

**UNIVERSIDADE DO
PORTO**

U. P. REITORIA

ac arquivo
central

PASTA N.º 2302

IC - Instituto da Construção

Rua dos Bragas 4099 PORTO CODEX Tel.29913-24527 Fax.319280 Telex.27323 FEUP P

DIVISÃO DE ESTRUTURAS

FACULDADE DE MEDICINA DENTARIA - U.P.

ANTE-PROJECTO DE ESTRUTURAS

arquivo
central

REQUERENTE: FUNDAÇÃO GOMES TEIXEIRA

JANEIRO, 1990

ANTE-PROJECTO DE ESTRUTURAS

1 - OBJECTIVO

Refere-se o presente trabalho ao Ante-projecto da especialidade de Estruturas das novas instalações da Faculdade de medicina Dentária da Universidade do Porto, a construir no Polo 2 desta Universidade junto à Rua Dr. Manuel Pereira da Silva, no Porto.

É apresentada a solução estrutural que se considera mais adequada em face do Ante-projecto de Arquitectura e dos dados adicionais que surgiram das discussões de desenvolvimento do projecto. Serão descritas as condições que serviram de base à concepção estrutural geral e ao dimensionamento dos elementos estruturais.

2 - SOLUÇÃO GERAL

O edifício apresenta uma área extensa em planta circunscrita num rectângulo de 45 x 90 m² com quatro pisos estruturais que não se desenvolvem igualmente por toda a área, estando o Piso 0 (Piso Técnico não estrutural) e o Piso 1 abaixo do nível do terreno, o Piso 2 próximo do nível do terreno e o Piso 3 e Piso 4 (cobertura) elevados. A solução global permite em geral uma modulação estrutural uniforme formada por uma malha ortogonal de pilares de 6,0 x 6,0 metros que se apresenta altamente conveniente. Esta modulação é quebrada na zona das Clínicas e do Auditório que apresentam uma estrutura diferenciada das restantes zonas.

As condições apontadas levam à necessidade de individualizar estruturalmente zonas do edifício (corpos) estabelecendo juntas de dilatação que permitem um funcionamento estrutural independente de cada um dos corpos.

O critério adoptado consistiu em individualizar cada uma das zonas com diferente comportamento estrutural e com dimensões máximas de 30 a 35 metros.

Dos estudos efectuados resultou como mais adequado em face ao Ante-Projecto de Arquitectura a divisão do edifício em oito corpos separados por juntas de dilatação identificados pelas letras A a H (Figura 1).

Note-se que foi na concepção das juntas de dilatação e na estrutura diferenciada para cada um dos corpos na vizinhança das juntas que surgiram as questões de resolução mais difícil e que podem não estar em sintonia com o Ante-Projecto de Arquitectura que não continha o esquema de individualização que agora se propõe.

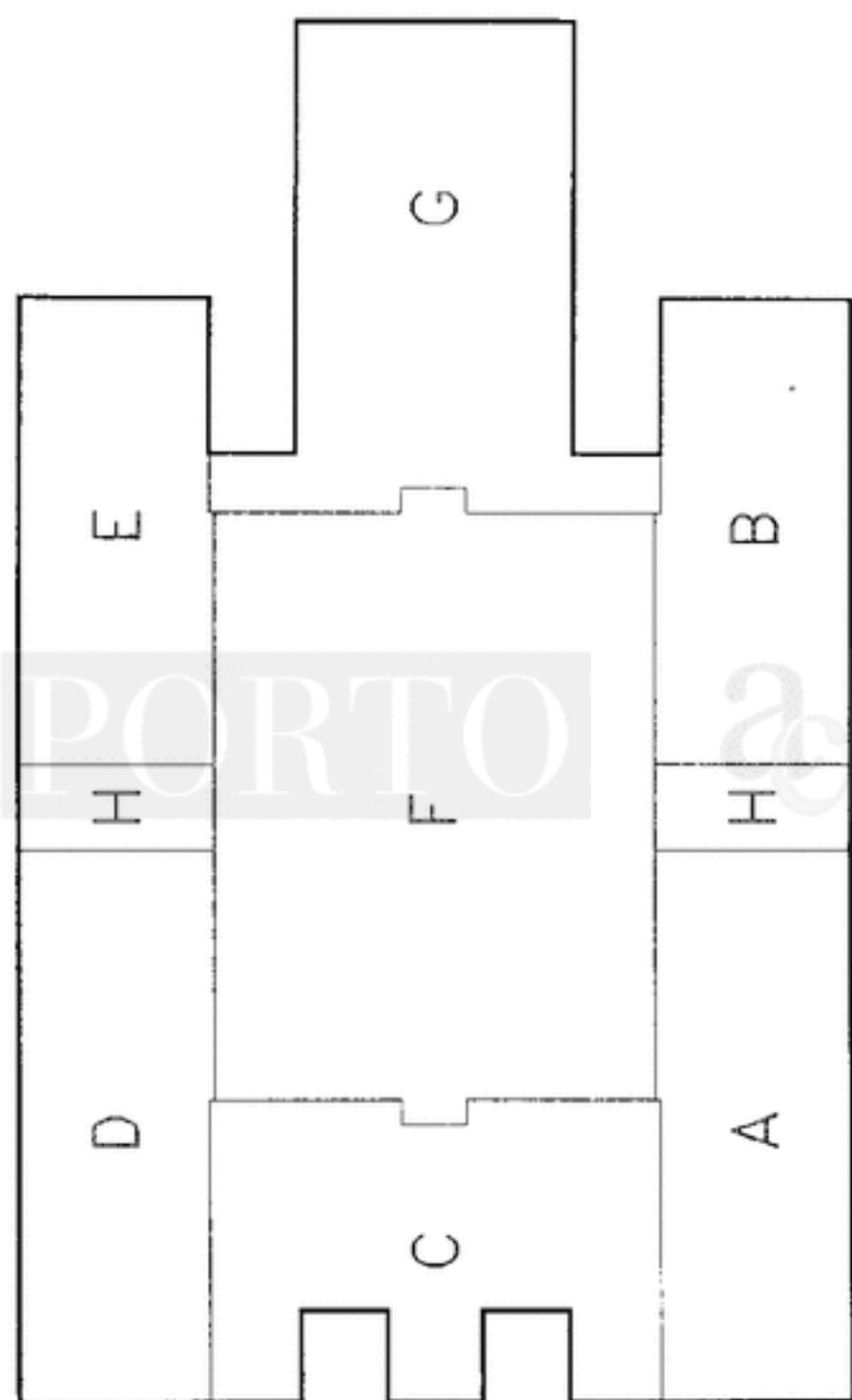
Apresenta-se neste trabalho uma possível solução estrutural que servirá de base à discussão no desenvolvimento do Projecto.

3 - APRESENTAÇÃO GERAL DA ESTRUTURA DOS CORPOS

Nesta secção faz-se referência ao esquema estrutural de cada um dos corpos à constituição dos principais elementos estruturais e processo construtivo a adoptar.

3.1 - Corpos A, B, C, D e E

Na generalidade a estrutura do piso nestes corpos é constituída por uma laje aligeirada, de 0,35 m de espessura, nervurada em duas direcções e apoiada directamente em pilares que apresentam uma modulação de 6,0 metros e secção de 0,35 x 0,35 m². Uma solução para o piso, que se pretende com a face inferior lisa, poderá consistir em lajes Ferca com dois blocos de aligeiramento 70 x 70 x 15 e 5 cm de camada de compressão. A espessura de 0,35 metros atribuída à laje de piso permite resolver os problemas de punçoamento junto aos pilares e permite ainda considerar vigas embebidas na espessura do piso em zonas em que isso se torna necessário.



arquivo
central

A cobertura destes corpos apresenta uma estrutura algo diferenciada da dos outros pisos devido à existência de planos a níveis diferentes. É constituída por lajes de 0,35 m de espessura, com processo construtivo idêntico, mas fundamentalmente armada numa só direcção e apoiada em vigas que se realizam, com maior altura, na diferença de nível dos planos do piso.

Note-se que por indicações fornecidas em reunião do grupo de trabalho, a estrutura da cobertura destes 5 corpos foi preparada para poder servir eventualmente como piso tendo os pilares e as fundações sido igualmente sobredimensionados para a hipótese de ser construído um piso adicional nestes corpos.

3.2 - Corpo F

Este corpo apresenta essencialmente no Piso 1 uma estrutura em laje fungiforme aligeirada de 0,35 m de espessura semelhante à dos corpos anteriores, mas em que a modulação dos pilares é perturbada devido aos condicionamentos existentes acima deste piso. A laje apoia directamente nos pilares e na parede de suporte de terras de 0,25 m de espessura existente no contorno. Uma solução estrutural alternativa para este piso seria um vigamento cruzado ortogonal de 0,35 x 0,50 m² de secção dando apoio a painéis da laje maciça armado em cruz de 0,20 m de espessura.

A cobertura das clínicas apresenta no Ante-Projecto de Arquitectura uma solução que parece não ser a mais adequada para ser realizada em betão armado. Dos contactos já estabelecidos surge como possível proceder a algumas alterações que permitam uma simplificação da estrutura, nomeadamente nos seus aspectos construtivos, de forma a torná-la adequada à construção in-situ em betão armado ou pré-esforçado. Sendo um ponto ainda passível de discussão apresenta-se neste trabalho uma solução estrutural possível, mas ainda não completa, que consiste num vigamento em betão armado de secção: 0,35 x 1,00 m² que dá apoio a uma laje maciça de 0,12 m de espessura.

3.3 - Corpo G

O corpo do Auditório apresenta uma estrutura de piso constituída por lajes aligeiradas de 0,35 m de espessura, armadas em cruz ou numa só direcção apoiadas em vigas com nervuras aparentes ou vigas embebidas na espessura do piso. O piso do anfiteatro consiste numa laje maciça de 0,25 m de espessura armada numa direcção e apoiada na fundação e em vigas aparentes.

A cobertura do auditório é realizada por lajes aligeiradas nervuradas numa direcção com 6,0 m de vão e apoiadas em vigas com 18,0 m de vão com secção de 0,35 x 1,35 m. Esta hipótese corresponde a uma solução de betão armado corrente, podendo no entanto ser considerada a solução de vigas pré-esforçadas, principalmente se se optar também por esta solução na cobertura do Corpo F.

3.4 - Corpo H

Corresponde à zona das duas caixas de escadas que se encontram separadas das zonas vizinhas do edifício por juntas de dilatação. A estrutura deste corpo não se encontra ainda bem definida necessitando de discussão futura, já que a estrutura que se apresenta possível em face do Ante-Projecto de Arquitectura não parece ser a mais adequada para o bom funcionamento estrutural. Dado a pequena importância deste corpo, deixa-se para uma fase posterior a definição mais precisa da sua estrutura.

4 - ACÇÕES

4.1 - Acções Permanentes

O peso próprio dos elementos estruturais, das paredes, dos painéis de enchimento e dos materiais de revestimento foram obtidos quer da regulamentação quer de documentação técnica, nomeadamente das Tabelas Técnicas. Para a solicitação de impulso de terras adoptou-se um coeficiente de impulso activo $k_a = 0.25$, e de impulso em repouso, $k_0 = 0.4$ que corresponde a um valor médio de terrenos arenosos sem coesão. O impulso hidroestático não foi considerado,

o que pressupõe a conveniente drenagem. É de notar que as características do terreno não são conhecidas com a precisão necessária, daí a adopção, nesta fase do estudo, de valores médios estimados que serão corrigidos nas fases seguintes face a um conhecimento mais preciso do terreno.

4.2 - Acções variáveis

Da visita efectuada às actuais instalações da Faculdade de Medicina Dentária e dos contactos mantidos com professores desta Faculdade sobre o futuro equipamento Laboratorial foi possível definir como sobrecarga de utilização máxima verosímil de, $Q=4KN/m^2$. No dimensionamento efectuado considerou-se esta sobrecarga de $4KN/m^2$ em todos os pisos conjuntamente com uma acção permanente distribuída equivalente às divisórias de $1KN/m^2$.

Com estes valores permite-se que a sobrecarga útil seja de $4KN/m^2$ na zona de Laboratórios e salas de aula com espaços amplos e que se aproxime dos $3KN/m^2$ à medida que a compartimentação se vai adensando.

A acção do vento não foi considerada nesta fase de pré-dimensionamento dos elementos estruturais, já que, tratando-se de um edifício de constituição pesada e pequena altura, a acção sísmica é preponderante.

A acção sísmica foi tida em conta essencialmente no pré-dimensionamento dos pilares tendo os seus efeitos sobre as vigas e lajes sido desprezados nesta fase já que não se afiguram ser condicionante no pré-dimensionamento destes elementos. A frequência própria de vibração fundamental foi obtida para cada um dos corpos com base no método de Rayleigh admitindo simplificadaamente os pilares encastrados ao nível dos pisos tendo em seguida a acção sísmica sido quantificada com base no coeficiente sísmico β .

5 - MATERIAIS

O material estrutural utilizado neste trabalho é o betão armado. No pré-dimensionamento efectuado foi considerado betão da classe B25 de acordo com a classificação e características do REBAP/83. O aço utilizado nas quantificações efectuadas é do tipo A400.

6 - DOCUMENTAÇÃO TÉCNICA E MEIOS DE CÁLCULO

O pré-dimensionamento dos elementos estruturais foi efectuado, utilizando métodos e regras de cálculo simplificadas para avaliar os esforços máximos, e tendo por base a Regulamentação Nacional e outros documentos técnicos aplicáveis, nomeadamente:

- Regulamento de Segurança e Acções;
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado;
- Modelo Código CEB-FIP/78;
- Regulamento Britânico BS 8810;
- Betão Armado - Esforços normais e de flexão (REBAP-83)
- Manual do LNEC.

7 - CONTEÚDO DO PRESENTE TRABALHO

Nas secções seguintes descrevem-se de forma sumária a geometria, as acções e os dados de cálculo e de pré-dimensionamento dos vários elementos estruturais, designadamente:

- Parte I - Lajes e Vigas
- Parte II - Pilares
- Parte III - Fundações

que se encontram agrupados na Memória de Cálculos.

A parte desenhada é constituída por 5 desenhos formato A, à escala 1/100 que apresentam a planta de fundações e as plantas estruturais dos pisos incluindo cortes elucidativos da posição e geometria de alguns elementos estruturais:

- Desenho 01 - Planta geral de Fundações;
- Desenho 02 - Planta Estrutural do Piso 1;
- Desenho 03 - Planta Estrutural do Piso 2;
- Desenho 04 - Planta Estrutural do Piso 3;
- Desenho 05 - Planta Estrutural do Piso 4 (cobertura).

U. PORTO

ac arquivo
central

U. PORTO



MEMÓRIA DE CÁLCULOS

PARTE I

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE PISO (LAJES E VIGAS)

CORPO A

1. COBERTURA [PISO 4]

Laje L4.1

Laje de cobertura que poderá eventualmente ser utilizada como piso.

Espessura: $e = 0.35m$. Aligeirada, armada essencialmente numa só direcção. Vão: $l = 6.0m$

$p = 4.5$ (peso próprio) + 3.0 (sobrecarga) + 1.0 (revestimentos) + 1.0 (divisórias) = 9.5 KN/m^2 . Espaçamento das nervuras: $s = 0.80m$

Armadura/nervura: 2 $\phi 16$.

Laje L4.2

Identica a L4.1: vão: $l = 4.75m$

Viga V4.1

Continua de 6.0 m de vão: secção: $b = 0.30$; $h = 0.70$

$p = 9.5 \times 3$ (laje) + 9.0 (parede) + 4.0 (placagem) + 5.0 (peso próprio)
= 46.5 KN/m ; $M_{sd} = 46.5 \times 1.5 \times 6.0^2 / 10 = 251 \text{ KN.m/m}$

$\mu = 0.14$; $w = 0.155$; $A_s = 12 \text{ cm}^2$; $V_{sd, \max} = 46.5 \times 1.5 \times 3.0 \times 1.15 = 240 \text{ KN}$;
 $\tau = 1.2 \text{ MPa}$.

Viga V4.2

Continua de 6,0 m de vão; secção: $b = 0.30$; $h = 1.40m$

$$p = 9.5 \times (3 + 2.35) \quad (\text{laje}) \quad + \quad 10.5 \quad (\text{p.p.}) \quad = \quad 61.3 \quad \text{KN/m};$$

$$M_{ed,m} = 61.3 \times 1.5 \times 6^2 / 10 = 331 \text{KN.m}; \quad \mu = 0.05; \quad w = 0.052; \quad A_s = 7.7 \text{cm}^2$$

$$V_{ed,max} = 317 \text{KN}; \quad \tau = 0.8 \text{MPa}.$$

Viga V4.3

Viga continua de 6,0 m de vão; secção: $b = 0.15$; $h = 0.65$

$$p = 9.5 \times 4.75 / 2 \quad (\text{laje}) \quad + \quad 2.4 \quad (\text{p.p.}) \quad = \quad 25 \quad \text{KN/m};$$

$$M_{ed,m} = 25 \times 1.5 \times 6^2 / 10 = 135 \text{KN.m}; \quad \mu = 0.18; \quad w = 0.206; \quad A_s = 7.2 \text{cm}^2$$

$$V_{ed,max} = 259 \text{KN}; \quad \tau = 2.8 \text{MPa}.$$

Viga V4.4

Viga de um tramo apoiada de 6.0 m de vão; secção: $b = 0.30$; $h = 0.35$;

$$p = 9.5 \quad (1,0 \text{ metros de laje}) \quad + \quad 2,6 \quad (\text{p.p.}) \quad = \quad 12.1 \quad \text{KN/m}$$

$$P = (25 \times 2.5 + 2.4) \times 2 \quad (\text{reacção de V4.3}) \quad = \quad 130 \text{KN}$$

$$R_d = 128 \text{KN}; \quad \tau = 2.0 \text{MPa}; \quad M_{ed,m} = 237 \text{KN.m}$$

Parte deste momento será recebido
como momento negativo em
continuidade com o pilar

$$M_{ed,m}^* = 0.6 \times 237 = 142 \text{KN.m}; \quad \mu = 0.35; \quad w = 0.40 (A' / A = 0.3); \quad A_s = 14 \text{cm}^2$$

Existe ainda a possibilidade de aumentar a altura da viga entre o apoio e a carga concentrada.

Viga V4.5

Lintel que poderá ser realizado com a espessura da laje e nervura para cima. Secção: $b = 0.15$; $h = 0.65m$.

2. PISO 3

Laje L3.1

Laje fungiforme aligeirada: vãos: $l_x = l_y = 6.0m$;

Espessura: $e = 0.35m$; $p = 5.0$ (p.p.) + 1.0 (rev.) + 1.0 (div.) + 4.0 (sob.) = 11 KN/m^2 ; Verificação do punçoamento para pilares de $0.35 \times 0.35m^2$: Perímetro: $u = .35 \times 4 + 0.16 \times 2 \times u = 2.4m$;

$$V_{Rd} = (1.6 - 0.32) \times 0.65 \times 0.32 \times 2.4 = 0.639MN = 639KN;$$

$V_{Sd} = 1.5 \times 113 \times 36 = 594KN < V_{Rd} \rightarrow$ punçoamento máximo absorvido apenas pelo betão.

Laje L3.2

Laje aligeirada de cobertura armada fundamentalmente numa direcção:

$l = 6.0m$; Espessura: $e = 0.35m$; $p = 4.5$ (p.p.) + 1.5 (rev.) + 1.0 (sob.)

= 7.0 KN/m^2 ; $P = 4.0KN/m$ (carga linear - chaminés ou laje lateral

às faixas principais); Por nervura espaçada de 0.80 m :

$$p = 7.0 \times 0.8 - 4 \times 2/3 = 8.3KN/m$$

$$M = 8.3 \times 1.5 \times 6.0^2/8 = 55.8KN.m/nerv.;$$

$$A_s/nerv. = 0.0558 / (348 \times 0.95 \times 0.32) = 5.3cm^2/nerv..$$

Viga V3.1 e Viga V3.3

Vigas embebidas na espessura da laje com uma largura que pode ser atribuída igual à largura do pilar; $b = 0.35m$; $h = 0.35m$.

Viga V3.2

Viga de bordadura com tramos de 6.0 m de vão. Secção: $b = 0.35m$;

$h = 0.35m$; possível uma pala para cima com 0.15 m de espessura e 0.60 m de altura.

3. PISO 2

Laje L2.1

Laje aligeirada armada fundamentalmente numa só direcção: vão:
 $l = 6.0m$; espessura: $e = 0.35m$; $p = 1.5$ (p.p.) + 1,5 (rev.) + 1,0 (div.)
+ 4,0 (sob.) = 11,0 KN/m²; Por nervura espaçada de 0,80 m;
 $M = 11 \times 1.5 \times 0.8 \times 6^2 / 8 = 59.4 \text{KN.m/nerv.}$; $A_s = 5.6 \text{cm}^2/\text{nerv.}$

Viga V2.1

Viga embebida continua de 2 tramos de vãos iguais a 6,0 m; secção:
 $b = 0.35m$; $h = 0.35m$; $p = 33(L2.1) + 3.0$ (p.p.) = 36 KN/m
 $M = pl^2 / 10 = 194 \text{KN.m/m}$; $\mu = 0.4$; $A_s = 19 \text{cm}^2$; $A'_s = 10 \text{cm}^2$.

U. PORTO

ac arquivo
central

CORPO B

1. COBERTURA

(Estrutura idêntica à definida para o corpo A)

2. PISO 3

Laje L3.1

(idêntica à do corpo A)

Laje L3.3

Laje aligeirada armada em cruz: vão: $l_x = l_y = 12.0m$; espessura: $e = 0.35m$; $p = 5(p.p.) + 1 (rev.) + 1,0 (div.) + 3 (sob.) = 10$ KN/m^2 ; Deformação: $l_1/h \leq 30 \Rightarrow 0,7 \times 12/h \leq 30 \Rightarrow h \geq 0.28m$;
 $M_{máx} = 15 \times 0.042 \times 12^2 = 90.7 KN.m/m$; Nervuras com 0,8 m de espaçamento: $A_{g/nerv} = 0.0907 / (348 \times 0.93 \times 0.32) = 8.6 cm^2/nerv.$;
Nervuras de $b_w = 0.10$; $\tau = 0.015 \times 6 / 32 \times 0.10 = 28 MPa < 4.0$

Viga V3.1

Secção: $b = 0.35$; $h = 0.35m$ (ver corpo A)

Viga V3.4

Viga contínua embebida de 2 tramo de 6 m de vão, Momento máximo sobre o apoio:

$$M = [15 \times 6 \times 36 / 15 (L3.3) + 16.5 \times 3 \times 36 \times (5/64) (L3.1)] \times 0.80 = 284 KN.m;$$

$$\mu = 0.284 / 0.32^2 \times 1.0 \times 13.3 = 0.21$$

secção: $b = 1.0m$; $h = 0.35m$.

3. PISO 2

(Estrutura idêntica à definida para o corpo A)

U. PORTO

 arquivo
central

CORPO C

1. COBERTURA

Laje L4.3

Maciça de 0,12 m de espessura: vão: $l = 2.5m$

$p = 3.0(p.p.) + 1.5 (rev.) + 1.0 (sob.) = 5.5 \text{ KN/m}^2$. Nota: não fica preparada para servir como laje de piso.

Laje L4.4

Laje aligeirada armada em cruz; $h = 0.35m$; vão: $l_1 = l_2 = 6.0m$ (apresenta uma abertura circular com cerca de 1,80 m de diâmetro).

Viga V4.1

(ver viga V4.1 - corpo A)

Viga V4.2

Secção corrente idêntica à viga V4.2 - corpo A.

Tramo central apresenta uma abertura dividindo-se num elemento superior (0,70 x 0,15) e outro inferior (0,70 x 0,35)

Viga V4.6

Viga de um tramo em continuidade com a viga V4.1 e embebida na laje:

vão: $l = 6.0m$; Secção: $b = 0.35$; $h = 0.35$;

$p = 9.5 \times 3(L4.1) + 9.5 \times 1.5(L4.4) + 3.0(p.p.) = 45.8 \text{ KN/m}$;

$M = pl^2/12 = 45.8 \times 1.5 \times 36/12 = 206 \text{ KN.m}$; $\mu = 0.43$; $w = 0.48$ ($A'/A = 0.3$);

$A_s = 20.6 \text{ cm}^2$

Viga V4.7

Viga de 2 tramos um dos quais em consola

Vãos: $l_1 = 6.0m$; $l_2 = 2.50m$ (consola); Secção: $b = 0.35$; $h = 0.35m$ (tramo apoiado); $b = 0.35$; h - variável (tramo em consola).

$M_0 = 130 \text{ KN.m}$ (repartido igualmente pela viga e pelo pilar).

$M = 65 \times 1,5 = 97,5 \text{ KN.m}$

Viga V4.8

Viga contínua apoiada em V4.7; Vão: $l = 6,0 \text{ m}$; Secção: $b = 0,15 \text{ m}$;
 $h = 0,70 \text{ m}$; $p = 6,0(L4.3) + 2,6(\text{p.p.}) = 8,6 \text{ KN/m}$. $M = pl^2/12 = 38,7 \text{ KN.m}$.

2. PISO 3

Laje L3.1

(Idêntica à laje L3.1 - corpo A)

Patamar

Maciço com 0,20 m de espessura:

$l/h \leq 30 \rightarrow 6,0/0,20 \leq 30$ $h \geq 0,20 \text{ m}$.

Patamar intermédio:

Lanços de escada

Maciços com 0,15m de espessura de lajeta.

Laje L3.2

(Idêntica à laje L3.2 - corpo A).

Viga V3.5

Tramo de viga contínua: vão: $l = 6,0 \text{ m}$; Secção: $b = 0,35 \text{ m}$; $h = 0,65 \text{ m}$.

Viga V3.6

Viga simplesmente apoiada de 1 tramo de vão: $l = 6,0 \text{ m}$ fornecendo apoio com junta de dilatação, à viga central da cobertura do corpo F.

Secção: $b = 0,35 \text{ m}$; $h = 1,00 \text{ m}$ (dimensão de arquitectura); $p = 11 \times 2$ (laje) + 9,0 (p.p.) = 31 KN.m; $P = 300 \text{ KN}$ (2 cargas concentradas)

resultados das reacções das vigas V3.13, localizadas a 1,90 m das extremidades;

$$M_{\max} = 31 \times 1,5 \times 6^2 / 8 + 300 \times 1,9 = 780 \text{ KN.m}$$

$$; \mu = 0,19; A_s = 27,5 \text{ cm}^2; V_{sd} = 440 \text{ KN.}$$

3. PISO 2

Laje L2.2

Laje fungiforme aligeirada: vãos: $l_x = l_y = 6,0 \text{ m}$; Espessura: $e = 0,35 \text{ m}$;
 $p = 5,0 \text{ (p.p.)} + 1,0 \text{ (rev.)} + 1,0 \text{ (div.)} + 4,0 \text{ (sob.)} = 11 \text{ KN/m}^2$.

Laje L2.3

Laje aligeirada armada em 2 direcções com bordos livres. Espessura: $e = 0,35 \text{ m}$; $p = 11 \text{ KN/m}^2$ (ver L2.2).

Laje L2.4

Laje aligeirada armada fundamentalmente numa só direcção; vão: $l = 6,0 \text{ m}$; Espessura: $e = 0,35 \text{ m}$; $p = 4,5 \text{ (p.p.)} + 1,5 \text{ (rev.)} + 5,0 \text{ (sob.)} = 11,0 \text{ KN.m}$.

Viga V2.2

Viga embebida em dois tramos um dos quais em consola: vão: $l_1 = 6,0 \text{ m}$;
 $l_2 = 1,70 \text{ m}$; Secção: $b = 0,35 \text{ m}$; $h = 0,35 \text{ m}$; $p = 11 \times 3 \text{ (laje)} + 1,5 \text{ (p.p. adicional)} = 34,5 \text{ KN/m}$; $M^- = 34,5 \times 1,5 \times 1,7^2 / 2 = 75 \text{ KN.m}$ (mínimo)
 $M^+ = 190 \text{ KN.m}$; $V_{sd, \max} = 168 \text{ KN}$; $\tau_{sd} = 1,5 \text{ MPa}$.

Viga V2.3

(Idêntica à viga V2.2)

Viga V2.4

Viga embebida contínua de 3 tramos de vãos iguais: $l = 6.0m$; Secção: $b = 0.35m$; $h = 0.35m$; $p = 11 \times 3$ (laje) + 1,5 (p.p.) = 34,5 KN/m
 $M_{sd} = pl^2/10 = 34,5 \times 1,5 \times 6^2/10 = 186KN.m$; $V_{sdmax} = 135KN$.

Viga V2.5

Viga embebida de um tramo de vão: $l = 6.0m$; Secção: $b = 0.35m$; $h = 0.35m$;
 $p = 11$ (1 metro L2.3) + 11 x 1,5 (laje) + 1,5 (p.p.) = 29,0 KN/m;
 $M_{sd} = 29 \times 1,5 \times 6^2/8 = 195KN.m$; $V_{sd} = 130KN$.

Viga V2.6

Viga de 1 tramo de vão $l = 6.0m$; Secção: $b = 0.35$; $h = 0.65m$; $d = 0.61m$;
 $p = 11 \times 2,5 + 5$ (p.p.) = 32,5 KN/m.

U. PORTO

ac arquivo
central

CORPO D

1. COBERTURA

(Estrutura idêntica à definida para o corpo A)

2. PISO 3

(Estrutura idêntica à definida para o corpo A)

3. PISO 2

Laje L2.7

U PORTO

ac arquivo
central

Laje fungiforme aligeirada de vãos: $l_x = l_y = 6.0m$; Espessura: $e = 0.35m$;
 $p = 11.0KN/m^2$ (ver L2.2 - corpo C).

CORPO E

1. COBERTURA

(Estrutura idêntica à definida para o corpo A).

2. PISO 3

(Estrutura idêntica à definida para o corpo B).

3. PISO 2

(Estrutura idêntica à definida para o corpo D).

U. PORTO

ac arquivo
central

CORPO F

1. COBERTURA (PISO 3)

Laje L3.9

Laje maciça armada numa direcção: vão: $e = 0,12m$; $p = 3$ (p.p.) + 1,0 (rev.) + 3,0 (sob.) = $7,0 \text{ KN/m}^2$; $M_{\text{máx}} = 7,0 \times 1,5 \times 3,0^2 / 11 = 8,6 \text{ KN.m/m}$
 $\mu = 1,06$; $A_s = 2,9 \text{ cm}^2/\text{m}$; $\phi 8 \alpha.15$: Nota a espessura pode ser reduzida para 0,10 m.

Laje L3.10

Laje maciça armada em cruz; vãos: $l_1 = 3,0m$; $l_2 = 2,20m$; Espessura: $e = 0,12m$; $p = 3$ (p.p.) + 2,0 (rev.) + $20 \times 0,4$ (40 cm de terra) + 1,0 (sob.) = 11 KN/m^2 ;
 $M_{\text{máx}} = 0,082 \times 11 \times 1,5 \times 2,2^2 = 6,5 \text{ KN.m/m}$; $\mu = 0,8$; $A_s = 2,2 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Viga V3.12

Viga contínua de vários tramos de 6,0 m de vão: Secção: $b = 0,35m$; $h = 1,00m$; $d = 0,94m$; $p = 11$ (laje) + 9 (p.p.) = 20 KN/m ; $P_{\text{sd}} = 300 \text{ KN}$ (V3.15)

$$M_{\text{máx}} = pl^2/2 + P \times l = 20 \times 1,5 \times 3^2 / 2 - 22,5 \times 300 / 35 \times 3 = 714 \text{ KN.m}$$
$$\mu = 0,08$$
; $A_s = 10,7 \text{ cm}^2$.

Considerando um tramo em consola no extremo de vão: $l = 3,0m$;
 $M_{\text{máx}} = pl^2/2 + P \times l = 20 \times 1,5 \times 3^2 / 2 - 22,5 \times 300 / 35 \times 3 = 714 \text{ KN.m}$
 $\mu = 0,17$; $A_s = 24 \text{ cm}^2$

Viga V3.13

Viga contínua de vários tramos de 6 m de vão; Secção: $b = 0,35$; $h = 1,00$; $d = 0,94$; $p = 7$ (L3.9) + 11 (L3.10) + 9 (p.p.) = 27 KN/m ; $P_{\text{sd}} = 430 \text{ KN}$;
 $M_{\text{sd}} = pl^2/10 + pl/8 = 27 \times 1,5 \times 6^2 / 10 + 430 \times 6 / 8 = 468 \text{ KN.m}$; $\mu = 0,11$;
 $A_s = 15 \text{ cm}^2$; $V_{\text{sd}} = 337 \text{ KN}$.

Viga V3.14

Viga contínua de 3 tramos de vãos: $l_1 = 13.75m$; $l_2 = 2.20$; $l_3 = 13.75m$;

Secção: $b = 0.35m$; $h = 1.00m$; $\rho = 21$ (Laje L3.9 ou lanternins e muretes) + 8,75 (p.p.) ≈ 30 KN/m

$M_{máx} = \rho l^2 / 10 = 850$ KN.m; $\mu = 0.20$; $A_s = 28$ cm²; $V_{sd, máx} = 370$ KN;
 $\tau_{ref} = 1,1$ MPa.

Contabilização da carga com a geometria do anteprojecto de arquitectura e supondo realizada em betão com espessura de 0,15 cm;

$\rho = 32$ KN/m (p.p.) + 3,0 (sob.) = 35 KN/m;

$M_{máx} = \rho l^2 / 10 = 35 \times 1,5 \times 13,75^2 / 10 \approx 990$ KN.m

$\mu = 0.24$; $A_s = 34$ cm² . $V_{sd, máx} = 430$ KN.

Viga V3.15

(Idêntica à viga V3.14, apoiando em vigas).

U. PORTO

arquivo
central

2. PISO 2

Laje L2.6 (passagem superior das clínicas)

Laje maciça armada numa só direcção de vão: $l = 2.0m$; Espessura:
 $e = 0.12m$; $d = 0.09m$; $\rho = 3.0$ (p.p.) + 1,0 (rev.) + 5,0 (sob.) = 9,0
KN/m²; $M_{sd} = 9 \times 1,5 \times 2,0^2 / 8 = 6.75$ KN.m/m; $\mu = 0.83$; $A_s = 2.25$ cm²/m .
 $V_{sd} = 13.5$ KN/m.

Viga V2.7

Viga contínua de vários tramos de vão: $l = 6.0m$; Secção: $b = 0.12m$;
 $h = 1.15m$; $d = 1.0m$; $\rho = 13,5$ (L2.6) + 3,45 x 1,5 8p.p.) ≈ 18.7 KN/m;
 $M_{sd} = 18.7 \times 6^2 / 10 = 67$ KN.m; Hipótese dos tramos extremos estarem em
consola: $M_{sd}^- = 18.7 \times 6^2 / 2 = 337$ KN.m; $\mu = 0.21$; $A_s = 10,7$ cm².

3. PISO 1 (PISO TÉCNICO)

Laje L1.1

Laje fungiforme aligeirada de vãos máximos: $l_x = 6.0m$; $l_y = 6.9m$;

Espessura: $e = 0.35m$; $\rho = 5.0$ (p.p.) + 2,0 (rev.) + 4,0 (sob.) = 11,0
KN/m²; Verificação do punçoamento: $u = 2.4m$;

$V_{kd} = (1.6 - 0.32) \times 0.65 \times 0.32 \times 2.4 = 0.639MN = 639KN$;

$V_{sd} = 1.5 \times 11 \times 6 \times 6.9 = 683KN$.

NOTA: Uma hipótese alternativa para a estrutura deste piso consistem numa laje maciça armada em cruz de 0,20 m de espessura apoiada num vigeamento cruzado com vigas de 0,35 x 0,50 m².

U. PORTO

arquivo
central

CORPO G

1. COBERTURA

1.1. Lajes

[Para o corpo G não se admitiu a hipótese de poder desempenhar posteriormente o papel de piso].

Laje L4.5

Laje aligeirada, armada em 2 direcções com 0,35 m de espessura. $p = 5.0$ (p.p.) + 1.5 (rev.) + 1.0 (sob.) = 7,5 KN/m². Possui um tramo em consola de $l = 2.5m$ (espessura mínima aprox. 0,25 m).

Laje L4.6

Laje aligeirada, armada numa direcção, continua com 3 tramos de vão: $l = 6.0m$; $p = 4.5$ (p.p.) + 1,5 (rev.) + 1,0 (sob.) = 7,0 KN/m.

1.2 Vigas

Viga V4.10

Viga contínua de 3 tramos de vão: $l = 6.0m$; Secção: $b = 0.35m$; $h = 1.0m$ ($h = 1.20$ - tramo central)

$$p = 7,0 \times 2 \text{ (L4.5)} + 7,0 \times 3 \text{ (L4.6)} + 9,0 \text{ (p.p.)} = 44 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = 44 \times 1,5 \times 6^2 / 10 = 238 \text{ KN.m}; \quad \mu = 0.238 / 0,35 \times 0,94^2 \times 13,3 = 0.06;$$

$$A_s = 7,9 \text{ cm}^2.$$

Vigas V4.11 e V4.1

Viga de 1 tramo com vão: $l = 18.0m$; Secção: $b = 1.5m$; $b_w = 0.35m$;
 $h = 1.35m$; $p = 7,0 \times 6$ (L4.6) + 12 (p.p.) = 54 KN/m;
 $M = pl^2/8 = 54 \times 1,5 \times 18^2/8 = 3280KN.m$;
 $\mu = 3,28/(1,5 \times 1,25^2 \times 13,3) = 0,105$; $w = 0,113$; $A_s = 81cm^2(10\phi 32)$.

NOTA: pode ser encarada uma solução de pré-esforço total ou parcial para estas vigas dependendo também da solução a adoptar para a cobertura do corpo F.

2. PISO 3

Laje L3.4

Laje aligeirada armada em cruz: vão: $l = 6.0m$; Espessura: $e = 0.35m$.

Laje L3.5

Laje aligeirada armada em cruz com um bordo livre; vão: $l_1 = 6.0m$;
 $l_2 = 1.80m$; Espessura: $e = 0,35m$.

Laje L3.6

Laje aligeirada armada numa direcção: vão: $l = 6.0m$; Espessura: $e = 0,35m$.

Laje L3.7

Laje aligeirada armada fundamentalmente numa só direcção; vão: $l = 6.0m$; Espessura: $e = 0,35m$.

Laje L3.8

Laje maciça armada numa só direcção: vão máximo: $l = 6.0m$; Espessura da lajeta: $h = 0.25m$; $p = 6,25/\cos 19^\circ$ (p.p.) + $0,30/2 \times 25$ (degraus) + $1,0$ (rev.) + $4,0$ (sob.) = 15 KN/m^2 ;
 $M_{m\acute{a}x} = pl^2/11 = 15 \times 1,5 \times 6^2/11 = 74 \text{ KN.m/m}$; $\mu = 0.074/0.22^2 = 1,52$
 $A_s = 10,4 \text{ cm}^2/m$.

Vigas V3.7 a V3.9

Vigas embebidas na espessura da laje com vão: $l = 6.0m$; Secção: $b = 0,35m$; $h = 0,35m$.

Viga V3.10

Viga contínua de 3 tramos de vãos iguais a $6m$; Secção: $b = 0,35$; $h = 0,65$; $p = 11 \times 3$ (L3.7) + 15×3 (L3.8) = 78 KN/m ;
 $M_{m\acute{a}x} = pl^2/10 = 78 \times 1,5 \times 6^2/10 = 421 \text{ KN.m}$; $\mu = 0,24$; $A_s = 22,4 \text{ cm}^2$;
 $\tau_{ref} = 78 \times 1,5 \times 3 / (0,61 \times 0,35) = 1,65 \text{ MPa}$.

Viga V3.11

Viga contínua de 3 tramos de vãos iguais a $6.0 m$; Secção: $b = 0,35m$; $h = 0,60m$; $p = 15 \times 2 + 15 \times 3$ (L3.8) = 75 KN/m ;
 $M_{m\acute{a}x} = pl^2/10 = 75 \times 1,5 \times 6^2/10 = 405 \text{ KN.m}$; $\mu = 0,277$; $A_s = 24,0 \text{ cm}^2$;
 $\tau_{ref} = 75 \times 1,5 \times 3 / (0,56 \times 0,35) = 1,72 \text{ MPa}$.

3. PISO 2

Laje L2.5

Laje aligeirada em consola ligada em continuidade com o piso térreo. Vão: $l = 1,80m$; Espessura: $e = 0,35m$; $p = 4,5$ (p.p.) + $1,0$ (rev.) + $4,0$ (sob.) = $9,5 \text{ KN/m}^2$; $P = 0,93 \times 1,4 = 1,26 \text{ KN/m}$;
 $M_{sd, m\acute{a}x} = 9,5 \times 1,5 \times 1,8^2/2 + 1,26 \times 1,5 \times 1,8 = 26,5 \text{ KN/m}$; $V_{sd, m\acute{a}x} = 16 \text{ KN/m}$.

PAREDES DE SUPORTE DE TERRAS

As paredes de suporte de terras são em betão armado de 0,25 m de espessura, formando em geral painéis contínuos de 6,0 x 3,5 m² de área.

Apresentam-se apoiados superior e inferiormente nas fundações ou na laje e lintel de pisos e lateralmente apoiam-se em pilares.

Cálculo de esforços para um painel tipo:

Peso específico das terras: $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

Coefficiente de impulso em repouso: $k_a = 0,40$

$$p_1 = 0,6 \times 18 \times 0,4 = 4,3 \text{ KN/m}^2$$

$$p_2 = 4,13 \times 18 \times 0,4 = 29,5 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} \cong 0,001 \times 3,5^2 \times (4,3 \times 80 + 29,5 \times 45) = 18,1 \text{ KN.m/m}$$

$$\mu = 18,1 \times 0,0015 / 0,22^2 = 0,56$$

NOTA: O muro de suporte de terras na parte exterior junto à rampa terá um funcionamento diferente (coeficiente de impulso activo: $k_a = 0,25$)

$$p = 18 \times 3,5 \times 0,25 = 15,75 \text{ KN/m}^2$$

$$M = 0,048 / 0,22^2 = 1,0;$$

$$M = 15,75 \times 1,5 \times 3,5 / 2 \times 3,5 / 3 = 48 \text{ KN.m/m}$$

$$\mu = 0,048 / 0,22^2 = 1,0; A_s = 6,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

PARTE II

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Foram quantificadas as acções verticais nos pilares com base num valor médio global de $p_{sd} = 12 \times 1,5 = 18 \text{KN/m}^2$ de piso tomando por base áreas de influência. Desta quantificação resultou um valor de $N_{sd, \text{máx}}$ por pilar que serviu para verificação das secções atribuídas aos pilares e serviu ainda de base ao pré-dimensionamento das sapatas de fundação.

Foi de seguida quantificada a acção sísmica por corpo com base no método estático (Artº 30 do RSA) tendo a frequência fundamental sido obtida recorrendo ao método de Rayleigh, admitindo simplificadamente os pilares encastrados ao nível dos pisos.

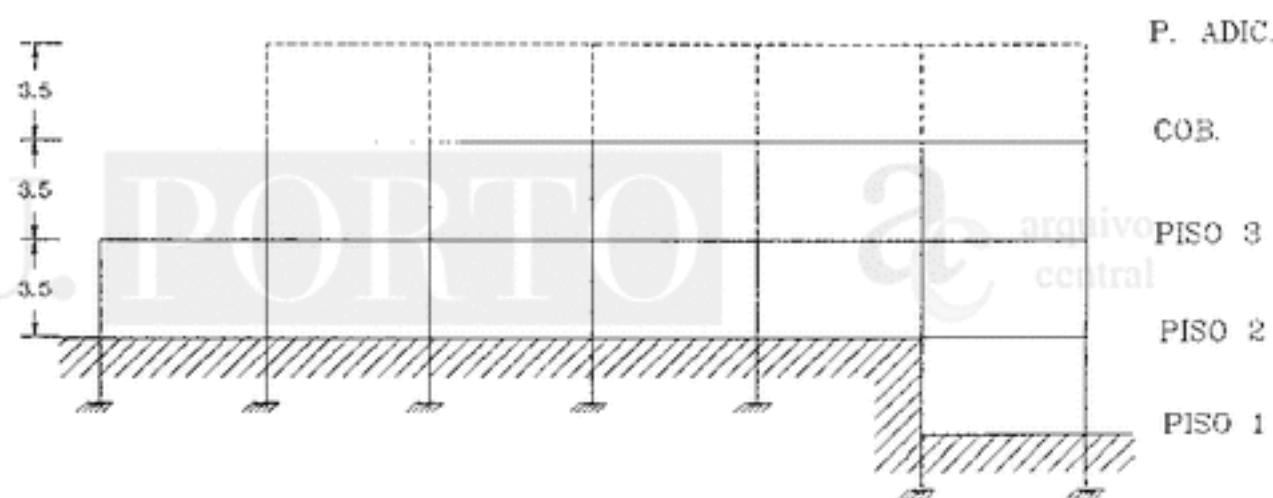
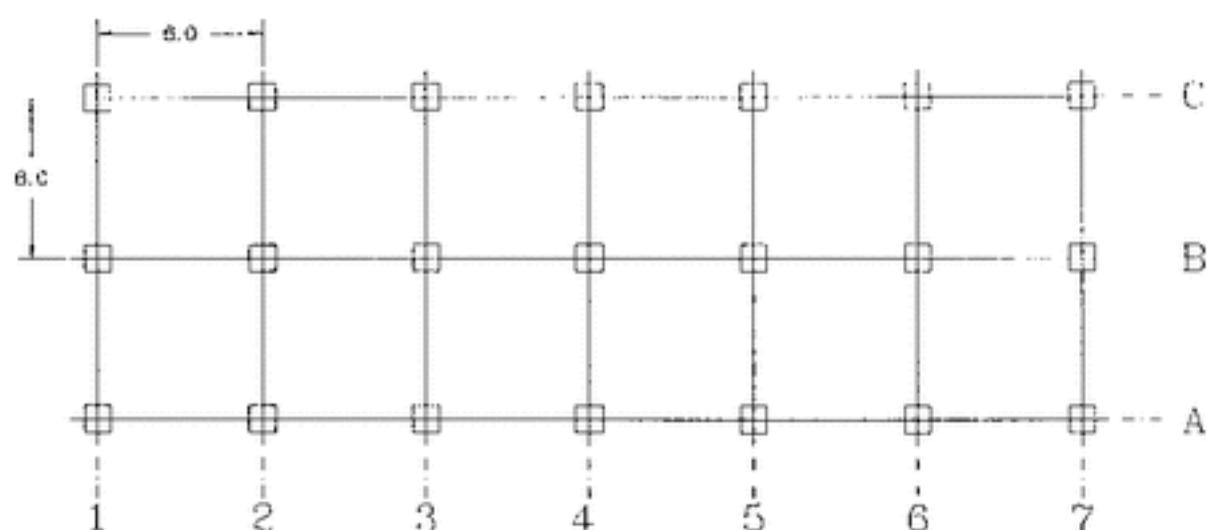
Os parâmetros usados no cálculo da acção sísmica foram os seguintes:

- Zona D ($\alpha = 0,3$)
- Terreno do tipo II
- Coeficiente de comportamento, $\eta = 2,5$

Obtidas as forças sísmicas por piso foi quantificado o momento flector máximo.

Verificou-se que as dimensões da secção de $0,35 \times 0,35 \text{m}^2$ atribuídas a todos os pilares são suficientes e adequadas atendendo à hipótese do piso adicional.

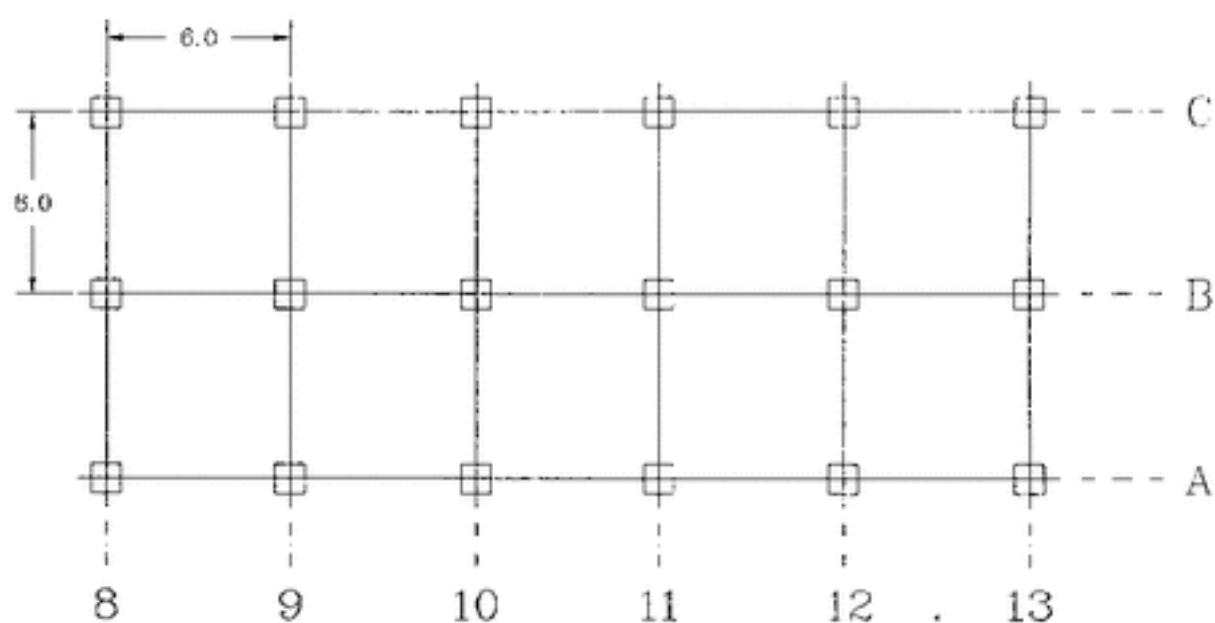
BLOCO A



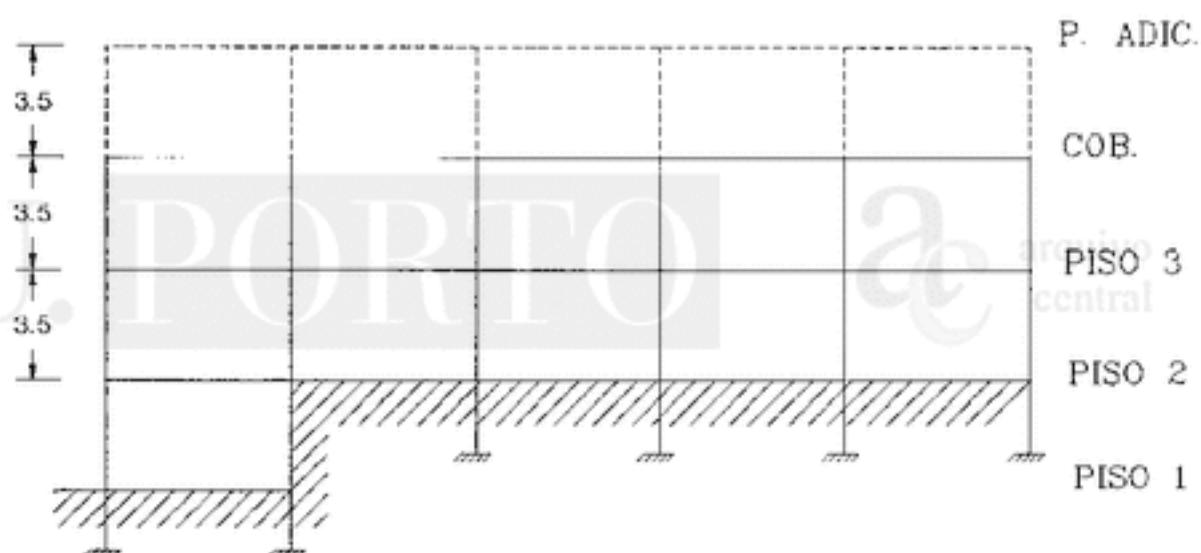
Nsd

200	750	1100	1100	1'00	1250	800 - A e C
400	1400	1900	1900	1900	2200	1300 - B

BLOCO B

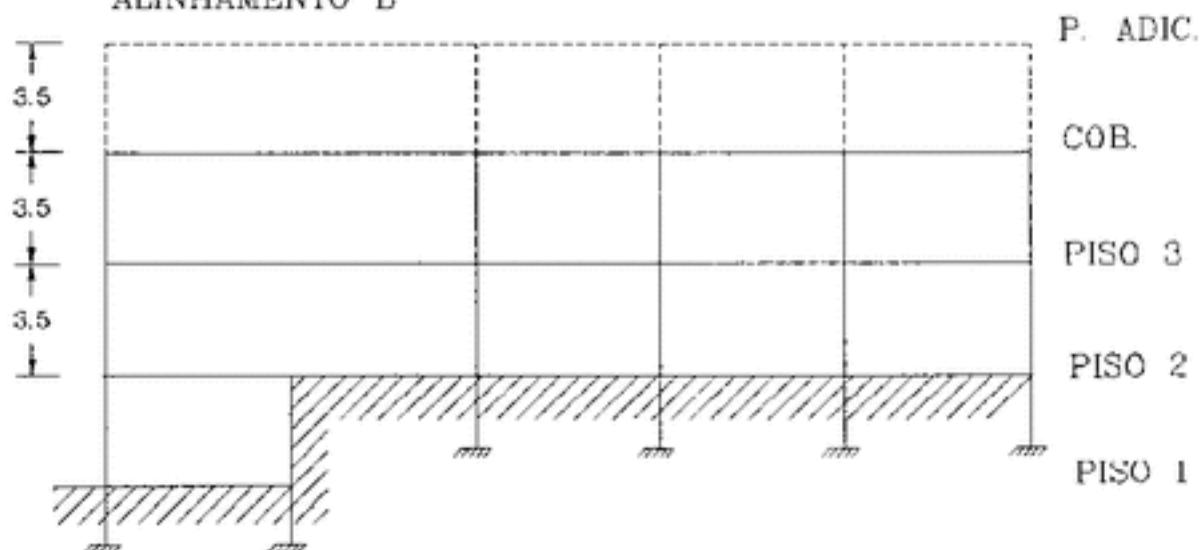


ALINHAMENTO A e C



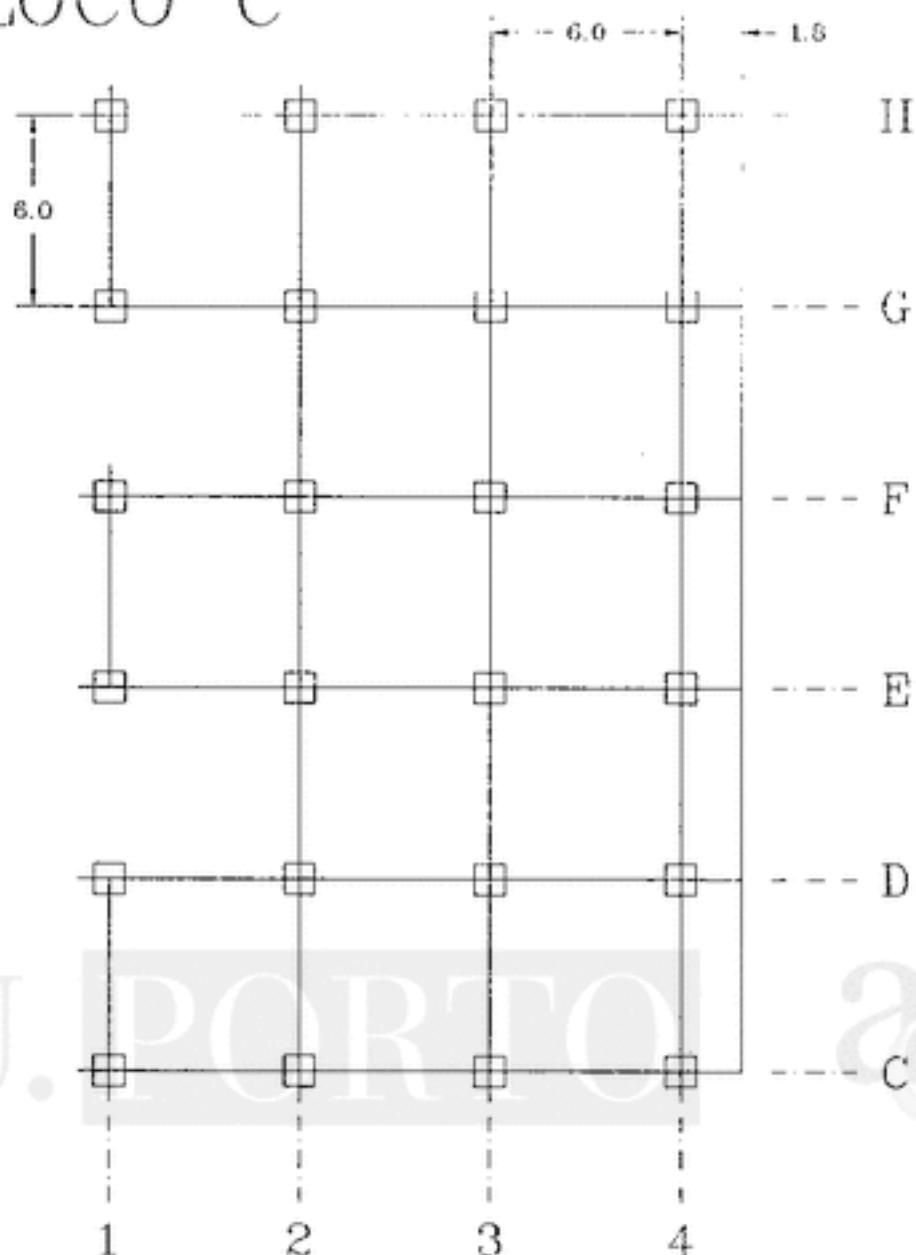
$N_{sd} = 750 \quad 1500 \quad 1100 \quad 1100 \quad 1100 \quad 650$

ALINHAMENTO B



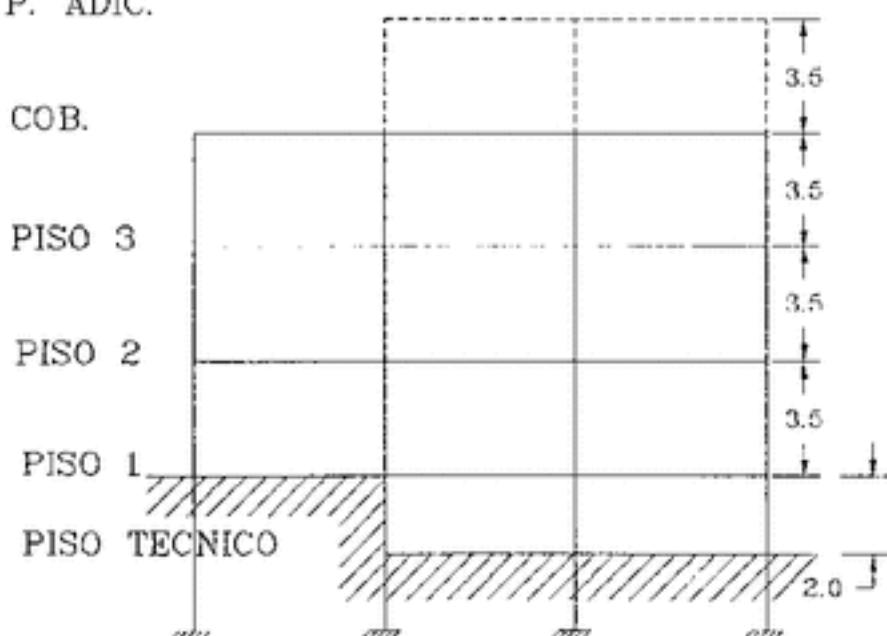
$N_{sd} = 1600 \quad 1000 \quad 2300 \quad 1900 \quad 1900 \quad 1100$

BLOCO C



ALINHAMENTO E

P. ADIC.



$N_{sd} = 550 \quad 2000 \quad 3000 \quad 2400$

BLOCO C

ALINHAMENTOS D e C

P. ADIC.

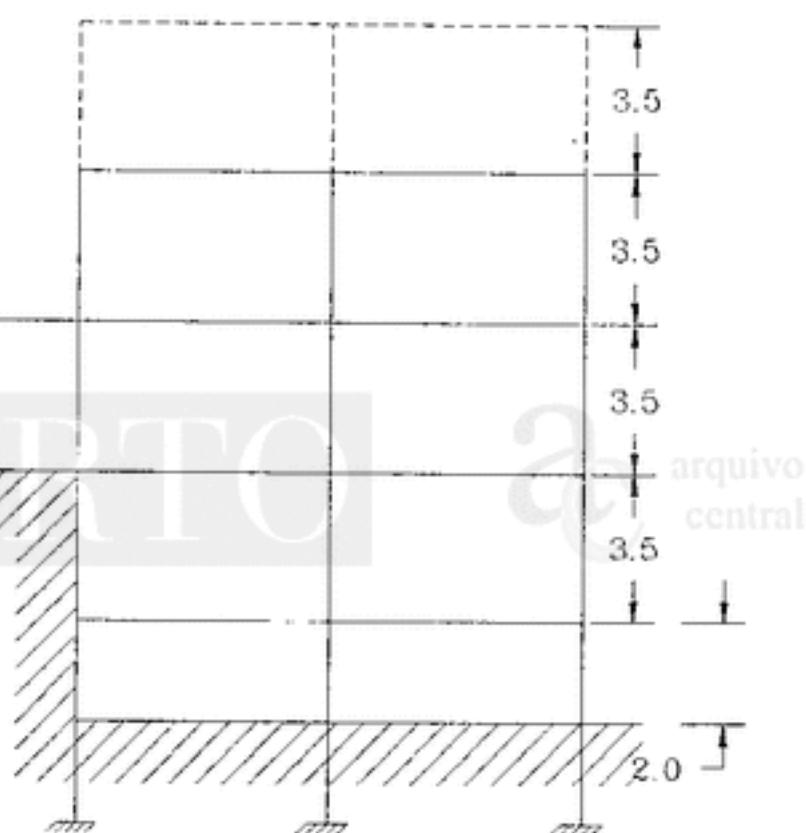
COB.

PISO 3

PISO 2

PISO 1

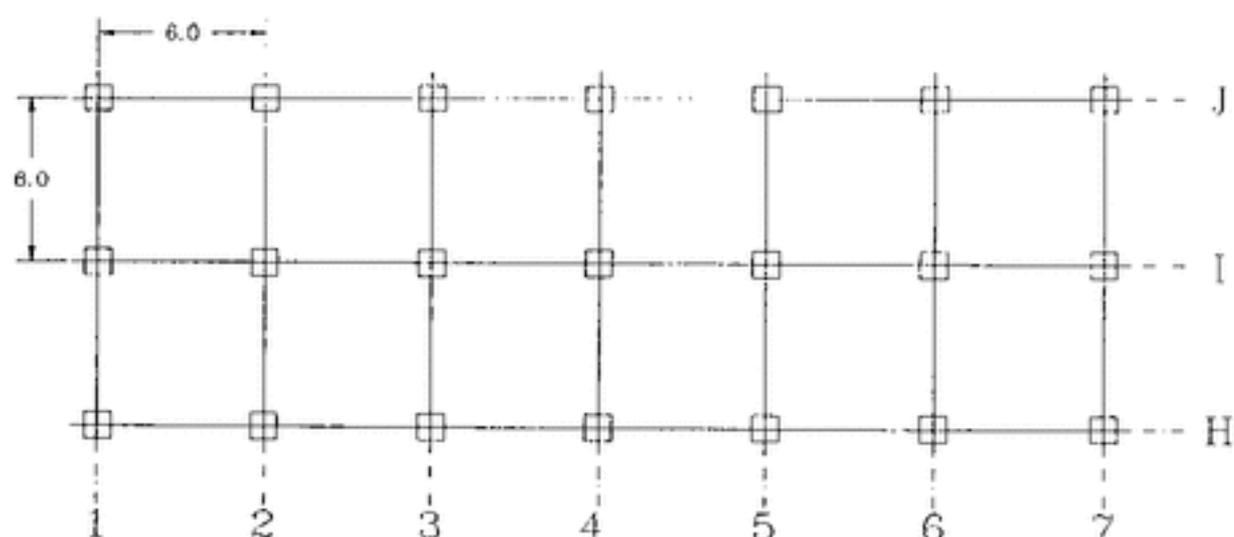
PISO TECNICO



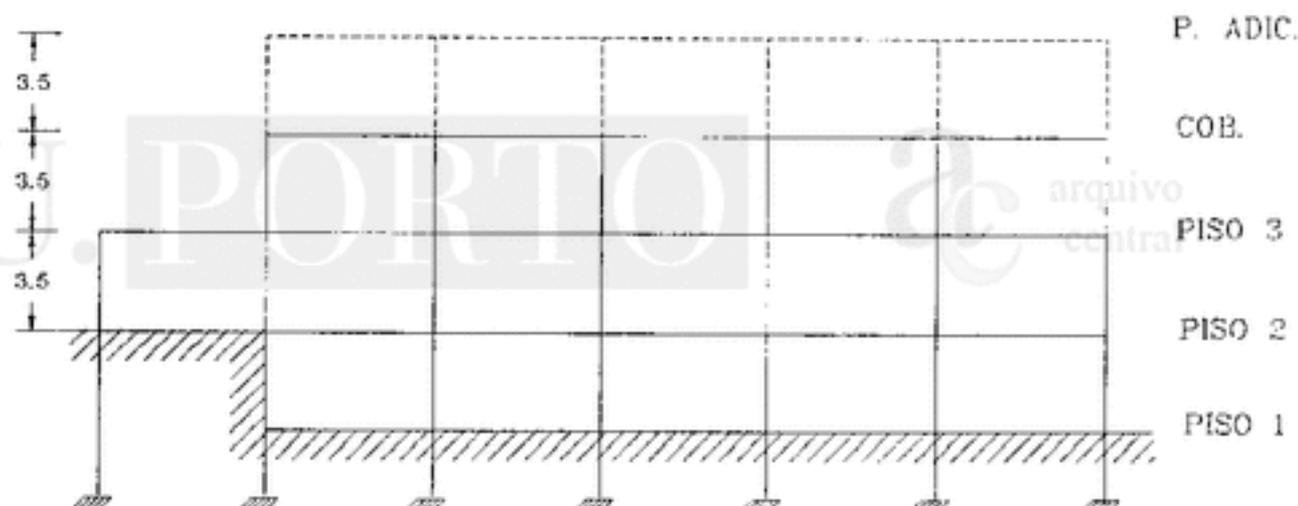
$N_{sd} = 300$ 1000 1600 1300 - AL. C

$N_{sd} = 300$ 1800 3000 2400 - AL. D

BLOCO D

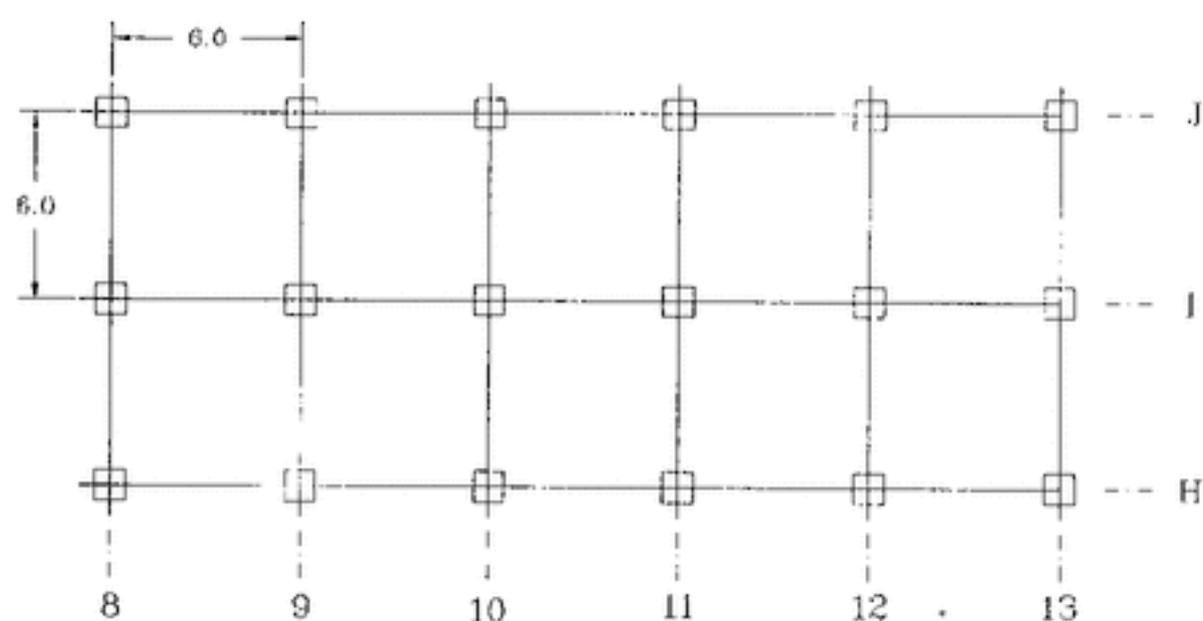


ALINHAMENTOS J e I

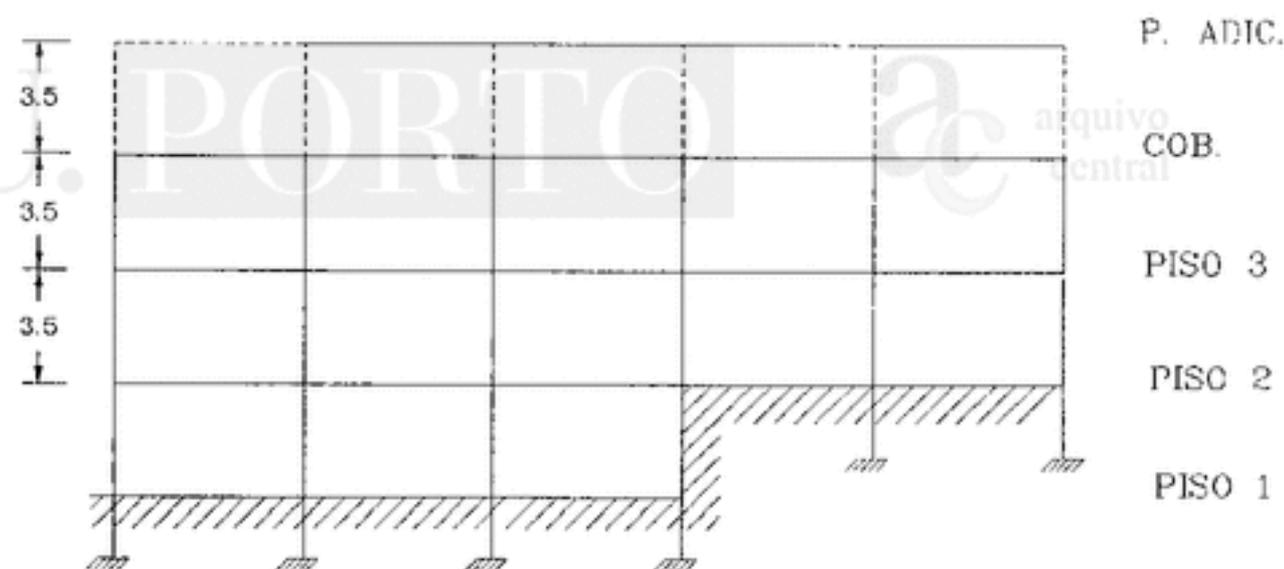


<u>Nsd</u> = 200	1000	1300	1300	1300	1300	800	- AL. J
<u>Nsd</u> = 400	1700	2600	2600	2600	2600	1800	- AL. I

BLOCO E

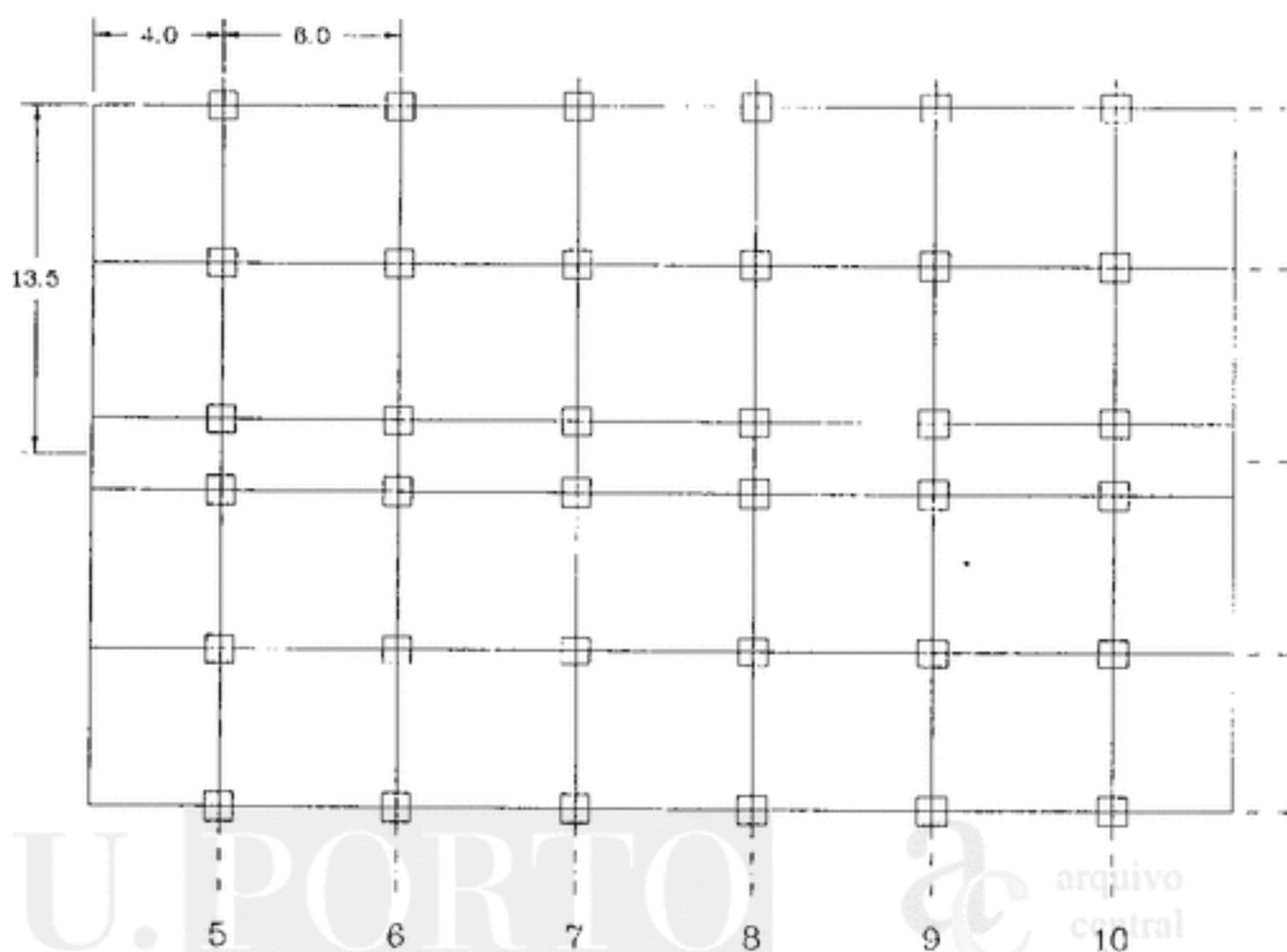


ALINHAMENTOS J e I

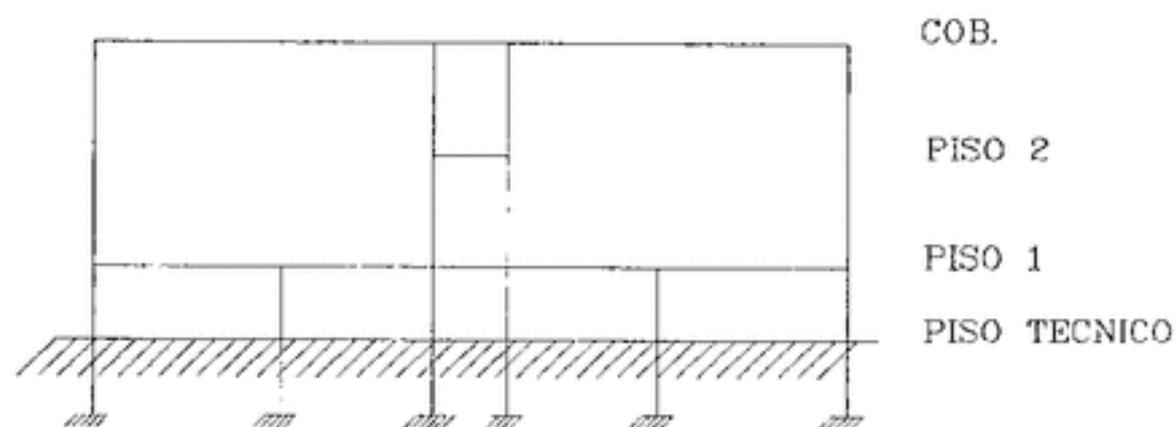


N_{sd}	= 750	1450	1450	1300	1100	1600	- AL. J
N_{sd}	= 1300	2600	2600	2300	2000	1100	- AL. I

BLOCO F

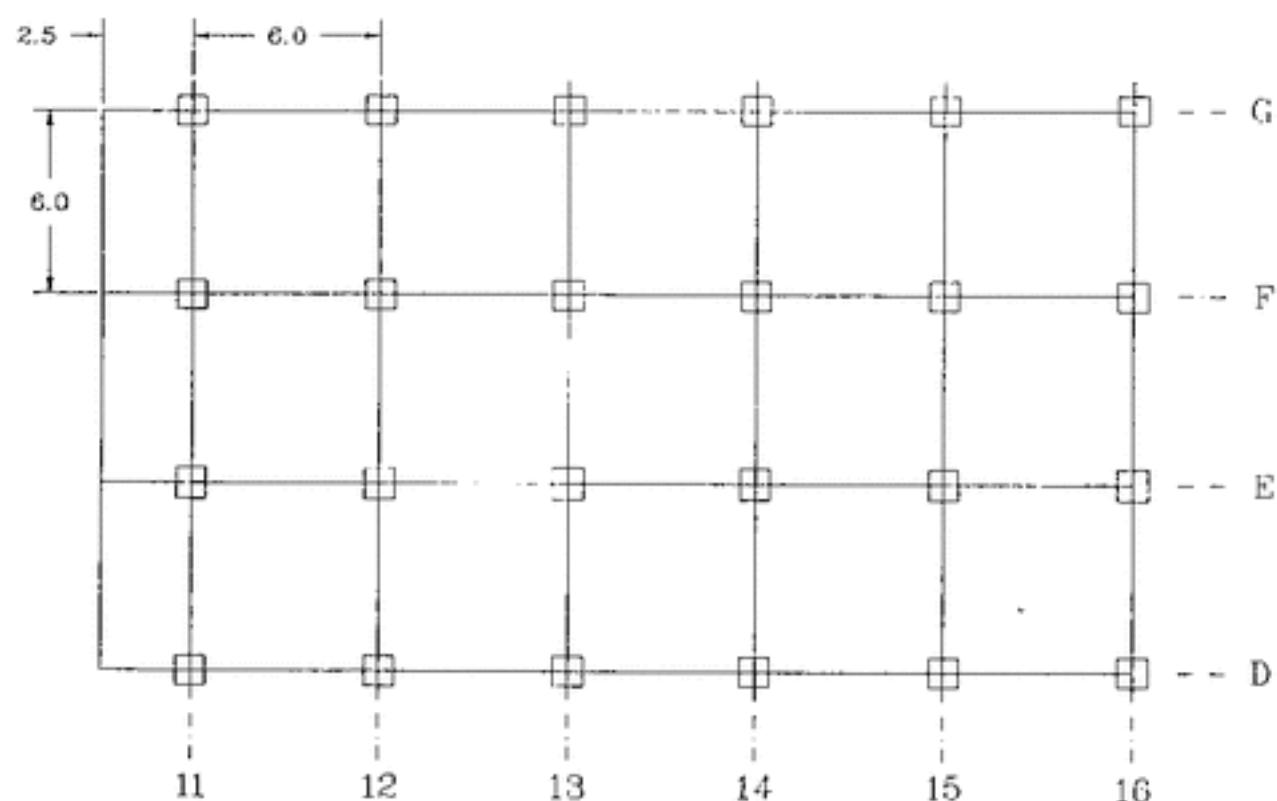


ALINHAMENTOS 5 a 10

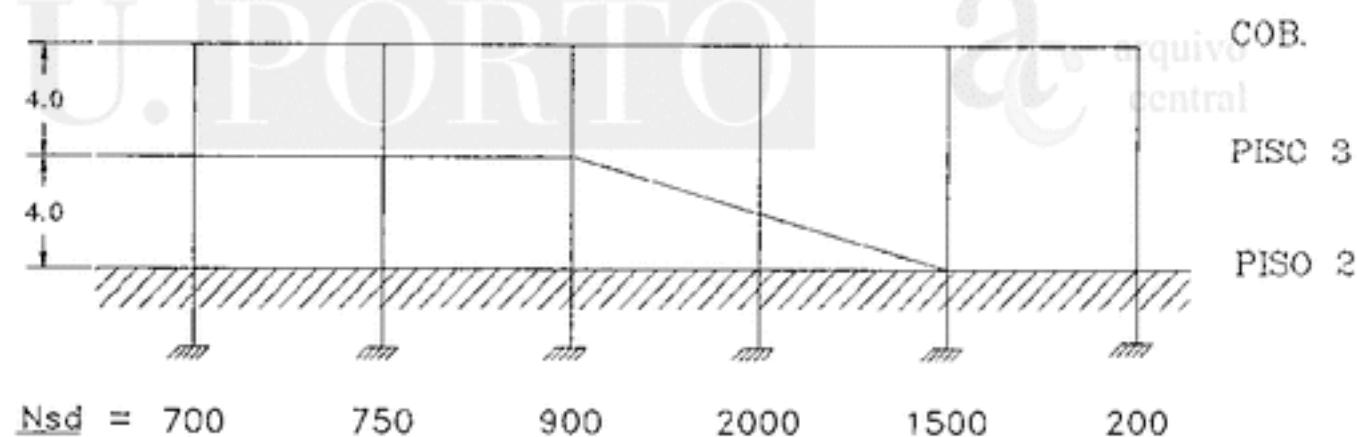


$N_{sd} = 1900$	850	2400	2400	850	1900	- AL. 5 e 10
$N_{sd} = 1650$	750	2000	2000	750	1650	- AL. 6 a 9

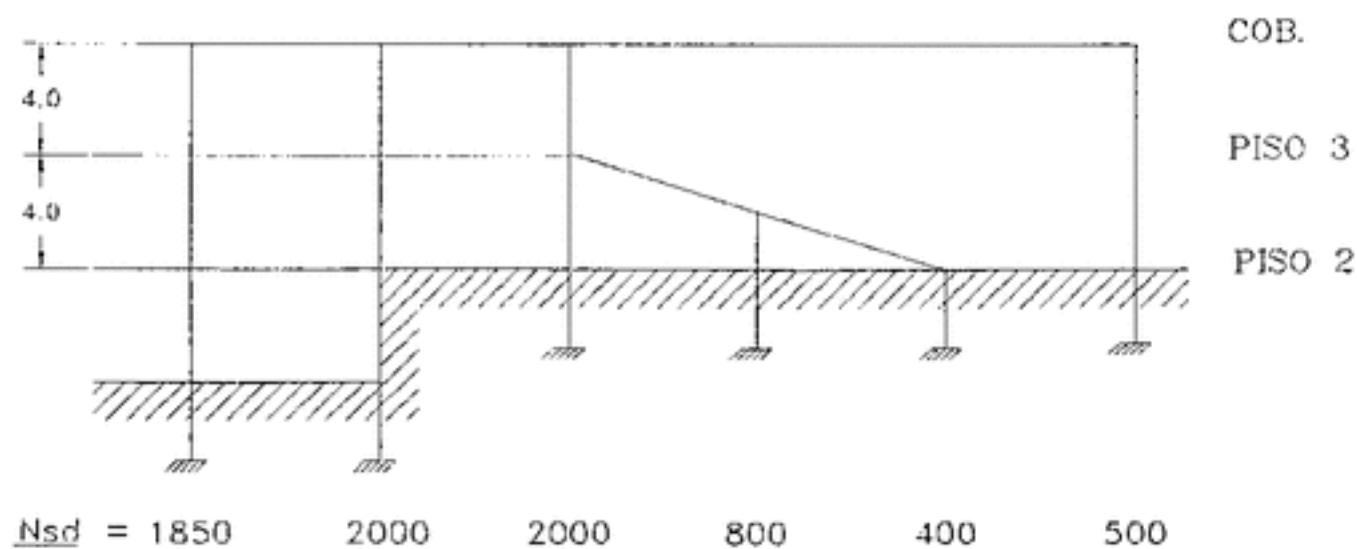
BLOCO G



ALINHAMENTO G



ALINHAMENTO F



ACÇÕES HORIZONTAIS (SISMICA)

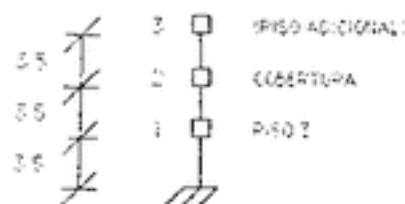
BLOCO A e BLOCO D

Acções Verticais

$$g = 5.0 \text{ (pp laje)} + 1.0 \text{ (rev)} + 2.0 \text{ (div)} + 1.0 \text{ (pilares + viga)} + 1.4 \text{ (parede ext.)} = 10.4 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$g + \psi_{2q} = 12.0 \text{ KN/m}^2$$



$$G_1 = 5.1 \text{ MN}$$

$$G_2 = G_3 = 4.3 \text{ MN}$$

Cálculo da Frequência (Rayleigh)

$$d_i = (n - i + 1) \frac{F_i d_i^2}{12 E I} + d_{i-1}$$

$$E = 20 \times 10^6 \text{ kPa}$$

$$d_1 = 0.104 \text{ m}$$

$$d_2 = 0.172 \text{ m}$$

$$d_3 = 0.206 \text{ m}$$

$$I_1 = 21 \times \frac{0.35^4}{12}$$

$$L_1 = 3.5 \text{ m}$$

$$I_2 = I_3 = \frac{18 \times 0.35^4}{12}$$

arquivo
central

$$\sum G_i d_i = 2155.8$$

$$\sum G_i d_i^2 = 364.8$$

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g \sum F_i d_i}{\sum F_i d_i^2}} \rightarrow f = 1.21 \text{ Hz}$$

Forças Sísmicas

$$F_{xi} = \beta h_i C_i \frac{\gamma G_i}{\sum h_i C_i}$$

$$\beta_0 = 0.22$$

$$\beta = 0.0264$$

$$\sum C_i = 13.7 \text{ MN}$$

$$\sum h_i C_i = 93.1 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$> \frac{\sum G_i}{\sum h_i C_i} = 0.1472$$

$$F_{k_1} = 0.0264 \times 3.5 \times 5100 \times 0.1472 = 69.34 \text{ kN}$$

$$F_{k_2} = 116.93 \text{ kN}$$

$$F_{k_3} = 175.4 \text{ kN}$$

Esforços de Pré-dimensionamento

$$\frac{(175.4 + 116.93 + 69.34)}{3 \times 7} = 17.2 \times 1.3 = 22.4 \text{ kN} \rightarrow M_{ed,max} = 1.5 \times 22.4 \times \frac{3.5}{2} = 58.8 \text{ kN}$$

$$b = 0.35 \text{ m}$$

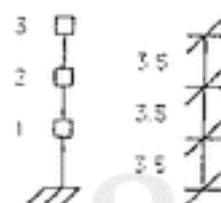
$$h = 0.35 \text{ m} \quad \mu = 0.1 \text{ (OK)}$$

BLOCO B e BLOCO E

Ações Verticais

$$g + \psi_2 g = 12.0 \text{ kN/m}^2$$

$$G_i = 4.3 \text{ MN}$$



Cálculo da Frequência (Rayleigh)

$$E = 20 \times 10^6 \text{ kPa}$$

$$d_1 = 0.102 \text{ m}$$

$$I = \frac{18 \times 0.35^4}{12}$$

$$d_2 = 0.170 \text{ m}$$

$$L_i = 3.5 \text{ m}$$

$$d_3 = 0.204 \text{ m}$$

$$\sum G_i d_i = 2046.8 \text{ kN}$$

$$\rightarrow f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{6 \frac{\sum F_i d_i}{\sum F_i d_i^2}} = 1.21 \text{ Hz}$$

$$\sum C_i d_i^2 = 348.0 \text{ kN}$$

Forças Sísmicas

$$\beta_0 = 0.22$$

$$F_{k_1} = 56.8 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.0264$$

$$F_{k_2} = 113.5 \text{ kN}$$

$$\sum C_i = 12.9 \text{ MN}$$

$$\sum C_i h_i = 90.3 \text{ MN}$$

$$> \frac{\sum C_i}{\sum h_i G_i} = 0.143$$

$$F_{k_3} = 170.3 \text{ kN}$$

Esforços de Pré-dimensionamento

$$F = \frac{3 \cdot 41}{3 \times 6} = 18.9 \times 1.3 = 24.6 \text{ kN}$$

$$M_{sd_{\max}} = 1.5 \times 24.6 \times \frac{3.5}{2} = 64.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{rd}}{b h^2 f_{cd}} = 0.11 \quad (\text{OK})$$

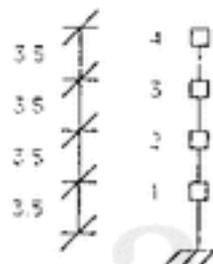
BLOCO C

Acções Verticais

$$g + v_2 g = 12.0 \text{ kN/m}^2$$

$$G_1 = G_2 = G_3 = 6.3 \text{ MN}$$

$$G_4 = 5.0 \text{ MN}$$



Cálculo da Frequência (Rayleigh)

$$E = 20 \times 10^6 \text{ kPa}$$

$$d_i = (n - i + 1) \frac{f_i d_i^3}{12EI} + d_{i-1}$$

$$f = \frac{21 \times 0.35^4}{12}$$

$$l_i = 3.5 \text{ m}$$

$$d_1 = 0.15 \text{ m}$$

$$d_2 = 0.263 \text{ m}$$

$$d_3 = 0.338 \text{ m}$$

$$d_4 = 0.378 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \sum G_i d_i &= 6.62 \text{ MN} \\ \sum G_i d_i^2 &= 2.01 \text{ MN} \cdot \text{m}^2 \rightarrow f = 0.9 \text{ Hz} \end{aligned}$$

arquivo
central

Forças Sísmicas

$$\beta_o = 0.19 \quad F_{k_1} = 72.8 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.0228 \quad F_{k_2} = 146 \text{ kN}$$

$$\sum G_i = 23.9 \quad \frac{\sum G_i}{\sum G_i} = 0.1148 \quad F_{k_3} = 218 \text{ kN}$$

$$\sum G_i H_i = 202.3$$

$$F_{k_4} = 231 \text{ kN}$$

Esforços de Pré-dimensionamento

$$F = \frac{668}{4 \times 6} = 27.8 \text{ kN} \times 1.3 = 36.2 \text{ kN}$$

$$M_{\text{mf, máx}} = 36.2 \text{ N} \times \frac{3.5}{2} \times 1.5 = 95.0 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{mf}}}{bh^2 f_{cd}} = 0.17$$

U P O R T O

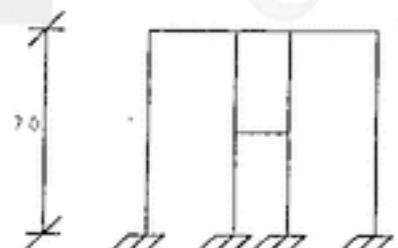
BLOCO F

arquivo central

Ações verticais

$$g + \psi_2 q = 20.0 \text{ kN/m}^2$$

$$G_1 = 21.6 \text{ MN}$$



Cálculo da Frequência (Rayleigh)

$$E = 20 \times 10^6 \text{ kPa}$$

$$d_1 = 1.029 \text{ m}$$

$$L_i = 7.0 \text{ m}$$

$$I = \frac{24 \times 0.35^4}{12}$$

$$\sum G_i d_i = 22226 \text{ kN.m}$$

$$\sum G_i d_i^2 = 22871 \text{ kN.m}$$

$$f = 0.5H:$$

Forças Sísmicas

$$\beta_n = 0.14$$

$$\beta = 0.017$$

$$\frac{\sum G_i}{\sum G_i h_i} = \frac{21.600 \text{ MN}}{151.2 \text{ MN}} > \frac{\beta_n}{\beta h_n} = 0.143 \rightarrow F_{k1} = 367 \text{ kN}$$

Esforços de Pré-dimensionamento

$$F = \frac{367}{24} = 15.3 \times 1.3 = 20 \text{ kN}$$

$$M_{sd,max} = 1.5 \times 20 \times \frac{7.0}{2} = 105 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{5h^2 f_{cd}} = 0.18$$

$$\nu = 0.43$$



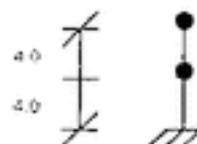
Ações verticais

$$g + \psi_2 q = 12.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (zona do bar e cobertura)}$$

$$g + \psi_2 q = 15.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (zona do auditório)}$$

$$G_1 = 7.452 \text{ MN}$$

$$G_2 = 6.48 \text{ MN}$$



Cálculo da Frequência (Rayleigh)

$$E = 20 \times 10^6 \text{ kPa}$$

$$L_i = 4.0 \text{ m}$$

$$I = \frac{22 \times 0.35^4}{12}$$

$$d_1 = 0.145$$

$$d_2 = 0.208$$

$$\frac{\sum G_i d_i}{\sum G_i d_i^2} = \frac{2439.5 \text{ kN.m}}{438.9 \text{ kN.m}^2} \rightarrow I = 1.18 \text{ Hz}$$

Forças Sísmicas

$$\beta_0 = 0.22$$

$$F_{k_1} = 195 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.026$$

$$F_{k_2} = 338 \text{ kN}$$

$$\sum G_i = 14 \text{ MN}$$

$$\sum G_i h_i = 56.0 \text{ MN.m}$$

Esforços de Pré-dimensionamento

$$F = \frac{533}{22} = 24.2 \times 1.3 = 31.5 \text{ kN}$$

$$M_{ed, \max} = 31.5 \times 2 \times 1.5 = 94.5 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

U. PORTO

ac
arquivo
central

PARTE III

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES

1. COTAS DE REFERENCIA

De forma a poder tomar uma cota de referência, considere-se, conforme no desenho nº 1 de implantação do edifício no Anteprojecto de Architectura, que a entrada do lado Norte, se encontra 0.10 m acima do nível da Rua Dr. Manuel Pereira da Silva, que nessa zona é de 99,9 m.

Podemos assim definir a cota do Piso 2, como cota de referência de todo o edifício, e igual a 100.0 m.



As cotas especificadas no relatório geotécnico fornecido, não coincidem com as aqui referidas, apresentando um desvio de aproximadamente + 12.0 m em relação a estes valores. A passagem de umas coordenadas, para as outras foi efectuada tendo em consideração um desvio constante de 12,0 m.

As cotas dos pisos foram determinadas, a partir da cota de referência do Piso 2, e são as seguintes:

- cobertura = 107.0 m
- Piso 3 = 103.5 m
- Piso 2 = 100.0 m (cota de referência)
- Piso 1 = 96.5 m
- Piso técnico = 94.5 m

Relativamente às fundações, apresentam-se três níveis diferentes de fundações, que terão a sua base aproximadamente a 1.80 m abaixo do correspondente nível do piso térreo. Este é um valor médio, que poderá ser pontualmente alterado, numa fase mais avançada do projecto.

Níveis de fundação adoptados:

1º NIVEL → Fundação do Piso 0 = 92.7 m

2º NIVEL → Fundação do Piso 1 = 94.7 m

3º NIVEL → Fundação do Piso 2 = 98.2 m

2. TENSÕES ADMISSÍVEIS

Face ao relatório geotécnico disponível, e com base em correlações existentes entre o nº de pancadas do ensaio SPT e as tensões admissíveis, é possível tomar os seguintes valores para tensões de contacto terreno/base da sapata

1º NIVEL

$$\sigma_{adm} = 400 \text{ a } 500 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{st} = 600 \text{ a } 750 \text{ kPa}$$

2º NIVEL

$$\sigma_{adm} = 300 \text{ a } 400 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{sd} = 450 \text{ a } 600 \text{ kPa}$$

3º NIVEL

$$\sigma_{adm} = 200 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{sd} = 300 \text{ kPa}$$

É importante realçar que estes valores deverão ser tomados como uma primeira aproximação a considerar, e que haverá situações pontuais a esclarecer no projecto.

Numa fase subsequente deve ser investigado com mais detalhe a posição do nível freático e a variação que poderá sofrer em face do arranjo urbanístico projectado para o Polo 2, de forma a ser tido em conta no dimensionamento estrutural.

3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Tomando em conta as considerações feitas anteriormente e apoiando-nos nas acções verticais que afectarão cada um dos pilares, foi possível dimensionar 13 sapatas tipo, conforme se apresenta nas listagens seguintes, e cuja disposição está marcada na Planta de Fundação.



1º NÍVEL DE FUNDAÇÃO -- $\sigma_{Sd} = 600 \text{ kPa}$

BETÃO *** B20 AÇO ***** A400 S5 -- $N_{Sd} = 500 \text{ kN} -- 1.2 \times 1.2 \text{ m}^2$

DIMENSÕES DO PILAR $b_x = .35 \text{ m}$ $b_y = .35 \text{ m}$

COEFICIENTE DE ESBELTEZ DA SAPATA $k = 3.0$

ACÇÃO DE BASE	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Tensão calculado (kPa)
	500.0	50.0	50.0	600.0

***** RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO *****

NOMOTÉTICA

Nota : a altura foi condicionada pelo corte em viga larga

Bx (m)	Bv (m)	Ht (m)	Armadura (cm ²) Ax Av	Tensão de referencia (kPa)	Tensão tangencial (kPa)
1.15	1.15	.40	6.3 6.3	578.9	611.4

S2 -- $N_{Sd} = 900 \text{ kN} -- 1.5 \times 1.5 \text{ m}^2$

***** DADOS *****

BETÃO *** B20 AÇO ***** A400

DIMENSÕES DO PILAR $b_x = .35 \text{ m}$ $b_y = .35 \text{ m}$

COEFICIENTE DE ESBELTEZ DA SAPATA $k = 3.0$

ACÇÃO DE BASE	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Tensão calculado (kPa)
	900.0	100.0	100.0	600.0

***** RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO *****

HOMOTETICA

Nota : a altura foi condicionada pelo corte em viga longa

Bx (m)	By (m)	Ht (m)	Armadura (cm ²)		Tensao de referencia (kPa)	Tensao tangencial (kPa)
			Ax	Av		
1.55	1.55	.76	10.7	10.7	570.4	581.5

***** DADOS *****

BETAO *** B20 ACO ***** A400

DIMENSÕES DO PILAR bx = .35m by = .35m

COEFICIENTE DE ESBELTEZ DA SAPATA k = 3.0

ACAO DE BASE	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Tensao calculo (kPa)
	1500.0	150.0	150.0	600.0

arquivo central

***** RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO *****

HOMOTETICA

Nota : a altura foi condicionada pelo corte em viga longa

Bx (m)	By (m)	Ht (m)	Armadura (cm ²)		Tensao de referencia (kPa)	Tensao tangencial (kPa)
			Ax	Av		
1.85	1.85	.75	15.1	15.1	572.6	576.5

S1 -- $N_{Sd} = 2200 \text{ KN} \text{ -- } 2.10 \times 4.10\text{m}^2$

S4 -- $N_{Sd} = 2200 \text{ KN} \text{ -- } 2.10 \times 2.10\text{m}^2$

***** DADOS *****

BETAO *** B20 ACO ***** A400

DIMENSÖES DO PILAR $b_x = .35m$ $b_y = .35m$

COEFICIENTE DE ESBELTEZ DA SAPATA $\alpha = 3.0$

AÇÃO DE BASE	N (kN)	Mx (kN.m)	Mv (kN.m)	Tensão calculo (kPa)
	2000.0	200.0	200.0	600.0

***** RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO *****

HOMOTÉTICA

Nota : a altura foi condicionada pelo corte em viga larga

Bx (m)	Bv (m)	Ht (m)	Armadura (cm ²) Ax Ay	tensão de referencia (kPa)	tensão tangencial (kPa)
2.10	2.10	.90	18.8 18.8	575.6	554.2

S3 -- $N_{Sd} = 2500$ KN -- $2.30 \times 2.30m^2$

***** DADOS *****

BETÃO *** B20 AÇO ***** A400

DIMENSÖES DO PILAR $b_x = .35m$ $b_y = .35m$

COEFICIENTE DE ESBELTEZ DA SAPATA $k = 3.0$

AÇÃO DE BASE	N (kN)	Mx (kN.m)	Mv (kN.m)	Tensão calculo (kPa)
	3000.0	200.0	200.0	600.0

***** RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO *****

HOMOTÉTICA

Nota : a altura foi condicionada pelo corte em viga larga

Br (m)	Sy (m)	Ht (m)	Armadura (cm ²)	Tensão de ruptura (kPa)	Tensão tendencial (kPa)
2.45	2.45	1.05	76.2	26.2	579.6

U. PORTO

arquivo central

-2º NÍVEL DE FUNDAÇÃO -- $\sigma_{Sd} = 450 \text{ KPa}$

BETAO *** B20 ACO **** A400

DIMENSÕES DO PILAR $b_x = .35\text{m}$ $b_y = .35\text{m}$

COEFICIENTE DE ESBELTEZ DA SAPATA $\lambda = 3.0$

ACÇÃO DE BASE	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Tensao de calculo (kPa)
	500.0	50.0	50.0	450.0

***** RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO *****

HOMOTETICA

Bx (m)	By (m)	Ht (m)	Armadura (cm ²) As	Armadura (cm ²) Ay	Tensao de referencia (kPa)	Tensao tangencial (kPa)
1.30	1.30	.40	7.1	7.1	432.9	689.2

S7 -- $N_{Sd} = 1000 \text{ KN}$ -- $1.80 \times 1.80\text{m}^2$

***** DADOS *****

BETAO *** B20 ACO **** A400

DIMENSÕES DO PILAR $b_x = .35\text{m}$ $b_y = .35\text{m}$

COEFICIENTE DE ESBELTEZ DA SAPATA $\lambda = 3.0$

ACÇÃO DE BASE	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Tensao de calculo (kPa)
	1000.0	100.0	100.0	450.0

***** RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO *****

HOMOTETICA

Nota : a altura foi condicionada pelo corte em viga larga

Bx (m)	By (m)	Ht (m)	Armadura (cm ²)		Tensao de referencia (kPa)	Tensao tangencial (kPa)
			Ax	Ay		
1.75	1.75	.65	11.2	11.2	436.1	535.6

S9 -- $N_{Sd} = 1500 \text{ KN} -- 2.10 \times 2.10\text{m}^2$

***** DADOS *****

BETAO *** B20 ACO ***** A400

DIMENSÕES DO PILAR bx = .35m by = .35m

COEFICIENTE DE ESBELTEZ DA SAPATA k = 3.0

AÇÃO DE BASE	N (kN)	Mx (kN.m)	Mv (kN.m)	Tensao calculo (kPa)
	1500.0	150.0	150.0	450.0

***** RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO *****

HOMOTÉTICA

Nota : a altura foi condicionada pelo corte em viga larga

Bx (m)	By (m)	Ht (m)	Armadura (cm ²)		Tensao de referencia (kPa)	Tensao tangencial (kPa)
			Ax	Ay		
2.10	2.10	.80	16.1	16.1	436.2	535.2

S8 -- $N_{Sd} = 1800 \text{ KN} -- 2.30 \times 2.30\text{m}^2$

***** DADOS *****

BETAO *** B20 ACO ***** A400

DIMENSÕES DO PILAR bx = .35m by = .35m

COEFICIENTE DE ESBELTEZ DA SAPATA k = 3.0

ACÇÃO DE BASE	N	Mx	My	Tensão de cálculo
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kPa)
	2000.0	150.0	150.0	433.0

***** RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO *****

HOMOTÉTICA

Nota : a altura foi condicionada pelo corte em viga larga

Bx (m)	By (m)	Ht (m)	Armadura (cm ²)		Tensão de referência	Tensão tangencial
			Ax	Ay	(kPa)	(kPa)
2.35	2.35	.90	20.2	20.2	433.8	574.7

***** DADOS *****

BETÃO *** B20 AÇO ***** A400

DIMENSÕES DO PILAR bx = .35m by = .35m

COEFICIENTE DE ESBELTEZ DA SAPATA k = 3.0

ACÇÃO DE BASE	N	Mx	My	Tensão de cálculo
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kPa)
	3000.0	200.0	200.0	450.0

***** RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO *****

HOMOTÉTICA

Nota : a altura foi condicionada pelo corte em viga larga

Bx (m)	By (m)	Ht (m)	Armadura (cm ²)		Tensão de referência	Tensão tangencial
			Ax	Ay	(kPa)	(kPa)

3º NÍVEL DE FUNDAÇÃO -- $\sigma_{Sd} = 300 \text{ kPa}$

BETÃO *** B20 AÇO ***** A40-1 S11 -- $N_{Sd} = 600 \text{ kN} -- 1.8 \times 1.3\text{m}^2$
S12 -- $N_{Sd} = 300 \text{ kN} -- 1.4 \times 1.4\text{m}^2$
DIMENSÕES DO PILAR $b_x = .35\text{m}$ $b_y = .35\text{m}$
COEFICIENTE DE ESBELTEZ DA SAPATA $k = 3.0$ S14 -- $N_{Sd} = 400 \text{ kN} -- 1.5 \times 1.5\text{m}^2$

ACÇÃO DE BASE	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Tensão de cálculo (kPa)
	500.0	50.0	50.0	300.0

***** RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO *****

HOMOTÉTICA

Bx (m)	By (m)	Ht (m)	Armadura (cm ²) Ax Ay	Tensão de referência (kPa)	Tensão tangencial (kPa)
1.55	1.55	.45	7.5 7.5	290.1	599.6



***** DADOS *****

BETÃO *** B20 AÇO ***** A400
DIMENSÕES DO PILAR $b_x = .35\text{m}$ $b_y = .35\text{m}$
COEFICIENTE DE ESBELTEZ DA SAPATA $k = 3.0$

ACÇÃO DE BASE	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Tensão de cálculo (kPa)
	1000.0	100.0	100.0	300.0

***** RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO *****

HOMOTÉTICA

Nota : a altura foi condicionada pelo corte da viga larga

Bx (m)	By (m)	Ht (m)	Armadura (cm ²)	Tensao de referencia (kPa)	Tensao tangencial (kPa)
2.10	2.10	.70	12.6	12.6	295.8

S10 -- $N_{Sd} = 1200 \text{ KN} -- 2.30 \times 2.30\text{m}^2$

***** DADOS *****

BETA0 *** B20 ACO ***** A400

DIMENS0ES DO PILAR bx = .35m by = .35m

COEFICIENTE DE ESBELTEZ DA SAPATA k = 3.0

ACÇ0O DE BASE	N (kN)	Mx (kN.m)	Ny (kN.m)	Tensao calculo (kPa)
	1500.0	150.0	150.0	300.0

***** RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO *****

HOMOTETICA

Nota : a altura foi condicionada pelo corte em viga larga

Bx (m)	By (m)	Ht (m)	Armadura (cm ²)	Tensao de referencia (kPa)	Tensao tangencial (kPa)
2.55	2.55	.65	18.8	18.8	293.0

S13 -- $N_{Sd} = 1900 \text{ KN} -- 2.70 \times 2.70\text{m}^2$

***** DADOS *****

BETA0 *** B20 ACO ***** A400

DIMENS0ES DO PILAR bx = .35m by = .35m

COEFICIENTE DE ESBELTEZ DA SAPATA k = 3.0

ACÇÃO DE BASE	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Tensao calculo (kPa)
	2000.0	150.0	150.0	300.0

***** RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO *****

HOMOTETICA

Nota : a altura foi condicionada pelo corte em viga larga

Bx (m)	By (m)	Ht (m)	Armadura (cm ²)		Tensao de referencia (kPa)	Tensao tangencial (kPa)
			Ax	Ay		
2.85	2.85	1.00	72.8	22.8	297.0	531.3

***** DADOS *****

BETAO *** B20 ACO ***** A400

DIMENSÕES DO PILAR bx = .35m by = .35m

COEFICIENTE DE ESBELTEZ DA SAPATA k = 3.0

ACÇÃO DE BASE	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Tensao calculo (kPa)
	3000.0	200.0	200.0	300.0

***** RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO *****

HOMOTETICA

Nota : a altura foi condicionada pelo corte em viga larga.

Bx (m)	By (m)	Ht (m)	Armadura (cm ²)		Tensao de referencia (kPa)	Tensao tangencial (kPa)
			Ax	Ay		

Porto, Janeiro de 1990

Responsável



Joaquim A. Figueiras
(Professor Associado)

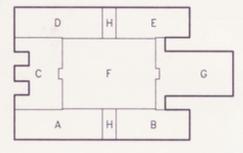
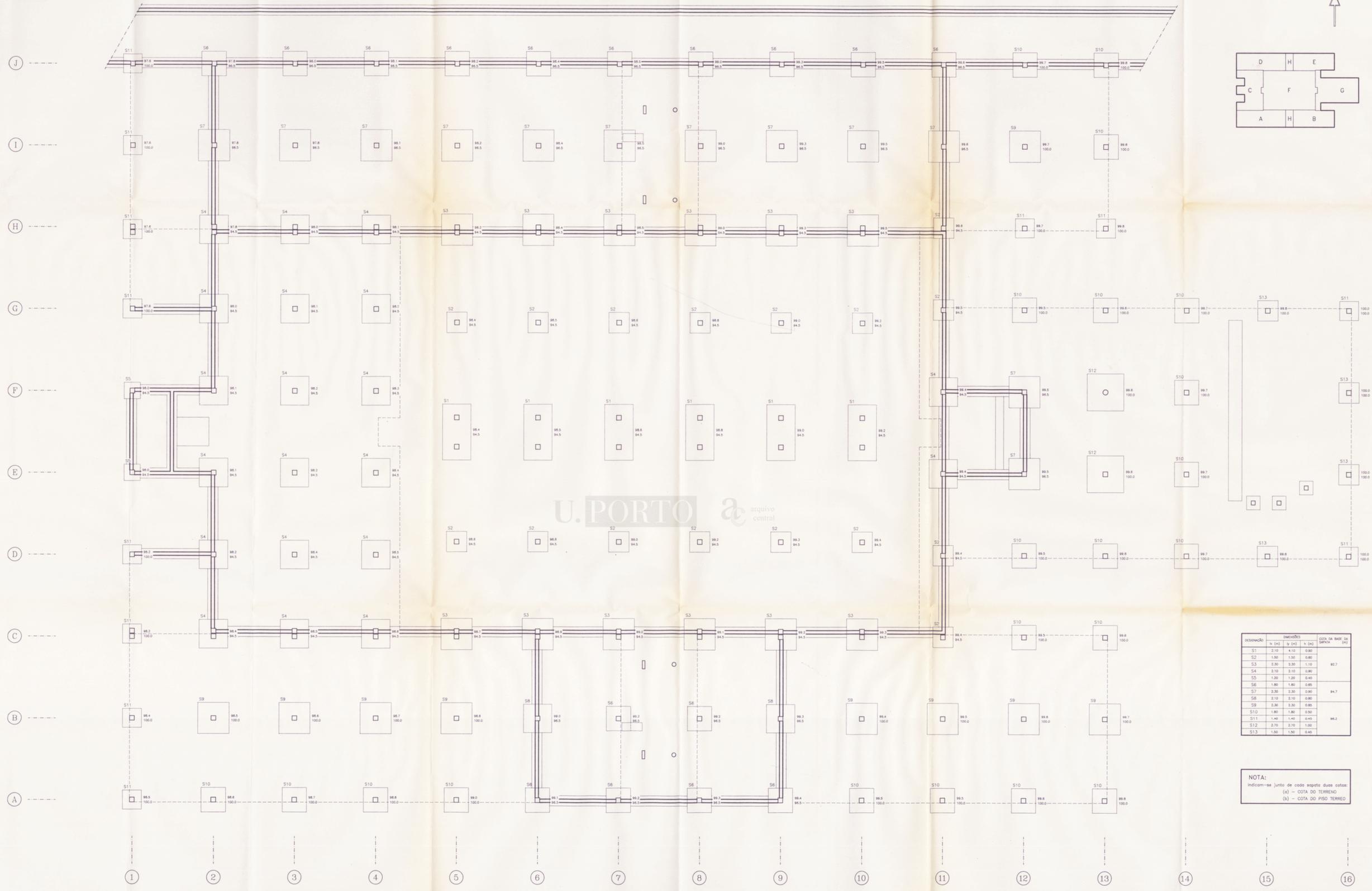
Colaboraram:

José C. Lino
(Eng^o Civil)

U. PORTO

Ricardo P. Santos
(Eng^o Civil)

arquivo
central



U.PORTO  arquivo control

designação	dimensões			cota da base da sapata
	x (m)	y (m)	z (m)	
S1	2,10	4,10	0,80	
S2	1,80	1,50	0,80	99,7
S3	2,30	2,30	1,10	
S4	2,10	2,10	0,80	
S5	1,20	1,20	0,40	
S6	1,80	1,80	0,85	
S7	2,30	2,30	0,90	99,7
S8	2,10	2,10	0,80	
S9	2,30	2,30	0,85	
S10	1,80	1,80	0,80	
S11	1,40	1,40	0,45	99,2
S12	2,70	2,70	1,00	
S13	1,80	1,80	0,40	

NOTA:
Indicam-se junto de cada sapata duas cotas:
(a) - COTA DO TERRENO
(b) - COTA DO PISO TERREO

PLANTA ESTRUTURAL - FUNDAÇÕES

U.P. FACULDADE DE MEDICINA DENTÁRIA i. c.
Instituto de Construção (Divisão de Estruturas)

PROJETO Nº: 001

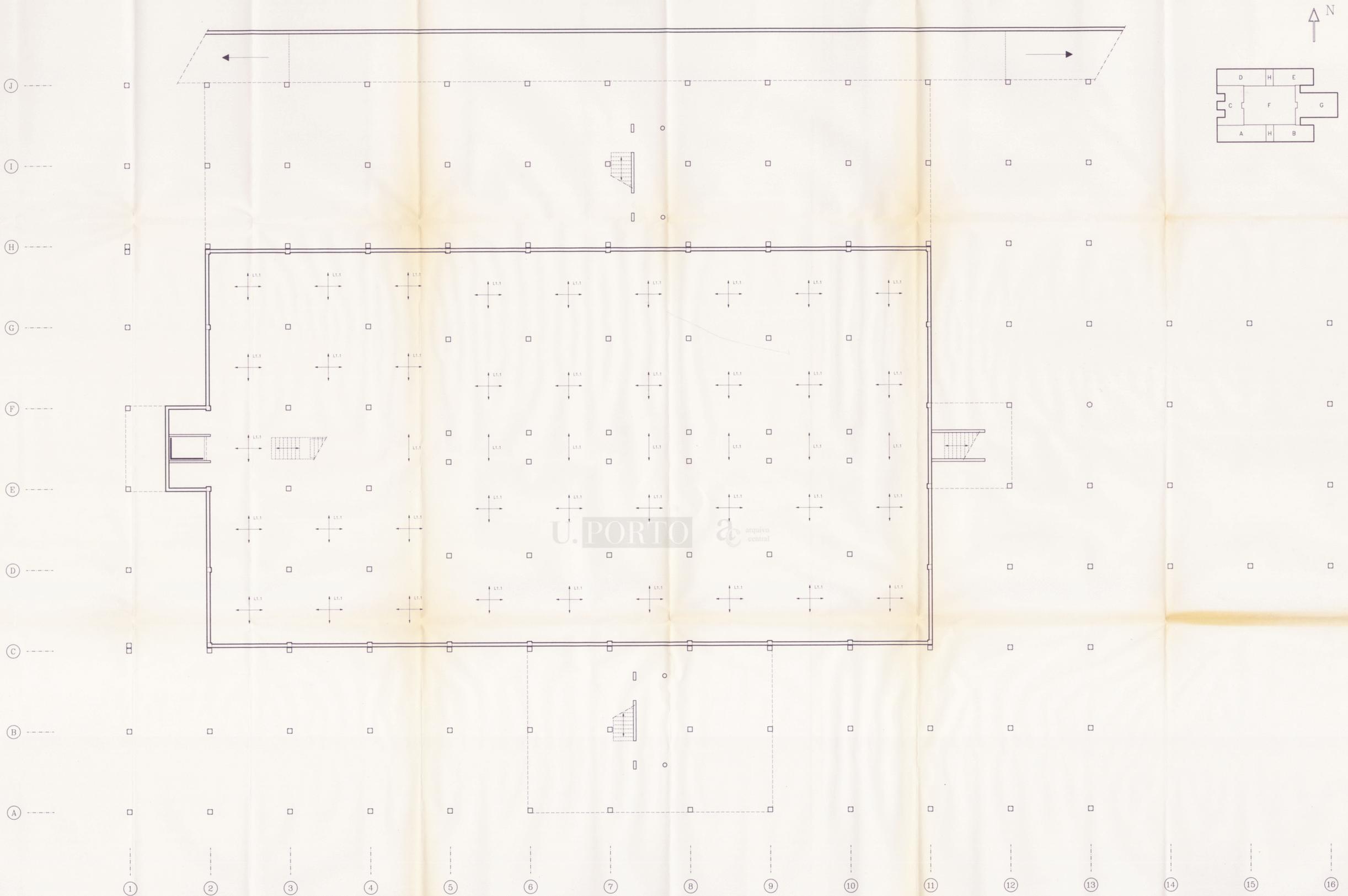
DESENHO Nº: 19900101

PLANTA ESTRUTURAL - FUNDAÇÕES

ESCALAS: ANTE-PROJECTO DE ESTRUTURAS

1/100



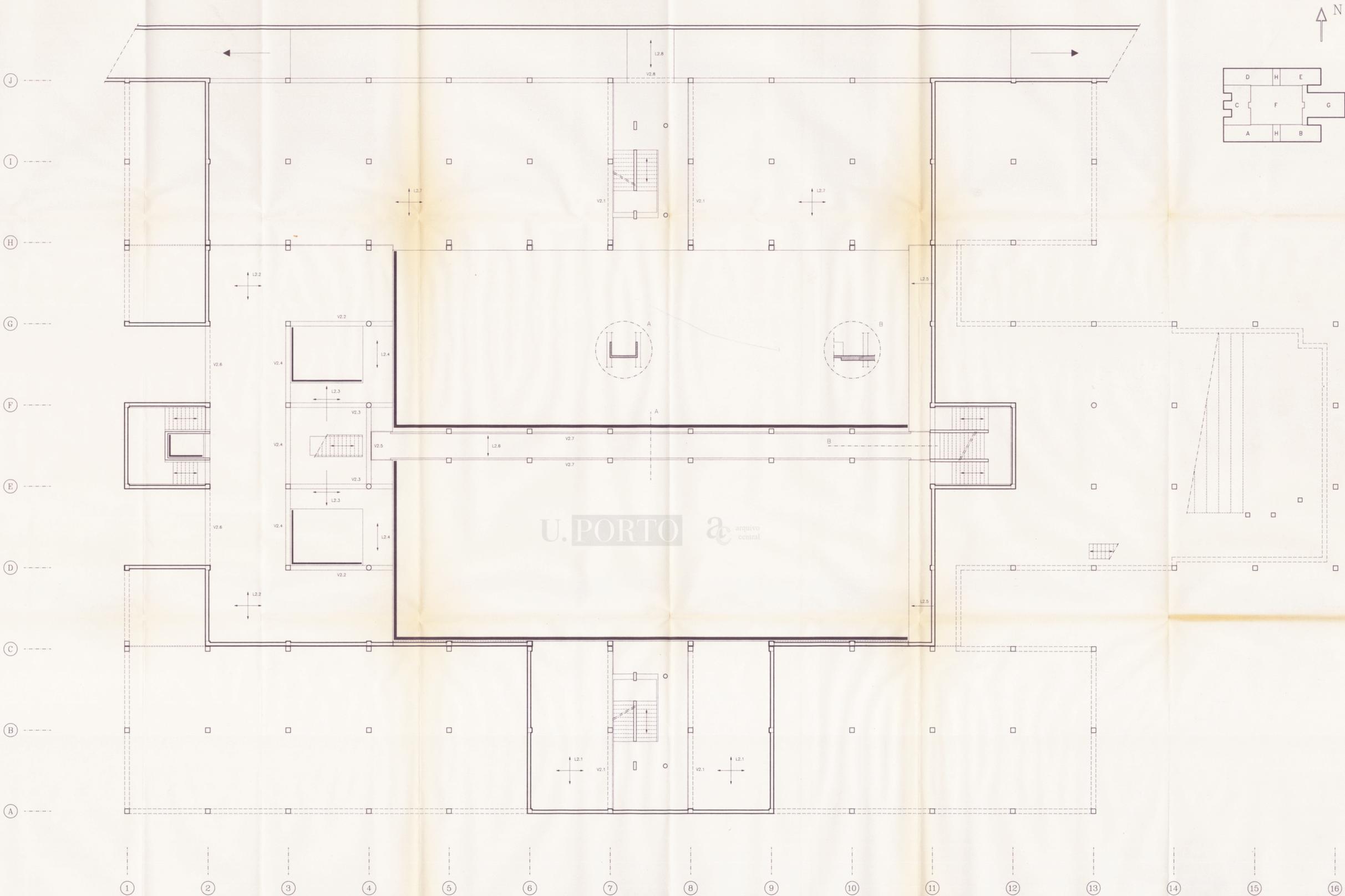


PLANTA ESTRUTURAL - PISO 1

AR-2302-2

U.P. FACULDADE DE MEDICINA DENTÁRIA		i. C. Instituto de Construção (Divisão de Estruturas)
EMPRESA:	PROJECTO N.º: 001	
PLANTA ESTRUTURAL - PISO 1		DESENHO N.º: 199001102
PROJETO:	ESCALAS:	1/100
SEÇÃO:	ANTE-PROJECTO DE ESTRUTURAS	
AUTOR:	DATA:	



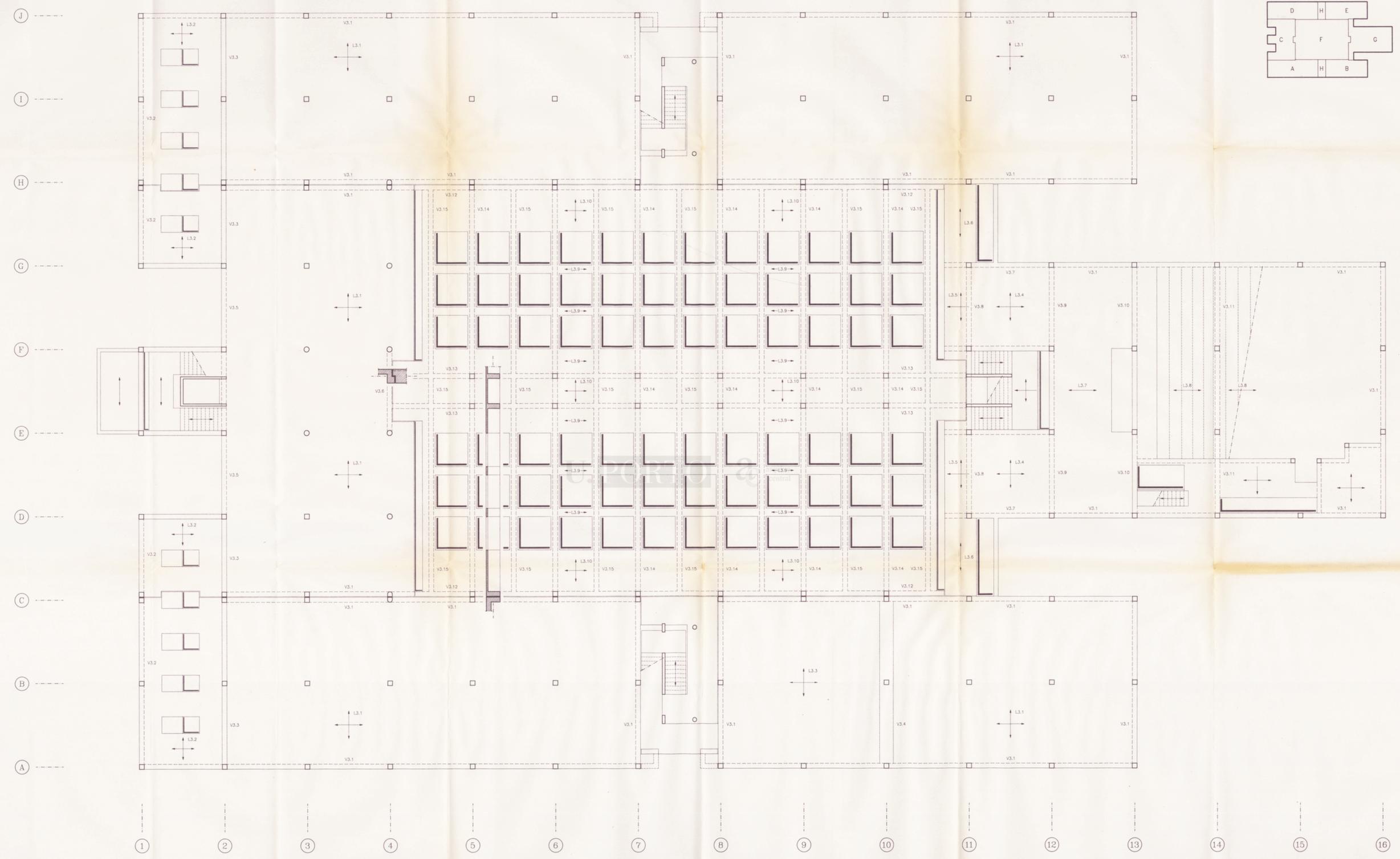
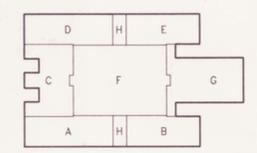


PLANTA ESTRUTURAL - PISO 2

AC-2302-3

U.P. FACULDADE DE MEDICINA DENTÁRIA		i. c. Instituto de Construção (Unidade de Laboratório)	
PROJETO Nº: 001		DESENHO Nº: 19900103	
PLANTA ESTRUTURAL - PISO 2		ESCALAS: ANTE-PROJECTO DE ESTRUTURAS	
1/100		SÉRIE Nº: []	

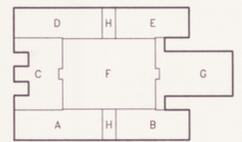




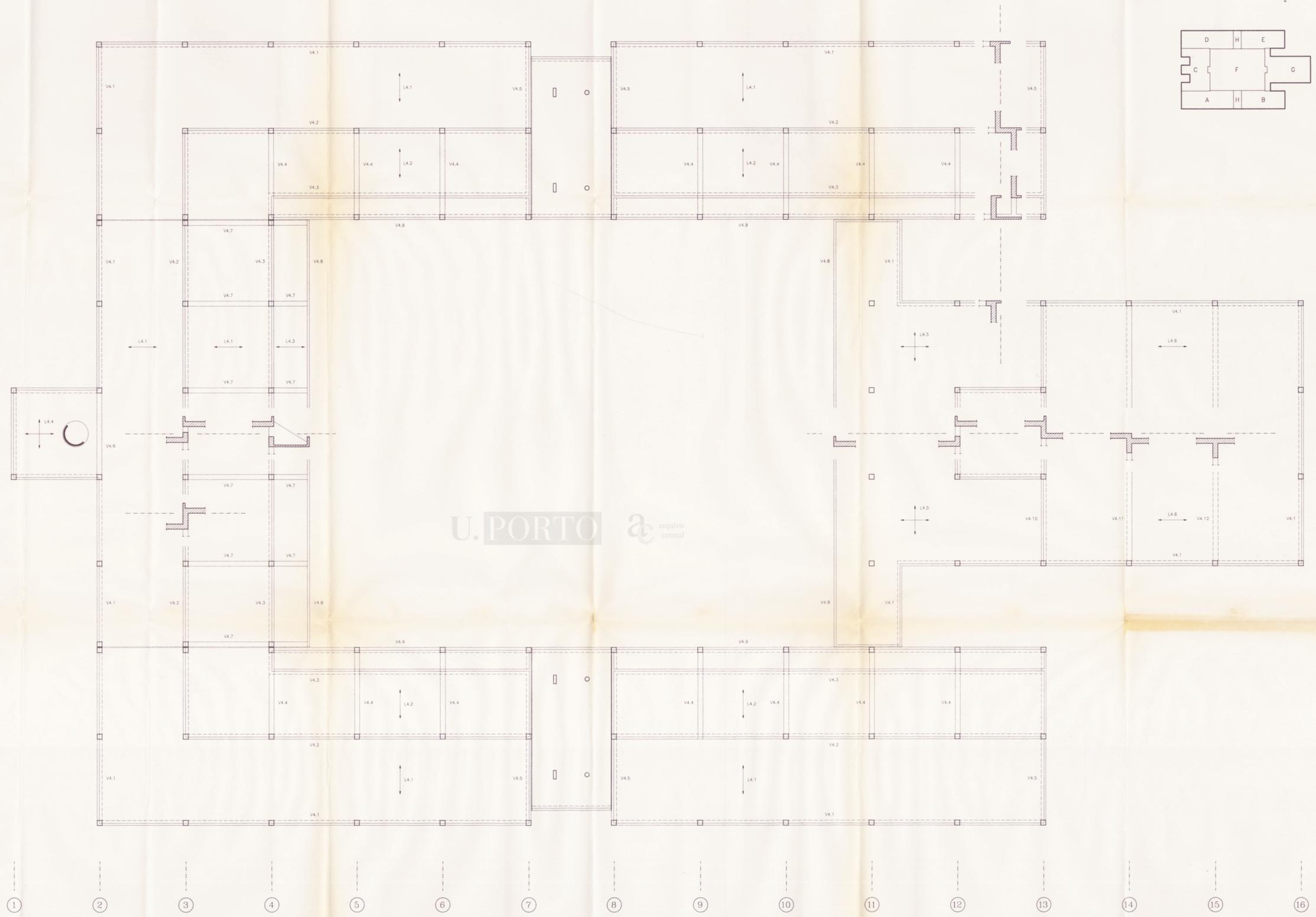
PLANTA ESTRUTURAL - PISO 3

U.P. FACULDADE DE MEDICINA DENTÁRIA		I. C. Instituto de Construção (Divisão de Estruturas)	
PROJECTO Nº: 001		DESENHO Nº: 1990 01 04	
PLANTA ESTRUTURAL - PISO 3		ANTE-PROJECTO DE ESTRUTURAS	
ESCALAS: 1/100		SÉRIE Nº: []	





J
I
H
G
F
E
D
C
B
A



PLANTA ESTRUTURAL - COBERTURA

U.P. FACULDADE DE MEDICINA DENTÁRIA		I. C. Instituto de Construção (Divisão de Estruturas)	
PROJECTO Nº: 001		DESENHO Nº: 19900105	
PLANTA ESTRUTURAL - COBERTURA		ANTE-PROJECTO DE ESTRUTURAS	
ESCALAS: 1/100		SISTEMA Nº: []	

