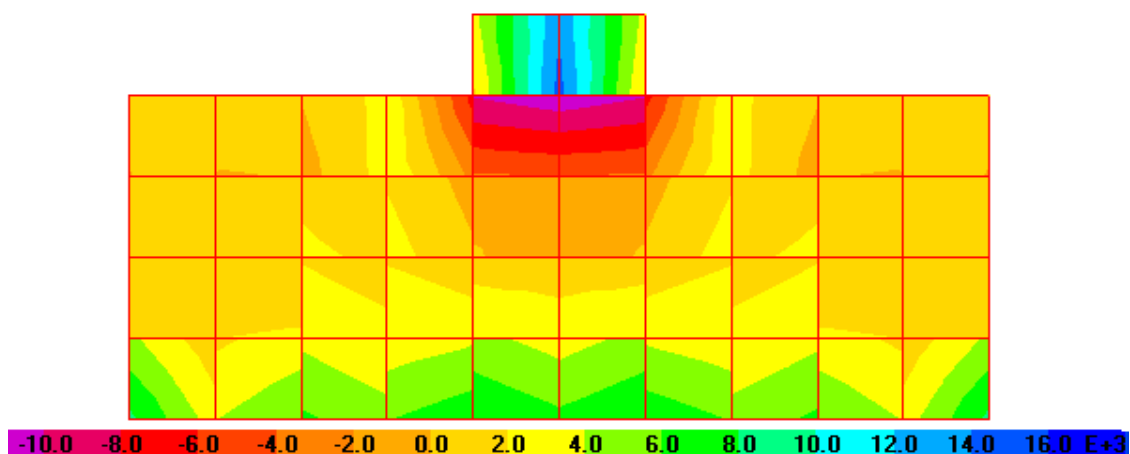


Fig. 46: Distribuição de tensões no interior da sapata P7, em KPa.

6. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS DOS CASOS DE ESTUDO

6.1 Edifício 1

6.1.1 Dimensões em planta das sapatas de fundação

Inicialmente fez-se um pré-dimensionamento das sapatas de fundação em apoio rígido, isto é, considerou-se a base dos pilares encastradas (Figura 48). Na figura 50a, apresenta-se a planta esquemática do sistema de fundação, onde se reúne toda a informação pertinente em torno da posição de cada pilar (ver legenda na Figura 47).

Legenda		
N (caso B) (KN)	N (caso C) (KN)	Quit / Nd
N Freq. (KN)	Posição	L (m)
	B (m)	si (cm)

Fig. 47: Legenda para interpretação das figuras 50 (a, b, c, d).

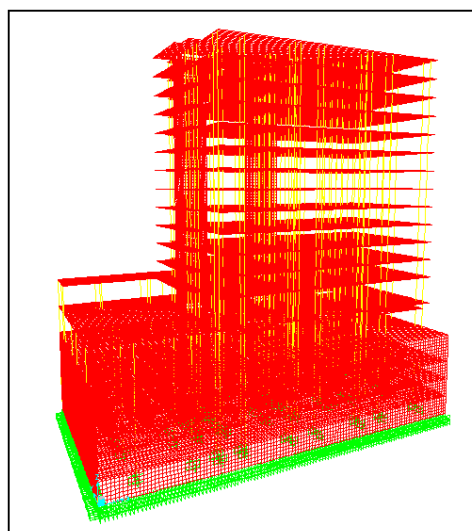


Fig. 48: Esquema estrutural (apoio rígido).

Seguidamente, com base nas reacções de apoio rígido, partiu-se para a determinação do valor das constantes de mola a aplicar na base de cada pilar (ver Figura 49 e Quadro B1 do Anexo B), verificando-se uma primeira redistribuição de esforços (ver Figura 50b).

Com base na primeira redistribuição de esforços, determinaram-se novas dimensões em planta das sapatas. Novas dimensões em planta introduzem novos valores de rigidez axial vertical na fundação. Daí ter-se efectuado um primeiro reajuste de dimensões, tal como mostra a figura 50c. As células azuis evidenciam as dimensões alteradas.

Todavia, a informação a verde entre as sapatas serviu para fazer um controlo de assentamentos diferenciais. A simbologia “OK” informa que o assentamento diferencial máximo se encontra abaixo do limite regulamentar, com base nos critérios do EC7 expostos no ponto 4.1.

Por fim, a figura 50d mostra as dimensões finais adoptadas (panorama final), efectuando-se um pequeno reajuste (células a verde).

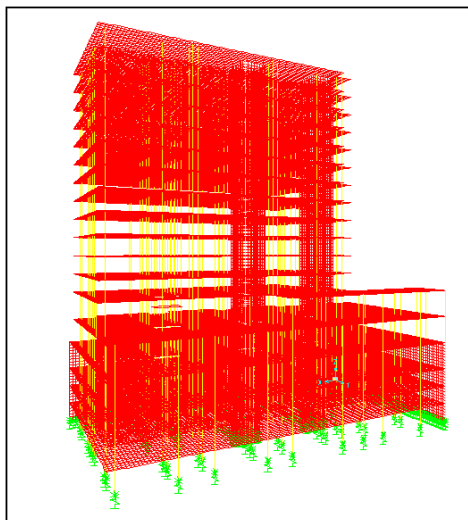


Fig. 49: Esquema estrutural (molas).

Através da figura 50c (células a azul), verifica-se uma redistribuição de esforços, com diminuição dos valores na periferia e aumento no interior. Esta situação seria de esperar, pois ambas as sapatas conjuntas que contêm a caixa de elevadores e alguns pilares, possuem grandes dimensões em planta e sofrem pequenos assentamentos.

No Quadro B1 (Anexo B) facultam-se toda a informação relativa aos coeficientes de mola aplicados na base dos pilares, caixa de escadas e elevadores, que deu origem ao panorama final. Do mesmo modo, no quadro B2 (Anexo B) facultam-se os esforços finais reduzidos ao centro de gravidade da resultante das cargas permanentes, para o panorama final.

Contudo, após a obtenção dos esforços finais em cada sapata, procedeu-se à verificação da segurança à rotura por deslizamento. O Quadro B3 do anexo B resume toda a informação relevante.

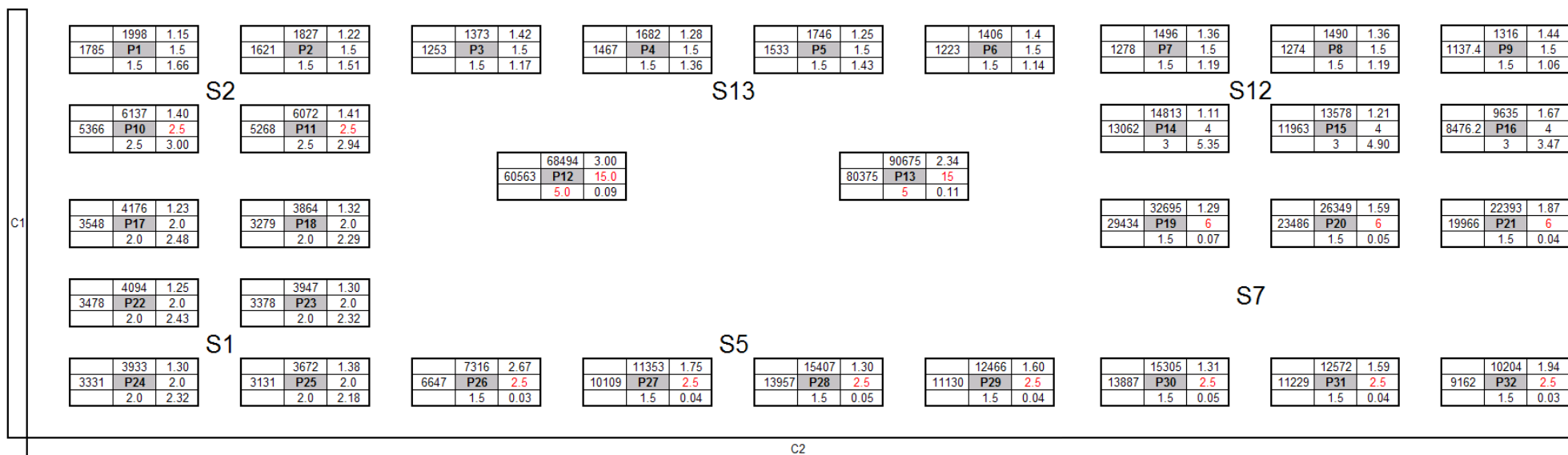


Fig. 50a: Planta esquemática e resultados (reações e assentamentos) das sapatas de fundação (apoio rígido).

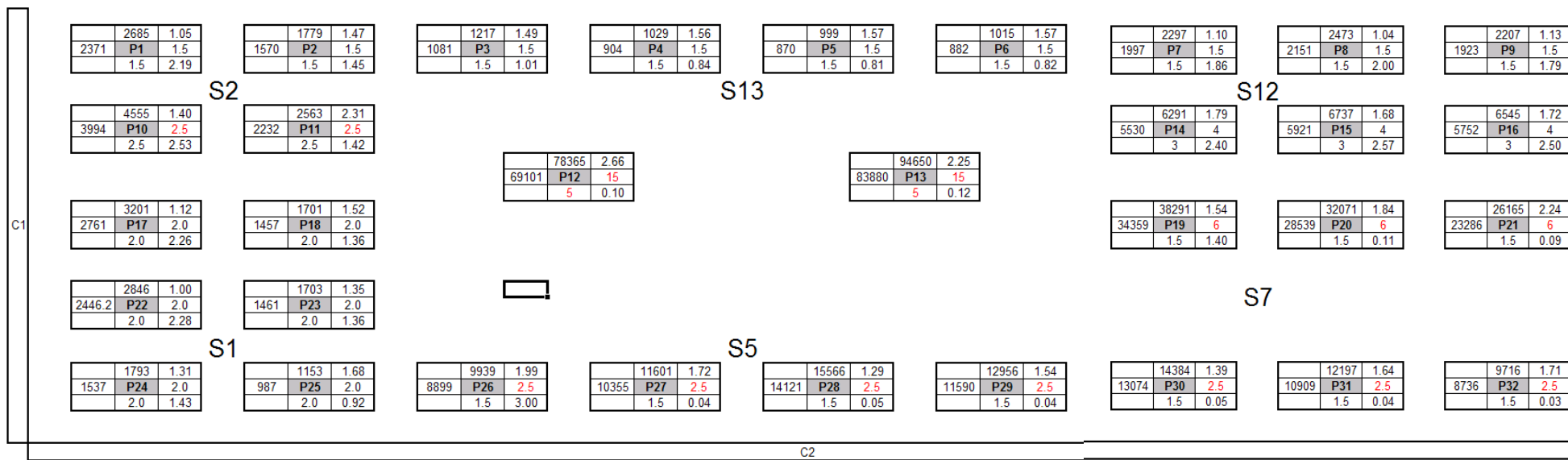


Fig. 50b: Planta esquemática e resultados (reações e assentamentos) das sapatas de fundação (molas).

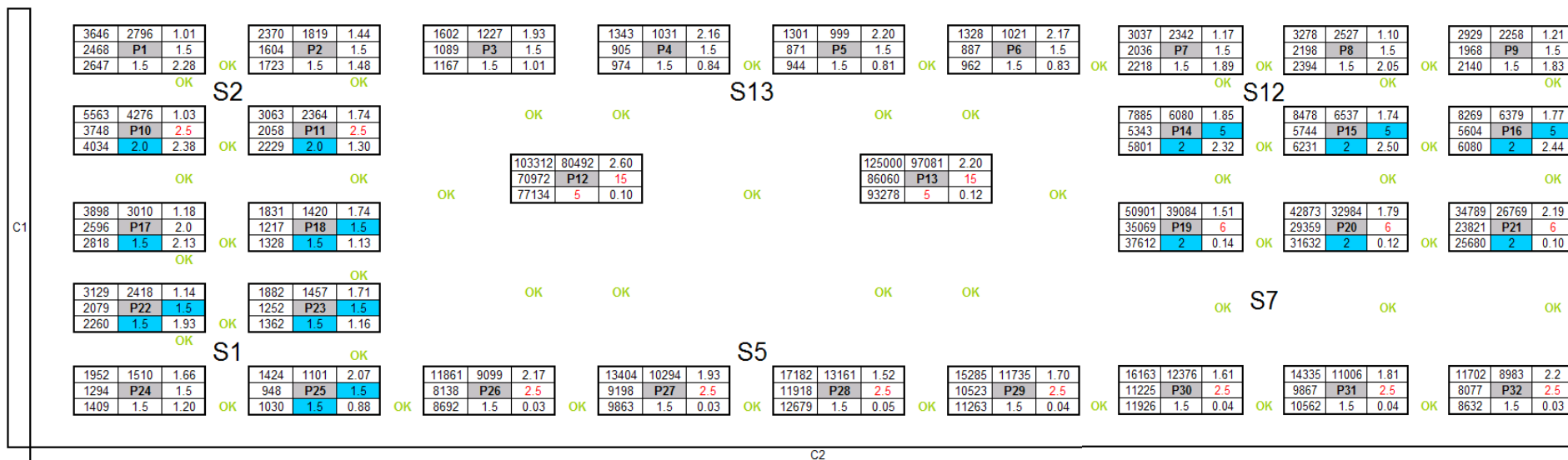


Fig. 50c: Planta esquemática e resultados (reações e assentamentos) das sapatas de fundação (1º reajuste molas).

Com base nos valores dos esforços do primeiro reajuste, verificam-se pequenas alterações das dimensões em planta (células a verde da figura 50d). O processo iterativo termina ao fim do primeiro reajuste.

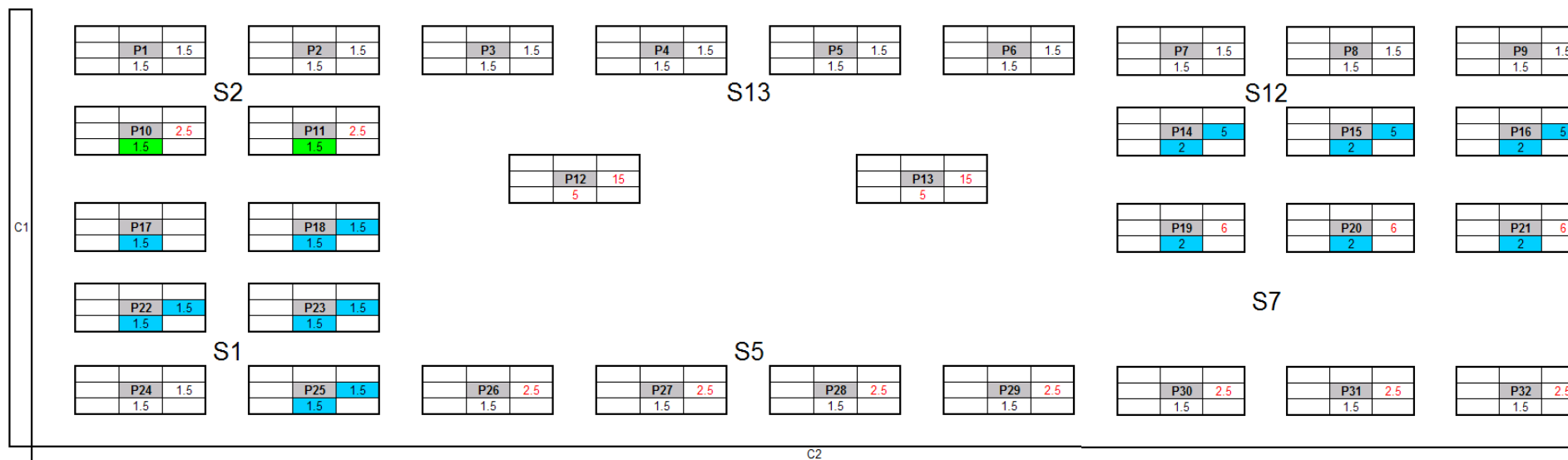


Fig. 50d: Planta esquemática e dimensões finais das sapatas de fundação (panorama final).

No anexo B facultam-se para consulta a seguinte informação:

- Quadro com os valores das constantes de mola aplicadas na base do edifício, que deu origem ao panorama ilustrado na figura 58c;
- Quadro com as acções reduzidas ao centro de gravidade da resultante das cargas permanentes, das sapatas conjuntas;
- Quadro com a verificação da segurança à rotura por deslizamento, do panorama da figura 58c.

6.1.2 Dimensões das paredes de contenção das caves e respectivas sapatas de fundação.

Procedeu-se ao dimensionamento das duas paredes de contenção perpendiculares, C1 e C2. As paredes apresentam características mencionadas no quadro seguinte (Quadro 28).

Quadro 28: Características das paredes de contenção.

	H total	Comprimento (m)
Parede C1	13.5	31
Parede C2	13.5	57

Os esforços N_{sd} e M_{sd} na base (inclui peso próprio da parede), provenientes da estrutura, são os seguintes (Quadro 29):

Quadro 29: Esforços na base na parede.

	Nsd (KN/m)	Msd (KN*m/m)
C1	1069	101
C2	822	276

Somando aos esforços da base, os esforços provenientes do impulso lateral do terreno (Figura 51), temos (Quadro 30):

Quadro 30: Esforços totais na base dos muros.

	K_a	Sob. Topo	c'	ϕ'	σ'_v	γ_s	Nsd total	Msd total
C1	0.31	10	20	25	266.5	19	1069	159
C2	0.31	10	20	25	266.5	19	822	334

Por lapso, considerou-se o coeficiente de impulso activo. O mais correcto seria usar o coeficiente de impulso em repouso de acordo com o referido em 4.4.

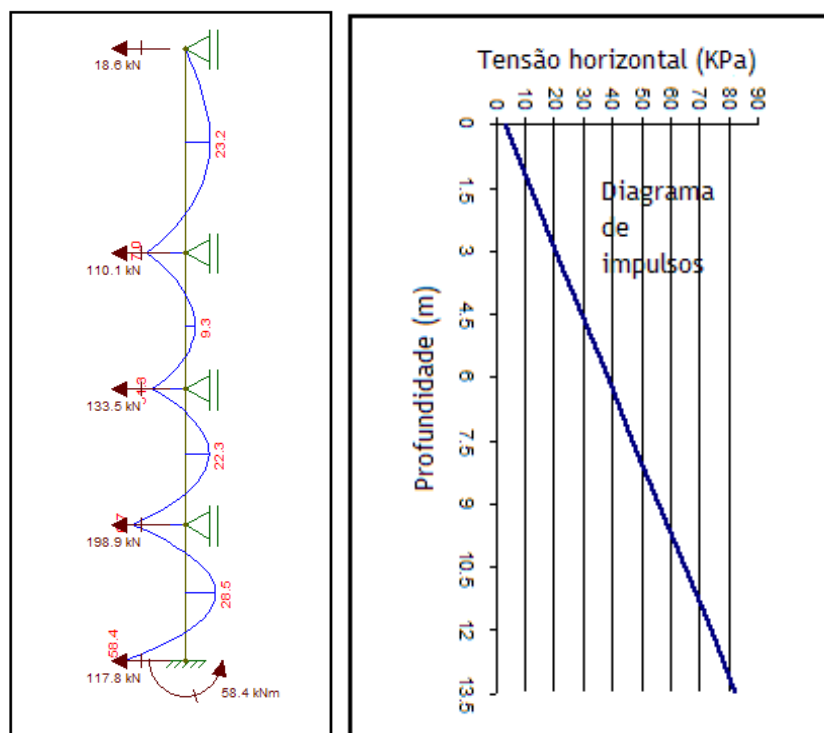


Fig. 51: Diagrama de impulsos do terreno (à direita) e esforços na parede e fundação devido à actuação do terreno (à esquerda). Os esforços da figura à esquerda são por metro de desenvolvimento.

As dimensões em planta da sapata contínua por unidade de comprimento são as seguintes (Quadro 31):

Quadro 31: Dimensões em planta das sapatas contínuas.

Contenção	Bx (m)	By (m)	Qult / Nd(c)
C1	1.5	1	1.14
C2	1	1.5	1.01

O pré-dimensionamento da espessura da parede de contenção, e , foi feito com recurso a um modelo de laje de largura unitária e vão de 3 m, sujeito a flexão composta com esforço axial de compressão, onde:

$$N_{sd} = 1069 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 58.4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Com base na tensão limite última de compressão do betão, $e = 0.15 \text{ m}$.

A espessura é baixa para este tipo de elementos estruturais. Com a consideração do impulso em repouso o valor subiria. Na realidade, este elemento estrutural deveria ter sido dimensionado tendo em conta o faseamento construtivo.

Procedendo à verificação da segurança à rotura por deslizamento, temos (Quadro 32):

Quadro 32: Verificação da segurança à rotura por deslizamento.

Posição:	Hd	ϕ'	$\delta' d$	Vd'	Sd	Hd < Sd
C1 e C2	117.8	30	20	1069	389	OK

Procedendo a uma verificação ao corte com base no EC2 para uma distância $a = d$ da face da parede, temos:

Quadro 33: Verificação ao corte na sapata.

σ_{Sd1} (KPa)	V_{ed} (KN)	V_{rd} (KN)	d (m)	h (m)
3738	710	735	0.5	0.55

NOTA: O EC2 faz uma pequena referência no que respeita à distância de verificação ao corte em lajes, indicando uma distância de valor d . Ora, a esta distância, o EC2 supõe a existência de estribos de corte, o que não se verifica no caso da sapata contínua em estudo. Assim sendo, a distância mais correcta para verificação seria de $d/2$.

6.1.3 Estudo do punçamento e corte

O estudo das sapatas ao punçamento foi feito de uma forma mais detalhada no edifício 2. Aconselha-se primeiro a leitura do exposto no edifício 2 (ponto 6.2.2).

Os valores resultantes do estudo de punçamento e corte nas sapatas mais solicitadas do edifício 1 encontram-se sob a forma resumida nos Quadros 34 e 35.

Quadro 34: Estimativa da altura útil total com base na condição de sapata rígida.

	B	L	bx	by	ax	ay	a0	a*	d*	h*
P1	1.5	1.5	0.85	0.85	0.33	0.33	0.33	0.33	0.22	0.30
P24	1.5	1.5	0.40	0.90	0.55	0.30	0.55	0.33	0.37	0.45
P28	1.5	3	0.85	0.85	0.33	0.33	0.33	0.33	0.22	0.30
P15	2	5	0.85	0.85	0.58	0.83	0.83	0.33	0.55	0.60
P19	2	6.5	0.40	1.50	0.80	0.75	0.80	0.75	0.53	0.60
P13	5	15	4.00	14.00	0.40	0.40	1.60	0.40	1.07	1.15

Quadro 35: Resultados finais da altura total e modo de rotura condicionante, para os vários regulamentos.

	EC 2			REBAP			ACI		
	a (mm)	d (mm)	h (mm)	a	d	h	a	d	h
P1	125	280	350	180	360	450	150	300	350
	0.45d								
P24	175	250	300	190	380	450	125	250	300
	0.7d								
P28	190	600	650	320	640	700	260	520	600
	0.32d								
P15	275	400	450	290	580	650	190	380	450
	0.7d								
P19	275	900	950	500	1000	1050	310	620	700
	0.3d								
P13	1250	1250	1300	1200	1200	1250	1050	1050	1100

Apresenta-se seguidamente as tensões instaladas na base das sapatas do quadro anterior, em KPa e referentes ao caso B do EC7 (Quadro 36).

Quadro 36: Tensões instaladas na base (Caso B).

Sapata (posição)	σ_{base} (caso B)
P1	2393
P24	1560
P28	4006
P15	912
P19	4192
P13	1725

No caso da sapata isolada P1, a distância condicionante de verificação ao punçoamento situa-se a 0,45d da face do pilar (Quadro 35). Para as restantes sapatas (sapatas conjuntas) a distância de verificação está compreendida entre 0,30d a 0,70d (Quadro 35). A percentagem de armadura longitudinal, ρ , considerada na verificação, foi de 0.30%.

Seguidamente, na Figura 52, está representado o diagrama de esforços transversos, útil para a verificação ao corte a uma distância $a = d$, para o lado interior da mesma.

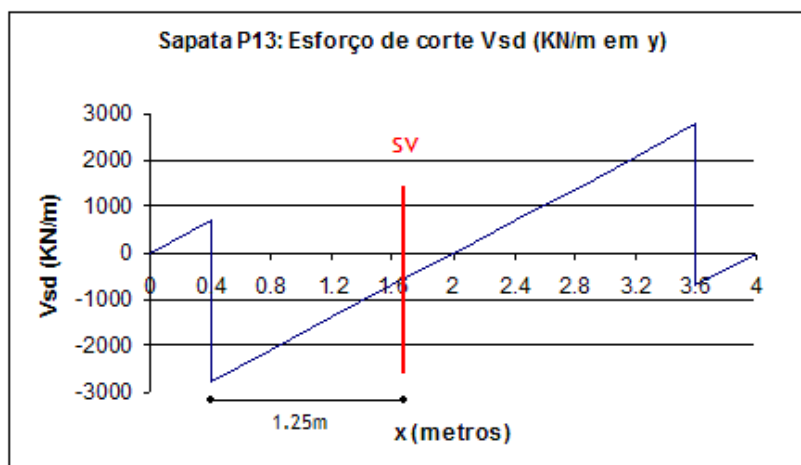


Fig. 52: Diagrama de esforços transversos da sapata P13, com indicação da secção de verificação SV ($V_{sd} = 604\text{KN}$).

6.1.4 Dimensionamento de armaduras (As)

As armaduras longitudinais das sapatas P19 e P28 do edifício 1, foram determinadas para a direcção y com base nos cortes DD' e EE', tal como mostra na figura 53. Para a direcção x, recorreu-se ao método das bielas tendo em conta o pilar mais solicitado.

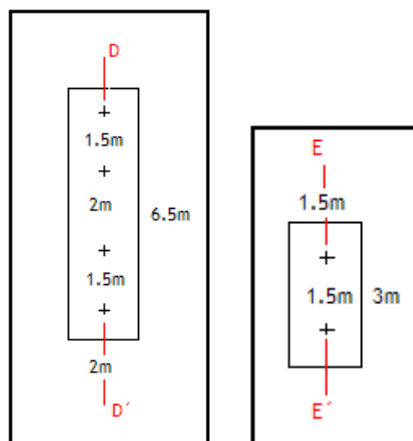


Fig. 53: Sapatas P19 (à esquerda) e P28 (à direita).

Os diagramas dos momentos flectores, por metro de desenvolvimento na direcção x , são dados nas figuras 54 e 55.

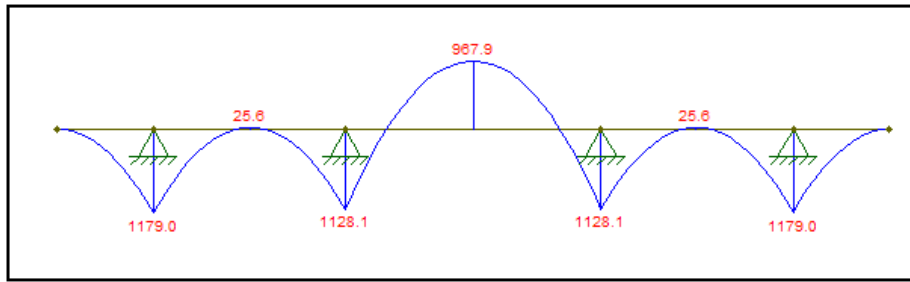


Fig. 54: Diagrama de momentos flectores da sapata P19 – Corte DD', em KN.m/m ($\sigma_{base} = 4191KPa$).

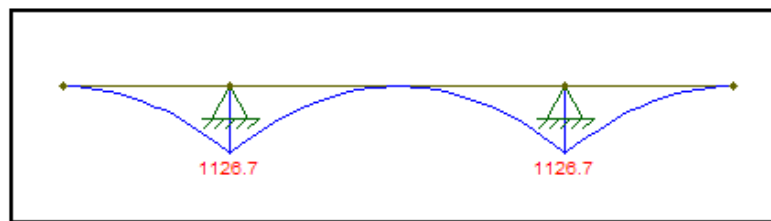


Fig. 55: Diagrama de momentos flectores da sapata P28 – Corte EE', em KN.m/m ($\sigma_{base} = 4005KPa$).

O cálculo da armadura $A_{s,x}$ a dispor em y , através do método das bielas, foi disposta numa largura de acordo com a figura 55a. Nos casos em que não foi possível garantir uma distância de 0,75m para cada lado da face do pilar, entrou-se com a distância condicionada pelas imposições geométricas.

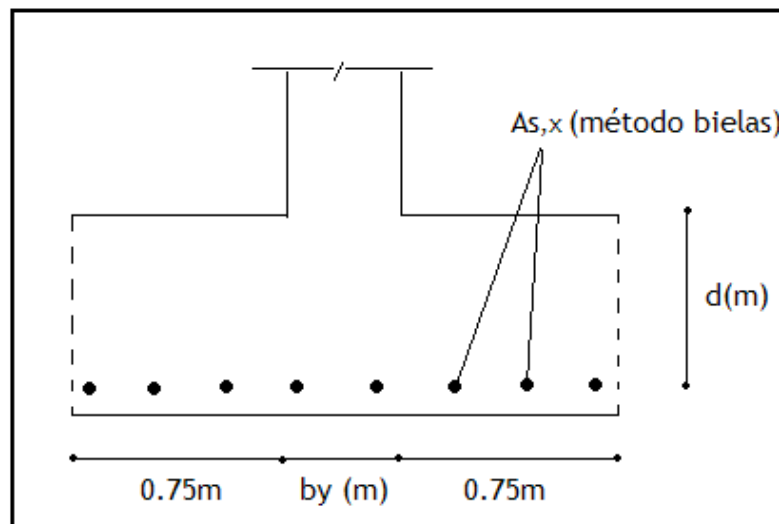


Fig. 55a: Largura em y , para disposição da armadura inferior resultante da aplicação do método das bielas.

As soluções de armadura para as zonas de momentos máximos apresentam-se no Quadro 36.

Edifício 1		Método	Fsd,x (KN)	Fsd,y (KN)	As,x (cm ² /m)	As,y (cm ² /m)	Solução, x	Solução, y
P19	Armadura superior	Bielas/Flexão	-	-	3.93**	31.53	φ10 // 0.20m	φ20 // 0.10m
	Armadura inferior		2033	-	38.95	37.58	φ20 // 0.075m	φ20 // 0.075m
P28	Armadura superior	Bielas/Flexão	-	-	3.93**	10.14*	φ10 // 0.20m	φ16 // 0.125m
	Armadura inferior		1164	-	22.3	37.05	φ20 // 0.125m	φ20 // 0.075m

Quadro 36: Solução de armaduras, As, nas sapatas P19 e P28. O símbolo (*) corresponde à armadura mínima, enquanto que (**), é uma armadura construtiva.

A percentagem de armadura longitudinal nas sapatas P19 e P28 é de 0.42% e 0.37%, respectivamente (na direcção de menor área de armadura). As percentagens ficam acima do valor 0,30 considerado na verificação ao punçoamento.

6.2 Edifício 2

6.2.1 Dimensões em planta das sapatas de fundação

O procedimento adoptado para a determinação das dimensões em planta das sapatas do edifício 2, é em tudo idêntico ao edifício 1.

Na figura 57 encontra-se o modelo estrutural (apoio rígido) usado na determinação dos valores da figura 58a (consultar legenda na figura 56).

Legenda:			
	N (Caso B) (KN)	N (Caso C) (KN)	Quit / Nd
	N Freq.	Posição	L (m)
		B (m)	si (cm)

Fig. 56: Legenda para interpretação das figuras 58 (a, b, c, d).

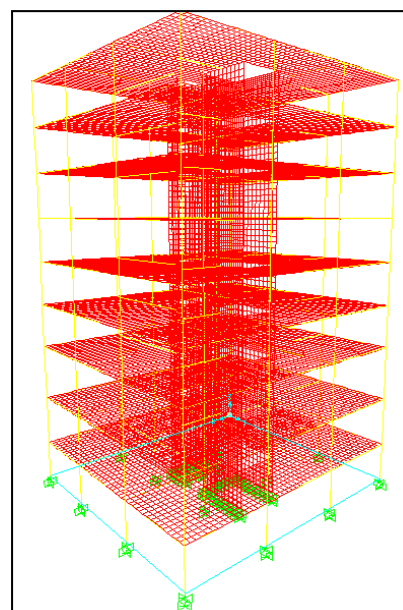


Fig. 57: Modelo estrutural (apoio rígido).

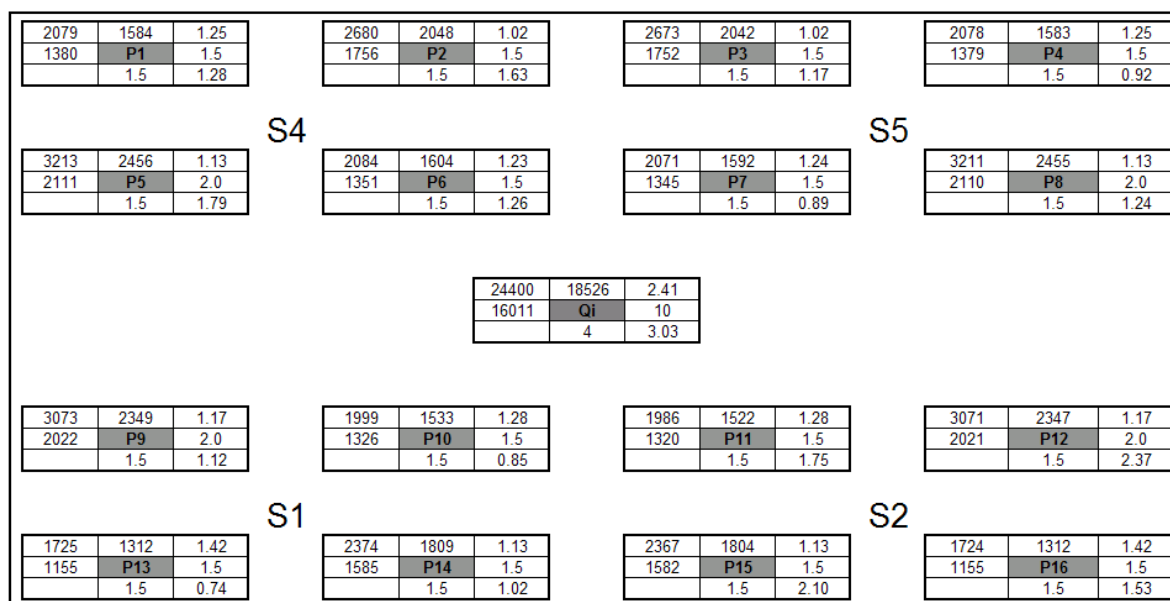


Fig. 58a: Planta esquemática e resultados (reações e assentamentos) das sapatas de fundação (apoio rígido).

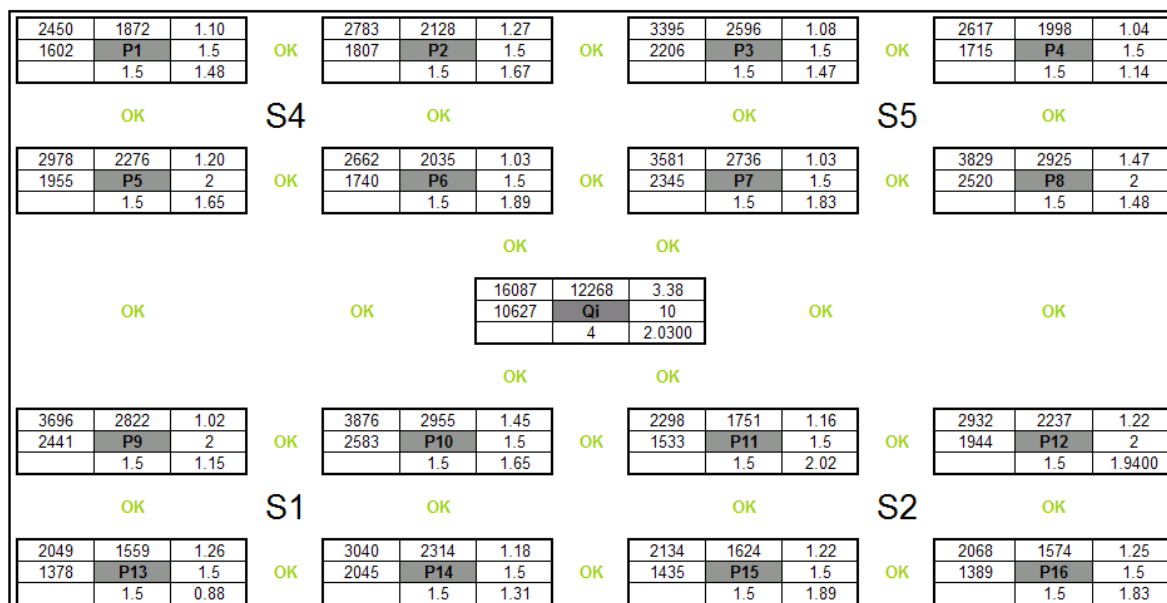


Fig. 58b: Planta esquemática e resultados (reações e assentamentos) das sapatas de fundação (molas).

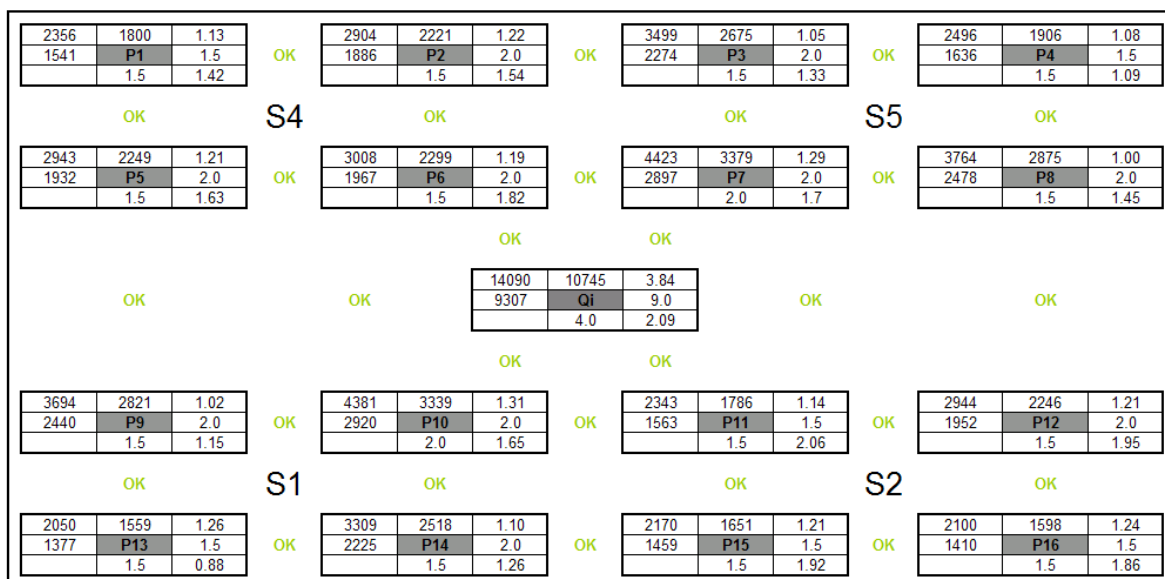


Fig. 58c: Planta esquemática e resultados (reações e assentamentos) das sapatas de fundação (1º reajuste molas).

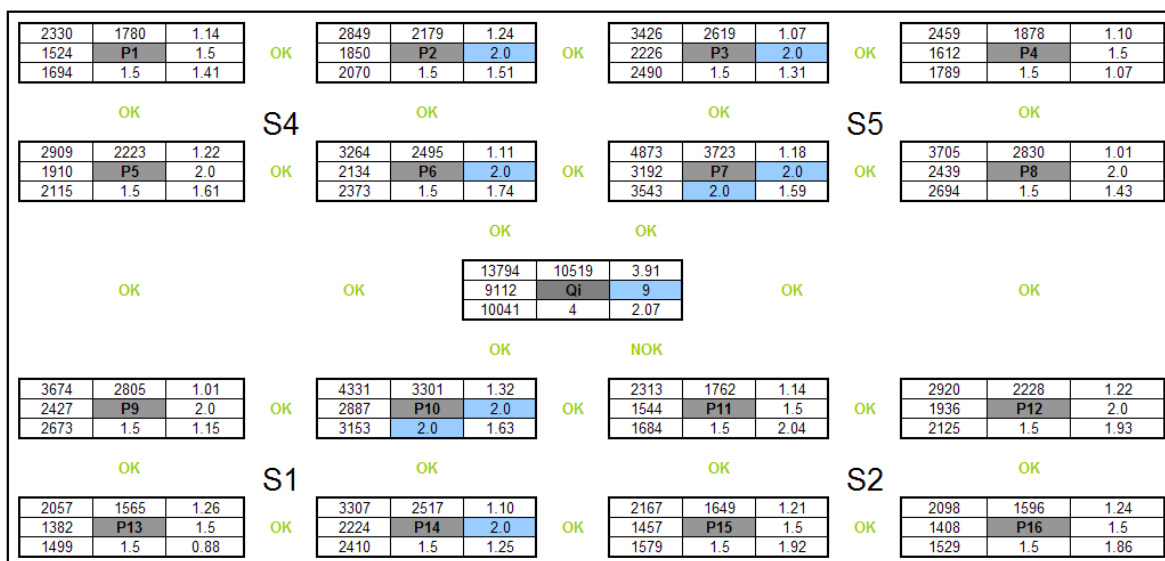


Fig. 58d: Planta esquemática e resultados (reações e assentamentos) das sapatas de fundação (2º reajuste molas – panorama final).

O processo iterativo termina ao fim do 2º reajuste (Figura 58d).

Nas células a azul da figura 58d, estão patentes as dimensões em planta que sofreram alterações ao longo dos cenários de cálculo. Note-se que, ao contrário do edifício 1, houve transmissão de esforços do interior (sapata da caixa de escadas e elevadores) para a periferia (sapatas isoladas).

Na figura 59 encontra-se o modelo estrutural (molas) usado na determinação dos valores das figuras 58b, 58c e 58d.

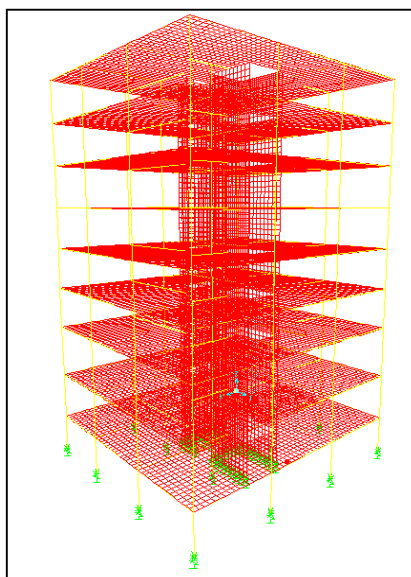


Fig. 59: Esquema estrutural (molas).

No anexo B facultar-se para consulta a seguinte informação:

- Quadro com os valores das constantes de mola aplicadas na base do edifício, que deu origem ao panorama final ilustrado na figura 58d;
- Quadro com as acções reduzidas ao centro de gravidade da resultante das cargas permanentes, da sapata Q_i do panorama final, de acordo com o sistema de eixos da figura 59a;

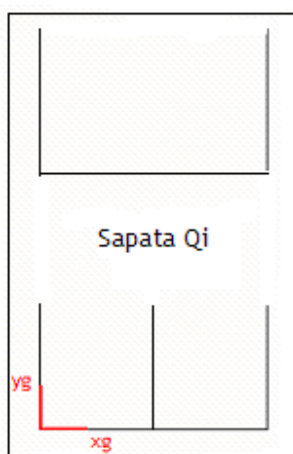


Fig. 59a: Sistema de eixos.

- Quadro com a verificação da segurança à rotura por deslizamento, do panorama final.

6.2.2 Estudo do punçamento e corte

No Quadro 37 apresentam-se dados referentes a cada sapata, onde (ver Figura 60):

- B - Menor dimensão da sapata em planta (direcção x);
- L - Maior dimensão da sapata em planta (direcção y);
- b_x - Dimensão em planta do pilar na direcção x;
- b_y - Dimensão em planta do pilar na direcção y;
- a_x - Distância da aba da sapata na direcção x, isto é, distância da face do pilar ao bordo da sapata;
- a_y - Distância da aba da sapata na direcção y;
- a_0 - Maior distância das abas;
- d^* - Altura útil estimada com base na condição de sapata rígida, em que $d^* = (2/3)a_0$;
- h^* - Altura estimada da sapata com acréscimo de 5 cm de recobrimento à altura útil estimada, arredondado para valores múltiplos de 5.

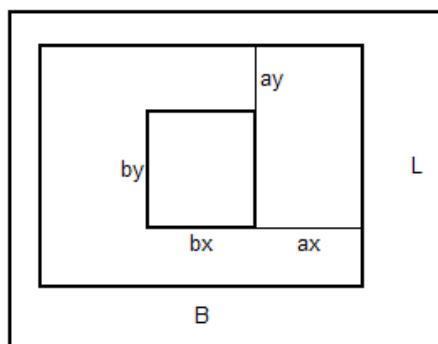


Fig. 60: Dimensões de acordo com o Quadro 37.

Quadro 37: Dados sapatas, onde d^* e h^* foram estimados pela condição de sapata rígida, somente para efeitos de comparação com os valores de d e h finais resultantes da verificação ao punçoamento e corte.

	B (m)	L (m)	Bx (m)	By (m)	ax (m)	ay (m)	a0 (m)	d* (m)	h* (m)
P1	1.5	1.5	0.4	0.4	0.55	0.55	0.55	0.37	0.45
P2	1.5	2	0.4	0.4	0.55	0.8	0.8	0.53	0.60
P3	1.5	2	0.4	0.4	0.55	0.8	0.8	0.53	0.60
P4	1.5	1.5	0.4	0.4	0.55	0.55	0.55	0.37	0.45
P5	1.5	2	0.4	0.4	0.55	0.8	0.8	0.53	0.60
P6	1.5	2	0.4	0.4	0.55	0.8	0.8	0.53	0.60
P7	2	2	0.4	0.4	0.8	0.8	0.8	0.53	0.60
P8	1.5	2	0.4	0.4	0.55	0.8	0.8	0.53	0.60
P9	1.5	2	0.4	0.4	0.55	0.8	0.8	0.53	0.60
P10	2	2	0.4	0.4	0.8	0.8	0.8	0.53	0.60
P11	1.5	1.5	0.4	0.4	0.55	0.55	0.55	0.37	0.45
P12	1.5	2	0.4	0.4	0.55	0.8	0.8	0.53	0.60
P13	1.5	1.5	0.4	0.4	0.55	0.55	0.55	0.37	0.45
P14	1.5	2	0.4	0.4	0.55	0.8	0.8	0.53	0.60
P15	1.5	1.5	0.4	0.4	0.55	0.55	0.55	0.37	0.45
P16	1.5	1.5	0.4	0.4	0.55	0.55	0.55	0.37	0.45
Qi	4	9	3.4	8.2	-	-	1.48	0.99	1.05

O estudo de punçoamento e corte foi efectuado para os casos onde se verificam as solicitações mais elevadas, para cada dimensão tipo de sapata, sapata centrada isolada P7, P4, P8 e sapata conjunta da caixa de elevador e escadas, Qi.

Numa primeira análise com base no EC2, obtiveram-se os seguintes resultados relativos ao estudo do punçoamento em sapatas isoladas centradas (Figuras 61, 62 e 63), de acordo com o exposto em 4.3.2 para o EC2.

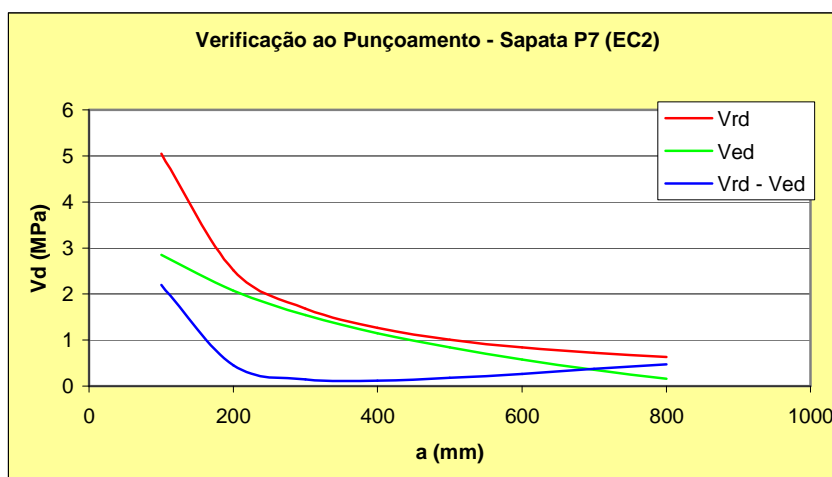


Fig. 61: Curvas para obtenção da distância a de verificação ao punçoamento (Sapata P7 - $\sigma_{base} = 1220KPa$).

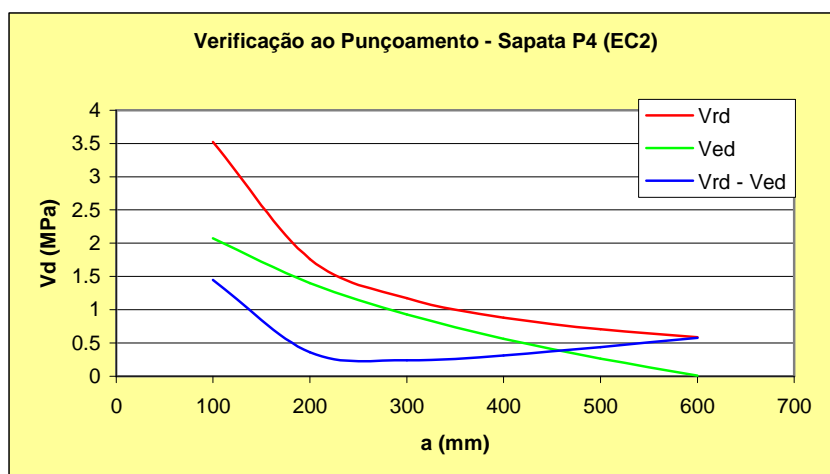


Fig. 62: Curvas para obtenção da distância a de verificação ao punçoamento (Sapata P4 - $\sigma_{base} = 1100KPa$).

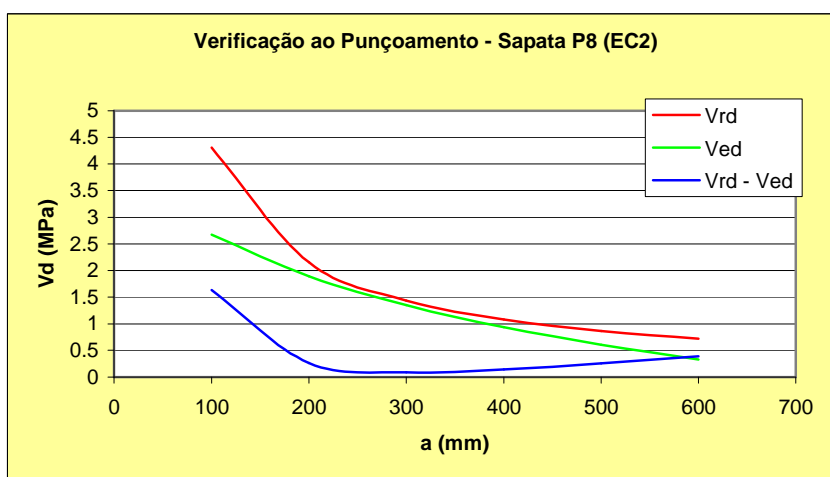


Fig. 63: Curvas para obtenção da distância a de verificação ao punçoamento (Sapata P8 - $\sigma_{base} = 1235KPa$).

Para o valor mínimo da função $V_{rd} - V_{ed}$, obtém-se o valor de a , que representa a distância entre a face do pilar e a secção crítica de verificação ao punçoamento. Ao valor de a está associado uma altura útil d (valor procurado), de modo a garantir a resistência ao punçoamento.

No quadro 38, apresenta-se um resumo da informação recolhida com base na análise dos gráficos.

Quadro 38: Recolha de informação.

Sapata	a	a_0	d	$a < a_0$	a
P7	375	800	700	OK	0.54d
P4	250	550	450	OK	0.56d
P8	290	800	550	OK	0.53d
Qi	d	1480	d	OK	Não aplicável

Note-se que, segundo o quadro 38, a distância a ronda os $0,50d$.

Na sapata Qi, o corte condiciona a rotura. Para uma faixa intermédia de 1 metro de largura, tal como ilustra a figura 64, obteve-se o diagrama de esforços transversos da figura 65, bem como os valores do quadro 39.

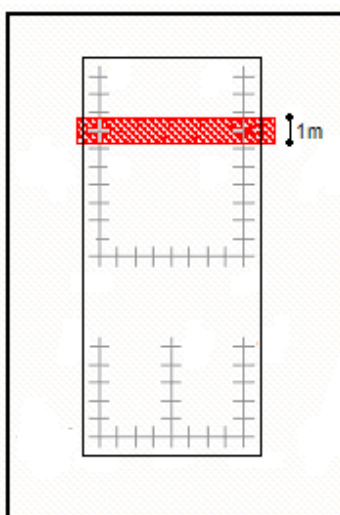


Fig. 64: Faixa em análise (Sapata Qi).

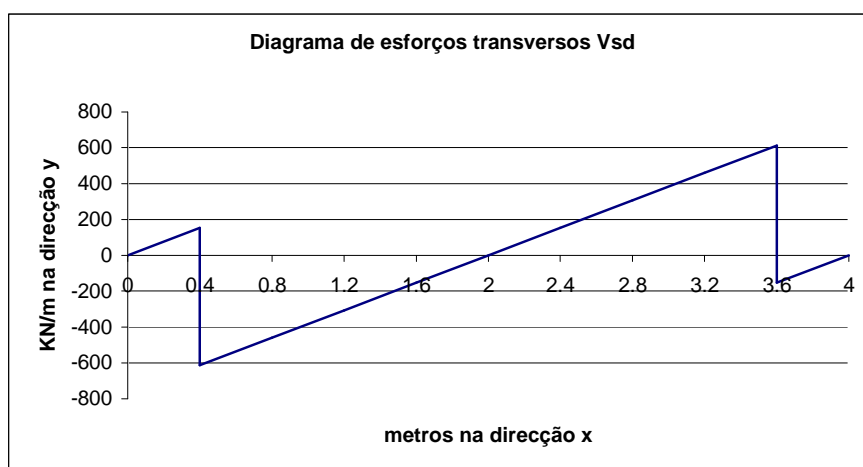


Fig. 65: Diagrama de esforços transversos na faixa em análise.

Quadro 39: Valores considerados.

Verificação ao corte ($a = d$) - Sapata Qi							
Ved (kN)	d (mm)	Cr _{d,c}	K	ρ	f _{ck}	ν min	V _{rd,c} (kN)
287.38	850.00	0.12	1.49	0.003	25.00	59.07	296.51

Seguidamente, com base no regulamento português (REBAP), procedeu-se ao estudo do punçoamento e corte para as mesmas condições de sapatas tipo.

As figuras 66, 67 e 68, apresentam o ponto de intersecção entre as curvas V_{Ed} e V_{Rd} , de abcissa a (valor pretendido). a representa a distância $d/2$ da face do pilar à secção crítica de verificação ao punçoamento.

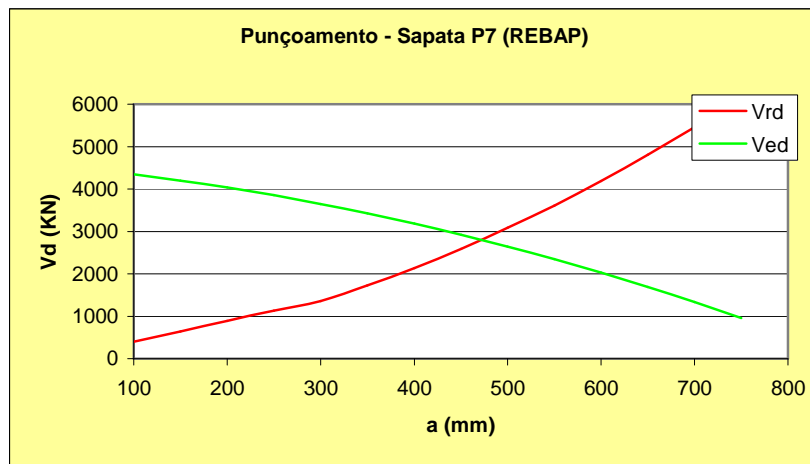


Fig. 66: Ponto de intersecção das curvas, de abcissa a (Sapata P7).

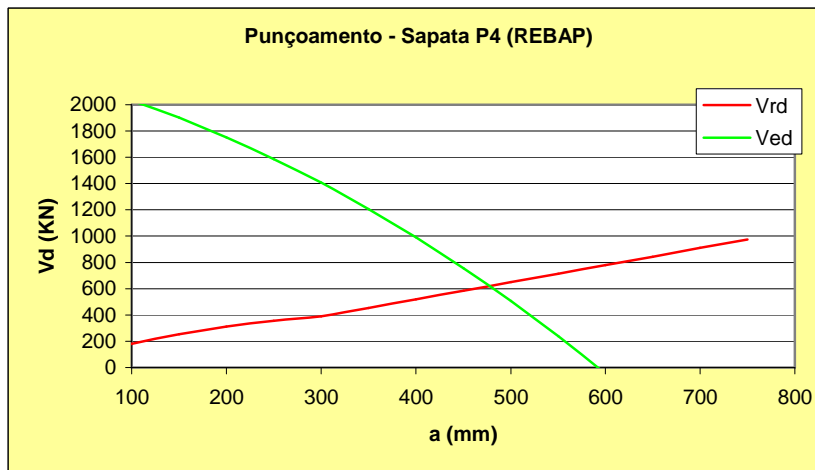


Fig. 67: Ponto de intersecção das curvas, de abcissa a (Sapata P4).

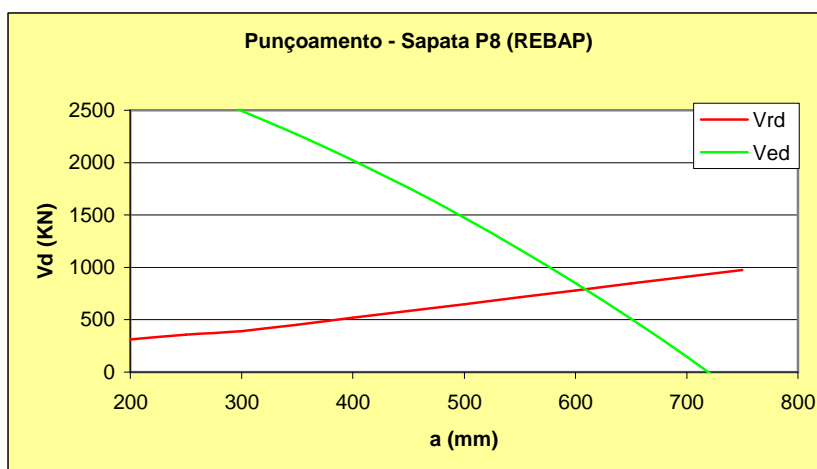


Fig. 68: Ponto de intersecção das curvas, de abscissa a (Sapata P8).

Para melhor compreensão das curvas das figuras 66, 67 e 68, apresenta-se o quadro 40, que mostra toda a informação de base referente ao pilar P7. O valor de N_{sd} inclui o desconto do peso próprio da sapata. Os momentos transmitidos às fundações isoladas do edifício 2 foram desprezados, uma vez que são muito inferiores aos esforços axiais. A excentricidade M_{sd} / N_{sd} situa-se na casa dos 1 a 2 centímetros.

Quadro 40: Informação usada para o traçado das curvas da figura 66.

Pilar	Nsd	$\sigma_{sd,base}$	d	a	u	Au	ΔVsd	Vsd, red	(1.6-d)	vrd	Vrd
P7	4773.00	1218.25	0.1	0.05	1.91	0.25	301.95	4471.05	1.5	97.5	186.63
			0.2	0.1	2.23	0.35	428.11	4344.89	1.4	182	405.55
			0.3	0.15	2.54	0.47	573.41	4199.59	1.3	253.5	644.52
			0.4	0.2	2.86	0.61	737.85	4035.15	1.2	312	891.27
			0.5	0.25	3.17	0.76	921.42	3851.58	1.1	357.5	1133.56
			0.6	0.3	3.48	0.92	1124.13	3648.87	1	390	1359.13
			0.7	0.35	3.80	1.10	1345.98	3427.02	1	455	1728.60
			0.8	0.4	4.11	1.30	1586.96	3186.04	1	520	2138.90
			0.9	0.45	4.43	1.52	1847.08	2925.92	1	585	2590.05
			1	0.5	4.74	1.75	2126.33	2646.67	1	650	3082.04
			1.1	0.55	5.06	1.99	2424.72	2348.28	1	715	3614.86
			1.2	0.6	5.37	2.25	2742.25	2030.75	1	780	4188.53
			1.3	0.65	5.68	2.53	3078.91	1694.09	1	845	4803.04
			1.4	0.7	6.00	2.82	3434.71	1338.29	1	910	5458.39
			1.5	0.75	6.31	3.13	3809.65	963.35	1	975	6154.58

No quadro 41 apresenta-se um resumo da informação recolhida com base na análise dos gráficos.

Quadro 41: Valores de d para as sapatas (segundo REBAP), onde $d = 2 \times a$.

Sapata	a	a0	d	a<a0	a
P7	475	800	950	OK	0.5d
P4	490	550	980	OK	0.5d
P8	610	800	1220	OK	0.5d
Qi	d	1480	d	OK	n.a.

Para a sapata Qi numa faixa de 1 metro na direcção y e com base no diagrama de esforços transversos na direcção x (Figura 65), a altura útil foi determinada segundo a secção crítica de resistência ao corte, para $a = d/2$ (Quadro 42).

Quadro 42: Verificação ao corte (zona interior da sapata Qi).

Ved (KN)	d (m)	b_w (m)	τ_1 (KPa)	$0.6(1.6 - d)$	V_{cd}
415	1.1	1	650	0.6	429

No entanto, para a mesma sapata, o REBAP dispõe de uma metodologia para a verificação ao punçoamento junto aos cantos, onde a solicitação por corte é mais acentuada. A verificação foi feita partindo da altura útil de 800 mm condicionante na faixa de 1 metro de largura (Quadro 43).

Quadro 43: Verificação ao corte nos cantos da sapata Qi.

σ_{base} (Kpa)	$u = 11d$	$u = (6a + 3d)$	u condicionante	Ved (KN)	Vrd (KN)
383.00	8.8	4.8	4.8	259	520

Por outro lado, a norma francesa DTU não define regras específicas para a verificação ao punçoamento e corte. Apenas fornece algumas indicações de sapata rígida para que se possa aplicar com segurança o método das bielas no dimensionamento da armadura.

Todavia, com base no código americano ACI, apresentam-se as curvas V_U e V_C nas figuras 69, 70 e 71, com único objectivo de obter o ponto de intersecção entre as duas curvas, para uma distância a de $d/2$.

Para uma melhor compreensão das curvas de punçoamento, os valores das ordenadas e abcissas encontram-se no Quadro 44, sapata P7, onde $N_{sd} = 1073 Kips$, $\sigma_{sd,base} = 24.92 Kips/ft^2$ e $f'_c = 3.63 ksi$. A secção de verificação ao corte para a distância d da face do pilar cai fora da secção em planta da sapata, logo é o punçoamento que condiciona rotura por corte em todas as sapatas isoladas do edifício.

Quadro 44: Informação usada para o traçado das curvas da figura 69.

b0 (in.)	a (in.)	d (in.)	Ab0 (ft2)	Δv_u (Kips)	Vu (Kips)	Vc (Kips)	Vu (KN)	Vc (KN)
75.36	1.97	3.94	2.67	66.49	1006.58	60.74	4477.47	270.20
87.73	3.94	7.87	3.78	94.27	978.79	141.43	4353.89	534.73
100.10	5.91	11.81	5.07	126.27	946.80	242.05	4211.56	915.19
112.47	7.87	15.75	6.52	162.48	910.59	362.61	4050.49	1371.03
124.83	9.84	19.69	8.14	202.90	870.16	503.11	3870.68	1902.26
137.20	11.81	23.62	9.93	247.54	825.53	663.55	3672.12	2508.88
149.57	13.78	27.56	11.89	296.39	776.67	843.93	3454.82	3190.89
161.94	15.75	31.50	14.02	349.46	723.61	1044.25	3218.77	3948.28
174.31	17.72	35.43	16.32	406.74	666.33	1264.50	2963.97	4781.07
186.68	19.69	39.37	18.79	468.23	604.83	1504.70	2690.44	5689.25
199.05	21.65	43.31	21.42	533.94	539.13	1764.83	2398.16	6672.82
211.41	23.62	47.24	24.23	603.86	469.21	2044.91	2087.13	7731.77
223.78	25.59	51.18	27.20	678.00	395.07	2344.92	1757.36	8866.12
236.15	27.56	55.12	30.35	756.35	316.72	2664.87	1408.84	10075.85
248.52	29.53	59.06	33.66	838.91	234.16	3004.76	1041.58	11360.98

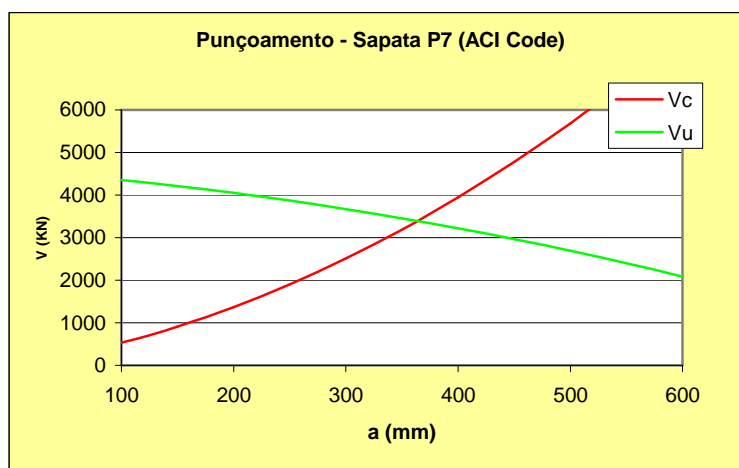


Fig. 69: Ponto de intersecção de abscissa $a = d / 2$ (Sapata P7).

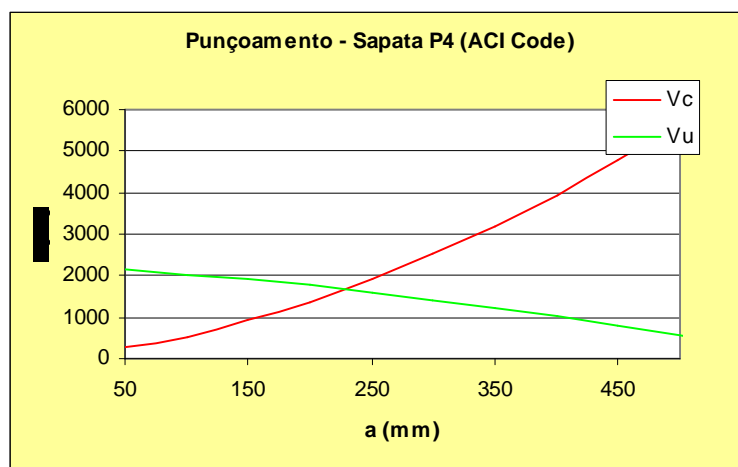


Fig. 70: Ponto de intersecção de abcissa $a = d / 2$ (Sapata P4).

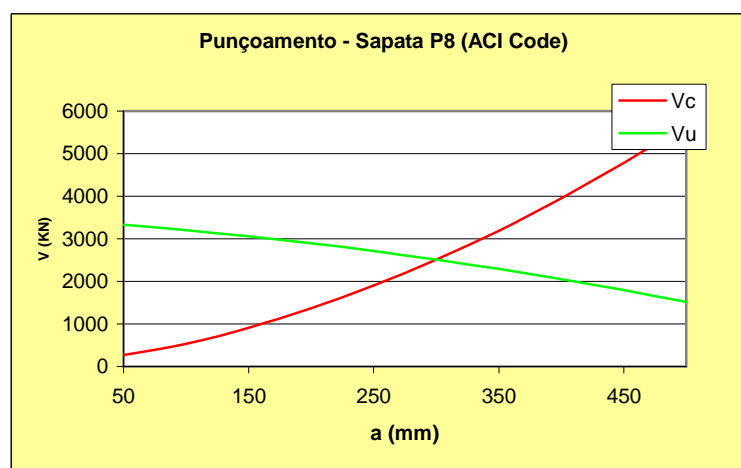


Fig. 71: Ponto de intersecção de abcissa $a = d / 2$ (Sapata P7).

No quadro 45 apresenta-se um resumo da informação recolhida com base nas figuras 69 a 71, com único objectivo de encontrar a altura útil d .

Quadro 45: Recolha de informação, onde $d = 2 \times a$

Sapata	a	a0	d	a < a0	a
P7	375	800	750	OK	0.5d
P4	230	550	460	OK	0.5d
P8	300	800	600	OK	0.5d
Qi	d	1480	d	OK	n.a.

Para a sapata Qi numa faixa de 1 metro na direcção y e com base no diagrama de esforços transversos na direcção x (Figura 65), a altura útil foi determinada segundo a secção crítica de resistência ao corte, para $a = d$ (Ver Quadro 46).

Quadro 46: altura útil d de modo a ficar garantida a resistência ao corte.

Sapata	f'_c (ksi)	b (in.)	b (in.)	d (m)	V_C (Kips)	V_{U2} (Kips)	V_C (KN)	V_{U2} (KN)
Qi	3.63	39.37	23.62	0.60	95.25	86.14	423.71	383.18

Por fim, a norma inglesa “British Standard 8110” refere que a verificação ao punçoamento deve ser efectuada para uma distância de $1,5d$ da face do pilar, cumprindo a condição $v < v_c$.

Grande parte das sapatas, isoladas e conjuntas, não possuem comprimento de aba suficiente para que se possa definir um perímetro de controlo à distância de $1,5d$.

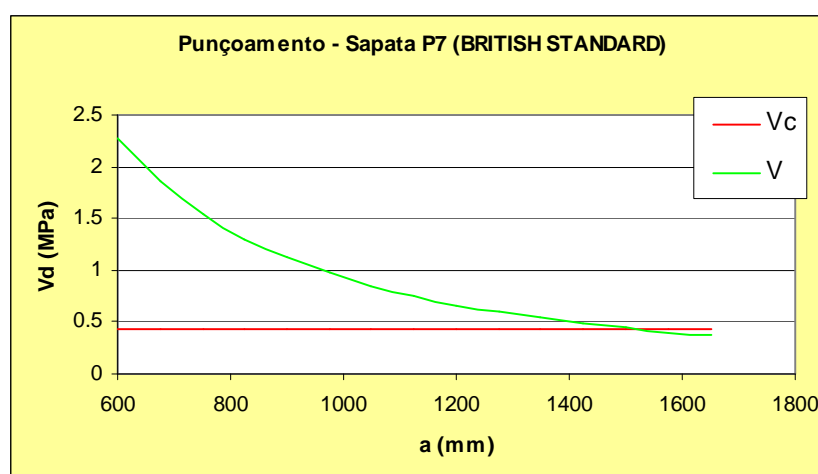


Fig. 72: Ponto de intersecção de abcissa a .

A figura 72 mostra que para que esteja garantida a segurança ao punçoamento, a distância a tem que ser maior ou igual que 1550mm. Ora a sapata tem apenas 800mm de aba, o que significa que a secção de contorno crítico cai fora da sapata. Assim sendo, a norma inglesa não tem aplicabilidade nas sapatas isoladas, nos casos em que se pretende uma altura útil de modo a evitar colocação de armadura transversal de corte.

Os valores da altura útil final, d_{final} , e respectiva altura total, h_{final} , encontram-se no Quadro 47, bem como o modo de rotura condicionante em cada sapata, P – Punçoamento e C – Corte.

Quadro 47: Resultados finais da altura total e modo de rotura condicionante, para os vários regulamentos em análise.

	EC 2			REBAP			ACI Code		
	H final	d final	Rotura	H final	d final	Rotura	H final	d final	Rotura
P1	0.50	0.45	P	1.05	1.00	P	0.55	0.50	P
P2	0.60	0.55	P	1.30	1.25	P	0.65	0.60	P
P3	0.60	0.55	P	1.30	1.25	P	0.65	0.60	P
P4	0.50	0.45	P	1.05	1.00	P	0.55	0.50	P
P5	0.60	0.55	P	1.30	1.25	P	0.65	0.60	P
P6	0.60	0.55	P	1.30	1.25	P	0.65	0.60	P
P7	0.80	0.75	P	1.00	0.95	P	0.80	0.75	P
P8	0.60	0.55	P	1.30	1.25	P	0.65	0.60	P
P9	0.60	0.55	P	1.30	1.25	P	0.65	0.60	P
P10	0.80	0.75	P	1.00	0.95	P	0.80	0.75	P
P11	0.50	0.45	P	1.05	1.00	P	0.55	0.50	P
P12	0.60	0.55	P	1.30	1.25	P	0.65	0.60	P
P13	0.50	0.45	P	1.05	1.00	P	0.55	0.50	P
P14	0.60	0.55	P	1.30	1.25	P	0.65	0.60	P
P15	0.50	0.45	P	1.05	1.00	P	0.55	0.50	P
P16	0.50	0.45	P	1.05	1.00	P	0.55	0.50	P
Qi	0.85	0.80	C	0.85	0.80	C	0.65	0.60	C

6.2.3 Dimensionamento de armaduras (As)

Procedeu-se ao dimensionamento das sapatas de fundação, efectuando uma análise dos esforços para vários cortes, tal como mostra a sapata da figura 73 $\sigma_{base} = 383KPa$.

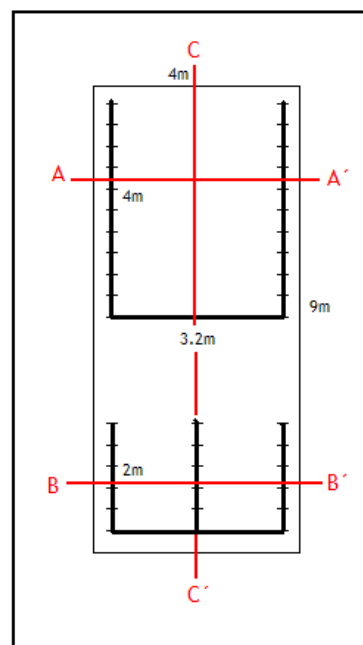


Fig. 73: Secções de análise.

O diagrama dos momentos flectores dos cortes A-A', B-B' e C-C', encontra-se nas figuras seguintes.

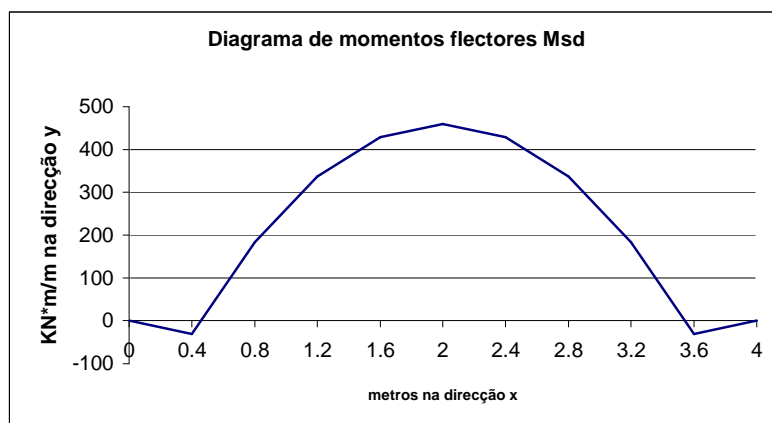


Fig. 74: Diagrama de momentos flectores da sapata Qi – corte AA'.

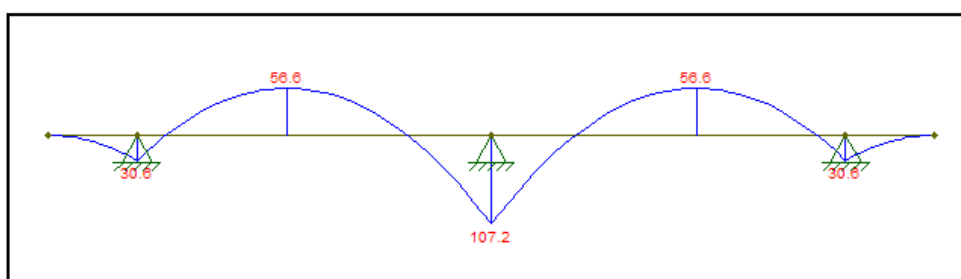


Fig. 75: Diagrama de momentos flectores da sapata Qi – corte BB', em KN.m/m.

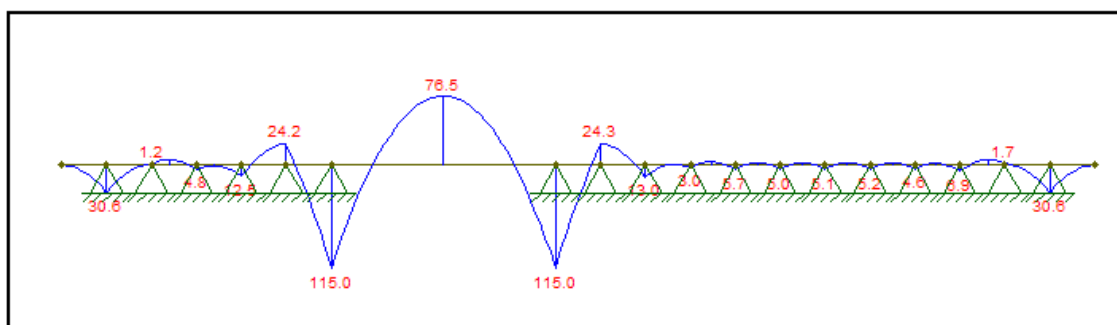


Fig. 76: Diagrama de momentos flectores da sapata Qi – corte CC' na base das paredes em y, em KN.m/m.

As soluções de armadura para as zonas de momentos máximos apresentam-se no quadro 48.

Quadro 48: Solução de armaduras, A_s , nas sapatas P7 e Qi. O símbolo (*) corresponde à armadura mínima, enquanto que (**), é uma armadura construtiva.

Edifício 2		Método	Fsd,x (KN)	Fsd,y (KN)	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	Solução, x	Solução, y
P7	Armadura superior	Bielas	-	-	3.93**	3.93**	$\phi 10 // 0.20m$	$\phi 10 // 0.20m$
	Armadura inferior		1392	1392	20.00	20.00	$\phi 20 // 0.15m$	$\phi 20 // 0.15m$
Qi	Armadura superior	Flexão	-	-	15.91	10.14*	$\phi 16 // 0.10m$	$\phi 16 // 0.125m$
	Armadura inferior		-	-	10.14*	10.14*	$\phi 16 // 0.125m$	$\phi 16 // 0.125m$

A percentagem de armadura longitudinal necessária para resistir aos momentos flectores, nas sapatas P7 e Qi, é de 0,25% e 0,19%, respectivamente. Todavia, no cálculo da altura útil necessária para que fique garantida a resistência ao punçoamento (EC2), entrou-se com uma percentagem de armadura de 0,30%, maior que a existente. Para que o dimensionamento ficasse correcto, deveria ter entrado com uma percentagem inferior (cerca de 0,15%).

6.3 Assentamentos Molas VS Assentamentos Modelo

Os valores dos deslocamentos verticais (assentamentos) foram determinados tendo em conta as seguintes hipóteses:

(A) Estrutura apoiada em molas, em que os módulos de deformabilidade do solo foram determinados com base na teoria da elasticidade de Boussinesq;

(B) Estrutura apoiada em molas, em que os módulos de deformabilidade do solo foram determinados com base na proposta de caracterização de Ménard, adoptado pelo regulamento francês DTU 13.12.

(C) Estrutura apoiada em elementos de volume que representam o terreno de fundação, em que os módulos de deformabilidade foram determinados com base na teoria de elasticidade de Boussinesq;

(D) Estrutura apoiada em elementos de volume que representam o terreno de fundação, em que os módulos de elasticidade foram determinados com base na proposta de Ménard.

Na figura 77 apresenta-se a planta esquemática de deslocamentos verticais e respectiva legenda.

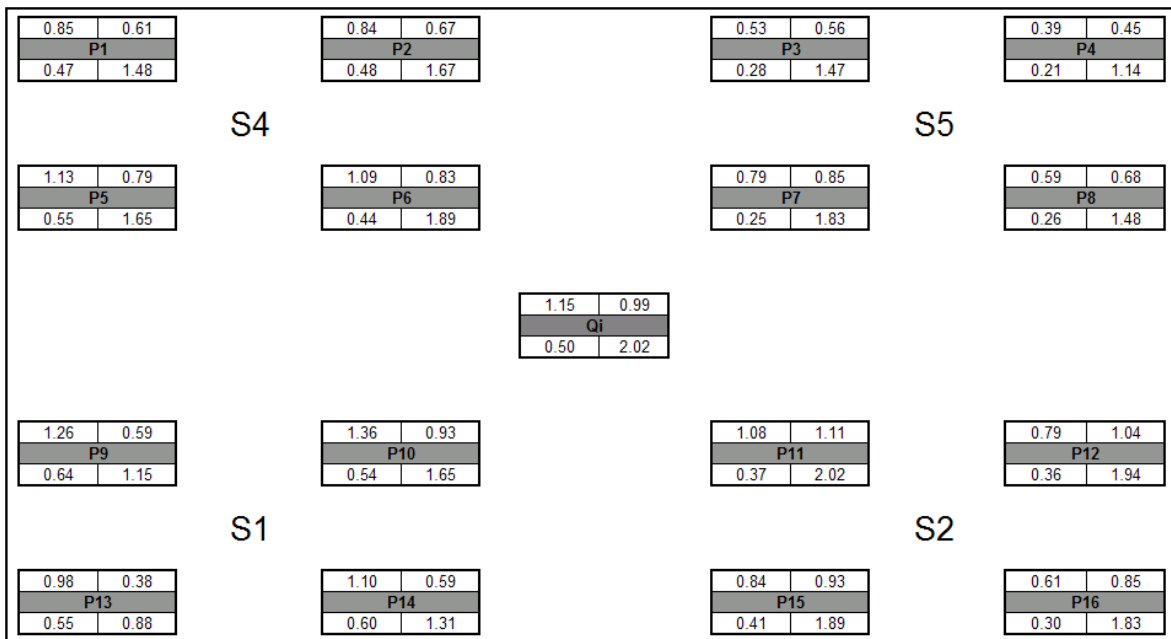


Fig. 77: Planta esquemática de deslocamentos verticais.

Legenda:	
	dv Modelo Ménard (D) dv Modelo Boussinesq (C)
	Posição
	dv Molas Ménard (B) dv Molas Boussinesq (A)
	deslocamentos em centímetros

Com base na figura 77, surge a necessidade de discutir os resultados provenientes das várias hipóteses consideradas para a determinação dos assentamentos através de molas aplicadas na base, ou simplesmente a modelação do terreno de fundação com recurso a elementos de volume que comportam as características do terreno (ponto 3.2.1).

Relativamente à comparação directa entre molas e modelo para a teoria de Boussinesq, observa-se que os valores do modelo são inferiores em cerca de metade dos valores das molas. Este cenário é coerente pois com molas os assentamentos apenas são traduzidos pela rigidez axial vertical, enquanto que no modelo entra a contribuição ao corte do material e rigidez em mais que uma direcção.

Por outro lado, segundo a teoria de Ménard, observa-se que os valores do modelo são superiores aos das molas, o que suscita grandes dúvidas. Na realidade, os primeiros deveriam ser inferiores aos segundos. Esta situação deve-se ao facto de se ter atribuído às propriedades dos materiais dos elementos finitos (solo), módulos de deformabilidade correspondentes aos valores ponderados E_{p_m} propostos por Ménard (expressão 12 do ponto 2.3.1). Ao modelo de elementos finitos do solo, convinha atribuir os valores de E_s tirados directamente do ensaio de expansibilidade volumétrica (valores “virgens” isentos de ponderações).

7. CONCLUSÕES

Neste capítulo são apresentadas algumas conclusões sobre:

- Estudo comparativo para vários cenários de dimensionamento em planta de sapatas directas de fundação (apoio rígido, molas e modelação do solo);
- Altura total de sapatas isoladas e conjuntas, obtidas através de alguns regulamentos europeus e americano, no que respeita à verificação ao punçoamento e corte em sapatas.

Relativamente ao estudo comparativo dos vários cenários de dimensionamento em planta de sapatas directas de fundação, verifica-se para o edifício de grande porte uma redistribuição de esforços das periferias para o centro, enquanto que no edifício de pequeno porte verifica-se o contrário, isto é, do centro para as periferias, tornando os pilares da periferia mais solicitados. Tal facto deve-se à área em planta das sapatas e, tal como já foi referido no dimensionamento das sapatas do edifício 1 (ponto 3.1.1), decidiu-se intuitivamente iniciar o processo com duas sapatas gerais centrais que abrangem a caixa de elevadores e pilares próximos. Como as suas dimensões são elevadas, sofrem pequenos assentamentos (constatável nas plantas esquemáticas do ponto 6.1.1) formando um núcleo mais rígido que absorve esforços da periferia.

No caso do edifício 2, a redistribuição de esforços do centro para a periferia fez com que os pilares da base sofressem variação de esforços actuantes, em valor e sentido. Apresenta-se como exemplo a sequência ocorrida no pilar P7 e P3 para os cenários de apoio rígido e molas (Figuras 78 a 81).

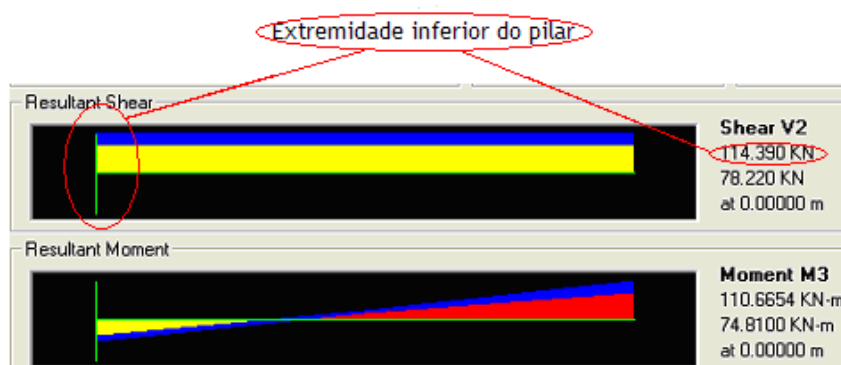


Fig. 78: Esforços no pilar central P7, com molas na base (panorama final).

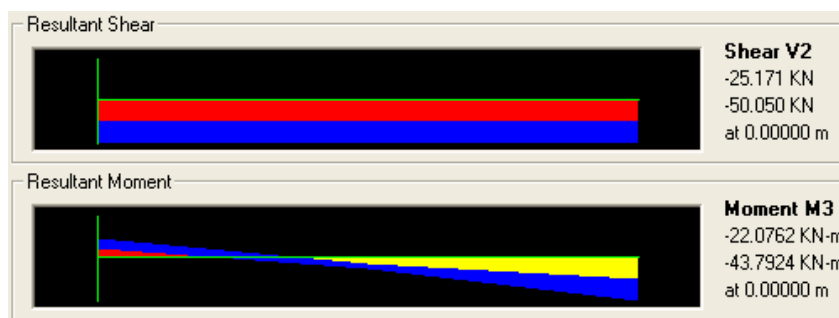


Fig. 79: Esforços no pilar central P7, com apoio rígido (panorama inicial).

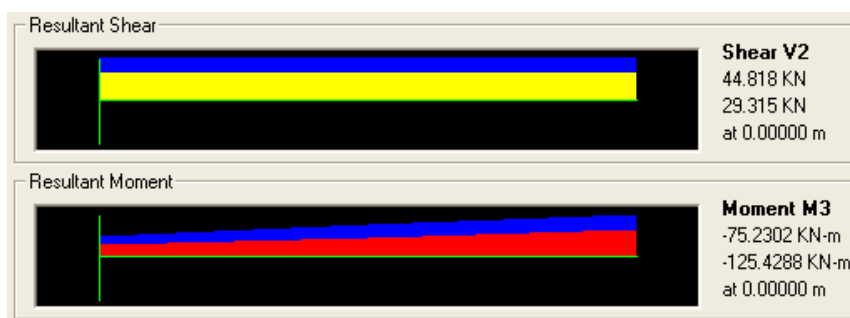


Fig. 80: Esforços no pilar periférico P3, com molas na base (panorama final).

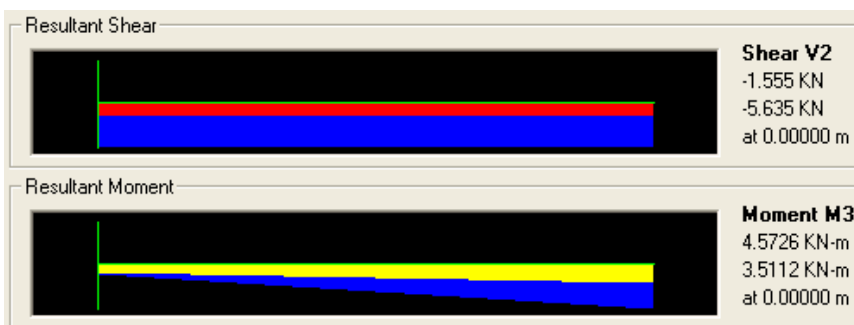


Fig. 81: Esforços no pilar periférico P3, com apoio rígido (panorama inicial).

Alerta-se para o facto de que a variação de esforços ao longo dos pilares é tal que pode conduzir a erros de dimensionamento estrutural.

Por fim, a título de curiosidade, procedeu-se à quantificação do volume de betão necessário para as sapatas de fundação, tanto para o caso de apoios rígidos, como para o caso de molas do panorama final.

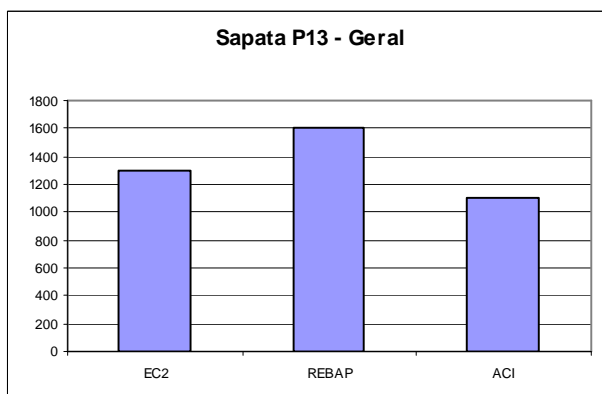
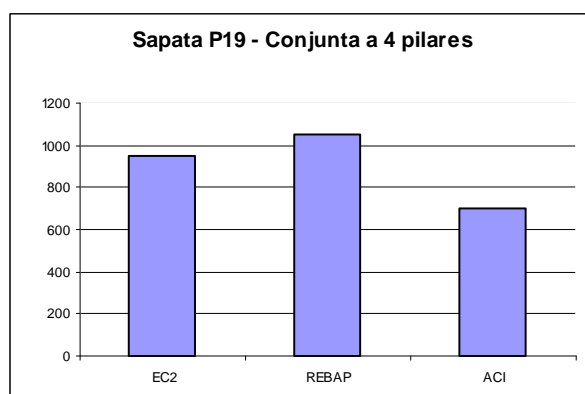
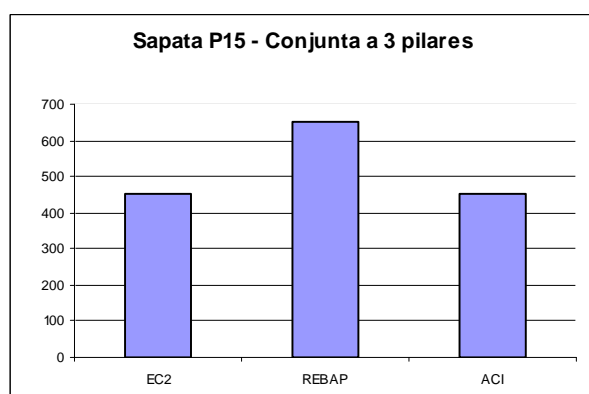
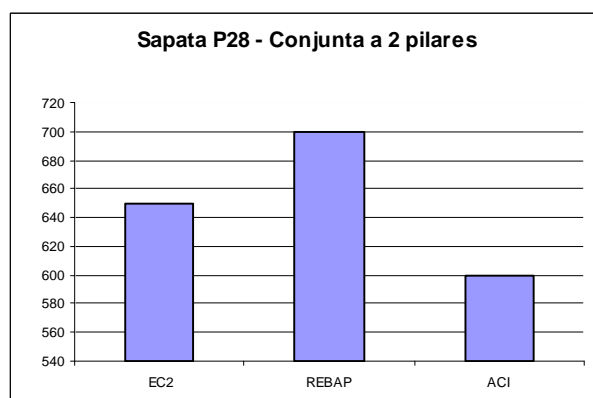
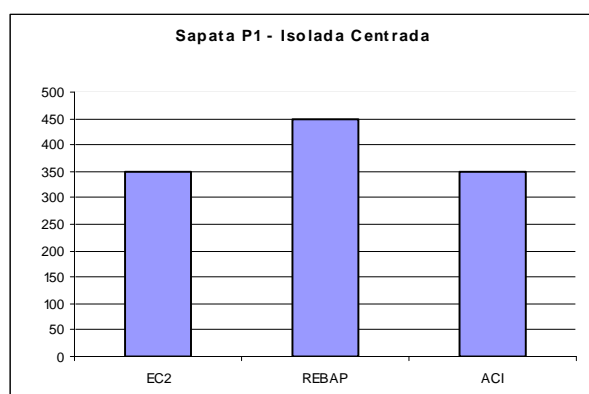
$$\text{Apoios rígidos: } V_{\text{betão}} = 57m^3$$

$$\text{Apoios em molas: } V_{\text{betão}} = 58m^3$$

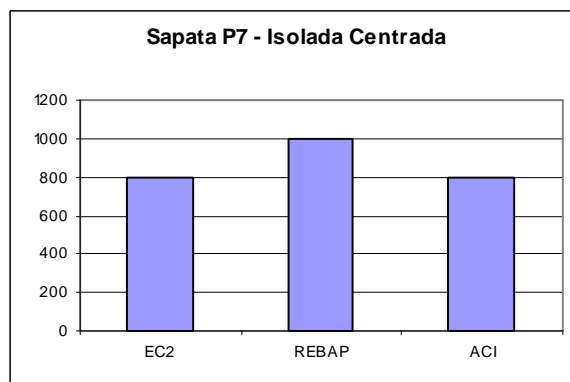
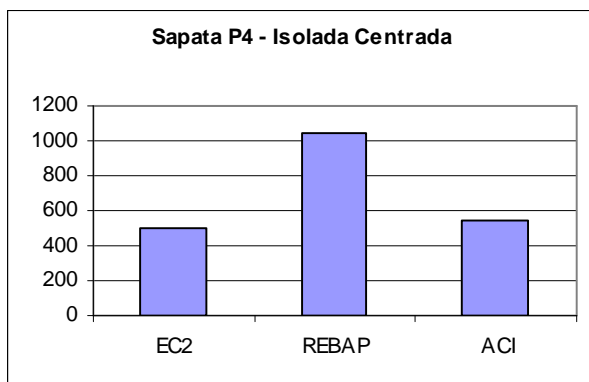
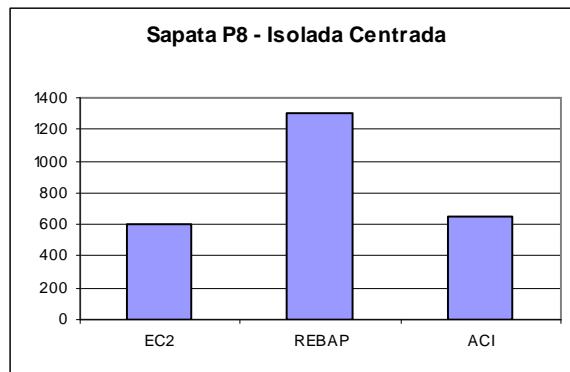
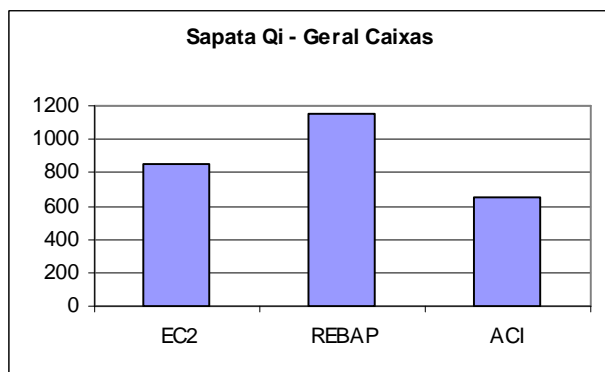
A nível da economia de betão, não se verificam diferenças.

A modelação do solo com elementos finitos apenas serviu para serem tiradas algumas elações quanto à grandeza dos assentamentos, face à colocação de molas na base. Concluiu-se que (figura 77 do ponto 6.3) num projecto de dimensionamento de fundações superficiais pode ser dispensada a modelação do solo com elementos finitos, pois só se verificam diferenças a nível do assentamento total do edifício. As distorções pouco ou nada diferem.

Relativamente à altura total (em milímetros) das sapatas isoladas e conjuntas, apresentam-se os seguintes gráficos relativos ao edifício 1.



Para o edifício 2 temos:



O EC2 permite contabilizar vários factores intervenientes como as dimensões do pilar, os esforços transmitidos, as tensões no terreno e a percentagem de armadura de flexão. Conduz a soluções mais económicas que o REBAP, mas menos económicas que o código ACI.

Verifica-se também que a posição condicionante do contorno crítico depende fortemente das tensões instaladas no terreno e da excentricidade das cargas (ponto 6.1.3 – Quadro 35). Ora veja-se para as sapatas conjuntas do edifício 1 (Quadro 49):

Quadro 49: Valores de d e tensão na base.

	a	σ_{base} (KPa)
P19	0,30d	4192
P28	0,32d	4006
P15	0,70d	1560

Para grandes excentricidades e tensões elevadas no terreno, temos valores de a compreendidos entre $0,30d$ a $0,70d$. Quanto maior a tensão na base, menor a distância a . No caso de sapatas conjuntas, é difícil definir um valor ideal de a , pois varia fortemente com o número de pilares que descarregam na fundação, a grandeza das excentricidades e a tensão instalada na base.

A aplicação do EC2 é a mais correcta, mas levanta algumas dificuldades pois caso não se disponha de uma folha de cálculo, torna-se mais laborioso, uma vez que obriga a verificações em várias posições do contorno crítico. Segundo o EC2, nas sapatas isoladas do edifício 2, a distância a ronda sempre o valor de $0,5d$ (ponto 6.2.2 – Quadro 38). É seguro assumir/programar esta distância para o caso de sapatas isoladas com excentricidades de cargas baixas (1 a 2 centímetros), em que o terreno está submetido a elevadas tensões para combinações últimas (na casa dos 1200KPa).

O REBAP é muito conservativo no que respeita à verificação ao punçoamento e corte em sapatas isoladas centradas, atirando para valores de altura muito acima do EC2 e ACI. No entanto, para sapatas conjuntas a dois ou mais pilares, a diferença é menos acentuada.

No que respeita à verificação por corte nas sapatas das caixas de elevadores e escadas, o REBAP é mais completo, apresentando uma metodologia de verificação ao corte nas zonas mais solicitadas (cantos das paredes – Figura 43, ponto 5.3).

Por fim temos o código ACI que fornece resultados bastante próximos do EC2, para sapatas isoladas. Por outro lado, para sapatas conjuntas os valores são inferiores, tornando-se mais económico.

Bibliografia

RAFAEL SOUZA & JESELAY REIS (2008). *Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas*. Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

DIOGO MEDEIROS (2006). *Análise tridimensional da interação solo-estrutura em fundações de concreto armado pelo método dos elementos finitos*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

GEORGE MOURA COLARES (2006). *Programa para análise da interação solo-estrutura no projecto de edifícios*. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

KARINA CORDEIRO DOURADO (2005). *Utilização do pressiómetro de Ménard na identificação e previsão de recalques num solo colapsível*. Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco.

EUROCÓDIGO 2 (2004). *Projecto de Estruturas de Betão*. Comité Europeu de Normalização.

ANTÓNIO JOSÉ ARÊDE (2002). *Fundações e estruturas de suporte. Textos de apoio às aulas práticas*. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

IWAMOTO, R. K. (2000). *Alguns aspectos dos efeitos de interação solo-estrutura em edifícios de muitos andares com fundação profunda*. Dissertação (Mestrado) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

JOSEPH E. BOWLES (1997). *Foundation Analysis and design*. 5ª edição McGraw-Hill.

ARTHUR NILSON AND DAVID DARWIN (1997). *Design of concrete structures*. McGraw-Hill.

VILA POUCA & DELFIM (1997). *Concepção e dimensionamento de fundações*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

ACI code (1997). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. American Concrete Institute.

ANTÓNIO VIANA DA FONSECA (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas*. Tese de Doutoramento – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

MANUEL MATOS FERNANDES (1995). *Mecânica dos Solos, II Volume*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

MANUEL MATOS FERNANDES (1994). *Mecânica dos Solos, I Volume*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

GUSMÃO A. D. (1990). *Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em assentamentos de edificações*. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro.

DTU 13.12 (1988). *Règles pour de calcul des fondations superficielles*. AFNOR

BRITISH STANDARD 8110: PART 1 (1985). *Structural Use of concrete. Code of practice for design and construction*. British Standards Institution.

Anexo A

A.1 Eurocódigo 2

6.2.2 Elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transverso.

(1) O valor de cálculo do esforço transverso resistente $V_{Rd,c}$ é dado por:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} \right] b_w d$$

Com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = v_{\min} b_w d$$

Em que:

f_{ck} - Em MPa;

k - $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$, com d em milímetros;

ρ - Percentagem de armadura longitudinal na secção de betão transversal. Considerado $\rho = 0.3\%$;

$V_{Rd,c}$ - Em N.

v_{\min} - É igual a $0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

6.4.4 Resistência ao punçoamento de sapatas de pilares sem armaduras de punçoamento.

(2) A resistência ao punçoamento de sapatas de pilares deve ser verificada nos perímetros de controlo localizados a uma distância a não superior a $2d$ da periferia do pilar.

No caso de acções concêntricas, a força útil actuante é

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

Em que:

V_{Ed} - Punçamento actuante;

ΔV_{Ed} - Reacção vertical útil no interior do perímetro de controlo considerado, ou seja, a reacção do terreno deduzida do peso próprio da sapata.

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud}$$

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times \frac{2d}{a} \geq v_{min} \times \frac{2d}{a}$$

Em que:

a - Distância da periferia do pilar ao perímetro de controlo considerado;

$C_{Rd,c}$ - = 0,12 MPa ;

k - $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$;

u - Comprimento da linha de contorno crítico.

No caso de acções excêntricas com pilar rectangular

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left[1 + k \frac{M_{Ed} u}{V_{Ed,red} W} \right]$$

$$W = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 2c_2 a + 4a^2 + \pi a c_1$$

Em que:

k - É um coeficiente que depende da relação entre as dimensões do pilar c_1 e c_2 : o seu valor é função da proporção do momento não equilibrado transmitido por forças de corte não uniforme e por flexão e torção, conforme o quadro Q1 e figura seguinte F1:

c_1 / c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

Quadro Q1: Valores de k para áreas carregadas rectangulares.

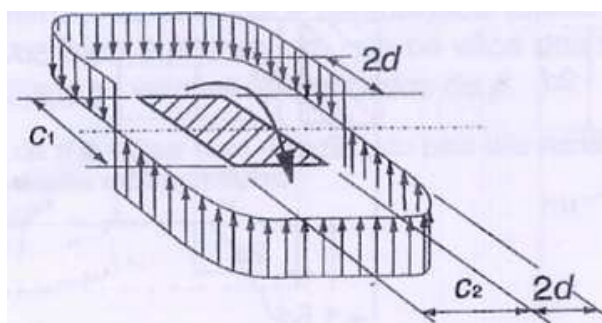


Fig. F1: Distribuição de tensões tangenciais devidas a um momento não equilibrado na ligação entre uma laje e um pilar interior.

No caso de ações excêntricas com pilar circular:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \times \beta$$

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d}$$

Em que D é o diâmetro do pilar circular e e a excentricidade M_{Ed} / V_{Ed} .

A.2 REBAP

Artigo 54º - Punçoamento

A determinação do valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento de lajes sujeitas a forças concentradas pode ser efectuada de acordo com as regras enunciadas no presente artigo, desde que as forças não actuem em zonas da laje em que o esforço transversal devido a outras acções tenha valor importante nem actuem na proximidade de outras forças concentradas, e ainda desde que a área carregada não diste menos de $5d$ de um bordo livre (ou do bordo de uma abertura), sendo d a altura útil da laje.

O valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento, V_{rd} , no caso de não existirem armaduras específicas para resistir a esforço transversal, é dado por:

$$V_{rd} = v_{rd} \times u$$

Em que:

$$v_{rd} = \eta \times \tau_1 \times d$$

Sendo:

v_{rd} - Valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento por unidade de comprimento do contorno crítico de punçoamento;

u - Perímetro do contorno crítico de punçoamento, definido por uma linha fechada envolvendo a área carregada a uma distância não inferior a $d/2$ e cujo perímetro é mínimo;

η - Coeficiente cujo valor é dado por $1,6 - d$, com d expresso em metros, e que não deve ser tomado inferior à unidade;

τ_1 - Tensão cujo valor é indicado no quadro Q2.

Classe do betão	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30
τ_1	0.5	0.6	0.65	0.75

Quadro Q2: Valores da tensão τ_1 (MPa).

A verificação da segurança ao punçoamento consistirá em satisfazer, ao longo do contorno crítico, a condição $V_{rd} \geq V_{sd}$, em que V_{sd} é o valor de cálculo do esforço de punçoamento actuante por unidade de comprimento do contorno crítico – deve ser determinado atendendo às indicações que se seguem.

No caso de a força de punçoamento V_{sd} actuar sem excentricidade relativamente ao baricentro da área carregada, V_{sd} pode ser considerado constante ao longo do contorno crítico e com o valor:

$$v_{sd} = \frac{V_{sd}}{u}$$

Em que u é o perímetro daquele contorno.

Se, porém, a força V_{sd} actuar excentricamente, o valor de v_{sd} é variável ao longo do contorno crítico de punçoamento, podendo considerar-se os seguintes valores para a verificação da segurança:

Área carregada de contorno circular (ou assimilável):

$$v_{sd} = \frac{V_{sd}}{u} \left(1 + \frac{2|e|}{d_0} \right)$$

Área carregada de contorno rectangular:

$$v_{sd} = \frac{V_{sd}}{u} \left(1 + 1,5 \frac{|e_x| + |e_y|}{\sqrt{b_x b_y}} \right)$$

Nestas expressões os símbolos têm o seguinte significado:

e - Excentricidade de V_{sd} (e_x e e_y são as componentes segundo as direcções x e y);

d_0 - Diâmetro do contorno crítico (soma da altura útil com o diâmetro da área carregada);

b_x, b_y - Dimensões do contorno crítico medidas segundo as direcções x e y paralelas aos lados da área carregada.

O punçoamento excêntrico é particularmente de considerar nas lajes fungiformes, em especial quando sujeitas a forças horizontais, assim como em certos casos de sapatas de fundações de pilares.

Chama-se ainda a atenção para que só haverá em geral que considerar o problema do punçoamento nos seguintes casos:

Se a área carregada é circular, o seu diâmetro não excede $3,5d$;

Se a área carregada é rectangular, o seu perímetro não excede $11d$, nem excede 2 vezes a relação entre o seu comprimento e a sua largura;

Se a área carregada tem outras formas, as suas dimensões não excedem limites obtidos por analogia com os casos anteriores.

Fora dos limites indicados haverá em geral que considerar, ao longo do contorno crítico, zonas em que a verificação da segurança deve ser feita pelas regras correspondentes ao punçoamento e zonas em que tal verificação deve seguir as regras especificadas para o esforço transversal.

Assim, por exemplo, no caso da área carregada ter forma rectangular muito alongada, pode considerar-se que as zonas de punçoamento se situam apenas junto aos cantos, interessando troços de contorno crítico com um comprimento total que não deverá ser superior a $11d$ nem a $6a + 3d$, sendo a a menor dimensão da área carregada.

Por outro lado, a actuação de forças concentradas em zonas próximas de bordos livres ou de aberturas deve ser cuidadosamente analisada, considerando contornos críticos de punçoamento adequados, justificados com base em literatura especializada.

A.3 British Standard (BS 8110: 1985)

3.7.6. Effective shear forces in flat slabs

3.7.6.1 The critical consideration for shear in flat slab structures is that of punching shear around the columns.

This is checked in accordance with the provisions of 3.7.7 except that the shear stresses are increased as stated in 3.7.6.2 and 3.7.6.3 to allow for the effects of moment transfer.

3.7.6.2 Shear stresses at slab/internal column connections in flat slabs.

After calculation of the design moment transmitted by the connection (in accordance to 3.7.2) the design effective shear force at the perimeter should be taken as:

$$V_{eff} = V_t \left(1 + \frac{1,5M_t}{V_t \times x} \right)$$

where

x - is the length of the side of the perimeter considered parallel to the axis of bending;

M_t - is the design moment transmitted from the flat slab to the column at the connection.

In the absence of calculation, it will be satisfactory to take a value of $V_{eff} = 1,15 \times V_t$ for internal columns in braced structures with approximately equal spans; where V_t is calculated on the assumption that the maximum design load is applied to all panels adjacent to the column considered.

3.7.6.3 Shear stresses at other slab-column connections.

At corner columns and at edge columns where bending about an axis parallel to the free edge is being considered, the design effective shear is calculated from $V_{eff} = 1,25 \times V_t$. For edge columns where bending about an axis perpendicular to the edge is being considered, the design effective shear should be calculated using equation next:

$$V_{eff} = V_t \left(1,25 + \frac{1,5M_t}{V_t \times x} \right)$$

Alternatively, V_{eff} may be taken as $1,4V_t$ for approximately equal spans.

3.7.6.4 Maximum design shear stresses at the column face.

The maximum design shear stresses at the column face should not exceed $0,8\sqrt{f_{cu}}$ or

5 N/mm^2 , whichever is the lesser, when assessed using equation of point 3.7.6.2 or 3.7.6.3, as appropriate, on a perimeter equal to the perimeter of the column or column head.

3.7.7 Shear under concentrated loads

3.7.7.1 Mode of punching failure.

Punching failure occur on the inclined faces of truncated cones or pyramids, depending on the shape of the loaded areas. However, for practical purposes, it is satisfactory to consider rectangular failure perimeters.

3.7.7.2 Maximum design shear capacity.

The maximum design shear stress, v_{\max} , should not exceed $0,8\sqrt{f_{cu}}$ or 5 N/mm^2 if less. The value of v_{\max} is given by the equation.

$$v_{\max} = \frac{V}{u_0 d}$$

where

V - Design ultimate value of the concentrated load;

u_0 - effective length of the perimeter which touches a loaded area.

3.7.7.3 Calculation of design shear stress for a failure zone.

The nominal design shear stress, v , appropriate to a particular failure zone is calculated from the following equation:

$$v = \frac{V}{ud}$$

where

u - effective length of the outer perimeter of the zone.

3.7.7.4 Shear capacity of a failure zone without shear reinforcement.

Provided the shear stress, v , is less than v_c , no shear reinforcement is required. The enhancement of v_c may not be applied to the shear strength of perimeters at a distance of $1,5d$ or more from the face of the loaded area. Where it is desired to check perimeters closer to the loaded area than $1,5d$, v_c may be

increased by a factor $1,5d / a_v$, where a_v is distance from the edge of the loaded area to the perimeter considered.

3.11.3 Design of pad footings

3.11.3.4 Design shear strength near concentrated loads.

Design shear strength near concentrated loads is governed by the more severe of the following two conditions.

- (a) Shear along a vertical section extending across the full width of a base.
- (b) Punching shear around the loaded area. Use 3.7.6 except that no shear reinforcement is needed when $v < v_c$, where:

$$v_c = 0.79 \left(\frac{100 \cdot A_s}{b_v \cdot d} \right)^{1/3} \left(\frac{400}{d} \right)^{1/4} / \gamma_m$$

Where

$\left(\frac{100 \cdot A_s}{b_v \cdot d} \right)$ should not be taken as greater than 3;

$\frac{400}{d}$ should not be taken as less than 1.

For characteristic concrete strengths greater than 25 N/mm², the values of v_c may be multiplied by $(f_{cu} / 25)^{1/3}$. The value of f_{cu} should not be taken as greater than 40.

A.4 DTU 13.12 (Mars 1988)

Annexe 1: Semelles continues sur murs non armées transversalement.

Les semelles continues sous murs peuvent ne pas comporter d'armatures perpendiculaires au plan moyen du mur si les conditions suivantes sont supposées remplies (Figure F2):

- *Le mur transmet à la semelle une charge verticale uniforme et centrée;*
- *La hauteur totale h de la semelle est au moins égale au double du débord:*

$$h \geq 2d_0 \text{ avec } d_0 = \frac{a' - a}{2}$$

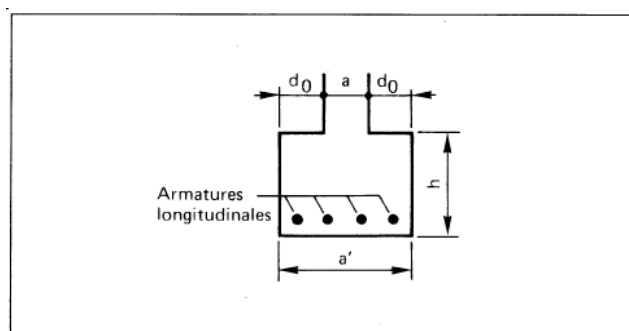


Fig. F2: *Semelles continues sur murs non armées transversalement*

Annexe 2: Semelles continues sous murs transmettant une charge uniformément centrée.

La coupe transversale de telles semelles est conforme au croquis ci-dessous qui définit les notation (Figure F3).

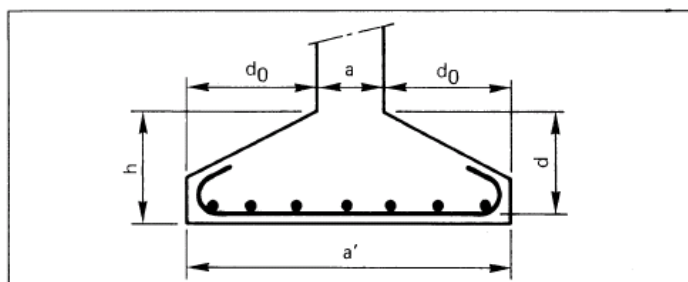


Fig. F3: Semelhas contínuas sob muros transmitindo uma carga uniformemente centrada

Soit p_u la valeur de la charge de calcul par unité de longueur (à l'état-limite ultime).

L'application de la méthode des bielles implique les conditions:

$$\frac{d_0}{2} \leq d \leq 2d$$

$$\text{ou} \left(\frac{a'-a}{4} \leq d \leq a'-a \right)$$

La condition $d > \frac{d_0}{2}$ permet de considérer que, dans le cas général des semelles sur sol, il n'est pas nécessaire de procéder à des vérifications concernant l'effort tranchant et la contrainte de compression des bielles; il n'y a pas lieu, en particulier, de prévoir des étriers ou des barres relevées.

A.5 ACI Code

O texto que se segue resulta de uma transcrição parcial do livro “Design of concrete structures” dos autores Arthur Nilson e David Darwin. Aqui se descreve o método preconizado pela norma americana.

18.6 Column Footings

“... A column supported by the slab tends to punch through that slab because of the shear stresses that act in the footing around the perimeter of the column. At the same time the concentrated compression stresses from the column spread out into the footing so that the concrete adjacent to the column is in vertical or slightly inclined compression, in addition to shear. In consequence, if failure occurs, the fracture takes the form of the truncated pyramid shown , with sides sloping outward at an angle approaching 45°. The average shear stress in the concrete that fails in this manner can be taken as that acting on vertical planes laid through the footing around the column on a perimeter a distance $d/2$ from the faces of the column (vertical section through $abcd$ on Fig. F4). The concrete subject to this shear stress v_{u1} is also in vertical compression from the stresses spreading out from the column, and in horizontal compression in both major directions because of the biaxial bending moments in the footing. This triaxiality of stress increases the shear strength of the concrete. Tests of footings and of flat slabs have shown, correspondingly, that for punching-type failures the shear stress computed on the critical perimeter area is larger than in one-way action (e.g., beams).”

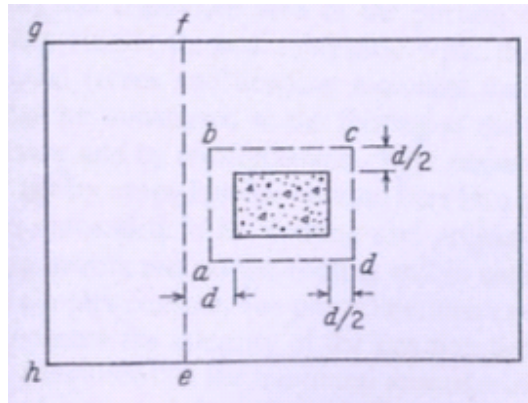


Fig. F4: Critical sections for shear.

As discussed in Sec. 13.6, the ACI Code equations (13.11 a,b,c) give the nominal punching-shear strength on this perimeter:

$$V_c = 4 \times \sqrt{f'_c} b_0 d$$

except for columns of very elongated cross section, for which

$$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \times \sqrt{f'_c} b_0 d$$

For cases in which the ratio of critical perimeter to slab depth, b_0 / d , is very large,

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \times \sqrt{f'_c} b_0 d$$

Where b_0 is the perimeter $abcd$ in figure XX; $\beta_c = a/b$ is the ratio of the long to short sides of the column cross section; and α_s is 40 for interior loading, 30 for edge loading, and 20 for corner loading

of a footing. The punching-shear strength of the footing is to be taken as the smallest of the values given by Eqs. of V_c , and the design strength is ϕV_c , as usual, where $\phi = 0.85$ for shear.

The required depth of footing d is then calculated from the usual equation

$$V_u \leq \phi V_c$$

applied separately in connection with Eqs. XX and Eqs. XX. For Eq. XX, $V_u = V_{u1}$ is the total upward pressure caused by q_u on the area outside the perimeter $abcd$ in Fig. XX. For Eq. XX, $V_u = V_{u2}$ is the total upward pressure on the area $efgh$ outside the section ef in Fig. XX. The required depth is then the larger of those calculated from either Eq. XX or Eq. XX. For shear, as usual, $\phi = 0.85$ ”.

Anexo B

Sapatas	ν	Es ref. (Mpa)	L (m)	B (m)	Is	Ai (m2)	st (m)	Ks (KN/m)
P1	0.3	60	1.5	1.5	0.92	2.25	2E-05	108230
P2	0.3	60	1.5	1.5	0.92	2.25	2E-05	108230
P3	0.3	60	1.5	1.5	0.92	2.25	2E-05	107501
P4	0.3	60	1.5	1.5	0.92	2.25	2E-05	107501
P5	0.3	60	1.5	1.5	0.92	2.25	2E-05	107501
P6	0.3	60	1.5	1.5	0.92	2.25	2E-05	107501
P7	0.3	60	1.5	1.5	0.92	2.25	2E-05	107501
P8	0.3	60	1.5	1.5	0.92	2.25	2E-05	107501
P9	0.3	60	1.5	1.5	0.92	2.25	2E-05	107501
P10	0.3	60	2.5	2	1.04	2.50	3E-05	78871
P11	0.3	60	2.5	2	1.04	2.50	3E-05	78871
P12	0.3	6530	15	5	1.54	2.03	1E-06	1894916
P13	0.3	6530	15	5	1.54	2.03	1E-06	1894916
P14	0.3	60	5	2	1.43	5.00	4E-05	115018
P15	0.3	60	5	2	1.43	3.33	4E-05	76679
P16	0.3	60	5	2	1.43	5.00	4E-05	115018
P17	0.3	60	2	1.5	1.08	3.00	2E-05	121976
P18	0.3	60	1.5	1.5	0.92	2.25	2E-05	107501
P19	0.3	6530	5	2	1.43	2.50	4E-07	6258905
P20	0.3	6530	5	2	1.43	2.50	4E-07	6258905
P21	0.3	6530	5	2	1.43	2.50	4E-07	6258905
P22	0.3	60	1.5	1.5	0.92	2.25	2E-05	107501
P23	0.3	60	1.5	1.5	0.92	2.25	2E-05	107501
P24	0.3	60	1.5	1.5	0.92	2.25	2E-05	107501
P25	0.3	60	1.5	1.5	0.92	2.25	2E-05	107501
P26	0.3	13000	2	1.5	1.08	1.50	1E-07	13214031
P27	0.3	13000	2	1.5	1.08	1.50	1E-07	13214031
P28	0.3	13000	2	1.5	1.08	1.50	1E-07	13214031
P29	0.3	13000	2	1.5	1.08	1.50	1E-07	13214031
P30	0.3	13000	2	1.5	1.08	1.50	1E-07	13214031
P31	0.3	13000	2	1.5	1.08	1.50	1E-07	13214031
P32	0.3	13000	2	1.5	1.08	1.50	1E-07	13214031
C1	0.3	60	32	1.5	2.6338	0.6667	6E-05	11126
C2	0.3	13000	58	1.5	2.9668	0.7565	3E-07	2428542

Quadro B1: Coeficientes de mola aplicados na base dos pilares, caixas de escada e elevadores, que deu origem ao panorama final, do edifício 1.

				Esforços Finais		
				Ações reduzidas ao c.g. da resultante das cargas permanentes		
		Xg (m)	Yg (m)	N (KN)	M,x (KN.m)	M,y (KN.m)
P10	Caso B	6.0000	25.75	5563	-1771	1118
	Perman.	6.0000	25.75	3225	-	-
P11	Caso B	14.0000	25.7703	3063	-1254	1200
	Perman.	14.0000	25.77	1782	-	-
P12	Caso B	20.0686	19.1275	103312	-14477	2853
	Perman.	20.0813	19.06	65942	-	-
P13	Caso B	32.6167	19.29	125000	-21905	4060
	Perman.	32.6117	19.17	80601	-	-
P19	Caso B	43.0000	15.30	50901	-7775	415
	Perman.	43.0000	15.27	32705	-	-
P20	Caso B	48.0000	15.40	42873	-2156	698
	Perman.	48.0000	15.37	27125	-	-
P21	Caso B	56.0000	15.43	34789	-2145	797
	Perman.	56.0000	15.39	22050	-	-
P26	Caso B	18.0000	5.82	11861	-1117	10
	Perman.	18.0000	5.82	7337	-	-
P27	Caso B	22.0000	5.80	13404	-1002	-52
	Perman.	22.0000	5.80	8426	-	-
P28	Caso B	30.0000	5.80	17182	-842	-92
	Perman.	30.0000	5.79	11072	-	-
P29	Caso B	35.0000	5.80	15285	-730	18
	Perman.	35.0000	5.80	9691	-	-
P30	Caso B	43.0000	5.80	16163	-635	-41
	Perman.	43.0000	5.79	10428	-	-
P31	Caso B	48.0000	5.80	14335	-549	62
	Perman.	48.0000	5.79	9079	-	-
P32	Caso B	56.0000	5.80	11702	-490	17
	Perman.	56.0000	5.79	7460	-	-
P14	Caso B	43.0000	25.75	7885	-665	653
	Perman.	43.0000	25.75	4872	-	-
P15	Caso B	48.0000	25.34	8478	-767	1080
	Perman.	48.0000	25.34	5209	-	-
P16	Caso B	56.0000	25.50	8269	-414	733
	Perman.	56.0000	25.50	5082	-	-

Quadro B2: Esforços finais reduzidos ao centro de gravidade da resultante das cargas permanentes, do edifício 1.

Verificação da segurança à rotura por deslizamento						
Posição:	Hd (KN)	ϕ'	$\delta'd$	Vd' (KN)	Sd (KN)	Hd < Sd
P1	303	30	20	3646	1327	OK
P2	275	30	20	2370	863	OK
P3	228	30	20	1602	583	OK
P4	175	30	20	1343	489	OK
P5	158	30	20	1301	473	OK
P6	122	30	20	1328	483	OK
P7	114	30	20	3037	1106	OK
P8	105	30	20	3278	1193	OK
P9	127	30	20	2929	1066	OK
P10	436	30	20	5563	2025	OK
P11	599	30	20	3063	1115	OK
P12	2352	32.5	22	103312	41043	OK
P13	1897	32.5	22	125000	49659	OK
P14	117	30	20	7885	2870	OK
P15	302	30	20	8478	3086	OK
P16	223	30	20	8269	3010	OK
P17	195	30	20	3898	1419	OK
P18	224	30	20	1831	667	OK
P19	219	35	23	50901	21956	OK
P20	207	35	23	42873	18493	OK
P21	309	35	23	34789	15007	OK
P22	203	30	20	3129	1139	OK
P23	163	30	20	1882	685	OK
P24	116	30	20	1952	710	OK
P25	79	30	20	1424	518	OK
P26	190	35	23	11861	5116	OK
P27	161	35	23	13404	5782	OK
P28	149	35	23	17182	7412	OK
P29	73	35	23	15285	6593	OK
P30	131	35	23	16163	6972	OK
P31	26	35	23	14335	6183	OK
P32	12	35	23	11702	5048	OK

Quadro B3: Verificação da segurança à rotura por deslizamento nas fundações, do edifício 1.

Sapatas	ν	Es ref. (Mpa)	L (m)	B (m)	Is	Ai (m ²)	st (m)	Ks (KN/m)
P1	0.3	60	1.5	1.5	0.92	2.25	2.08E-05	108230
P2	0.3	60	2	1.5	1.08	3.00	2.44E-05	122803
P3	0.3	84	2	1.5	1.08	3.00	1.76E-05	170561
P4	0.3	84	1.5	1.5	0.92	2.25	1.5E-05	150321
P5	0.3	58	2	1.5	1.08	3.00	2.53E-05	118719
P6	0.3	60	2	1.5	1.08	3.00	2.44E-05	122803
P7	0.3	84	2	2	0.92	4.00	2E-05	200428
P8	0.3	84	2	1.5	1.08	3.00	1.76E-05	170561
P9	0.3	89	2	1.5	1.08	3.00	1.67E-05	180020
P10	0.3	87	2	2	0.92	4.00	1.92E-05	208407
P11	0.3	42	1.5	1.5	0.92	2.25	2.97E-05	75836
P12	0.3	42	2	1.5	1.08	3.00	3.52E-05	85266
P13	0.3	87	1.5	1.5	0.92	2.25	1.44E-05	156305
P14	0.3	87	2	1.5	1.08	3.00	1.69E-05	177351
P15	0.3	42	1.5	1.5	0.92	2.25	2.97E-05	75836
P16	0.3	42	1.5	1.5	0.92	2.25	2.97E-05	75836
Zona S1 (Q30-Q39)	0.3	92	9	4	1.37	0.75	5.41E-05	13869
Zona S2 (Q40-Q53)	0.3	41	9	4	1.37	0.75	0.000123	6116
Zona S4 (Q1-Q15)	0.3	52	9	4	1.37	0.64	9.55E-05	6722
Zona S5 (Q16-Q29)	0.3	86	9	4	1.37	0.60	5.8E-05	10339

Quadro B4: Coeficientes de mola do panorama final, com base na teoria de Boussinesq, do edifício 2.

Acções reduzidas ao c.g. da resultante das cargas permanentes					
	Xg (m)	Yg (m)	N (KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
Caso C	1.6450	3.33	10519	-606	244
Caso B	1.6447	3.32	13794	-730	247
Perman.	1.6427	3.30	-	-	-
Caract.	1.6445	3.32	10041	-315	268

Quadro B5: Esforços finais na base, reduzidos ao centro de gravidade da resultante das cargas permanentes (Sapata Qi do panorama final do edifício 2).

Verificação da segurança à rotura por deslizamento						
Posição:	Hd (KN)	ϕ'	$\delta'd$	Vd' (KN)	Sd (KN)	Hd < Sd
P1	86	37	25	2330	1069	OK
P2	33	37	25	2849	1308	OK
P3	48	40	27	3426	1720	OK
P4	36	40	27	2459	1234	OK
P5	38	37	25	2909	1335	OK
P6	25	37	25	3264	1498	OK
P7	78	40	27	4873	2446	OK
P8	35	40	27	3705	1860	OK
P9	53	41	27	3674	1898	OK
P10	74	41	27	4331	2237	OK
P11	14	37	25	2313	1062	OK
P12	43	37	25	2920	1340	OK
P13	31	41	27	2057	1063	OK
P14	39	41	27	3307	1708	OK
P15	19	37	25	2167	994	OK
P16	48	37	25	2098	963	OK
Qi	454	37	25	13794	6331	OK

Quadro B6: Verificação da segurança à rotura por deslizamento, das sapatas do edifício 2.

Anexo C

O presente anexo contém:

- Planta de sondagens e cortes geológicos de ambos os edifícios.

EDIFÍCIO 1:

EDIFÍCIO 2:

