

CYPECAD

Memória de cálculo

Manual do utilizador



Software para
Arquitetura,
Engenharia
e Construção

IMPORTANTE: ESTE TEXTO REQUER A SUA ATENÇÃO E A SUA LEITURA

A informação contida neste documento é propriedade da CYPE Ingenieros, S.A. e nenhuma parte dela pode ser reproduzida ou transferida sob nenhum conceito, de nenhuma forma e por nenhum meio, quer seja eletrónico ou mecânico, sem a prévia autorização escrita da CYPE Ingenieros, S.A.

Este documento e a informação nele contida são parte integrante da documentação que acompanha a Licença de Utilização dos programas informáticos da CYPE Ingenieros, S.A. e da qual são inseparáveis. Por conseguinte, está protegida pelas mesmas condições e deveres. Não esqueça que deverá ler, compreender e aceitar o Contrato de Licença de Utilização do software, do qual esta documentação é parte, antes de utilizar qualquer componente do produto. Se NÃO aceitar os termos do Contrato de Licença de Utilização, devolva imediatamente o software e todos os elementos que o acompanham ao local onde o adquiriu, para obter um reembolso total.

Este manual corresponde à versão do software denominada pela CYPE Ingenieros, S.A. como CYPECAD. A informação contida neste documento descreve substancialmente as características e métodos de manuseamento do programa ou programas que acompanha. O software que este documento acompanha pode ser submetido a modificações sem prévio aviso.

Para seu interesse, a CYPE Ingenieros, S.A. dispõe de outros serviços, entre os quais se encontra o de Atualizações, que lhe permitirá adquirir as últimas versões do software e a documentação que o acompanha. Se tiver dúvidas relativamente a este texto ou ao Contrato de Licença de Utilização do software, pode dirigir-se ao seu Distribuidor Autorizado Top-Informática, Lda., na direção:

Rua Comendador Santos da Cunha, 304
4700-026 Braga
Tel: 00 351 253 20 94 30
<http://www.topinformatica.pt>

Traduzido e adaptado pela Top-Informática, Lda. para a
© CYPE Ingenieros, S.A.
Janeiro 2021

Windows® é marca registada de Microsoft Corporation®

Índice

1. Memória de cálculo.....	11
1.1. Descrição de problemas a resolver.....	11
1.2. Descrição da análise efetuada pelo programa.....	11
1.3. Discretização da estrutura.....	11
1.3.1. Elementos de discretização.....	11
1.3.1.1. Pilares.....	12
1.3.1.2. Vigas rasas e altas de betão armado, vigas metálicas e mistas.....	12
1.3.1.3. Simulação de apoios.....	12
1.3.1.4. Vigas de fundação.....	12
1.3.1.5. Vigas inclinadas.....	13
1.3.1.6. Consolas curtas.....	13
1.3.1.7. Lajes de vigotas.....	13
1.3.1.8. Lajes alveoladas.....	13
1.3.1.9. Lajes maciças.....	13
1.3.1.10. Lajes mistas.....	13
1.3.1.11. Lajes de fundação.....	13
1.3.1.12. Lajes fungiformes aligeiradas.....	13
1.3.1.13. Paredes.....	13
1.3.1.14. Muros de betão armado e muros de alvenaria.....	14
1.3.1.15. Escadas.....	14
1.3.2. Consideração do tamanho dos nós.....	14
1.3.3. Arredondamento dos diagramas de esforços em apoios.....	16
1.4. Opções de cálculo.....	18
1.4.1. Redistribuições consideradas.....	18
1.4.1.1. Coeficientes de redistribuição de momentos negativos.....	18
1.4.1.2. Coeficiente de encastramento no último piso.....	18
1.4.1.3. Coeficiente de encastramento no extremo superior e inferior do pilar, nos bordos de lajes e vigas; articulações nos extremos de vigas.....	18
1.4.2. Rigidezes consideradas.....	20
1.4.3. Coeficientes de rigidez à torção.....	20
1.4.4. Coeficiente de rigidez axial.....	20
1.4.5. Momentos mínimos.....	20
1.4.6. Outras opções.....	21
1.4.6.1. Pilares.....	22
1.4.6.2. Vigas.....	23
1.4.6.3. Lajes maciças, lajes mistas e fungiformes aligeiradas.....	24
1.4.6.4. Escadas.....	25
1.4.6.5. Gerais, de vigas e lajes.....	25

1.4.6.6.	Sapatas e maciços de encabeçamento de estacas	26
1.4.6.7.	Vigas de equilíbrio e lintéis	26
1.4.6.8.	Desenho.....	27
1.5.	Ações a considerar	27
1.5.1.	Ações verticais	27
1.5.1.1.	Ações permanentes.....	27
1.5.1.2.	Ações variáveis (sobrecarga)	27
1.5.1.3.	Cargas especiais	27
1.5.1.4.	Cargas verticais em pilares	28
1.5.1.5.	Cargas horizontais em pilares	28
1.5.2.	Ações horizontais.....	28
1.5.2.1.	Vento	28
1.5.2.2.	Sismo por coeficientes – cálculo estático	30
1.5.2.3.	Sismo por análise modal espectral – cálculo dinâmico	31
1.5.2.4.	Efeitos da torção.....	33
1.5.2.5.	Esforço transversal basal	33
1.5.2.6.	Consideração de efeitos de 2ª ordem (PΔ).....	33
1.6.	Materiais a utilizar	36
1.6.1.	Betão em fundações, lajes, vigas, pilares e muros.....	36
1.6.2.	Aço em varões em fundações, lajes, vigas, pilares e muros	36
1.6.3.	Aço em pilares metálicos, vigas metálicas e placas de amarração	36
1.6.4.	Materiais em Estruturas 3D integradas	36
1.7.	Estados limites.....	36
1.7.1.	Método de cálculo	36
1.7.2.	Materiais.....	37
1.7.3.	Ações	37
1.7.4.	Combinações.....	37
1.7.5.	Estados limites últimos	37
1.7.6.	Ações características.....	38
1.7.7.	Dados gerais da obra	38
1.7.7.1.	Descrição.....	38
1.7.7.2.	Normas	38
1.7.7.3.	Betão Armado	38
1.7.7.4.	Perfis	39
1.7.7.5.	Ação do vento	40
1.7.7.6.	Ação de sismo	40
1.7.7.7.	Resistência ao fogo	40
1.7.7.8.	Ações adicionais.....	40
1.7.7.9.	Estados limites, seleção do grupo de combinações	40

1.7.7.10.	Coeficientes de encurvadura.....	41
1.7.8.	Pisos/Grupos (Entrada de pilares)	42
1.7.9.	Dados gerais de pilares, arranques e paredes (Entrada de pilares)	42
1.7.9.1.	Pilares	42
1.7.9.2.	Arranques.....	43
1.7.9.3.	Paredes B.A.	43
1.7.9.4.	Cargas horizontais em pilares	43
1.7.9.5.	Cargas verticais em pilares	43
1.7.10.	Dados dos pisos (Entrada de vigas)	44
1.7.10.1.	Vigas, apoios exteriores e vigas de fundação.....	44
1.7.10.2.	Muros	44
1.7.10.3.	Lajes de vigotas	45
1.7.10.4.	Lajes mistas	46
1.7.10.5.	Lajes alveoladas	46
1.7.10.6.	Lajes maciças	47
1.7.10.7.	Lajes fungiformes aligeiradas.....	48
1.7.10.8.	Armadura predeterminada	49
1.7.10.9.	Aberturas.....	50
1.7.10.10.	Fundação.....	50
1.7.10.11.	Cargas	50
1.7.10.12.	Vigas inclinadas. Diagonais de travamento	50
1.7.10.13.	Escadas	50
1.8.	Cálculo da estrutura.....	51
1.9.	Obtenção de resultados	51
1.9.1.	Consulta no ecrã.....	51
1.9.1.1.	Dados gerais da obra	52
1.9.1.2.	Resultados de vigas de piso e de fundação.....	52
1.9.1.3.	Cargas	52
1.9.1.4.	Resultados de lajes de vigotas.....	52
1.9.1.5.	Resultados de lajes mistas	53
1.9.1.6.	Resultados das lajes alveoladas	53
1.9.1.7.	Resultados de lajes maciças, fungiformes aligeiradas e de fundação.....	53
1.9.1.8.	Resultados de pilares	54
1.9.1.9.	Resultados de paredes, muros de cave e muros de alvenaria.....	54
1.9.1.10.	Resultados do cálculo dos efeitos de 2ª ordem	55
1.9.1.11.	Resultados de vento	55
1.9.1.12.	Resultados de sismo	55

1.9.1.13.	Janela de isodiagramas em lajes maciças, fungiformes aligeiradas e de fundação	55
1.9.1.14.	Janela da deformada.....	55
1.9.2.	Listagens.....	55
1.9.3.	Desenhos.....	56
2.	Elementos estruturais do CYPECAD.....	58
2.1.	Vigas de planos horizontais e inclinados	58
2.1.1.	Armadura longitudinal por flexão.....	58
2.1.2.	Armadura inferior	58
2.1.3.	Armadura superior	59
2.1.4.	Outras considerações sobre a armadura longitudinal	59
2.1.5.	Armadura longitudinal por torção.....	60
2.1.6.	Corte das armaduras longitudinais	60
2.1.7.	Armadura transversal (estribos)	60
2.1.8.	Pilares apoiados, cargas próximas aos apoios, vigas parede e vigas largas.....	61
2.1.9.	Verificação da fendilhação em vigas.....	62
2.1.10.	Deformações	62
2.2.	Vigas inclinadas	63
2.3.	Vigas metálicas.....	63
2.4.	Vigas mistas.....	64
2.5.	Vigas de madeira.....	64
2.6.	Pilares de betão armado	64
2.7.	Pilares metálicos e mistos	67
2.8.	Lajes de vigotas de betão armado.....	67
2.9.	Lajes de vigotas pré-esforçadas	68
2.10.	Lajes de vigotas in situ	69
2.11.	Lajes de vigotas metálicas	69
2.12.	Lajes de vigotas JOIST	70
2.13.	Lajes de vigotas de madeira	70
2.14.	Comentários sobre a utilização das lajes de vigotas.....	71
2.15.	Lajes mistas	72
2.15.1.	Fase de execução	72
2.15.2.	Fase de utilização	72
2.15.3.	Dimensionamento.....	73
2.16.	Lajes alveoladas	74
2.17.	Lajes maciças	75
2.17.1.	Armadura base	75
2.17.2.	Armadura longitudinal de reforço	75
2.17.3.	Armaduras predeterminadas.....	75
2.17.4.	Verificação ao estado limite de punção.....	76
2.17.5.	Verificação ao estado limite de esforço transversal.....	77
2.17.6.	Igualação de armaduras.....	77

2.17.7.	Amarração das armaduras em vigas ou apoios	77
2.17.8.	Deformações	78
2.18.	Lajes fungiformes aligeiradas.....	79
2.18.1.	Armadura base	79
2.18.2.	Armadura longitudinal de reforço	79
2.18.3.	Armadura transversal.....	80
2.18.4.	Igualação de armaduras.....	80
2.19.	Lajes inclinadas	80
2.19.1.	Diafragma rígido	80
2.19.2.	Recomendação para a correta utilização.....	80
2.19.3.	Viga comum.....	81
2.19.4.	Ações aplicadas	82
2.19.5.	Armaduras	82
2.20.	Lajes e vigas de fundação.....	83
2.20.1.	O módulo de Winkler em lajes e vigas de fundação.....	83
2.20.2.	Opções de cálculo.....	86
2.20.3.	Ações a considerar	86
2.20.4.	Materiais a utilizar	86
2.20.5.	Combinações.....	86
2.20.6.	Levantamentos	86
2.20.7.	Equilíbrio	86
2.20.8.	Tensões	86
2.20.9.	Cálculo de lajes e vigas de fundação	87
2.20.10.	Verificação e dimensionamento de vigas de fundação	88
2.20.11.	Verificação e dimensionamento de lajes de fundação	88
2.21.	Simulação de apoios	89
2.22.	Muros ou paredes de alvenaria	92
2.22.1.	Muros de alvenaria	92
2.22.2.	Características dos muros de alvenaria	92
2.22.3.	Muros de alvenaria de apoio a lajes térreas ventiladas	93
2.22.4.	Muros de alvenaria entre lajes.....	95
2.23.	Muros de betão armado	97
2.23.1.	Muros de cave de betão armado	98
2.23.1.1.	Impulsos produzidos por uma sobrecarga uniformemente distribuída	99
2.23.1.2.	Impulsos produzidos por uma carga em banda paralela ao coroamento	99
2.23.1.3.	Impulsos produzidos por uma carga em linha paralela ao coroamento	100
2.23.1.4.	Impulsos produzidos por uma carga pontual ou concentrada em áreas reduzidas.....	100
2.23.1.5.	Apoios de muros de cave.....	100
2.23.2.	Muros (paredes) de betão armado	101
2.23.3.	Dimensionamento.....	102
2.23.4.	Conselhos práticos para o cálculo de muros de betão armado em edifícios	102

2.23.5.	Revisão dos resultados de cálculo do muro	104
2.24.	Fundações isoladas	105
2.24.1.	Módulo Cálculo avançado de fundações superficiais	106
2.24.2.	Sapatas isoladas	107
2.24.3.	Tensões sobre o terreno	107
2.24.4.	Estados de equilíbrio	108
2.24.5.	Estados limites de flexão e esforço transversal	108
2.25.	Sapatas contínuas de muros	109
2.26.	Vigas de equilíbrio	111
2.27.	Vigas lintéis	112
2.28.	Maciços de encabeçamento de estacas	112
2.28.1.	CrITÉRIOS de cálculo	113
2.28.2.	Convenção de sinais	113
2.28.3.	Considerações de cálculo e geometria	113
2.29.	Placas de amarração	115
2.29.1.	Verificação do betão	115
2.29.2.	Verificações dos pernos	115
2.29.3.	Verificações da placa	116
2.30.	Sapatas de betão simples	116
2.30.1.	Cálculo de sapatas como sólido rígido	116
2.30.2.	Verificação de flexão	116
2.30.3.	Verificação de esforço transversal	117
2.30.4.	Verificação de compressão oblíqua	117
2.30.5.	Listagem de verificações	117
2.31.	Sapatas com limites não retangulares	118
2.32.	Consolas curtas	118
2.33.	Escadas	119
2.33.1.	Dados do núcleo de escadas	120
2.33.1.1.	Características geométricas	120
2.33.1.2.	Cargas	121
2.33.2.	Dados dos tramos do núcleo de escadas	121
2.33.3.	Resultados	122
2.34.	Estruturas 3D integradas	123
2.35.	Diafragma rígido	124
2.35.1.	Diafragma rígido em vigas isoladas	124
2.35.2.	Diafragma rígido em muros de betão armado, alvenaria e blocos de betão isolados... 124	124

Nota prévia

Devido à implementação de novas funcionalidades e melhorias no CYPECAD, é possível que pontualmente surjam imagens ou textos que não correspondam à versão atual. Em caso de dúvida consulte a Assistência Técnica em <https://www.topinformatica.pt/>.

Apresentação

O CYPECAD foi concebido para realizar o projeto de edifícios de betão armado e mistos, com geração automática da discretização da estrutura, das ações verticais e horizontais e saída das peças escritas e desenhadas.

A introdução de dados é simples, o CYPECAD apresenta os menus de uma forma sequencial e intuitiva proporcionando fluidez na introdução. O utilizador pode modificar qualquer tipo de dados sempre que o deseje. Terminada a introdução de dados é efetuado o cálculo.

A análise de resultados é outra das etapas de enorme importância na realização do projeto. Para facilitar o processo, o CYPECAD contém opções de controlo de resultados para que nenhum dos elementos estruturais fique por rever.

Para o cálculo das estruturas mistas pode tirar-se partido das potencialidades do CYPE 3D, este, caso tenha sido adquirido, encontra-se integrado no CYPECAD.

O programa permite gerar as peças desenhadas, e também as escritas, para ficheiros que poderão ser editados posteriormente e trabalhados por cada engenheiro colocando sobre estes o “cunho” pessoal ou do gabinete de projetos.

Este manual permite obter informações sobre as metodologias de cálculo utilizadas pelo programa.

1. Memória de cálculo

1.1. Descrição de problemas a resolver

CYPECAD foi concebido para realizar o cálculo e dimensionamento de estruturas de betão armado e metálicas, com lajes de vigotas (genéricas, armadas, pré-esforçadas, *in situ*, metálicas de alma cheia e pré-fabricadas), lajes alveoladas, lajes mistas, fungiformes aligeiradas e maciças para edifícios submetidos a ações verticais e horizontais. As vigas dos pisos podem ser de betão armado, metálicas e mistas. Os elementos de suporte podem ser pilares de betão armado, metálicos, paredes de betão armado, muros de betão armado com ou sem impulsos horizontais e muros de alvenaria. A fundação pode ser fixa (por sapatas ou maciços de encabeçamento de estacas), ou flutuante (através de vigas e lajes de fundação). Pode-se calcular unicamente uma fundação introduzindo-se só arranques dos pilares. As escadas são de betão armado apoiadas nas lajes.

Com o CYPECAD podem-se obter os desenhos de dimensões e armadura de lajes, vigas, pilares, paredes, muros, fundações e escadas, para plotter, impressora, ficheiros DXF/DWG e PDF, assim como as listagens de dados e resultados do cálculo.

Caso o utilizador possua o CYPE 3D poderá introduzir **Estruturas 3D integradas** com perfis de aço, alumínio ou barras de madeira.

1.2. Descrição da análise efetuada pelo programa

A análise das solicitações realiza-se através de um cálculo espacial em 3D, por métodos matriciais de rigidez, considerando todos os elementos que definem a estrutura: pilares, paredes, muros, vigas e lajes.

Estabelece-se a compatibilidade de deformações em todos os nós, considerando 6 graus de liberdade, e cria-se a hipótese de indeformabilidade do plano de cada piso, para simular o comportamento rígido da laje, impedindo os deslocamentos relativos entre os nós do mesmo (diafragma rígido). Por isso, cada piso apenas poderá rodar e deslocar-se no seu conjunto (3 graus de liberdade).

A consideração do diafragma rígido para cada zona independente de uma planta mantém-se embora se introduzam vigas, e não lajes, na planta, exceto para as vigas que o utilizador desconecte do diafragma rígido e exceto para os muros que não estão em contacto com lajes.

Quando num mesmo piso existirem zonas independentes, considerar-se-á cada uma destas como uma parte distinta relativamente à indeformabilidade dessa zona e não se terá em conta no seu conjunto. Por isso, os pisos comportam-se como planos indeformáveis independentes. Um pilar não ligado considera-se zona independente.

O software permite desligar do diafragma rígido as vigas que não estejam em contacto com lajes. Elimina automaticamente a suposição de diafragma rígido, ao nível do piso, nos muros que não estejam também em contacto com nenhuma laje.

Para todos os estados de carga realiza-se um cálculo estático (exceto quando se considerarem ações dinâmicas de sismo, em cujo caso se utiliza a análise modal espectral) e supõe-se um comportamento linear dos materiais e, por isso, um cálculo de primeira ordem, com vista à obtenção de deslocamentos e esforços.

Nas **Estruturas 3D integradas** dispõe-se sempre de 6 graus de liberdade por nó.

As escadas também dispõem sempre de 6 graus de liberdade por nó, dimensionam-se de forma isolada e as suas reações serão transmitidas à estrutura.

1.3. Discretização da estrutura

1.3.1. Elementos de discretização

A estrutura discretiza-se em elementos tipo barra, grelha de barras e nós, e elementos finitos triangulares.

1.3.1.1. Pilares

São barras verticais entre cada planta, com um nó no arranque de fundação ou noutra elemento, como uma viga ou laje, e na intersecção de cada planta, sendo o seu eixo o da secção transversal. Consideram-se as excentricidades devidas à variação de dimensões em altura.

O comprimento da barra é a altura ou a distância livre à face de outros elementos da planta inicial e final.

1.3.1.2. Vigas rasas e altas de betão armado, vigas metálicas e mistas

Definem-se em planta fixando nós na intersecção com as faces de elementos de suporte (pilares, paredes ou muros), assim como nos pontos de corte com elementos de laje ou com outras vigas. Assim se criam os nós no eixo e nos bordos laterais e, analogamente, nas extremidades de consolas e extremos livres ou em contacto com outros elementos das lajes. Por isso, uma viga entre dois pilares é constituída por várias barras consecutivas, cujos nós são as intersecções com as barras de lajes. Por defeito possuem três graus de liberdade, mantendo a hipótese de diafragma rígido entre todos os elementos que se encontrem na planta. Por exemplo, uma viga contínua que se apoia em vários pilares, e não tenha laje, conserva a hipótese de diafragma rígido. É possível desconectar as vigas isoladas do diafragma rígido.

As vigas podem ser de betão armado, metálicas, mistas e de madeira, em perfis selecionados da biblioteca do programa.

As vigas discretizam-se como barras cujo eixo é coincidente com o plano médio que passa pelo centro da alma vertical e a altura do seu centro de gravidade.

1.3.1.3. Simulação de apoios

Definem-se três tipos de elementos simulando apoios, os quais se discretizam como uma série de apoios coincidentes com os nós da discretização ao longo do apoio, aumentando-se a sua rigidez de forma considerável ($\times 100$). É como uma viga contínua muito rígida sobre apoios com tramos de vãos curtos. Os tipos de apoios são:

- **Encastramento.** Deslocamentos e rotações impedidos em todas as direções.
- **Articulação fixa.** Deslocamentos impedidos e rotação livre.
- **Articulação com deslizamento livre horizontal.** Deslocamento vertical impedido, com deslocamento horizontal e rotação livre.

Convém destacar o efeito que estes tipos de apoios podem produzir noutros elementos da estrutura, já que ao estar impedido o movimento vertical, todos os elementos estruturais que neles se apoiarem ou se vincularem encontrarão um impedimento vertical que restringe esse movimento. É particularmente importante relativamente a pilares que, sendo definidos com vinculação exterior, estejam em contacto com este tipo de apoios, de forma que a sua carga fique suspensa dos mesmos, e não se transmita à fundação, o que pode inclusivamente produzir valores negativos das reações, que representam o peso do pilar suspenso ou parte da carga suspensa do apoio.

No caso particular de articulação fixa e com deslizamento horizontal, quando uma viga se encontra em continuidade ou prolongamento do eixo do apoio, produz-se um efeito de encastramento por continuidade no coroamento do apoio, o qual se pode observar ao obter os diagramas de momentos e verificar se existem momentos negativos no bordo. Na prática deve-se verificar se as condições reais da obra refletem ou podem permitir tais condições de encastramento, que se deverão garantir na execução da mesma.

Se a viga não estiver em prolongamento, isto é, com alguma obliquidade, já não se produz tal efeito, e comporta-se como uma rótula.

Quando se encontrar em continuidade e não se pretender o encastramento, deve-se dispor uma rótula no extremo da viga apoiado.

Não é possível conhecer as reações sobre estes tipos de apoio.

1.3.1.4. Vigas de fundação

São vigas flutuantes apoiadas sobre solo elástico, discretizadas em nós e barras, atribuindo aos nós a constante de mola definida a partir do coeficiente de Winkler.

1.3.1.5. Vigas inclinadas

São barras entre dois nós, que podem estar num mesmo nível ou piso ou em diferentes níveis, e que criam dois nós nessas intersecções. Quando uma viga inclinada une duas zonas independentes não produz o efeito de indeformabilidade do plano com comportamento rígido, uma vez que possui seis graus de liberdade.

1.3.1.6. Consolas curtas

São barras curtas de betão armado sobre as quais podem apoiar vigas de betão armado ou metálicas. O apoio das vigas sobre a consola é materializado através da sua posição definida pela distância ao pilar onde apoia a consola curta.

1.3.1.7. Lajes de vigotas

As vigotas são barras que se definem nas aberturas entre vigas ou muros e que criam nós nas intersecções de bordo e eixo correspondentes da viga que intersectam. Pode-se definir vigota dupla e tripla, que se representa por uma única barra com alma de maior largura. A geometria da secção em T, à qual se assimila cada vigota, define-se na correspondente ficha de dados da laje.

1.3.1.8. Lajes alveoladas

São lajes unidireccionais discretizadas por barras afastadas de 40 cm entre si. As características geométricas e as suas propriedades resistentes definem-se numa ficha de características da laje, que o utilizador pode introduzir, criando uma biblioteca de lajes alveoladas.

Podem-se calcular em função do processo construtivo de forma aproximada, modificando o encastramento nos bordos, segundo um método simplificado.

1.3.1.9. Lajes maciças

A discretização dos panos de laje maciça realiza-se em malhas de elementos tipo barra de tamanho máximo de 25 cm e efetua-se uma condensação estática (método exato) de todos os graus de liberdade. Tem-se em conta a deformação por corte e mantém-se a hipótese de diafragma rígido. Considera-se a rigidez à torção dos elementos.

1.3.1.10. Lajes mistas

São lajes unidireccionais discretizadas por barras afastadas de 40 cm entre si. Compõem-se de uma laje de betão e uma chapa com nervuras que serve de cofragem para a primeira. Pode-se utilizar a chapa de forma a trabalhar das seguintes maneiras: só como cofragem perdida ou como chapa colaborante (comportamento misto).

1.3.1.11. Lajes de fundação

São lajes maciças flutuantes cuja discretização é idêntica às lajes normais de piso, com molas, cuja constante se define a partir do coeficiente de Winkler. Cada pano pode ter coeficientes diferentes.

1.3.1.12. Lajes fungiformes aligeiradas

A discretização dos panos de laje fungiforme aligeirada realiza-se em malhas de elementos tipo barra cujo tamanho é um terço da dimensão entre eixos, definida entre nervuras da zona aligeirada, cuja inércia à flexão é metade da zona maciça, e a inércia à torção, o dobro da de flexão.

A dimensão da malha mantém-se constante tanto na zona aligeirada como na maciça, adotando em cada zona as inércias médias indicadas. Tem-se em conta a deformação por corte e mantém-se a hipótese de diafragma rígido. Considera-se a rigidez à torção dos elementos.

1.3.1.13. Paredes

São elementos verticais de qualquer secção transversal, constituídas por retângulos múltiplos entre cada piso e definidas por um nível inicial e um nível final. A dimensão em planta é constante em altura, mas podendo a espessura variar de piso para piso.

Numa parede uma das suas dimensões em planta deve ser cinco vezes maior do que a outra dimensão, uma vez que se não se verificar esta condição a sua discretização não é adequada como elemento finito e realmente pode-se considerar um pilar, ou seja, como um elemento linear.

Tanto vigas como lajes unem-se às paredes ao longo das suas faces em qualquer posição e direção, através de uma viga que tem como largura a espessura do tramo e altura constante de 25 cm.

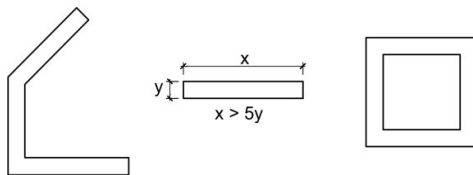


Fig. 1.1

1.3.1.14. Muros de betão armado e muros de alvenaria

São elementos verticais de qualquer secção transversal, formada por retângulos entre cada piso, e definidos por um nível inicial e um nível final. A dimensão de cada lado pode ser diferente em cada piso, e pode-se diminuir a sua espessura em cada piso.

Numa parede (ou muro), uma das suas dimensões em planta deve ser maior do que cinco vezes a outra dimensão, uma vez que se não se verificar esta condição a sua discretização não é adequada como elemento finito e realmente pode-se considerar um pilar, ou outro elemento em função das suas dimensões.

Tanto vigas como lajes e pilares unem-se aos muros ao longo das suas faces em qualquer posição e direção.

Todos os nós gerados correspondem a nós dos triângulos dos elementos de discretização. A discretização efetuada é por elementos finitos tipo lâmina espessa tridimensional, que considera a deformação por corte. Os elementos finitos são constituídos por seis nós, localizados nos vértices e nos pontos médios dos lados, com seis graus de liberdade cada um. A sua forma é triangular. Cria-se uma malha do muro em função das suas dimensões, geometria, aberturas, com refinamento em zonas críticas, o que reduz o tamanho dos elementos nas proximidades de ângulos, bordos e singularidades.

Os muros que não estejam em contacto com nenhuma laje não têm em consideração o diafragma rígido ao nível desse piso.

1.3.1.15. Escadas

As escadas discretizam-se através de elementos finitos triangulares de lâmina espessa, tanto para os tramos inclinados como para os horizontais. Os apoios em arranques e entregas discretizam-se através da simulação de uma viga de rigidez elevada e os apoios intermédios através de apoios elásticos simulando as alvenarias reais ou tirantes. As ações consideradas são só as gravíticas, ação permanente e variável de sobrecarga.

Determinadas as reações após o cálculo (que se realiza de forma independente), integram-se nos apoios através de cargas lineares, que se aplicam à estrutura nas suas conexões, calculando-se a restante estrutura tendo em conta estas mesmas reações. O porquê do cálculo das escadas ser de forma independente e não integrado na estrutura, está relacionado com o enorme impacto que teria contra as ações horizontais.

1.3.2. Consideração do tamanho dos nós

Cria-se um conjunto de nós gerais de dimensão finita nos eixos dos pilares e na intersecção dos elementos das lajes com os eixos das vigas. Cada nó geral tem um ou vários nós associados. Os nós associados formam-se nas intersecções dos elementos das lajes com as faces das vigas e com as faces dos pilares e na intersecção dos eixos das vigas com as faces dos pilares.

Visto que estão relacionados entre si pela compatibilidade de deformações, supõe-se deformação plana, pode-se resolver a matriz de rigidez geral e as associadas e obter os deslocamentos e os esforços em todos os elementos.

A título de exemplo, a discretização seria tal como se observa no esquema seguinte (Fig. 1.2). Cada nó de dimensão finita pode ter vários nós associados ou nenhum, mas deve ter sempre um nó geral.

Dado que o programa tem em conta o tamanho do pilar, e supondo um comportamento linear dentro da faixa, com deformação plana e rigidez infinita, estabelece-se a compatibilidade de deformações.

As barras definidas entre o eixo do pilar (1) e os seus bordos (2) consideram-se infinitamente rígidas.

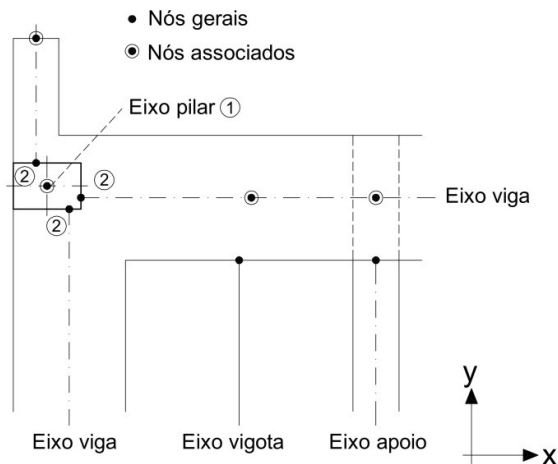


Fig. 1.2

Considere-se δ_{z1} , θ_{x1} , θ_{y1} , como os deslocamentos do pilar ①, δ_{z2} , θ_{x2} , θ_{y2} como os deslocamentos de qualquer ponto ②, que é a intersecção do eixo da viga com a face do pilar, e A_x , A_y como as coordenadas relativas ao ponto ② referente ao ① (Fig. 1.2).

Cumpre-se que:

$$\delta_{z2} = \delta_{z1} - A_x \cdot \theta_{y1} + A_y \cdot \theta_{x1}$$

$$\theta_{x2} = \theta_{x1}$$

$$\theta_{y2} = \theta_{y1}$$

De forma idêntica tem-se em conta o tamanho das vigas, considerando plana a sua deformação.

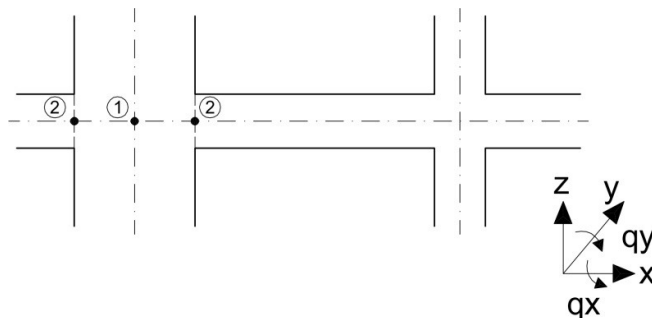


Fig. 1.3

O modelo estrutural definido pelo programa responde de acordo com os dados introduzidos pelo utilizador, pelo que se deve prestar especial atenção a que a geometria introduzida esteja de acordo com o tipo de elemento escolhido e adequada à realidade.

Em particular, pretende-se chamar a atenção para aqueles elementos que, sendo considerados no cálculo como elementos lineares (pilares, vigas, vigotas), não o sejam na realidade, dando lugar a elementos cujo comportamento seja bidimensional ou tridimensional, de forma que os critérios de cálculo e armadura não se ajustam ao dimensionamento desses elementos. Para essas situações o utilizador deve realizar as correcções manuais necessárias, para que os resultados do modelo teórico se adaptem à realidade física.

1.3.3. Arredondamento dos diagramas de esforços em apoios

Se se considerar o Código Modelo CEB-FIP 1990, inspirador dos eurocódigos, ao falar do vão eficaz de cálculo, o artigo 5.2.3.2. diz o seguinte:

"Normalmente, o vão l será entendido como a distância entre eixos de apoio. Quando as reações estiverem localizadas de forma muito excêntrica em relação a esses eixos, o vão eficaz calcular-se-á tendo em conta a posição real da resultante nos apoios."

"Na análise global de pórticos, quando o vão eficaz for menor que a distância entre apoios, as dimensões dos apoios ter-se-ão em conta introduzindo elementos rígidos no espaço compreendido entre a diretriz do apoio e a secção final da viga."

Como geralmente a reação no apoio é excêntrica, uma vez que normalmente se transmite esforço axial e momento ao apoio, adota-se a consideração do tamanho dos nós através da introdução de elementos rígidos entre o eixo do apoio e o final da viga, o que se apresenta nas considerações que a seguir se pormenorizam.

Dentro do apoio supõe-se uma resposta linear como reação das cargas transmitidas pelo piso e as aplicadas no nó, transmitidas pelo resto da estrutura.

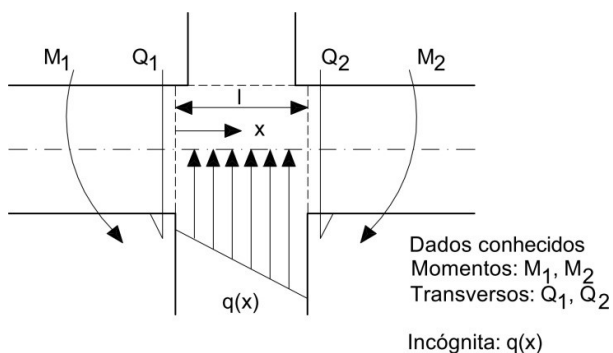


Fig. 1.4

Sabe-se que:

$$Q = \frac{dM}{dx} \quad q = \frac{dQ}{dx}$$

As equações do momento respondem, em geral, a uma lei parabólica cúbica da forma:

$$M = ax^3 + bx^2 + cx + d$$

O esforço transversal é a sua derivada:

$$Q = 3ax^2 + 2bx + c$$

Supondo as seguintes condições de contorno:

$$\begin{aligned} x=0 & \quad Q = Q_1 = c \\ x=0 & \quad M = M_1 = d \\ x=l & \quad Q = Q_2 = 3al^2 + 2bl + c \\ x=l & \quad M = M_2 = al^3 + bl^2 + cl + d \end{aligned}$$

Obtém-se um sistema de quatro equações com quatro incógnitas de fácil resolução.

Os diagramas de esforços são da seguinte forma:

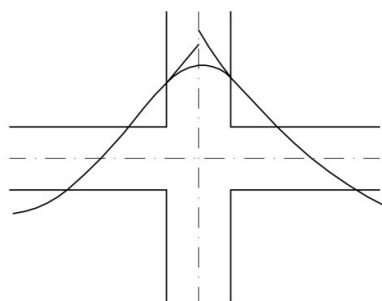


Diagrama momentos flectores

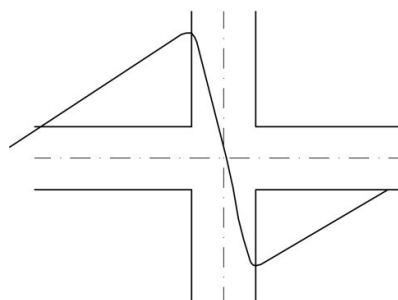


Diagrama esforços transversos

Fig. 1.5

Estas considerações já foram feitas por diversos autores (Branson, 1977) e estão relacionadas com a questão sobre o vão de cálculo, o vão livre e a forma de os abordar nas diversas normas, assim como o momento de cálculo aos eixos ou nas faces dos apoios.

Em particular, tal como o art. 87 do R.E.B.A.P. diz: “Salvo justificação especial considerar-se-á como vão de cálculo das peças, o menor destes dois comprimentos”:

- A distância entre eixos de apoio;
- O vão livre mais a altura da viga.

Está-se a idealizar a estrutura em elementos lineares, com um comprimento a determinar pela geometria real da estrutura. Neste sentido cabe a consideração do tamanho dos pilares.

Convém não esquecer que, para considerar um elemento como linear, a viga ou pilar terá um vão ou comprimento não menor que o triplo da sua altura média, nem menor que quatro vezes a sua largura média.

O Eurocódigo 2 permite reduzir os momentos de apoio em função da reacção do apoio e da sua largura:

$$\Delta M = \frac{\text{reacção} \cdot \text{largura apoio}}{8}$$

Caso a execução da peça seja sobre apoios, pode-se tomar como momento de cálculo o da face do apoio e não menos de 65% do momento de apoio, supondo uma perfeita união fixa nas faces dos apoios rígidos.

Neste sentido podem-se citar também as normas argentinas C.I.R.S.O.C., que são baseadas nas normas D.I.N. alemãs e que permitem considerar a aproximação parabólica dos diagramas em função do tamanho dos apoios.

Dentro do apoio considera-se que a altura das vigas aumenta de forma linear, com uma variação de 1:3, até ao eixo do apoio, pelo que a consideração conjunta do tamanho dos nós, arredondamento parabólico do diagrama de momentos e aumento de altura dentro do apoio, conduz a uma economia da armadura longitudinal por flexão nas vigas.


No caso de uma viga que apoia num elemento de grande dimensão, tipo parede ou muro, os diagramas de momentos prolongar-se-ão no elemento, a partir da sua face, num comprimento igual à altura da viga, dimensionando as armaduras até tal comprimento. Ainda que a viga seja de maior largura que o apoio, a

viga e a sua armadura interrompem-se uma vez atingido um comprimento igual à altura da viga, na parede ou muro.

1.4. Opções de cálculo

Pode-se definir uma ampla série de parâmetros estruturais de grande importância na obtenção de esforços e dimensionamento de elementos.

Dada a grande quantidade de opções disponíveis, recomenda-se uma consulta prévia às ajudas de cada opção.

No separador **Entrada de vigas > Obra**, encontram-se as opções gerais, das vigas, das lajes, de cálculo de ligações; em **Dados gerais >** ícone  encontram-se as tabelas de armaduras e as opções particulares para cada elemento.

Citam-se a seguir as opções mais relevantes.

1.4.1. Redistribuições consideradas

1.4.1.1. Coeficientes de redistribuição de momentos negativos

Aceita-se uma redistribuição de momentos negativos em vigas e vigotas até 30%. Este parâmetro pode ser estabelecido opcionalmente pelo utilizador, embora se recomende 15% em vigas e 25% em vigotas de betão armado (valor por defeito). Esta redistribuição realiza-se após o cálculo.

A consideração de uma certa redistribuição de momentos fletores implica uma armadura mais cara mas mais segura e mais construtiva. No entanto, uma redistribuição excessiva produz umas flechas e fendilhação incompatível com as paredes.

Em vigas, uma redistribuição de 15% produz resultados geralmente aceitáveis e pode-se considerar ótima.

Em lajes recomenda-se utilizar uma redistribuição de 25%, o que equivale a igualar aproximadamente os momentos negativos e positivos.

A redistribuição de momentos efetua-se com os momentos negativos em bordos de apoios, que em pilares será em faces, isto é, afeta o vão livre, determinando-se os novos valores dos momentos dentro do apoio a partir dos momentos redistribuídos em face, e as considerações de arredondamento dos diagramas de esforços indicados no capítulo anterior.

Em vigas e lajes de vigotas, além da redistribuição, o utilizador pode definir os momentos mínimos positivos e negativos que a norma especificar (se for o caso).

1.4.1.2. Coeficiente de encastramento no último piso

Opcionalmente podem-se redistribuir os momentos negativos no extremo superior dos pilares, no último tramo, com as vigas. O valor possível está compreendido entre 0 (articulado) e 1 (encastramento), embora se aconselhe 0.3 como valor intermédio (valor por defeito).

O programa realiza uma interpolação linear entre as matrizes de rigidez de barras biencastradas e encastradas-articuladas, que afecta os termos EI/L das matrizes:

$$K_{\text{definitivo}} = \alpha \cdot K_{\text{biencast.}} + (1 - \alpha) \cdot K_{\text{encast.-artic.}}$$

sendo:

α , valor do coeficiente introduzido

1.4.1.3. Coeficiente de encastramento no extremo superior e inferior do pilar, nos bordos de lajes e vigas; articulações nos extremos de vigas

É possível definir um coeficiente de encastramento de cada tramo de pilar no seu extremo superior e inferior (0 = articulado; 1 = encastrado) (valor por defeito). Os coeficientes de encastramento no último piso, referidos anteriormente multiplicam-se por este. A rótula plástica considera-se fisicamente no ponto de união dos extremos do pilar com a viga ou laje, tipo fungiforme, que liga ao nó.

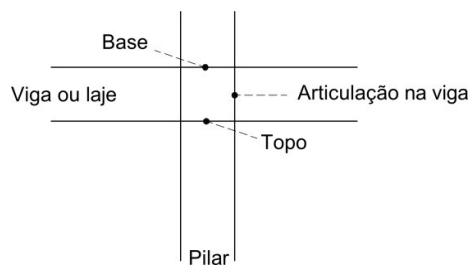


Fig. 1.6

Em extremos de vigas e extremo superior do último tramo de pilar, com coeficientes muito pequenos e rótula em viga, podem-se dar resultados absurdos e inclusivamente mecanismos, ao coexistir duas rótulas unidas por tramos rígidos.

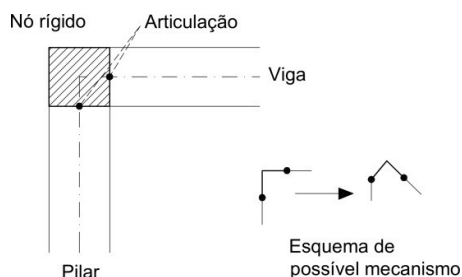


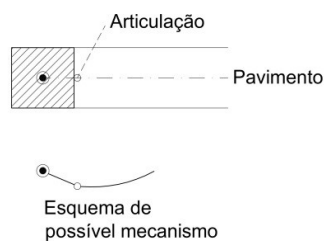
Fig. 1.7

Em lajes maciças, de vigotas e fungiformes aligeiradas também se pode definir um coeficiente de encastramento variável em todos os seus bordos de apoio, que pode oscilar entre 0 e 1 (valor por defeito).

Também se pode definir um coeficiente de encastramento variável entre 0 e 1 (valor por defeito) em bordos de viga.

Quando se definem coeficientes de encastramento simultaneamente em lajes e bordos de viga, multiplicam-se ambos para obter um coeficiente resultante a aplicar em cada bordo.

A rótula plástica definida materializa-se no bordo da laje e no bordo de apoio em vigas e muros, não sendo efetiva nos bordos em contacto com pilares e paredes, nos quais se considera sempre encastrado. Entre o bordo de apoio e o eixo define-se uma barra rígida, pelo que existe sempre momento no eixo de apoio produzido pelo produto entre o esforço transversal no bordo e a sua distância ao eixo. Esse momento fletor converte-se em torsor se não existir continuidade com outros panos adjacentes. Esta opção deve-se usar com prudência, já que se articular o bordo de um pano de laje, numa viga, e a viga tiver uma reduzida rigidez à torção, pode dar resultados absurdos de deslocamentos do pano no bordo e, por isso, os esforços poderão ser também absurdos.



Viga com rigidez torsional muito pequena

Fig. 1.8

É possível definir também articulações em extremos de vigas, materializando-se fisicamente na face do apoio, quer seja pilar, muro, parede ou apoio de encastramento.

As situações descritas ao ser consideradas no cálculo influenciam os deslocamento e consequentemente os esforços finais do cálculo.

1.4.2. Rigidezes consideradas

Para a obtenção dos termos da matriz de rigidez consideram-se todos os elementos de betão na sua secção bruta.

Para o cálculo dos termos da matriz de rigidez dos elementos distinguem-se os valores:

- EI/L: rigidez à flexão.
- GJ/L: rigidez torsional.
- EA/L: rigidez axial.

e aplicam-se os coeficientes indicados na seguinte tabela:

Elemento	(EI _y)	(EI _z)	(GJ)	(EA)
Pilares	S.B.	S.B.	S.B.·x	S.B.· coef. rigidez axial
Vigas inclinadas	S.B.	S.B.	S.B.·x	S.B.
Vigas de betão ou metálicas	S.B.	∞	S.B.·x	∞
Vigotas	S.B.	∞	S.B.·x	∞
Viga de bordo	S.B.·10 ⁻¹⁵	∞	S.B.·x	∞
Apoios e encastramentos	S.B.·10 ²	∞	S.B.·x	∞
Paredes e muros	S.B.	S.B.	E.P.	S.B.· coef. rigidez axial
Lajes fungiformes	S.B.	∞	S.B.·x	∞
Lajes alveoladas	S.B.	∞	S.B.·x	∞

sendo:

S.B., secção bruta do betão

∞, não se considera pela deformabilidade relativa em piso

x, coeficiente redutor da rigidez à torção

E.P., elemento finito plano

1.4.3. Coeficientes de rigidez à torção

Existe uma opção que permite definir um coeficiente redutor da rigidez à torção dos diferentes elementos (ver tabela anterior). Esta opção não é aplicável a perfis metálicos. Quando a dimensão do elemento for menor ou igual ao valor definido para barras curtas tomar-se-á o coeficiente definido nas opções. Considera-se a secção bruta (S.B.) para o termo de torção GJ e também quando for necessária para o equilíbrio da estrutura.

A opção **Obra> Opções gerais> Coeficientes redutores de rigidez à torção** apresenta os valores por defeito.

1.4.4. Coeficiente de rigidez axial

Considera-se o encurtamento por esforço axial em pilares e paredes afetado por um coeficiente de rigidez axial variável entre 1 e 99,99 para poder simular o efeito do processo construtivo da estrutura e a sua influência nos esforços e deslocamento finais. O valor aconselhado está compreendido entre 2 e 3, sendo 2 o valor por defeito.

1.4.5. Momentos mínimos

Nas vigas também é possível considerar um momento mínimo que seja uma fração do suposto isostático $pl^2/8$. Este momento mínimo pode-se definir tanto para momentos negativos como para positivos com a forma pl^2/x , sendo x um número inteiro maior que 8. O valor por defeito é 0, isto é, não se aplicam.

Recomenda-se colocar, pelo menos, uma armadura capaz de resistir um momento $pl^2/32$ para negativos e um momento $pl^2/20$ para positivos. É possível fazer estas considerações de momentos mínimos para toda a estrutura ou apenas para parte dela, e podem ser diferentes para cada viga.

Da mesma forma podem-se definir momentos mínimos em lajes de vigotas pré-fabricadas por panos de vigotas e para lajes alveoladas. Podem-se definir para toda a obra ou para panos individuais e/ou valores diferentes. Um valor de 1/2 do momento isostático ($=pl^2/16$ para carga uniforme) é razoável para momentos positivos e negativos. Aconselha-se a consulta do menu **Opções**.

As envolventes de momentos são calculadas em função destes momentos mínimos, aplicando-se posteriormente a redistribuição de negativos considerada.

O valor equivalente da carga linear aplicada é:

$$p = \frac{V_e + V_d}{l}$$

Se se tiver considerado um momento mínimo (+) = verifica-se que:

$$M_v \geq \frac{pl^2}{8}$$

Se o momento mínimo aplicado é menor que o de cálculo, considera-se o maior de ambos.

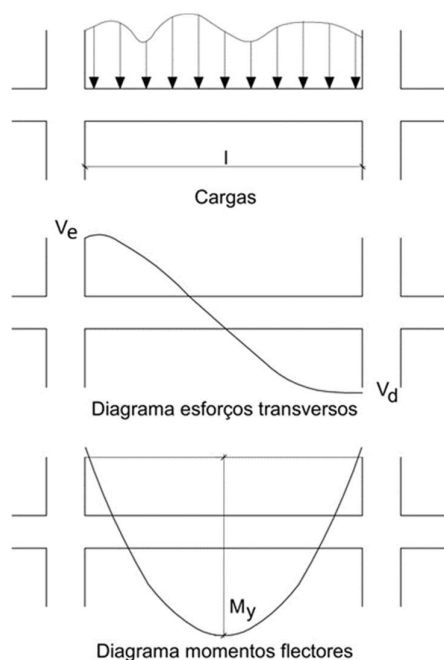


Fig. 1.9

Recorda-se que estas considerações funcionam corretamente com cargas lineares e de forma aproximada se existirem cargas pontuais.

1.4.6. Outras opções

O software dispõe de opções de cálculo editáveis e configuráveis pelo utilizador. Estas opções influenciam os resultados ao nível de esforços e armaduras, pelo que o utilizador deve ter um absoluto domínio sobre estas opções, devendo em caso de dúvida consultar a assistência técnica que disponibilizará a informação necessária e o devido esclarecimento.

Enumeram-se a seguir, a título de exemplo, algumas opções do software. Existem muitas outras que não estão aqui descritas.

Tanto para as opções aqui descritas como para as restantes, o utilizador deverá consultá-las, analisá-las e testá-las diretamente no software, lendo atentamente a informação aí disponibilizada na forma de ajuda.

Considera-se que as opções que vêm por defeito com o software são aplicáveis à generalidade de obras que não ofereçam situações particulares do ponto de vista estrutural, mas, mesmo assim, aconselha-se o utilizador a analisá-las convenientemente e efetuar as alterações que entender adequadas.

No caso de obras complexas, aconselha-se o utilizador a efetuar uma análise redobrada das opções de cálculo conjuntamente como os modelos estruturais possíveis, até encontrar a solução adequada.

1.4.6.1. Pilares

- **Disposição de varões verticais** (comprimentos máximos, união de tramos curtos, amarrações intermédias). O comprimento máximo de um varão (8 m por defeito), obriga a que se efetuem amarrações, caso algum tramo supere esse valor. O comprimento máximo de união de tramos curtos (4 m por defeito), ativa-se quando se têm alturas entre pisos pequenas, unindo-se nestes casos os tramos e suprimindo as amarrações intermédias a nível do piso, até alcançar o comprimento indicado sem o superar. O processo aplica-se de cima para baixo no pilar. A emenda a nível de cada piso, no caso de pilares desligados, pode ser dispensada até ao piso seguinte, ou pode-se emendar em todos os pisos, mesmo que nenhuma viga intersecte o pilar nesse piso.
- **Cortar emendas no último tramo** (no topo). Opção que corta, para efeitos de desenho e medição, os varões de pilares no seu extremo final do último piso, para facilitar a betonagem. Não se calcula, pelo que se deve utilizar com prudência, sendo mais aconselhável reduzir ao mínimo o coeficiente de encastramento no último piso, juntamente com a ativação da redução dos comprimentos de amarração no último piso.
- **Redução de comprimento de amarração em pilares.** A redução do comprimento de amarração da armadura ao nível de arranque de pisos intermédios (desativado por defeito) e no último piso pode-se ativar ou não, reduzindo-se de acordo com a relação entre a tensão real nas armaduras e a tensão máxima admissível. Neste caso pode acontecer que em pilares com o mesmo diâmetro de armadura, as amarrações sejam de diferente comprimento como resultado do cálculo, e, por isso, não se possam igualar. Se não desejar assim, desative a opção, embora obtenha patilhas algo maiores no último piso.
- **Crítérios de simetria de armaduras nas faces.** Nas tabelas de armadura podem-se definir armaduras diferentes ou iguais nas faces X e nas faces Y. O resultado do cálculo é verificar e obter a primeira sequência de armadura da tabela que cumpre para todas as combinações de cálculo, selecionando-se também a primeira que tiver armadura simétrica nas quatro faces. Calculam-se as quantidades em ambos os casos e comparam-se em diferença de percentagem, selecionando-se a que cumprir o critério marcado em % de diferença da opção (0% por defeito, isto é, não simétrico). Se deseja simetria ponha um valor elevado, por exemplo, 300.
- **Crítérios de continuidade de varões.** Um pilar calcula-se por tramos de cima para baixo, sendo habitual, se estiver bem pré-dimensionado, que a armadura aumente em quantidade, conforme se desce para pisos inferiores. Mas isto nem sempre sucede, uma vez que para o cálculo os resultados serão os obtidos pelos esforços atuantes e pelas suas dimensões. Pode-se forçar a manter o diâmetro dos varões nos cantos e face, assim como o seu número, através desta opção, e aplicar o critério desde o último ou penúltimo piso até baixo, com menores descontinuidades e sem surpresas.

Por defeito, aplica-se continuidade em quantidade e diâmetro de varões de canto a partir do penúltimo piso.
- **Recobrimento.** Distância do paramento exterior à primeira armadura, que são as cintas ou estribos (o valor por defeito depende da norma).
- **Disposição de perfis metálicos.** Seleciona-se a possibilidade de reduzir o perfil introduzido, ou de o manter e verificar. Convém recordar que o cálculo de esforços realiza-se com o perfil introduzido, pelo que se a modificação for grande em inércia, dever-se-ia voltar a calcular a estrutura (por defeito está ativado de maneira que procurará o perfil mais económico).
- **Transições por mudança de dimensões.** Quando a redução da secção de um pilar de um piso para outro é grande, obriga a uma duplicação da armadura vertical, cuja inclinação, devido à variação da secção, deve estar limitada. Ao superar tais condições geométricas, deve-se cortar e amarrar a armadura do tramo inferior, e colocar os arranques para o tramo superior. Depende da variação da dimensão do pilar e da dimensão da altura de viga ou laje.
- **Justificação de comprimento de varões.** É normal que o comprimento de corte dos varões obrigue a que seja um múltiplo de um número, para arredondar e facilitar a colocação em obra (5 cm por defeito).
- **Trama de pilares e paredes.** Simbologias que permitem distinguir de forma gráfica se um pilar nasce, morre ou passa num piso (definição opcional).

- **Emendar na zona central do tramo.** Nas zonas sísmicas, translada-se a emenda de varões para a zona central do tramo, afastada da zona de máximos esforços. É conveniente ativar com sismos elevados (por defeito está desativada).
- **Emendas em muros e paredes.** Verifica que a armadura na emenda está à tração ou à compressão, aplicando um coeficiente de ampliação do comprimento de emenda, em função da separação de varões.
- **Factor de cumprimento exigido em muros e paredes.** A armadura de um tramo de muro ou parede pode apresentar tensões de pico que penalizam a armadura se se pretender que cumpra 100%. Com esta opção, permite-se uma % menor de cumprimento, ou a verificação de uma armadura dada (90% por defeito). É conveniente rever sempre este valor e, quando for menor que 100%, averiguar em que pontos não cumpre e porquê, assim como o reforço local necessário.
- **Disposição de estribos.** No encontro com laje/viga convém colocar estribos (por defeito está ativado), inclusive no topo e base do pilar numa altura determinada e com menor afastamento que no resto do pilar (desativada por defeito). É recomendável ativá-la em zonas sísmicas.
- **Opções de arranques.** Os comprimentos de amarração podem ter um valor de referência ou então podem ser calculados.
- **Quantidades geométricas mínimas.** As percentagens e armadura mínimas podem ser definidas em função da consideração ou não da ação sísmica.
- **Opções de consolas curtas.** A betonagem das consolas curtas pode efetuar-se monoliticamente ou sobre o pilar endurecido.

1.4.6.2. Vigas

- **Negativos simétricos em vigas de um só tramo.** Para simplificar a execução em obra e reduzir os perigos de cometer erros, pode-se dispor de uma armadura negativa simétrica em vigas com um só tramo.
- **Percentagem de diferença para negativos simétricos.** Dos resultados de um cálculo obtêm-se comprimentos diferentes para a armadura negativa de um e outro lado dos pilares ou de apoios, oferecendo uma certa dificuldade na execução e controle em obra. Uma forma de simplificar consiste em igualar os comprimentos da armadura negativa para cada um dos lados do nó. Este processo implica um aumento no custo da obra, por isso deve ser utilizado quando a diferença de comprimentos não ultrapasse um determinado valor a definir pelo utilizador.
- **Critério de disposição de patilhas.** O comprimento da patilha pode ser fixado através de um valor mínimo.
- **Patilhas no extremo do pórtico.** Se for necessário dispor amarração em patilha para a armadura positiva na origem ou na extremidade de um pórtico, o programa coloca-a automaticamente. Se não for necessária, o utilizador poderá forçar a sua colocação.
- **Dobrar as patilhas em U.** Quando o comprimento da patilha vertical, de amarração da armadura longitudinal, ultrapassa a altura da viga, pode-se dobrar a patilha em U.
- **Comprimento mínimo de estribos de reforço a colocar.** Por vezes é necessário colocar um reforço de estribos numa dimensão muito reduzida, neste caso o utilizador pode fixar um comprimento mínimo para a colocação dos reforços de estribos.
- **Simetria em armadura de estribos.** A assimetria de carga e condições de encastramentos das vigas origina esforços transversos diferentes e consequentemente os estribos necessários por cálculo não são simétricos. Para simplificar o processo construtivo, pode-se seleccionar a colocação de reforços de estribos simétricos.
- **Estribos de diferente diâmetro numa viga.** O critério geral de estribos de uma viga consiste em determinar o diâmetro mínimo, e respetivo comprimento, da armadura transversal em função da amarração da armadura comprimida (isto se for necessária) e colocar uma armadura de estribos superior onde a mínima não é suficiente. Se o reforço nas extremidades da viga com armadura do mesmo diâmetro resulta em estribos muito próximos, o utilizador pode permitir que se aumente o diâmetro destes para que o seu afastamento seja maior.

- **Disposição de estribos múltiplos.** Quando for necessário colocar estribos duplos ou triplos, de acordo com as práticas construtivas, é possível escolher um estribo perimetral envolvente e os restantes mais pequenos e interiores, ou colocar estribos iguais justapostos.
- **Comprimento de amarração no fecho de estribos.** O utilizador define em número de diâmetros, o comprimento de amarração do ramo terminal, com ângulo de 135°, para fecho do estribo.
- **Pormenorização de armadura de vigas com sismo.** As armaduras de montagem podem ser emendadas em zonas afastadas dos apoios, para permitir um melhor funcionamento face aos sismos.
- **Recobrimentos em vigas.** O utilizador deve definir o recobrimento das armaduras, podendo ser distintos nas faces superiores, inferiores e laterais.
- **Recobrimentos em vigas de fundação.** O utilizador deve definir o recobrimento das armaduras, podendo ser distintos nas faces superiores, inferiores e laterais.
- **Atribuição de cores para erros.** Com vista ao controlo dos resultados de cálculo, o utilizador pode atribuir cores a erros de dimensionamento e, assim, após o cálculo, ficar com uma ideia global sobre o dimensionamento da estrutura.
- **Critério de ordenação de pórticos.** A numeração dos pórticos pode seguir um de vários critérios possíveis, de acordo com as práticas habituais dos utilizadores.
- **Critério de numeração de vigas.** A numeração das vigas pode seguir um de vários critérios possíveis, de acordo com as práticas habituais dos utilizadores.
- **Consideração da armadura de montagem.** A armadura de montagem pode, ou não, colaborar na resistência aos momentos fletores. Pode ainda ter apenas a função de apoiar os estribos.
- **Unir armadura de montagem em consolas.** No caso da armadura de montagem da consola ser igual à do tramo adjacente, é possível unir as armaduras.
- **Envolvente de esforços transversos (diagrama contínuo ou descontínuo).** Dada a discretização das lajes, a carga transmite-se às vigas através de cargas pontuais, com o afastamento correspondente à dimensão do elemento de discretização, o que origina um diagrama de esforços transversos descontínuo. É possível, no entanto, transformá-lo num diagrama contínuo.
- **Armadura de esforço transversal, alma e torção.** A determinação do esforço transversal de cálculo pode efetuar-se à distância da face do apoio definida pelo utilizador. No caso de pilares apoiados num tramo de viga, a verificação faz-se a partir do bordo do apoio. É necessário ter em atenção a possível formação de consolas curtas, no caso de cargas pontuais ou pilares próximos dos apoios das vigas, estas situações devem ser revistas pelo utilizador. Existem opções específicas relativas a diâmetros e espaçamentos da armadura configuráveis pelo utilizador.
- **Seleção de estribos.** A colocação de estribos realiza-se, por defeito, a partir das faces dos seus apoios.
- **Fendilhação.** A verificação da abertura de fendas pode-se ativar ou desativar. O seu cálculo efetua-se de acordo com o limite definido nesta opção.
- **Quantidades mínimas em vigas de fundação.** É possível selecionar que esta percentagem seja a mesma que se aplica a vigas ou lajes.
- **Armadura de vigas embebidas em muros e vigas de coroamento.** O software pode armar vigas embebidas em muros, sendo possível escolher a altura mínima para essas vigas.

1.4.6.3. Lajes maciças, lajes mistas e fungiformes aligeiradas

- **Armaduras em lajes maciças e fungiformes aligeiradas.** As tabelas de armaduras são configuráveis pelo utilizador, podendo selecionar os diâmetros e espaçamentos a utilizar. No caso concreto das nervuras das lajes fungiformes aligeiradas é possível definir o diâmetro e número de varões a colocar em cada nervura.
- **Quantidades mínimas.** Os valores das percentagens mínimas são editáveis.
- **Armadura por torção.** O momento torsor em lajes reflete uma mudança de direção dos esforços principais de flexão, relativamente às direções adotadas para a discretização da estrutura, não se trata de um esforço secundário que possa ser eliminado mantendo o equilíbrio. O dimensionamento correto

da armadura de flexão em lajes, consiste na obtenção de armaduras dispostas em duas direções ortogonais, pré-definidas, de modo que os momentos resistentes projetados nas direções principais sejam iguais ou superiores aos momentos principais atuantes na laje. O método utilizado pelo software para a verificação ao estado limite último de flexão das lajes é o método de Wood, adotado pelo código modelo do CEB-FIP. A consideração do momento torsor é fundamental e o software considera-o nas suas opções de defeito.

- **Comprimentos mínimos de reforço.** Ainda que se opte pela pormenorização de armadura base nos desenhos, ou se tenham introduzido linhas de flexão, definem-se os comprimentos mínimos dos varões das lajes contados a partir dos pontos de máximo momento negativo.
- **Recobrimento em lajes maciças.** O valor do recobrimento é editável pelo utilizador.
- **Recobrimento em lajes fungiformes aligeiradas.** O valor do recobrimento é editável pelo utilizador.
- **Pormenorizar armadura base em desenhos.** O software permite calcular os pontos de corte da armadura base e a emenda necessária nestes pontos, podendo esta armadura ser pormenorizada nos desenhos e considerada na medição. Permite ainda supor que a armadura se dispõe de modo contínuo, neste caso não se pormenoriza nos desenhos nem se inclui na medição, já que não se conhece a quantidade utilizada nas emendas. Por um lado é mais correto utilizar a primeira opção, por outro a segunda origina desenhos de execução mais simples. O utilizador escolhe a opção que entende ser mais adequada.
- **Arredondamento do comprimento de varões.** Embora o programa calcule o comprimento necessário para cada varão incluindo o comprimento de amarração ou emenda, convém arredondá-lo por excesso para múltiplos de um valor concreto, para simplificar a execução. O utilizador pode definir esse valor. Este arredondamento aplica-se somente a varões que não tenham outras condicionantes geométricas.
- **Patilhas construtivas em lajes.** Para simplificar a colocação da armadura superior nas lajes maciças, é possível dispor uma patilha construtiva no extremo do varão para apoio sobre a cofragem. Esta opção é desaconselhada no caso da laje ficar à vista, uma vez que ocorrerá a corrosão da armadura.
- **Crítérios de ordenação e numeração em lajes.** A ordenação e numeração em lajes pode seguir vários critérios possíveis, de acordo com as práticas habituais dos utilizadores.
- **Armadura de lajes retangulares.** Esta opção permite colocar uma armadura única em cada direção e sentido, nos apoios e no vão, cuja quantidade é o valor médio de cada zona.
- **Recobrimento em fundações.** O valor do recobrimento é editável pelo utilizador.
- **Recobrimento em lajes de vigotas, placas alveoladas e lajes mistas.** O valor do recobrimento é editável pelo utilizador.

1.4.6.4. Escadas

- **Igualar armaduras.** A armadura superior e inferior da laje pode ser igualada, para facilitar a execução.
- **Com arranques no arranque e entrega da escada.** É possível obrigar à definição de arranques no início e final da laje de escada.
- **Posição das armaduras.** A armadura longitudinal pode-se localizar exteriormente ou interiormente à armadura transversal.
- **Recobrimento.** O valor do recobrimento é editável pelo utilizador.
- **Comprimento de amarração nas lajes.** Define-se o valor disponível para amarrar na laje de piso.
- **Altura da fundação.** Define-se a altura da fundação da escada.

1.4.6.5. Gerais, de vigas e lajes

- **Opções gerais de desenho.** Esta opção juntamente com as opções existentes no menu de desenho permite aos utilizadores a configuração e edição das suas peças desenhadas.
- **Comprimento máximo de um varão.** O software considera por defeito para o comprimento de cada varão o valor de 12 m, sendo editável pelo utilizador.

- **Perdas de aço em medição.** Considera-se um valor de perdas de aço para efeitos de medições. Este valor é editável pelo utilizador.
- **Quantidades mínimas de armadura negativa de lajes de vigotas.** É possível definir a armadura superior de tração a colocar em vigotas para momentos negativos e também para apoios extremos.
- **Quantidades mínimas de armadura negativa de lajes alveoladas.** A armadura superior no extremo de cada pano dimensiona-se para resistir a um momento fletor negativo igual ou superior a uma percentagem do momento fletor máximo positivo, atuante no centro do pano considerado.
- **Quantidades mínimas de armadura negativa de lajes mistas.** A armadura superior no extremo de cada pano dimensiona-se para resistir a um momento fletor negativo igual ou superior a uma percentagem do momento fletor máximo positivo, atuante no centro do pano considerado.
- **Momentos mínimos a cobrir com armadura em lajes e vigas.** Se o utilizador desejar, no caso de esforços reduzidos, as vigas e as lajes podem ser dimensionadas para determinados momentos mínimos.
- **Armadura de vigas.** O comprimento dos reforços das armaduras longitudinais pode ser fixado em função do vão, com vista à obtenção de uma armadura mais prática.
- **Coefficiente redutor da rigidez à flexão em lajes de vigotas.** O programa determina a inércia das lajes de vigotas a partir da secção em T de acordo com os dados da ficha da laje, onde se define a largura do nervo, altura total, espessura da camada de compressão e afastamento entre eixos. Dado que existe a opção de reduzir a rigidez à torção das vigas, nas quais apoiam vigotas, que por defeito no programa é 0.001, quer dizer desprezável, não se considera necessário reduzir a rigidez à flexão da laje. De qualquer modo, o utilizador poderá alterar o coeficiente que por defeito tem o valor 1.
- **Consideração da armadura à torção em vigas.** Quando se quer dispensar as armaduras de torção de uma viga, por se considerar que é um efeito secundário, é possível fazê-lo quando o valor do momento torsor de cálculo (T_d) for inferior a um valor $K \cdot T_u$, sendo T_u o valor do momento torsor limite (rotura) por compressão da secção de betão e K um coeficiente a definir.
- **Coefficientes redutores da rigidez à torção.** Ao calcular a influência da rigidez à torção dos elementos de uma estrutura, é conveniente alterá-la, multiplicando a secção bruta por um coeficiente redutor, já que no betão armado ao passar do estado não fendilhado ao estado fendilhado a rigidez se reduz. O software permite a introdução de coeficientes redutores de rigidez à torção para vigas, barras curtas e lajes de vigotas.
- **Opções para vigas metálicas.** No caso de vigas que não apoiem lajes nos seus banzos o software pode verificar a encurvadura lateral para os respetivos banzos.
- **Limites de flecha em vigas, vigotas e lajes alveoladas.** É possível definir limites para a flecha.
- **Flecha ativa e total a prazo infinito.** O software permite contemplar o efeito do processo construtivo ao nível das flechas, em vigas e lajes.
- **Coefficientes de encurvadura em vigas inclinadas metálicas e diagonais de travamento.** No caso de vigas inclinadas metálicas, para a obtenção do comprimento de encurvadura, consideram-se os coeficientes de encurvadura definidos pelo utilizador multiplicados pelo comprimento entre nós extremos da viga. Este cálculo faz-se mesmo nos casos em que duas vigas inclinadas aparentemente se intersectam num ponto, dado que o programa não gera essa intersecção. Os coeficientes de encurvadura vertical e transversal estabelecem-se, respetivamente, num plano vertical que contém a barra e o eixo Z da estrutura, e no transversal a este, e não segundo os eixos locais da barra.

1.4.6.6. Sapatas e maciços de encabeçamento de estacas

- O software permite que se defina o incremento para as dimensões da fundação sempre que seja necessário um aumento, permite definir dimensões mínimas, critérios para uniformização de armaduras, fundações rígidas e flexíveis e incremento de tensão no caso de excentricidade da carga aplicada.

1.4.6.7. Vigas de equilíbrio e lintéis

- O software permite que se defina o incremento para as dimensões da fundação sempre que seja necessário um aumento, permite definir dimensões mínimas, critérios para uniformização de armaduras, fundações rígidas e flexíveis e incremento de tensão no caso de excentricidade da carga aplicada.

1.4.6.8. Desenho

- A configuração de *layers*, tamanhos de textos e espessura de caneta são definíveis nos desenhos.

1.5. Ações a considerar

1.5.1. Ações verticais

1.5.1.1. Ações permanentes

O peso próprio dos elementos de betão armado, calcula-se a partir do volume da sua secção bruta, multiplicado por 25 kN/m³ (peso específico do betão armado) em pilares, paredes, muros, vigas e lajes.

O peso próprio das lajes de vigotas é definido pelo utilizador, que pode ser distinto para cada piso ou pano, conforme o tipo selecionado. Em lajes maciças será a sua altura multiplicada por 25 kN/m³, assim como nos maciços de pilares de lajes fungiformes aligeiradas. Nas zonas aligeiradas de lajes fungiformes aligeiradas, será o indicado pelo utilizador na ficha da laje selecionada. No caso de lajes de vigotas, multiplica-se o valor do peso por metro quadrado, pela distância entre-eixo, dando uma carga linear aplicada a cada vigota. Em lajes maciças e fungiformes aligeiradas, aplica-se em cada nó o produto do peso pela área tributária de cada nó.

Para o peso próprio de revestimentos e paredes divisórias, definem-se uniformemente cargas distribuídas no piso.

O peso próprio dos elementos estruturais, juntamente com os revestimentos e paredes divisórias formam a ação permanente que figura em primeiro lugar nas combinações e nas listagens de esforços.

1.5.1.2. Ações variáveis (sobrecarga)

Considera-se a sobrecarga como uniformemente distribuída no piso.

1.5.1.3. Cargas especiais

O software gera automaticamente as cargas resultantes da ação permanente (constituída pelo peso próprio dos elementos construtivos, os revestimentos e paredes divisórias, de acordo com os valores introduzidos em cada grupo de plantas), da ação variável de sobrecarga (definida em cada grupo), da ação variável de vento (gerado automaticamente para cada direção, em função da norma selecionada e das larguras de banda definidas) e da ação variável do sismo (que depende da norma selecionada).

É possível acrescentar cargas adicionais às geradas automaticamente, tanto à ação permanente como à ação variável de sobrecarga, podendo ser cargas pontuais, lineares e superficiais.

Além disso, é possível criar ações adicionais de diferente natureza (permanente, sobrecarga, vento, sismo e neve) e combiná-las com as já criadas de forma automática e entre si (com vento e sismo automático não é compatível).

Também é possível definir ações adicionais associadas a impulsos do terreno e acidentais.

Podem-se criar disposições de cargas distintas em cada ação, formando conjuntos que por sua vez se podem combinar estabelecendo a sua simultaneidade mediante a atribuição como compatíveis, incompatíveis e simultâneas.

Quando se criam ações adicionais, pode-se definir se são ou não combináveis entre si.

Com todas as ações definidas, disposições de cargas, simultaneidades e modos de combinação (e em função da norma de ações, dos materiais utilizados e tipo de utilização do edifício) geram-se automaticamente todas as combinações para todos os estados limites, tanto de rotura dos materiais, como de tensões sobre o terreno de fundação e deslocamento dos nós. Também é possível verificar a resistência ao fogo.

É igualmente aplicável dentro das **Estruturas 3D integradas**.

1.5.1.4. Cargas verticais em pilares

Podem-se definir no topo do último piso, de qualquer pilar, cargas N , M_x , M_y , Q_x , Q_y , T (ou seja: esforço axial, momento fletor na direção X , momento fletor na direção Y , esforço transverso na direção X , esforço transverso na direção Y e momento torsor), referentes aos eixos gerais, para qualquer ação, a adicionar às obtidas no cálculo, de acordo com a seguinte convenção de sinais:

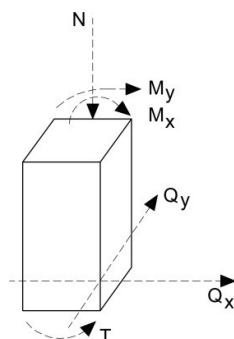


Fig. 1.10

A opção pode-se utilizar com o objetivo de calcular as fundações, introduzindo cargas diretamente num troço de pilar isolado ou num arranque.

1.5.1.5. Cargas horizontais em pilares

Podem-se definir cargas pontuais e uniformes em faixas horizontais, associadas a qualquer ação e a qualquer cota de altura de um pilar. Estas podem estar associadas aos eixos locais do pilar ou aos gerais da estrutura.

1.5.2. Ações horizontais

1.5.2.1. Vento

Gera de forma automática as cargas horizontais em cada piso, de acordo com a norma seleccionada, em duas direções ortogonais X , Y , ou numa única, e em ambos os sentidos ($+X$, $-X$, $+Y$, $-Y$). Pode-se definir um coeficiente de forma para cada direção e sentido de atuação do vento, que multiplica pela pressão total do vento. Por exemplo, se o edifício estiver isolado, para a primeira hipótese do Quadro I-I do R.S.A., atuará a pressão na fachada de barlavento e a sucção na de sotavento. O coeficiente de forma é 0.7 para a pressão e 0.2 para a sucção e, portanto, $0.7 + 0.2 = 0.9$ para cada direção. No caso de existirem outras construções junto do edifício é possível considerar a sua existência através dos valores a atribuir aos coeficientes de forma.

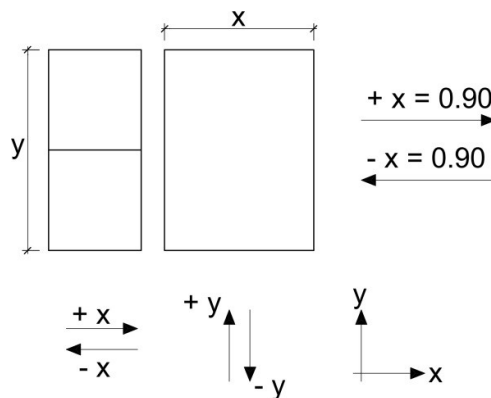


Fig. 1.11

Define-se como dimensão da planta, o comprimento de fachada perpendicular à direção do vento. Pode ser diferente em cada piso e define-se por pisos. Quando o vento atuar na direção X , deve-se dar a dimensão da fachada ' y ' e quando atuar na direção Y , a dimensão da fachada ' x '.

Quando num mesmo piso houver zonas independentes, faz-se uma distribuição da carga total proporcional à dimensão de cada zona em relação à dimensão total B definida para esse piso (Fig. 1.12).

Sendo B a dimensão definida quando o vento atuar na direção Y, os valores b_1 e b_2 são calculados geometricamente pelo software em função das coordenadas dos pilares extremos de cada zona. Por isso, as dimensões que se aplicarão em cada zona serão:

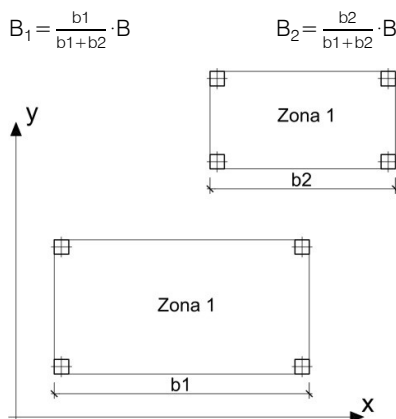


Fig. 1.12

Conhecida a dimensão de um piso e as alturas do piso superior e do piso inferior, se se multiplicar a semi-soma das alturas pela dimensão da fachada, obtém-se a superfície exposta ao vento nesse piso, que, multiplicada por sua vez pela pressão total calculada nessa altura e pelo coeficiente de forma, dá a carga de vento nesse piso e nessa direção.

Se existem platibandas na cobertura podem-se considerar modificando proporcionalmente a largura de banda b por uma largura b' .

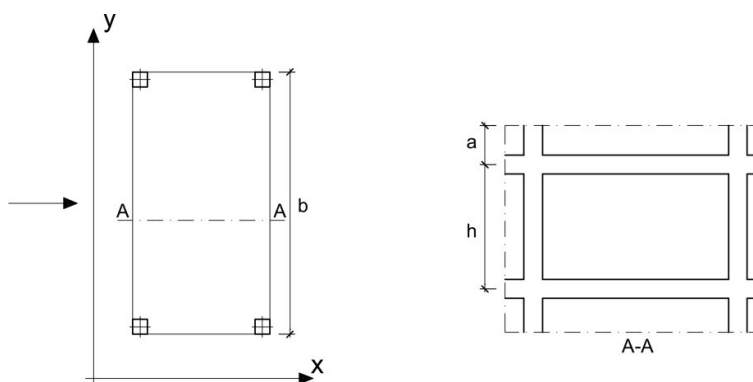


Fig. 1.13

$$b' = b \cdot \frac{a+h/2}{h/2} = b \cdot \frac{2a+h}{h}$$

Como método genérico para o cálculo do vento de forma automática pode-se selecionar **vento genérico**. Definidas as direções de atuação do vento, coeficientes de forma e dimensões de fachada por piso, deve-se selecionar a curva de alturas-pressões. Existe uma biblioteca que permite selecionar curvas existentes e criar outras novas. Em tais curvas, para cada altura define-se uma pressão total, interpolando-se para alturas intermédias.

Define-se o fator de forma, coeficiente multiplicador que permite corrigir a carga de vento em função da forma do edifício, quer seja pela sua forma em planta, retangular, cilíndrica, etc., quer pela sua esbelteza.

Também se pode definir um fator de rajada, coeficiente amplificador da carga de vento para ter em conta a posição geográfica da construção, em zonas muito expostas, que pela sua exposição e produção de maiores velocidades do vento se deve considerar.

Obtém-se a carga total de vento aplicada em cada piso, como o produto da pressão ao nível considerado pela superfície exposta, fatores de forma e rajada. O ponto de aplicação de tal carga em cada piso é o centro geométrico do piso determinado pelo perímetro do piso. Pode-se consultar e listar o valor da carga de vento aplicada em cada piso.

Para cada norma definida, a forma de cálculo da pressão realiza-se de maneira automática, embora necessite que se indique uma série de dados.

Em **Estruturas 3D integradas** não se geram cargas de forma automática, devem-se introduzir manualmente sobre os nós e as barras. Se se definirem ações adicionais, é possível criar a combinação com as automáticas.

É especialmente importante rever as combinações, e respetivas ações, quando se importa uma obra do **CYPE 3D** ou de **Estruturas 3D integradas**, em particular, se esta já tem as ações do vento geradas (provenientes do **Gerador de Pórticos**).

1.5.2.2. Sismo por coeficientes – cálculo estático

Para o sismo podem-se definir dois métodos de cálculo gerais: cálculo estático e cálculo dinâmico.

É possível aplicar ambos os métodos gerais ou os específicos indicados na norma vigente ou regulamentos de aplicação, em função do local onde se encontra a construção.

No caso do cálculo estático, pode-se introduzir a ação de sismo como um sistema de forças estáticas equivalentes às cargas dinâmicas, gerando cargas horizontais em duas direções ortogonais X, Y, aplicadas ao nível de cada piso, no centro de massas das mesmas. Pode-se utilizar como método geral o sismo por coeficiente.

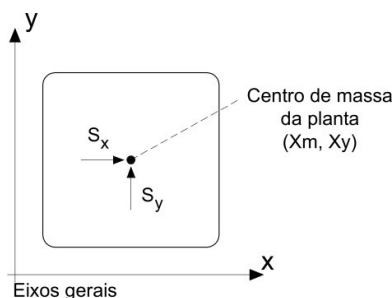


Fig. 1.14

As forças estáticas a aplicar em cada direção serão, por piso:

$$S_x = (G_i + A \cdot Q_i) \cdot C_{xi}$$

$$S_y = (G_i + A \cdot Q_i) \cdot C_{yi}$$

sendo:

G_i , as cargas permanentes do piso i

Q_i , as cargas variáveis do piso i

A , coeficiente de simultaneidade da sobrecarga ou parte quase-permanente

C_{xi} , C_{yi} , coeficiente sísmico em cada direção no piso i

Os deslocamentos de cada piso em relação aos eixos gerais são:

$$\bar{\delta} \begin{cases} \delta_{xp}: \text{deslocamento X do piso} \\ \delta_{yp}: \text{deslocamento Y do piso} \\ \theta_{zp}: \text{rotação Z do piso} \end{cases}$$

As forças aplicadas são:

$$\bar{F} \begin{cases} F_x = S_x \\ F_y = S_y \\ M_z = -S_x \cdot Y_m + S_y \cdot X_m \end{cases}$$

$$\bar{F} = K \cdot \bar{\delta}$$

Os efeitos de segunda ordem podem-se considerar caso se deseje.

Nas **Estruturas 3D integradas**, se se ativarem ações de sismo estático como cargas em nós e barras, não se poderá combinar com o sismo por coeficientes, nem com o sismo dinâmico.

Analogamente, se se considera no **CYPECAD** um cálculo estático por coeficientes por plantas, nas **Estruturas 3D integradas** não será possível realizá-lo, pelo que não se pode calcular, exceto com um cálculo dinâmico conjunto. Pode-se, no entanto, ativar uma ação adicional de sismo estático, desativando as ações automáticas.

1.5.2.3. Sismo por análise modal espectral – cálculo dinâmico

No caso do cálculo dinâmico, o método de análise dinâmica que o programa considera como geral é a análise modal espectral, para a qual será necessário definir:

- Aceleração de cálculo em relação a g (aceleração da gravidade).
- Ductilidade da estrutura.
- Número de modos a calcular.
- Coeficiente quase-permanente de sobrecarga.
- Espectro de acelerações de cálculo.

O software necessita do espectro de acelerações de cálculo, este pode ser introduzido ou pode-se selecionar da biblioteca. A definição de cada espectro realiza-se por coordenadas (X: período T; Y: Ordenada espectral $\alpha(T)$) podendo-se visualizar a forma do gráfico criado. Para a definição do espectro normalizado de resposta elástica, o utilizador deve conhecer os fatores que o influenciam (tipo de sismo, tipo de terreno, amortecimento, etc.). Estes fatores devem estar incluídos na ordenada espectral, também chamada fator de amplificação, referentes ao período T.

Quando numa construção se especificar qualquer tipo de ação sísmica dinâmica, o programa realiza, além do cálculo estático normal para cargas gravíticas e vento, uma análise modal espectral da estrutura. Os espectros de dimensionamento dependerão da norma e dos parâmetros selecionados. No caso da opção de análise modal espectral, o utilizador indica diretamente o espectro de dimensionamento.

Para efetuar a análise dinâmica o programa cria a matriz de massas e a matriz de rigidez para cada elemento da estrutura. A matriz de massas cria-se a partir da hipótese de carga permanente e das correspondentes sobrecargas multiplicadas pelo coeficiente quase-permanente. O **CYPECAD** trabalha com matrizes de massas concentradas, que são diagonais.

O passo seguinte consiste na condensação (simultânea com a união dos elementos) das matrizes de rigidez e massas completas da estrutura, para obter outras reduzidas e que unicamente contêm os graus de liberdade dinâmicos, sobre os quais se fará a decomposição modal. O programa efetua uma condensação estática e dinâmica, fazendo-se esta última pelo método simplificado clássico, no qual se supõe que apenas através dos graus de liberdade dinâmicos aparecerão forças de inércia.

Os graus de liberdade dinâmicos com que se trabalha são três por cada piso do edifício: duas translações sobre o plano horizontal, e a correspondente rotação sobre esse plano. Este modelo responde ao recomendado pela grande maioria de normas.

Dispõe-se de uma matriz de rigidez e outra de massas, ambas reduzidas, e com o mesmo número de linhas/colunas. Cada uma delas representa um dos graus de liberdade dinâmicos anteriormente descritos. O seguinte passo é a decomposição modal, que o programa resolve através de um método iterativo, e cujo resultado são os valores próprios e vetores próprios correspondentes à diagonalização da matriz de rigidez com as massas.

O sistema de equações a resolver é a seguinte:

$$[K - \omega^2 \cdot M] = 0.0 \text{ (determinante nulo)}$$

sendo:

K, matriz de rigidez

M, matriz de massas

$$[K - \omega^2 \cdot M] \cdot [\phi] = 0.0 \text{ (sistema homogéneo indeterminado)}$$

sendo:

- ω^2 , valores próprios do sistema
- ω , frequências naturais próprias do sistema dinâmico
- ϕ , vetores próprios do sistema ou modos de vibração condensados.

Da primeira equação pode-se obter um número máximo de soluções (valores de ω) igual ao número de graus de liberdade dinâmicos assumidos. Para cada uma destas soluções (valores próprios) obtém-se o correspondente vetor próprio (modo de vibração). No entanto, raramente é necessário obter o número máximo de soluções do sistema, e calculam-se apenas as mais representativas no número indicado pelo utilizador como número de modos de vibração que intervêm na análise. Ao indicar esse número, o programa seleciona as soluções mais representativas do sistema, que são as que mais massa deslocam, e que correspondem às frequências naturais de vibração maiores.

A obtenção dos modos de vibração condensados (também chamados vetores de coeficientes de forma) é a resolução de um sistema linear de equações homogéneo (o vetor de termos independentes é nulo) e indeterminado (ω^2 calculou-se para que o determinante da matriz de coeficientes seja nulo). Por isso, esse vetor representa uma direção ou modo de deformação e não valores concretos das soluções.

A partir de modos de vibração, o programa obtém os coeficientes de participação para cada direção (τ_i) da seguinte forma:

$$\tau_i = [\phi_i]^T \cdot [M] \cdot \frac{[J]}{[\phi_i]} \cdot [M] \cdot [\phi_i]$$

sendo:

$i = 1, \dots, n^\circ$ de modos calculados

[J], vetor que indica a direção de atuação do sismo

Por exemplo, para sismo em direção x:

$$[J] = [100100100 \dots 100]$$

Uma vez obtidas as frequências naturais de vibração, entra-se no espectro de dimensionamento selecionado, com os parâmetros de ductilidade, amortecimento, etc., e obtém-se a aceleração de dimensionamento para cada modo de vibração e cada grau de liberdade dinâmico.

O cálculo destes valores faz-se da seguinte forma:

$$a_{ij} = \phi_{ij} \cdot \tau_i \cdot a_{ci}$$

sendo:

i , cada modo de vibração

j , cada grau de liberdade dinâmico

a_{ci} , aceleração de cálculo para o modo de vibração i

$$a_{ci} = \frac{\alpha(\tau_i) \cdot a_c}{\mu}$$

Os deslocamentos máximos da estrutura, para cada modo de vibração e grau de liberdade j de acordo com o modelo linear equivalente, obtém-se como se segue:

$$U_{ij} = \frac{a_{ij}}{\omega_i^2}$$

Por conseguinte, para cada grau de liberdade dinâmico, obtém-se um valor de deslocamento máximo em cada modo de vibração. Isto equivale a um problema de deslocamentos impostos, que se resolve para os outros graus de liberdade (não dinâmicos), através da expansão modal ou substituição "para trás" dos graus de liberdade previamente condensados.

Obtém-se, finalmente, uma distribuição de deslocamentos e esforços sobre toda a estrutura, para cada modo de vibração e para cada ação dinâmica, com a qual se finaliza a análise modal espectral propriamente dita.

Para a sobreposição modal, através da qual se obtém os valores máximos de um esforço, deslocamento, etc., numa ação dinâmica dada, o programa usa o método CQC, calcula um coeficiente de união modal dependente da relação entre os períodos de vibração dos modos a combinar. A formulação desse método é a seguinte:

$$x = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot X_i \cdot X_j}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot r^{3/2}}{(1+r) \cdot (1-r)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot r \cdot (1+r)}$$

onde:

$$r = \frac{T_i}{T_j}$$

T, período de vibração

ζ, razão de amortecimento, uniforme para todos os modos de vibração

x, esforço ou deslocamento resultante

X_i, X_j, esforços ou deslocamentos correspondentes aos modos a combinar

Para os casos nos quais se requer a avaliação de esforços máximos concomitantes, o CYPECAD faz uma sobreposição linear dos distintos modos de vibração, de forma que para uma ação dinâmica dada, se obtêm na realidade n conjuntos de esforços, onde n é o número de esforços concomitantes que se necessitam. Por exemplo, se estiver a calcular o dimensionamento de pilares de betão, trabalha-se com três esforços simultaneamente: esforço axial, momento fletor no plano xy e momento fletor no plano xz. Neste caso, ao solicitar a combinação com uma ação dinâmica, o programa fornecerá para cada combinação que a inclua, três combinações distintas: uma para o esforço axial máximo, outra para o momento fletor no plano xy máximo e outra para o momento fletor no plano xz máximo. Além disso, as distintas combinações criadas multiplicam-se por ±1, uma vez que o sismo pode atuar em qualquer um dos dois sentidos.

Os efeitos de segunda ordem podem-se considerar se desejar, ativando essa consideração de forma facultativa, uma vez que o programa não o faz de forma automática.

Realizado o cálculo, pode-se consultar para cada modo o período, o coeficiente de participação, em cada direção de cálculo X, Y, e o que se denomina coeficiente sísmico, que é o espectro de deslocamentos obtidos como S_d:

$$S_d = \frac{\alpha(T)}{\omega^2 \mu}$$

onde:

α(T), ordenada espectral

ω, frequência angular = 2π/T

μ, ductilidade

1.5.2.4. Efeitos da torção

Quando se realiza um cálculo dinâmico, obtém-se o momento e o esforço transversal total, devido à ação sísmica sobre o edifício. Dividindo ambos, obtém-se a excentricidade em relação ao centro de massas. Dependendo da norma de ações sísmicas de cada país selecionada, compara-se com a excentricidade mínima que essa norma especifica, e se for menor, amplifica-se o modo de rotação, de tal forma que pelo menos se obtenha essa excentricidade mínima.

Se optar por analisar o sismo da estrutura de forma genérica (Análise modal espectral), a excentricidade mínima que o programa considera é 5% do comprimento do edifício, na direção perpendicular à ação do sismo.

Isto é importante, sobretudo em estruturas simétricas.

1.5.2.5. Esforço transversal basal

Quando o esforço transversal basal obtido pela ação sísmica dinâmica for inferior a 80% do esforço transversal basal estático, amplificar-se-á nessa proporção, para que não seja menor.

1.5.2.6. Consideração de efeitos de 2ª ordem (PΔ)

De forma facultativa pode-se considerar, quando se define ação de vento ou sismo, o cálculo da amplificação de esforços produzidos pela atuação de tais cargas horizontais. É aconselhável ativar esta opção no cálculo.

O método está baseado no efeito P-delta devido aos deslocamentos produzidos pelas ações horizontais, abordando de forma simples os efeitos de segunda ordem a partir de um cálculo de primeira ordem, e um comportamento linear dos materiais, com características mecânicas calculadas com as secções brutas dos materiais e o seu módulo de elasticidade secante.

Sob a ação horizontal, em cada piso i , atua uma força H_i , a estrutura deforma-se, e produzem-se deslocamentos Δ_{ij} ao nível de cada pilar. Em cada pilar j , e ao nível de cada piso, atua uma carga de valor P_{ij} para cada ação gravítica, transmitida pela laje ao pilar j no piso i (Fig. 1.15).

Define-se um momento derrubador M_H devido à ação horizontal H_i , à cota z_i em relação à cota 0.00, ou nível sem deslocamentos horizontais, em cada direção de atuação:

$$M_H = \sum H_i \cdot z_i$$

onde:

i , número do piso

j , número do pilar

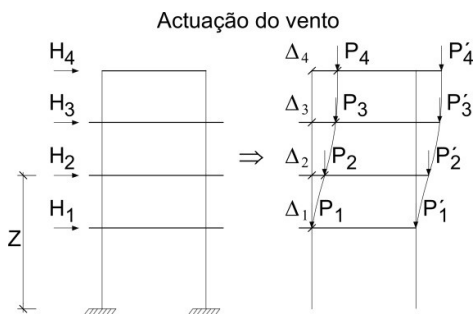


Fig. 1.15

Da mesma forma define-se um momento por efeito P-delta, $M_{P\Delta}$, devido às cargas transmitidas pelas lajes aos pilares P_{ij} , para cada uma das ações gravíticas (k) definidas, para os deslocamentos Δ_i devidos à ação horizontal.

$$M_{P\Delta k} = \sum_i \sum_j P_{ij} \cdot \Delta_i$$

sendo:

k , para cada ação gravítica (permanente, sobrecarga)

Se calcular o coeficiente $C_K = \frac{M_{P\Delta k}}{M_{HK}}$, que é o índice de estabilidade, para cada hipótese gravítica e para cada direção da ação horizontal, pode-se obter um coeficiente amplificador do coeficiente de majoração das hipóteses devidas às ações horizontais para todas as combinações nas quais atuam essas ações horizontais. Este valor denomina-se γ_z e calcula-se como:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - (\sum \gamma_{fgi} \cdot C_i + \sum \gamma_{fqj} \cdot C_j)}$$

sendo:

γ_{fgi} , coeficiente de majoração de cargas permanentes da hipótese i

γ_{fqj} , coeficiente de majoração de cargas variáveis da hipótese j

γ_z , coeficiente de estabilidade global.

Para o cálculo dos deslocamentos devidos a cada hipótese de ações horizontais, deve-se recordar que se realizou um cálculo de primeira ordem, com as secções brutas dos elementos. Se se estiver a calcular os esforços para o dimensionamento em estados limites últimos, pareceria lógico que o cálculo dos deslocamentos em rigor se fizesse com as secções fendilhadas e homogeneizadas, o que é bastante complexo, dado que supõe a não-linearidade dos materiais, geometria e estados de carga. Isto torna-o inabordável do ponto de vista prático com os meios normais disponíveis para o cálculo. Por conseguinte, deve-se estabelecer uma simplificação, que consiste em supor uma redução das rigidezes das secções, o que implica um aumento dos deslocamentos, visto que são inversamente proporcionais. O programa solicita como dado o aumento ou "fator multiplicador dos deslocamentos" para ter em conta essa redução da rigidez.

Neste ponto não existe só um critério, pelo que se deixa ao juízo do utilizador a consideração de um valor ou de outro em função do tipo de estrutura, grau de fendilhação estimado, outros elementos rigidizantes, núcleos, escadas, etc., que na realidade podem inclusivamente reduzir os deslocamentos calculados.

No Brasil é habitual considerar um coeficiente redutor do módulo de elasticidade longitudinal de 0.90 e supor um coeficiente redutor da inércia fissurada em relação à bruta de 0.70. Assim, a rigidez reduz-se no seu produto:

$$\text{Rigidez reduzida} = 0.90 \times 0.70 \times \text{Rigidez bruta} = 0.63 \times \text{Rigidez bruta}$$

Como os deslocamentos são inversos à rigidez, o fator multiplicador dos deslocamentos é igual a $1/0.63 = 1.59$, valor que se introduz como dado no programa. Como norma de boa prática deve-se considerar que se $\gamma_z > 1.2$, se deve tornar a estrutura mais rígida nessa direção, já que esta é muito deformável e pouco estável. Se $\gamma_z < 1.1$, o seu efeito será pequeno e praticamente desprezável.

Na nova norma NB-1/2000, de forma simplificada recomenda-se amplificar para $1/0.7 = 1.43$ os deslocamentos e limitar o valor de γ_z a 1.3.

No Código Modelo CEB-FIP 1990 aplica-se um método de amplificação de momentos que recomenda, na falta de um cálculo mais preciso, reduzir as rigidezes em 50% o que é o mesmo que considerar um coeficiente amplificador dos deslocamentos igual a $1/0.50 = 2.00$. Para esse pressuposto pode-se considerar que se $\gamma_z > 1.50$, deve-se rigidificar mais a estrutura nessa direção, uma vez que esta é muito deformável e pouco estável. Ao contrário, se $\gamma_z < 1.35$, o seu efeito será pequeno e praticamente desprezável.

Na norma ACI-318-95 existe o índice de estabilidade Q por piso, não para a totalidade do edifício, embora se pudesse estabelecer uma relação com o coeficiente de estabilidade global se os pisos fossem muito similares, relacionando-os através:

$$\gamma_z: \text{coeficiente de estabilidade global} = 1/(1-Q)$$

Quanto ao limite que estabelece para a consideração do piso como intranslacional, o que neste caso seria o limite para a sua consideração ou não, diz-se que $Q = 0.05$, isto é: $1 / 0.95 = 1.05$

Para este caso, supõe calculá-lo e tê-lo em conta sempre que se supere tal valor, o que definitivamente conduz a considerar o cálculo praticamente sempre e amplificar os esforços por este método.

Quanto ao coeficiente multiplicador dos deslocamentos indica-se que, dado que as ações horizontais são temporárias e de curta duração, pode-se considerar uma redução da ordem dos 70% da inércia, e como o módulo de elasticidade é menor (0.8), isto é, um coeficiente amplificador dos deslocamentos de $1 / (0.7 \times 0.8) = 1.78$ e, de acordo com o coeficiente de estabilidade global, não superar o valor 1.35 seria o razoável.

Pode-se considerar que o critério do código modelo seria recomendável e fácil de recordar, assim como aconselhável em todos os casos a sua aplicação:

$$\begin{aligned} \text{Coeficiente multiplicador dos deslocamentos} &= 2 \\ \text{Limite para o coeficiente de estabilidade global} &= 1.5 \end{aligned}$$

É verdade que, por outro lado, existem sempre nos edifícios elementos rigidificadores, fachadas, escadas, muros, etc., que asseguram uma menor deformabilidade perante as ações horizontais que as calculadas. O programa deixa em 1.00 o coeficiente multiplicador dos deslocamentos. Fica ao critério do projetista a sua modificação, dado que nem todos os elementos se podem discretizar no cálculo da estrutura.

Uma vez terminado o cálculo, na janela **Dados obra**, no Vento e Sismo premindo no botão **Com Efeitos de Segunda Ordem** e seguidamente em **Fatores de Amplificação**, podem-se consultar os valores calculados para cada uma das combinações e imprimir uma informação com os resultados na opção **Listagens**, vendo o máximo valor do coeficiente de estabilidade global em cada direção.

Pode mesmo dar-se o caso da estrutura não ser estável, em cujo caso se emite uma mensagem antes de terminar o cálculo, na qual se adverte que existe um fenómeno de instabilidade global. Isto produzir-se-á quando o valor γ_z tender para ∞ , ou, o que é o mesmo na fórmula, que se converte em zero ou negativo porque:

$$\sum (\gamma_{tj} \cdot C_i + \gamma_{tqj} \cdot C_j) \geq 1$$

Pode-se estudar para vento e/ou sismo e é sempre aconselhável o seu cálculo, como método alternativo de cálculo dos efeitos de segunda ordem, sobretudo para estruturas não contraventadas.

Convém recordar que a ação de sobrecarga considera-se na sua totalidade, e dado que o programa não realiza nenhuma redução de sobrecarga de forma automática, pode ser conveniente repetir o cálculo reduzindo previamente a sobrecarga, o que apenas seria válido para o cálculo dos pilares.

Dada a dificuldade no cálculo dos coeficientes de encurvadura a partir da determinação das rigidezes das barras em cada extremidade do pilar, considera-se suficientemente seguro considerar coeficientes de encurvadura iguais a 1, com o qual se calcula a excentricidade fictícia ou adicional de segunda ordem como barra isolada, mais o efeito amplificador P-delta do método considerado. Desta forma obtêm-se bons resultados, dentro do campo das esbeltezas que cada norma estabelece.

Deixa-se ao critério do utilizador tomar a decisão a este respeito, dado que é um método alternativo. Se for o caso, poderá optar pela aplicação rigorosa da norma correspondente.

1.6. Materiais a utilizar

Todos os materiais se selecionam de listas do software, cujas características estão definidas em arquivos.

1.6.1. Betão em fundações, lajes, vigas, pilares e muros

Existe um arquivo que contém uma lista de betões definidos pela sua resistência característica, coeficiente de minoração, módulo de elasticidade secante e coeficiente de Poisson, de acordo com a norma.

O betão pode ser diferente em cada tipo de elemento. Além disso, em pilares pode fazer-se distinção por piso. Estes valores correspondem aos admitidos com maior frequência na norma.

1.6.2. Aço em varões em fundações, lajes, vigas, pilares e muros

Existe um arquivo que contém uma lista de aços definidos pelo seu limite elástico, coeficiente de minoração e módulo de elasticidade, de acordo com a norma.

Pode distinguir-se pela sua posição na secção e tipo de elemento.

1.6.3. Aço em pilares metálicos, vigas metálicas e placas de amarração

O software permite o uso de perfis metálicos, em cujo caso se deve indicar o tipo de aço a utilizar. Existe uma biblioteca de aços caracterizados pelo seu módulo de elasticidade, limite elástico, coeficiente de Poisson, bem como outros parâmetros necessários para o cálculo. Podem-se utilizar perfis de aço enformados, assim como aços laminados e compostos. Para as placas e pernos de amarração, a colocar no arranque dos pilares metálicos, existe também uma biblioteca de aços.

1.6.4. Materiais em Estruturas 3D integradas

Os materiais a utilizar em **Estruturas 3D integradas** são o aço, madeira, alumínio, betão e material genérico, estão, à semelhança dos materiais já referidos, disponíveis para seleção numa biblioteca, em **Obra> Dados gerais**. Contêm internamente as suas características mecânicas, com exceção do material genérico, neste caso o utilizador deverá definir algumas das suas características.

1.7. Estados limites

As combinações estabelecem-se de acordo com as ações sobre a estrutura, com o tipo de utilização da estrutura, assim como com o método de cálculo a utilizar.

1.7.1. Método de cálculo

Para cálculo das combinações utiliza-se o método dos **Estados Limites** ou o de aplicação para cada norma selecionada.

1.7.2. Materiais

Os coeficientes que se aplicam aos materiais utilizados são os definidos para cada norma.

1.7.3. Ações

Os coeficientes são definidos de acordo com a origem e utilização da construção.

Os efeitos das ações podem ser favoráveis ou desfavoráveis.

Estes valores são estabelecidos para cada combinação. Para isso o software considera as combinações definidas no ficheiro correspondente, que é editável e modificável pelo utilizador.

1.7.4. Combinações

Definidas as ações que intervêm num projeto, e conforme a norma a aplicar, é necessário verificar um conjunto de estados, que pode exigir a verificação de equilíbrio, tensões, rotura, fendilhação, deformações, etc. Tudo se resume à verificação aos estados limites, que também podem ser função do material a utilizar. Para cada um desses estados define-se um conjunto de combinações, com os correspondentes coeficientes. O software fornece numa biblioteca editável e modificável pelo utilizador, após a seleção por parte do utilizador, verificam-se os seguintes estados:

- **E.L.U. Betão.** Dimensionamento de secções.
- **E.L.U. Betão em Fundações.** Dimensionamento de secções.
- **E.L.S. Tensões sobre o Terreno.** Verificação de tensões no terreno.
- **E.L.S. Deslocamentos.** Obtenção de deslocamentos máximos na estrutura.
- **E.L.U. Aço Laminado e Composto.** Dimensionamento de secções.
- **E.L.U. Aço Enformado.** Dimensionamento de secções.
- **E.L.U. Madeira.** Dimensionamento de secções.
- **E.L.U. Alumínio.** Dimensionamento de secções.

Por conseguinte, podem-se definir grupos de combinações e ativar os estados que se desejam verificar no cálculo, para determinada norma, e as combinações e coeficientes a utilizar.

1.7.5. Estados limites últimos

Definem-se para a verificação e dimensionamento de secções e será habitual indicar grupos de combinações para Betão, Aços Laminados, Compostos, Enformados, Madeira e Alumínio. Não se contemplam em normas que utilizam tensões admissíveis.

Para as distintas situações de projeto, as combinações de ações definem-se de acordo com os seguintes critérios:

Situações não sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{p,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{a,i} Q_{k,i}$$

Situações sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_A A_E + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{a,i} Q_{k,i}$$

onde:

G_k , ação permanente

Q_k , ação variável

A_E , ação sísmica
 $\gamma_{G,i}$, coeficiente parcial de segurança das ações permanentes
 $\gamma_{Q,1}$, coeficiente parcial de segurança da ação variável principal
 $\gamma_{Q,i}$, coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento
 $\gamma_{A,i}$, coeficiente parcial de segurança da ação sísmica
 $\psi_{P,1}$, coeficiente de combinação da ação variável principal
 $\psi_{A,i}$, coeficiente de combinação das ações variáveis de acompanhamento
 ($i > 1$), para situações não sísmicas
 ($i \geq 1$), para situações sísmicas

Para cada situação de projeto e estado limite último, os coeficientes que se utilizam são os indicados para cada material e utilização, em cada norma de aplicação. O programa gera-os automaticamente.

Em betão armado efetuam-se verificações de deformações e de fendilhação de forma opcional. O utilizador deve definir os coeficientes das combinações específicas para estes casos de acordo com a norma.

1.7.6. Ações características

Com este nome indicam-se as combinações de ações características para os estados a verificar conforme a norma correspondente os contemple, considerando as ações como nominais, e servem para criar grupos de combinações para verificar estados de tensões admissíveis ou deformações.

O utilizador deve definir os coeficientes das combinações específicas para estes casos de acordo com a norma.

1.7.7. Dados gerais da obra

O utilizador deve definir os dados gerais da obra, referem-se seguidamente os mais relevantes.

1.7.7.1. Descrição

Descrição da obra (2 linhas).

1.7.7.2. Normas

Normas de aplicação em betão armado e aço (laminado e enformado), madeira, alumínio, muros de alvenaria e lajes mistas.

1.7.7.3. Betão Armado

- Betão em lajes e vigas.
- Betão em fundações, dados de fundação com vinculação exterior.
- Betão em pilares e paredes. Pode ser diferente em cada piso.
- Betão em muros. Pode ser diferente em cada piso.
- Características de muros de alvenaria:

Módulo de elasticidade E;

Módulo de elasticidade transversal G;

Peso específico;

Tensão de cálculo em compressão e tração;

Considerar a rigidez ao esforço transversal;

Para blocos de betão seleciona-se o tipo de argamassa e resistência da alvenaria, bem como o aço para varões de treliças.

- Aço em armaduras em pilares, paredes e muros:

Varões verticais e horizontais;

Estribos.

- Aço em armaduras em vigas de piso:
 - Negativos;
 - Positivos;
 - Montagem;
 - Alma;
 - Estribos.
- Aço em armaduras em lajes de piso:
 - Punçoamento e transverso;
 - Negativos;
 - Positivos;
 - Negativos nervuras;
 - Positivos de nervuras;
 - Escadas.
- Aço em armaduras em vigas de fundação:
 - Reforço inferior;
 - Superior;
 - Inferior;
 - Alma;
 - Estribos;
 - Vigas de equilíbrio/lintéis.
- Aço em armaduras em lajes de fundação:
 - Punçoamento e transverso;
 - Superior;
 - Inferior.
- Aço em armaduras em sapatas e maciço de estacas:
 - Sapatas;
 - Maciços.

1.7.7.4. Perfis

- Aço em perfis para vigas e pilares metálicos:
 - Aço enformado a frio;
 - Aço laminado a quente.
- Madeira:
 - Serrada;
 - Lamelada;

Classe de resistência.

- Alumínio extrudido:

Liga;

Têmpera.

1.7.7.5. Ação do vento

Seleciona-se a norma a aplicar.

Podem-se definir cargas adicionais associadas às ações de vento, caso não se gerem automaticamente.

1.7.7.6. Ação de sismo

Se existir sismo, os dados serão conforme a seleção da norma de aplicação.

Podem-se definir cargas adicionais associadas às ações do sismo, caso não se gerem automaticamente.

1.7.7.7. Resistência ao fogo

Para cada grupo e elemento estrutural define-se o revestimento (se existir), a resistência requerida e se a laje cumpre a função de compartimentação.

1.7.7.8. Ações adicionais

Cargas especiais a definir como pontuais, lineares e superficiais adicionadas às gerais.

O software gera de forma automática a partir dos dados introduzidos as seguintes cargas, resultantes das ações permanente e variáveis:

- Cargas permanentes: peso próprio de lajes, vigas, revestimentos e paredes divisórias.
- Sobrecarga definida nos dados de grupos.
- Vento conforme norma.
- Sismo conforme norma.

Para definir outras cargas (tanto pontuais como lineares ou superficiais) que se incorporem a estas ações gerais, devem-se criar em primeiro as ações a que dizem respeito. Por defeito, está sempre definida a ação permanente e sobrecarga.

Para criar ações para alternância de sobrecarga, isto é, que não atuam simultaneamente nas várias combinações, devem-se definir tantas ações adicionais quantas as cargas independentes a considerar. Também pode usar as disposições de carga dentro de cada ação.

As combinações geram-se de forma automática a partir das hipóteses definidas.

Ao introduzir as cargas especiais, quer sejam lineares, pontuais ou superficiais, deve-se selecionar a ação à qual se associa a carga, isto é, a que hipótese de ação pertence.

1.7.7.9. Estados limites, seleção do grupo de combinações

Seleciona-se o grupo correspondente a cada estado a calcular.

- Betão.
- Betão em fundações.
- Aços enformados.
- Aços laminados.
- Madeira.
- Alumínio.

- Tensões do Terreno.
- Deslocamentos.

1.7.7.10. Coeficientes de encurvadura

- Pilares de betão e mistos.
- Pilares de aço.
- Pilares de madeira.

Estes coeficientes podem-se definir por piso e por cada pilar independentemente. O programa assume o valor α igual a 1 (também chamado β em algumas normas) por defeito, devendo o utilizador alterá-lo se assim o entender, de acordo com o tipo de estrutura e ligações do pilar com vigas e lajes em ambas direções.

Considere-se o caso seguinte, pretende-se determinar os valores do coeficiente de encurvadura num pilar que se encontra sem travamento em vários pisos consecutivos, neste caso o pilar pode encurvar em toda a sua altura.

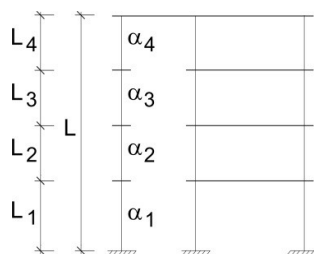


Fig. 1.16

Deve-se ter em atenção que o software dimensiona o pilar para cada tramo, ou piso, considerando para efeitos de esbelteza o comprimento de encurvadura, l_0 , que resulta de multiplicar o valor do maior α , definido para cada um dos tramos que se encontram sem travamento, pelo somatório dos comprimentos dos mesmos tramos:

$$\alpha = \text{MAX}(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \dots)$$

$$l = \sum l_i = (l_1, l_2, l_3, l_4, \dots)$$

logo $l_0 = \alpha \cdot l$, tanto na direção X como Y local do pilar, com os respetivos valores.

Quando um pilar estiver desligado numa única direção em vários pisos consecutivos, o software tomará para cada tramo, em cada piso i , $l_{0i} = \alpha_i \cdot l_i$, desconhecendo o facto do pilar se encontrar sem travamento. Por isso, para que se considere este facto é necessário indicar o valor de α_i , de modo que:

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=1}^n l_j}{l_i} \cdot \alpha$$

em que α é o coeficiente de encurvadura total, no exemplo, $\alpha_3 = \frac{l_1 + l_2 + l_3 + l_4}{l_3} \cdot \alpha$, por conseguinte, quando o software calcula o comprimento de encurvadura do piso 3, calculará:

$$l_{03} = \alpha_3 \cdot l_3 = \frac{l_1 + l_2 + l_3 + l_4}{l_3} \cdot \alpha \cdot l_3 = (l_1 + l_2 + l_3 + l_4) \cdot \alpha = \alpha \cdot l$$

A altura que se considera para efeitos de cálculo à encurvadura é a altura livre do pilar, isto é, a altura do piso menos a altura da viga ou laje de maior altura que apoia no pilar.

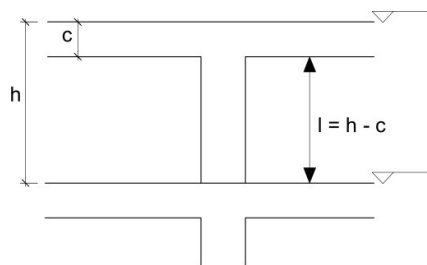


Fig. 1.17

O valor final de α de um pilar é o produto do α do piso pelo α do tramo.

Fica ao critério do utilizador a definição dos valores de α para cada direção, visto que as diferentes normas não indicam a determinação de tais coeficientes para além do caso de pórticos. Note-se que o comportamento espacial de uma estrutura não corresponde aos modos de encurvadura de um pórtico.

1.7.8. Pisos/Grupos (Entrada de pilares)

- Nome do piso.
- Alturas entre pisos.
- Sobrecarga.
- Revestimentos e paredes divisórias.
- Cota do nível de fundação.
- Grupos de pisos, agrupamento de pisos.

Indicam-se quais são os revestimentos e paredes divisórias, bem como as sobrecargas globais de cada grupo. O peso próprio dos elementos estruturais como lajes maciças, vigas, pilares, paredes e muros é calculado automaticamente, não se deve introduzir.

Ao definir as alturas (h) dos pisos, define-se a diferença entre os níveis superiores das lajes. As cotas são calculadas pelo software a partir dos dados indicados.

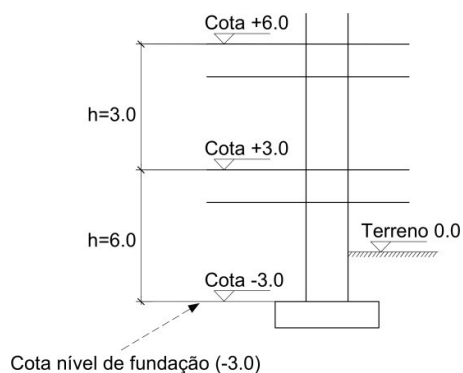


Fig. 1.18

1.7.9. Dados gerais de pilares, arranques e paredes (Entrada de pilares)

1.7.9.1. Pilares

- Tipo de pilar (de betão ou metálicos).
- Secção em cada piso.
- Referência.

- Ângulo de rotação.
- Arranque em fundação (com vinculação exterior) ou apoio (sem vinculação exterior) e piso onde termina. Se o pilar arrancar numa viga ou laje de fundação, deve-se definir sem vinculação exterior.
- Coeficientes de encastramento no topo e base.
- Coeficientes de encurvadura em cada piso e em ambas direções X e Y locais.
- Se o pilar for metálico, indica-se o tipo e série da biblioteca de perfis selecionada, e além disso, pode-se calcular a placa de amarração no arranque, em cujo caso se indicará a qualidade do aço na placa e nos pernos.
- Desnível e altura do apoio, no caso de existir.

1.7.9.2. Arranques

É possível definir unicamente o arranque do pilar (com altura zero), para cálculo de fundações, definindo unicamente as cargas no topo do pilar.

1.7.9.3. Paredes B.A.

- Nome.
- Grupo inicial e final.
- Lados e vértices.
- Espessuras em cada piso à esquerda e à direita do eixo do lado.

O primeiro vértice definido é o ponto fixo de inserção embora seja possível variar a sua posição. A seguir definem-se as paredes selecionando:

- Tipo parede.
- Referência.
- Ângulo.

As paredes têm a mesma geometria em planta, podendo variar em altura apenas a sua espessura. Não se podem apoiar em pilares, nem arrancar pilares das mesmas, são pois de geometria constante, e pensadas como elementos de travamento horizontal do edifício.

1.7.9.4. Cargas horizontais em pilares

Define-se o tipo de carga, a origem da ação e o ponto de aplicação.

Podem-se definir cargas horizontais em pilares com as seguintes características:

- Tipos de cargas: pontual, uniforme e em faixa.
- Origem da ação: as definidas na obra (permanente, sobrecarga, vento, sismo).
- Ponto de aplicação: em qualquer cota do pilar.
- Direção: em eixos locais ou gerais, segundo X ou Y.

1.7.9.5. Cargas verticais em pilares

Pode-se definir no topo do último piso de qualquer pilar, cargas (N, Mx, My, Qx, Qy, T) referentes aos eixos gerais do pilar, para qualquer ação, adicionais às obtidas no cálculo, de acordo com a seguinte convenção de sinais:

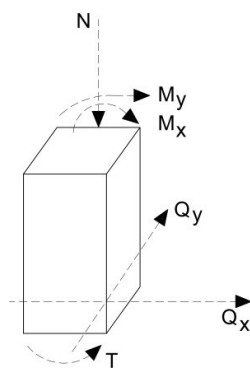


Fig. 1.19

Existem outros dados que se podem consultar e modificar.

1.7.10. Dados dos pisos (Entrada de vigas)

Para cada grupo de pisos é necessário precisar de forma gráfica a geometria da planta, a partir dos pilares e paredes definidos anteriormente.

1.7.10.1. Vigas, apoios exteriores e vigas de fundação

Escolhe-se a sua tipologia e introduzem-se as dimensões das mesmas.

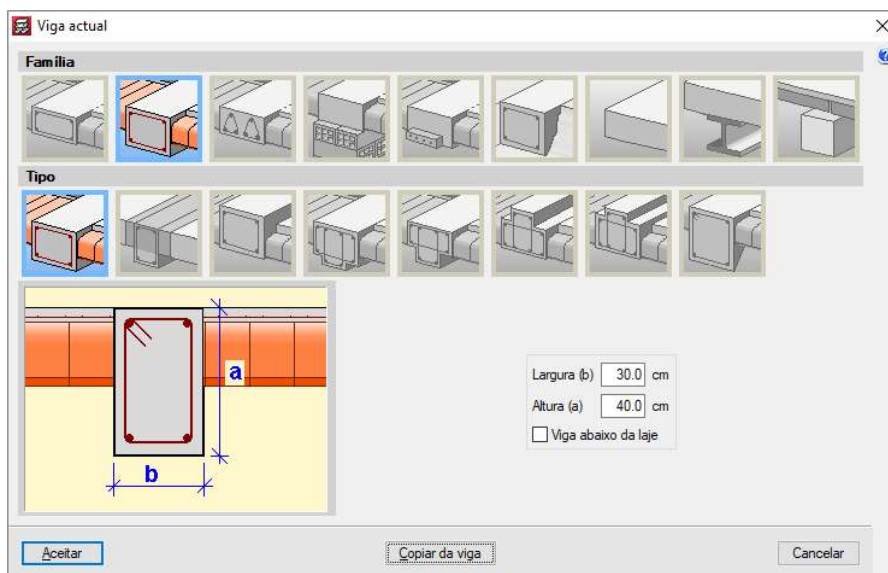


Fig. 1.20

É possível definir um coeficiente de encastramento nos bordos das vigas. O valor varia entre 0, articulado e 1, encastrado. Qualquer pano de laje que se una a esse bordo de viga ficará afetado por esse coeficiente.

Também se podem introduzir articulações nos extremos de qualquer tramo de viga, na sua união com pilares, paredes ou outras vigas.

Se a viga for de fundação, pede-se o módulo de Winkler e a tensão admissível do terreno.

Se a viga é mista, introduzem-se as características dos perfis e conectores se existirem.

1.7.10.2. Muros

Podem-se definir dois tipos de muro: muros de betão armado e muros de alvenaria.

Os muros de betão armado podem receber impulsos horizontais do terreno. Os muros de alvenaria são de tijolo ou blocos de betão, recebem e transmitem cargas, mas não impulsos.

Dependendo do tipo de muros é necessário definir dados como:

- Grupo inicial onde arranca.
- Grupo final onde termina.
- Espessuras em cada piso.
- Ações a associar ao impulso.
- Cota da rocha.
- Cota do nível freático.
- Cota do maciço terroso.
- Percentagem de evacuação por drenagem.
- Densidade aparente.
- Densidade submersa.
- Ângulo de atrito interno.
- Sobrecarga sobre o terreno.

Os apoios ou fundações podem-se realizar através das seguintes opções:

- Com vinculação exterior (encastramento, sapata contínua).
- Sem vinculação exterior (viga de fundação, sapata contínua ou apoio, este permite simular a ligação com uma laje de fundação).

Caso se escolha sem vinculação exterior, deve-se definir o módulo de Winkler do terreno. Por defeito o software atribui um valor elevado, de 100000 kN/m³, uma vez que se existirem pilares com vinculação exterior, podem-se produzir assentamentos diferenciais, o que não é real caso se faça um cálculo posterior das sapatas isoladas de pilares. Se toda a fundação for flutuante, dever-se-á colocar o módulo de Winkler correspondente ao tipo de terreno e dimensões das fundações.

Realmente não se devem colocar apoios com e sem vinculação exterior na mesma obra, inclusivamente o software emite uma mensagem de aviso, pois a obra deve ser analisada convenientemente a fim de determinar a viabilidade da opção.

1.7.10.3. Lajes de vigotas

Existem vários tipos de lajes de vigotas:

- Lajes de vigotas armadas.
- Lajes de vigotas pré-esforçadas.
- Lajes de vigotas in situ.
- Lajes de vigotas metálicas.
- Lajes de vigotas de madeira.
- Lajes de vigotas Joist.

Cada pano pode ser um tipo de laje diferente e a sua posição no piso pode ser definida perpendicularmente a vigas, paralelamente ou passando por dois pontos determinados.

A continuidade entre vigotas define-se colocando as vigotas de um pano no alinhamento das do pano contíguo. Copiando panos obtém-se continuidade entre eles. Modificando o ponto de passagem entre as vigotas pode-se eliminar a continuidade entre panos contíguos, sempre que a distância entre vigotas for maior que o comprimento de uma barra curta (valor definido por defeito como sendo 0.20 m, ver opção

Coefficientes redutores de rigidez à torção). Produz-se o mesmo efeito de continuidade, se no prolongamento de uma vigota existir uma viga ou apoio.

Depois de definir um grupo plantas, podem-se copiar os seus dados para outro e efetuar modificações necessárias.

Na opção **Dados de laje** podem-se definir desníveis entre lajes para efeitos de desenho e pormenorização de armadura de lajes e vigas, afetando a altura dos elementos de apoio que suportam a laje, como a viga de transição de cota. Se a viga for rasa, converter-se-á em viga alta. A opção deve ser utilizada com a devida análise de resultados uma vez que não se considera a flexão transversal na viga. Sugere-se a consulta dos pormenores construtivos e a verificação manual dos estribos, bem como a amarração da armadura transversal à viga.

Em **Dados de laje** podem-se consultar e modificar os momentos mínimos negativos e positivos para vigotas.

O software permite a utilização de vigota simples, dupla e tripla.

Pode-se definir um coeficiente de encastramento em bordos ou extremos de vigotas. O zero corresponde a articulado, o um corresponde a encastrado, sendo este último o valor por defeito.

1.7.10.4. Lajes mistas

As lajes mistas definem-se como cofragem perdida ou como chapa colaborante. Admite-se a definição de desníveis entre panos de laje, a definição de coeficiente de encastramento em bordos ou extremos e a consulta ou modificação dos momentos mínimos negativos e positivos.

1.7.10.5. Lajes alveoladas

Para a criação de uma laje alveolada é necessário definir os seus dados geométricos e características mecânicas, tais como:

- Nome, para identificar a ficha por oito dígitos.
- Descrição, nome da laje.
- Altura total da laje, a altura total da laje e a camada de compressão.
- Largura dos painéis da laje.
- Espessura da camada de compressão.
- Largura mínima da laje, trata-se do menor valor que se permite obter por corte longitudinal de uma laje tipo, como consequência das dimensões da laje, ao chegar a um bordo, sendo normalmente uma laje especial de largura menor que a laje tipo. A largura que se obtém dessa última laje especial está compreendida entre o valor tipo ou largura de laje e essa largura mínima.
- Entrega mínima e máxima, quando a laje não tem geometria retangular e apresenta inclinação em relação à normal do apoio, a entrega é diferente em cada bordo da laje, podendo variar entre o mínimo e o máximo. Se superar o valor máximo, a laje bisela-se.
- Entrega lateral, valor da entrega lateral no apoio paralelo ou ligeiramente inclinado, na direção longitudinal da laje.
- Peso próprio, peso por metro quadrado da laje completa.
- Volume do betão, volume do betão de enchimento das juntas entre painéis e camada de compressão, se existir. Por defeito adota-se o da camada de compressão.
- Betão da laje, dado informativo para saber com que materiais se calcula a resistência da secção.
- Betão da camada de compressão e juntas, dado informativo para saber com que materiais se calcula a resistência da secção.
- Aço de armadura negativa, dado informativo para saber com que materiais se calcula a resistência da secção.

Para a flexão positiva da laje, definem-se os seguintes dados que devem contemplar o betão de enchimento de juntas e de camada de compressão, se existir:

- Momento último, é o momento máximo resistente.
- Momento de fendilhação, para o cálculo de flecha pelo método de Branson.
- Rigidez fendilhada, para o cálculo de flecha pelo método de Branson.
- Rigidez total, da secção composta laje-betão, utiliza-se para construir a matriz de rigidez das barras nas quais se discretiza a laje; momento de serviço, momento resistido segundo a classe de betão pré-esforçado, compara-se o momento de serviço de cálculo com o da ficha, caso não verifique o software selecciona outra laje.
- Esforço transversal último resistido pela secção total. Distingue-se consoante o momento de cálculo seja maior ou menor que o momento de descompressão.

Para a flexão negativa da laje, definem-se os seguintes dados:

- Diâmetro / Diâmetro / Separação: indicam-se duas colunas de diâmetros, que permite combinar dois diâmetros diferentes com um dado espaçamento.
- Momento último da secção tipo, momento negativo resistido pela secção para a armadura dada.
- Momento de fendilhação, para o cálculo de flecha pelo método de Branson.
- Rigidez total, para o cálculo de flecha pelo método de Branson.
- Rigidez fendilhada, para o cálculo de flecha pelo método de Branson.
- Esforço transversal último resistido pela secção para a armadura dada.

Para o processo construtivo pode-se adotar escoramento ou autoportante.

1.7.10.6. Lajes maciças

Define-se a altura da laje. A cada pano pode-se atribuir uma altura diferente. Pode-se aplicar um coeficiente de encastramento para qualquer pano de laje maciça ao nível dos seus bordos de apoio, que pode variar entre zero, articulado e um encastrado, assim como valores intermédios para simular semi-encastramento. Podem-se definir desníveis entre panos.

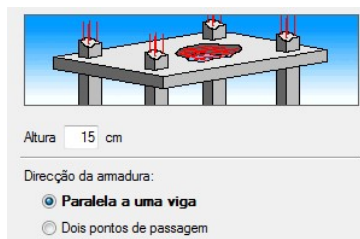


Fig. 1.21

É possível definir uma armadura base (Fig. 1.22) em cada direcção, superior e inferior, que será considerada no cálculo e dimensionamento da armadura.

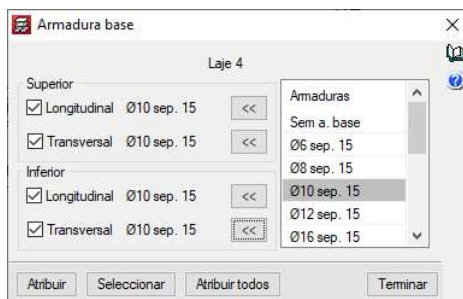


Fig. 1.22

A opção **Pormenorizar armadura base** permite desenhar a armadura e medir de acordo com o desenho. Se a opção não estiver seleccionada a medição será aproximada, uma vez que não contempla eventuais

sobreposições, para além de que o utilizador deve colocar nos desenhos referência a essa armadura, bem como todos os pormenores necessários à sua execução.

Se se ativar a opção **Pormenorizar armadura base**, poder-se-á ver a armadura base como um reforço mais, podendo-se editar e alterar. A armadura base inferior é sempre contínua, emendando-se nas zonas de máximo momento negativo. A armadura base superior não é contínua, apenas se coloca onde for necessária de acordo com o diagrama de momentos negativos. Em lajes de fundação, invertem-se as posições.

Nas lajes maciças de fundação, utilizadas por exemplo para ensoleiramentos deve-se definir para além da altura, o módulo de Winkler e tensão admissível. A armadura base em lajes de fundação determina-se em função da quantidade geométrica mínima definida nas opções de lajes de forma automática.

1.7.10.7. Lajes fungiformes aligeiradas

As lajes fungiformes aligeiradas são constituídas por panos nos quais se distinguem duas zonas: uma aligeirada e uma maciça.

A zona aligeirada define-se em primeiro lugar, seleccionando-a da biblioteca tipificada e editável de lajes. Os dados que contém são os seguintes (Fig. 1.23):

- Nome descritivo.
- Altura total.
- Espessura da camada de compressão.
- Tipo de aligeiramento: recuperável ou perdido.
- Número de peças que constituem o bloco de aligeiramento.
- Geometria da secção transversal: entre eixo ou distância entre nervuras, que pode ser igual ou diferente em X e Y, e largura da nervura, que pode ser variável em altura.
- Peso da laje.
- Volume de betão m^3/m^2 (valor de referência).

O peso da laje deve ser corretamente definido pelo utilizador, já que o que se apresenta por defeito é apenas um valor de referência.

Para introduzir a laje no pano indica-se no próprio pano o ponto de passagem da malha, que pode variar. A direção das nervuras poderá ser qualquer uma. É possível definir desníveis entre panos.

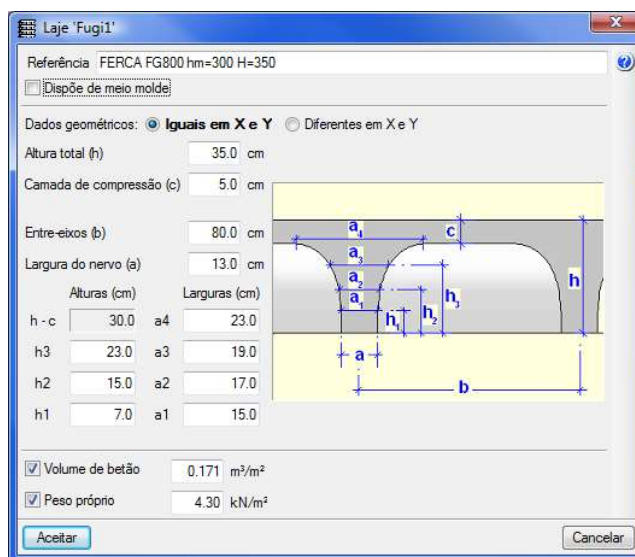


Fig. 1.23

A opção **Pormenorizar armadura base** permite desenhar a armadura e medir de acordo com o desenho. Se a opção não estiver selecionada a medição será aproximada, uma vez que não contempla eventuais sobreposições, para além de que o utilizador deve colocar nos desenhos referência a essa armadura, bem como todos os pormenores necessários à sua execução.

Se se ativar a opção **Pormenorizar armadura base**, poder-se-á ver a armadura base como um reforço mais, podendo-se editar e alterar. A armadura base inferior é sempre contínua, emendando-se nas zonas de máximo momento negativo. A armadura base superior não é contínua, apenas se coloca onde for necessária de acordo com o diagrama de momentos negativos.

Em cada pano a altura da laje pode ser diferente. No caso das vigas de separação entre panos serem rasas, toma-se para estas a altura da laje maior. Nas vigas altas a saliência mede-se a partir da maior altura.

Pode-se aplicar um coeficiente de encastramento nos bordos dos panos, que oscila entre zero, articulado e 1, encastrado.

As zonas maciças ou maciços de pilares podem-se gerar de forma automática sobre pilares, ou em qualquer zona do pano, adotando como altura, a mesma do pano aligeirado em que se insere. Pode-se aplicar uma saliência na parte inferior para a dotar de maior altura.

Quando se geram maciços de pilares de maneira automática, as dimensões em cada direção ajustam-se a $\frac{1}{6}$ da distância do pilar considerado ao pilar mais próximo, segundo um ângulo de máximo de 40° . No caso de não existir nenhum outro pilar dentro deste ângulo (por exemplo, nos pilares de bordo) toma o mesmo valor que o obtido no sentido oposto da mesma direção. Os limites do maciço de pilares são, no mínimo, 2,5 vezes a altura e no máximo 5 vezes. Existe uma opção para configurar de forma automática os maciços de pilares, podendo modificar os parâmetros.

A geração manual dos maciços permite introduzir as zonas maciças, ajustando-as sempre ao número de peças do aligeiramento. Esta opção não deve ser utilizada para simular vigas. Nos bordos livres deve-se introduzir uma viga.

Os maciços de pilares têm sempre uma armadura base entre nervuras que se considera no cálculo do reforço de nervuras. Não se mede nem é possível indicá-la, pelo que o utilizador deve garantir que esta seja incluída nos desenhos finais e adicionar os pormenores construtivos pertinentes.

De forma opcional, podem-se desenhar os aligeiramentos e as peças de aligeiramento.

1.7.10.8. Armadura predeterminada

Podem-se definir armaduras em qualquer posição e direção, sendo estas descontadas no reforço necessário na sua zona de atuação. Podem-se definir para lajes maciças e fungiformes aligeiradas.

1.7.10.9. Aberturas

Os panos nos quais não se introduzem lajes permanecem vazios, simbolizados por duas linhas descontínuas cruzadas. Também é possível introduzir aberturas no interior de lajes maciças e fungiformes aligeiradas.

As vigas que se encontram entre duas aberturas ou entre uma abertura e o contorno exterior, devem ser definidas como vigas altas para que se possa identificar a sua altura.

Se num piso de qualquer grupo ficar uma zona independente formada por um contorno de vigas numa abertura interior, embora não exista laje mantém-se a hipótese de rigidez ou indeformabilidade relativa do piso para todos os efeitos.

Por isso no caso de existirem cargas horizontais não se obterão resultados corretos. Nesta situação é aconselhável a utilização de vigas inclinadas definidas no mesmo grupo, elementos que, ao possuir 6 graus de liberdade, não consideram a hipótese de indeformabilidade do plano do piso.

Se se tiverem definido muros de cave com impulsos de terras e existirem lajes de vigotas paralelas ao muro, devem ter a rigidez suficiente para se comportar como diafragma rígido, o que exigirá os maciçamentos e pormenores correspondentes que o programa não faz automaticamente, devendo-se fazer os pormenores adicionais oportunos.

Se utiliza uma versão anterior à v2012.a, e existirem aberturas junto ao muro e vigas livres perpendiculares ao muro, deverá colocá-las como vigas inclinadas para que se dimensionem a flexão composta, uma vez que as vigas normais e as lajes apenas se dimensionam à flexão simples. Caso utilize uma versão posterior, consulte o capítulo sobre **Diafragma rígido**.

É possível criar **Estruturas 3D integradas** para esses efeitos entre zonas independentes.

1.7.10.10. Fundação

Nos pilares e paredes com vinculação exterior, no seu arranque, podem-se definir sapatas isoladas e maciços de encabeçamento sobre estacas. Entre as fundações, inclusive sapatas de muros é possível colocar vigas de equilíbrio e lintéis.

As sapatas retangulares calculam-se como rígidas e admitem vários pilares e/ou paredes. Os maciços de encabeçamento de estacas também se consideram rígidos, de acordo com a tipologia definida.

As vigas de equilíbrio definem-se para absorver os momentos transmitidos à sapata ou maciço de encabeçamento de estacas, sobre o qual atuam. Podem atuar várias vigas para absorver os momentos numa dada direção, em cujo caso se distribuirão proporcionalmente pelas rigidezes respetivas.

1.7.10.11. Cargas

Além das cargas superficiais a nível geral, é possível introduzir cargas pontuais, cargas lineares e cargas superficiais. Todas elas se introduzem de forma gráfica no ecrã e podem-se visualizar, para fazer consultas ou modificações.

Cada tipo de carga tem um esquema gráfico de fácil identificação, assim como uma cor diferente, se pertencerem a ações diferentes.

1.7.10.12. Vigas inclinadas. Diagonais de travamento

As vigas inclinadas possuem 6 graus de liberdade. Para a sua definição é necessário indicar as suas dimensões, assim como as cargas a que estão sujeitas (pontuais, lineares, em faixa, triangulares), é necessário ainda definir qual o grupo inicial e final. As vigas inclinadas podem ser de betão armado ou metálicas. Os seus extremos podem estar bi-encastrados ou bi-articulados. A sua secção é retangular.

As diagonais de travamento são vigas inclinadas formando uma cruz entre dois dos seus apoios e entre duas plantas, estas são sempre perfis metálicos.

1.7.10.13. Escadas

As escadas definem-se através da sua geometria e cargas atuantes. O software contém uma série de modelos para a disposição dos lanços onde o utilizador se limita a introduzir dados como geometria em planta, geometria dos degraus e apoios. O software considera de forma automática o peso próprio da laje e degraus, devendo o utilizador definir cargas adicionais e a sobrecarga.

1.8. Cálculo da estrutura

Depois de se terem introduzido todos os dados, é possível calcular a estrutura. Durante o processo aparecerão mensagens informativas acerca da fase de cálculo na qual se encontra o programa. Também se emitem mensagens de erro se houver dados incompatíveis com o cálculo.

A primeira fase do programa será a geração da geometria de todos os elementos, formando a matriz de rigidez da estrutura. Se o programa detetar dados incorretos emitirá mensagens de erro e deterá o processo. Esta fase pode-se executar de forma independente para um grupo ou para toda a obra.

A segunda fase consiste na inversão da matriz de rigidez. No caso de ser singular, o software emite uma mensagem que adverte da existência de um mecanismo, se detetar tal situação em algum elemento ou parte da estrutura. Neste caso o processo detém-se.

Numa terceira fase obtêm-se os deslocamentos de todas as hipóteses definidas. Emite-se uma mensagem que indica deslocamentos excessivos nos pontos da estrutura que superem determinado valor, quer seja por um incorreto desenho estrutural, quer pelas rigidezes a torção definidas em algum elemento.

Se existirem problemas de estabilidade global, deve-se rever a estrutura, quando se tiverem considerado efeitos de segunda ordem.

A quarta fase consiste na obtenção das envolventes de todas as combinações definidas, para todos e para cada um dos elementos estruturais.

Na quinta e última fase procede-se ao dimensionamento de armadura de todos os elementos estruturais definidos, de acordo com as combinações e envolventes, geometria, materiais e tabelas de armadura existentes.

Se foram criadas uma ou várias **Estruturas 3D integradas**, estas podem-se processar de forma individual e independente dos grupos de plantas. Desta forma, quando se calcular conjuntamente toda a estrutura, incluindo as **Estruturas 3D integradas**, será mais fácil encontrar a solução final para todos os perfis.

O cálculo com o **CYPECAD** permite ao utilizador otimizar as suas secções de uma forma rápida, dada a facilidade do software em efetuar alteração quer às secções quer ao modelo estrutural.

As escadas são calculadas de forma independente, obtêm-se as reações no arranque, entrega e apoios intermédios, estas convertem-se em cargas lineares uniformemente aplicadas sobre a estrutura, considerando as ações correspondentes a carga permanente e sobrecarga. Seguidamente calcula-se a estrutura completa atendendo a estas cargas. Não se efetua um cálculo integrado porque a sua influência na estrutura, face a ações horizontais, é enorme o que originaria resultados diferentes dos esperados, uma vez que tradicionalmente se considera o cálculo independente.

No final o software apresenta um quadro resumo com informação relevante, relativa ao cálculo e dimensionamento efetuados. Pode-se consultar no ecrã ou imprimir para um ficheiro ou impressora. Esta informação deve ser tida em consideração para a análise de resultados.

1.9. Obtenção de resultados

Tal como se referiu, terminado o cálculo, pode-se consultar informação relevante no ecrã, obter a sua listagem em ficheiros de texto ou impressora.

Os elementos de fundação definidos com vinculação exterior: sapatas, maciços de encabeçamento de estacas, vigas de equilíbrio e lintéis, podem-se calcular simultaneamente com a superestrutura ou posteriormente. Todos estes elementos de fundação podem ser editados, alterados e redimensionados, ou em alternativa, podem-se definir e pedir ao software que verifique a sua segurança aos estados limites.

1.9.1. Consulta no ecrã

Após o cálculo e dimensionamento pode-se consultar os resultados específicos de cada elemento estrutural, é também o momento adequado para confrontar os dados introduzidos face aos resultados obtidos e efetuar as alterações necessárias.

1.9.1.1. Dados gerais da obra

É importante rever os dados introduzidos: dados de pilares, de grupos (sobrecarga, cargas de revestimentos e paredes divisórias), altura de pisos, ações de vento e sismo, materiais utilizados, opções de cálculo, tabelas de armadura, entre outros. As opções contidas nos dados gerais da obra gravam-se com a obra, assim como as tabelas de armadura convertidas em especiais, o que é conveniente para efetuar cópias de segurança e eventuais cálculos futuros.

Se se modificarem os dados de entrada, deve-se recalcular a obra. Se se considerarem válidos, pode-se continuar com a consulta dos resultados. É possível mudar opções e tabelas e rearmar para obter um novo resultado.

1.9.1.2. Resultados de vigas de piso e de fundação

Podem-se consultar nomeadamente os seguintes resultados:

- Flecha ativa e outras flechas, relação flecha/vão, consideração de momentos mínimos.
- Envoltentes das vigas, com ou sem sismo, de momentos fletores, esforços transversos e momentos torsores.
- Armadura de vigas, considerando o número de varões, o diâmetro, os comprimentos e os estribos. As armaduras são editáveis. Podem-se consultar as áreas de reforço superior e inferior, necessárias e de cálculo, tanto para a armadura longitudinal como transversal.
- Erros em vigas, o software informa sobre erros de dimensionamento tais como: flecha excessiva, incumprimento do afastamento entre varões, comprimentos de amarração inadequados, armadura comprimida e secção de armadura insuficiente ou inadequada por flexão, esforço transversal e/ou torção. Podem-se atribuir códigos de cores para avaliar a sua importância.
- Indicação sobre perfis metálicos que não verificam a segurança aos estados limites e os que verificam para determinada série.
- Nas vigas mistas, para além dos perfis, o software apresenta também os resultados do dimensionamento dos conectores.

É possível modificar a secção das vigas. Caso as alterações não alterem significativamente a rigidez da estrutura, pode-se simplesmente rearmar para obter a nova armadura. Caso contrário deve-se calcular de novo a estrutura, para obter novos esforços e respetivas armaduras. Neste caso devem-se verificar de novo os erros.

Podem-se rearmar apenas os pórticos com alterações ou rearmar todos.

É possível bloquear armaduras e verificar novamente após o cálculo se estas verificam a segurança.

1.9.1.3. Cargas

O software apresenta de forma gráfica os valores de todas as cargas adicionais introduzidas: pontuais, lineares e superficiais. Cada conjunto de cargas está associada a ações diferentes e possuem um código de cor distinta. Assim, pode-se verificar se os dados estão corretos. Dever-se-á voltar a calcular a obra se forem feitas alterações nas cargas.

1.9.1.4. Resultados de lajes de vigotas

No que se refere às lajes de vigotas podem-se consultar os seguintes resultados:

- Envoltentes de momentos e esforços transversos em alinhamentos de vigotas, valores majorados e por vigota.
- Armadura de negativos em vigotas. Considera-se o seu número, diâmetro e comprimento.
- Momentos fletores e esforços transversos, na zona dos apoios, majorados e por metro de largura em vigotas ou tipo de vigota.

Podem-se uniformizar os momentos, esforços transversos e armaduras negativas em função de valores médios, percentagens de diferenças, ou máximos. Todos os valores anteriores se podem modificar com vista à obtenção de desenhos, de acordo com o critério do utilizador, exceto os esforços transversos.

1.9.1.5. Resultados de lajes mistas

No que se refere às lajes mistas podem-se consultar os seguintes resultados:

- Envolventes de momentos e esforços transversos.
- Armaduras resultantes do dimensionamento.
- O tipo de chapa metálica selecionado.
- Resultado da verificação da flecha.
- Informação sobre necessidade de escoramento.
- Eventuais erros no caso de não se verificar a segurança aos estados limites.

É possível modificar o tipo de chapa, assim como a armadura negativa.

1.9.1.6. Resultados das lajes alveoladas

No que se refere às lajes alveoladas podem-se consultar os seguintes resultados:

- Envolventes de momentos e de esforços transversos da faixa da laje selecionada.
- Tipo de laje selecionada para o cálculo.
- Armadura superior nos apoios, indicando número, diâmetro, separação e comprimento dos varões.
- Informação sobre flechas.
- Erros do cálculo, quer sejam por momento, esforço transversal, flecha ou ambiente.

É possível modificar o tipo de laje, assim como a armadura negativa.

1.9.1.7. Resultados de lajes maciças, fungiformes aligeiradas e de fundação

No que se refere às lajes maciças, fungiformes aligeiradas e de fundação podem-se consultar os seguintes resultados:

- Armadura base definida e, se for o caso, modificada pelo cálculo.
- Malha dos elementos discretizados (Modelo 3D).
- Diagrama de envolventes de áreas de reforço necessárias por metro de largura, nas direções de armadura definidas, superior e inferior.
- Deslocamentos em mm, por ação em qualquer nó.
- Esforços por ações em qualquer nó e quantidade de armadura necessária para cálculo em cada direção de armadura. O método de cálculo para a obtenção dos esforços de cálculo é o método de Wood, o método apresenta os momentos fletores de dimensionamento para ambas as direções, superiores e inferiores.
- Deslocamento máximo por pano e por ação. Não se deve confundir com flechas. No caso de lajes de fundação indica os assentamentos, se forem positivos existe levantamento, o que significa que o cálculo não seria correto para a teoria aplicada.
- Consulta das armaduras obtidas nas direções longitudinal e transversal, superior e inferior e da armadura base definida se existir, permitindo a sua modificação em número, diâmetros, afastamento e comprimento.
- Armadura de punçoamento e esforço transversal, das zonas maciças e nervuras da zona aligeirada.
- Tensões excessivas em lajes de fundação.
- Isovalores e isolinhas de esforços, deslocamentos e quantidades de armadura.

Se se introduzirem linhas de flexão antes do cálculo, o software verifica os comprimentos mínimos de reforço e amarração de armadura positiva, de acordo com o indicado na opção de comprimentos mínimos de lajes

maciças e fungiformes aligeiradas. É recomendável fazer esta introdução antes do cálculo, pois, se fizer posteriormente, as amarrações serão construtivas (30 cm) e não se calculam.

Todas as modificações são efetuadas no ecrã, segundo o critério do utilizador.

É possível rearmar as lajes maciças e fungiformes aligeiradas depois do primeiro cálculo, através da opção **Rearmar lajes**, deste modo obtêm-se novas armaduras, mas com os esforços do cálculo inicial.

1.9.1.8. Resultados de pilares

É possível consultar as armaduras dos pilares. O software permite:

- Modificar as dimensões do pilar e obter uma nova armadura.
- Modificar a armadura de acordo com o critério do utilizador.
- Consultar no ecrã os esforços por ação (esforço axial, momentos, esforços transversos e momento torsor) em qualquer ponto do pilar, assim como visualizar os diagramas de esforços.
- Consultar os esforços majorados mais desfavoráveis de qualquer tramo que determinam a armadura colocada (para uma armadura escolhida da tabela podem existir várias combinações desfavoráveis, isto é, que verificam essa armadura, mas não cumprem para a armadura imediatamente anterior).
- Consultar os diagramas de deformações e tensões do betão e do aço na secção.
- Consultar momentos resultantes da verificação ao estado limite último de encurvadura.

Se o pilar não verificar os estados limites últimos, o software emite uma mensagem de aviso que deverá ser respeitada. Podem surgir, por exemplo, as seguintes mensagens codificadas:

- Ee, significa esbelteza excessiva, neste caso não dimensiona a armadura, deve-se aumentar a secção de betão.
- Qe, significa quantidade excessiva, pode dar-se o caso de existir rotura ou ultrapassar a armadura máxima, apesar de apresentar a armadura esta não é válida, deve-se aumentar a secção de betão.

Se as modificações ao nível da secção de betão forem significativas é conveniente voltar a calcular a obra, já que as rigidezes terão variado e portanto os esforços finais serão diferentes.

Depois de se consultarem os resultados passa-se à fase seguinte para obter as peças desenhadas.

Os pilares com secção insuficiente não se desenharam nem se medem.

Com a opção **Quadro de Pilares**, podem-se agrupar pilares entre si. Ficam a vermelho os que não cumprirem os requisitos regulamentares.

É possível bloquear uma determinada armadura e no cálculo posterior, verificar o seu cumprimento.

1.9.1.9. Resultados de paredes, muros de cave e muros de alvenaria

É possível consultar os diagramas de tensões normais e tangenciais em toda a altura do elemento estrutura para cada combinação calculada, assim como os diagramas de deslocamentos para as ações definidas.

Os isodiagramas desenharam-se a cores e à escala, indicando-se os mínimos e máximos.

Pode-se consultar e modificar a armadura, ao critério do utilizador, assim como as espessuras, ficando a vermelho quando não cumpre. Também permite redimensionar.

Existe uma informação codificada com mensagens para explicar o estado do cálculo e dimensionamento.

Também se pode consultar o **Fator de cumprimento**, em %, da armadura colocada e as zonas a reforçar, se existirem.

Podem-se listar os esforços desfavoráveis no tramo.

1.9.1.10. Resultados do cálculo dos efeitos de 2ª ordem

Se se consideraram os efeitos de segunda ordem, quer seja pela ação do vento ou do sismo, podem-se consultar os resultados do cálculo e ver no ecrã os valores dos fatores de ampliação de esforços aplicados, bem como o coeficiente de majoração da ação horizontal em cada combinação na qual intervém.

1.9.1.11. Resultados de vento

Podem-se consultar os valores da carga de vento X e de vento Y a nível de cada piso e imprimir os resultados.

1.9.1.12. Resultados de sismo

Podem-se consultar os valores do período de vibração para cada modo considerado, o coeficiente de participação das massas mobilizadas em cada direção e o coeficiente sísmico correspondente ao espectro de deslocamentos resultante.

1.9.1.13. Janela de isodiagramas em lajes maciças, fungiformes aligeiradas e de fundação

Para lajes maciças, fungiformes aligeiras e de fundação, podem-se visualizar os deslocamentos, esforços e armaduras em cm²/m, em qualquer pano de cada grupo.

1.9.1.14. Janela da deformada

É possível visualizar em 3D o modelo gerado para cada ação e combinação, assim como a sua animação.

1.9.2. Listagens

Os dados introduzidos e os resultados de cálculo podem-se listar na impressora ou num ficheiro de texto. Podem-se imprimir os seguintes dados:

- Listagens gerais. Incluem o nome da obra, grupos, pisos, alturas, coordenadas e dimensões de pilares e a sua ligação, paredes, dados de ações permanentes, sobrecargas, vento, sismo, materiais utilizados, lajes introduzidas, geometria e peso próprio.
- Listagem de combinações usadas no cálculo.
- Listagem de armaduras de vigas. Pode conter as envolventes de capacidades mecânicas necessárias, a armadura disposta e flecha.
- Listagem de envolventes, com o desenho das envolventes de momentos fletores, esforços transversos e momentos torsores.
- Listagem de medição de vigas.
- Listagem de etiquetas, ou seja, pormenorização de armadura de vigas.
- Listagem de intercâmbio. Trata-se de um ficheiro de texto que inclui informação da armadura de vigas.
- Listagem de medição de superfícies e volumes de panos de laje e de vigas.
- Listagem de medição de vigotas por tipos e comprimentos.
- Listagem de medição de reforço de armadura negativa de vigotas.
- Listagem de quantidades por metro quadrado da obra.
- Listagem de armaduras de lajes maciças e fungiformes aligeiradas.
- Listagem de esforços em vigas inclinadas, com as envolventes de momentos fletores, esforços axiais, esforços transversos e a armadura colocada.
- Listagem de pilares e paredes, que incluem a listagem de armaduras, esforços em arranques, esforços por ação e esforços desfavoráveis em pilares e paredes.
- Listagem de deslocamentos por ação em cada pilar e em cada piso.

- Listagem de efeitos de segunda ordem.
- Listagem de cargas de vento.
- Listagem de coeficientes de participação de sismo, que inclui período dos modos, coeficiente de participação de massas mobilizadas e coeficiente sísmico resultante em cada direção (análise dinâmica).
- Listagem de deslocamentos máximos de pilares, em cada piso para todos os pilares, para a combinação mais desfavorável para cada direção.
- Listagem de distorções máximas em pilares.
- Listagens de fundações. Podem-se obter listagens dos dados de materiais, ações e geometria de sapatas, maciços de encabeçamento de estacas e vigas de equilíbrio e lintéis, assim como a sua medição. Obtêm-se, também, as listagens de verificação de cálculo desses elementos de fundação.
- Listagens de consolas curtas.
- Listagem de **Estruturas 3D integradas**.
- Verificações E.L.U. de pilares e vigas.

As listagens complementam a informação gráfica que se pode obter no ecrã, assim como os desenhos que definem a geometria e armaduras do projeto.

1.9.3. Desenhos

Os desenhos podem-se configurar diferentes formatos, quer sejam standard, quer definidos pelo utilizador. Podem-se desenhar em diferentes periféricos: impressora, plotter ou ficheiros DXF ou DWG e PDF. Será necessário configurá-los no Windows para o seu correto funcionamento e ter instalado os drivers correspondentes.

No desenho podem-se incluir pormenores de construção em formato DXF ou DWG. Podem-se utilizar os recursos de edição que o programa permite: cotas, textos, linhas, arcos, DXF. As escalas, espessuras dos traços, tamanho de letra, entre outros, são configuráveis pelo utilizador, incluindo a máscara DXF ou DWG ativa.

Todos os elementos estão definidos em *layers* e podem-se seleccionar para cada desenho. Podem-se seleccionar os seguintes desenhos:

- **Planta Estrutural.** Desenho e cotas de todos os elementos por pisos e referente aos eixos de implantação. Inclui como opção as áreas e volumes de lajes, assim como quantidades de aço, num quadro de informação.
- **Plantas de Lajes.** Desenho de plantas com geometria de todos os elementos estruturais, vigas, pilares, paredes, muros, lajes de vigotas e armaduras. Desenhos plantas de fundação. Pormenorização num quadro resumo de medições e os seus totais.
- **Pormenorização de Vigas.** Desenho dos pórticos, que inclui o nome, as escalas, dimensões, cotas, número, diâmetro e comprimentos das armaduras, assim como posição, estribos, tipo, diâmetro e afastamento. Pormenorização num quadro resumo de medições e os seus totais.
- **Quadro de Pilares e Placas de Amarração.** Esquema das secções de pilares, no qual se indica o número, posição, estribos, tipo, diâmetro, comprimentos, perfis metálicos e se agrupam por tipos iguais. Inclui-se um quadro das placas de amarração no arranque de pilares metálicos, com as suas dimensões, pernos e geometria. Podem-se desenhar ou seleccionar por pisos, além de incluir um resumo da medição.
- **Pormenorização de Pilares e Paredes.** Desenho pormenorizado do pilar e das paredes, incluindo o corte longitudinal e um quadro com o desenho longitudinal de todos os varões.
- **Ações em fundação.** Desenho do plano de cargas na fundação. Incluem-se pilares e paredes.
- **Muros de cave.** Alçado de cada tramo de muro, com tabela de armaduras em cada tramo, por piso, incluindo medição aproximada.

- **Planta de cargas.** Desenharam-se as cargas especiais aplicadas por ações para cada grupo de plantas.
- **Desenho de consolas curtas.** Desenha-se a geometria e a armadura das consolas curtas.
- **Isolinhas.** Desenharam-se as isolinhas e isovalores em lajes maciças e fungiformes aligeiradas.
- **Estrutura 3D.** Desenharam-se as **Estruturas 3D integradas**, criadas a partir do **CYPE 3D**.

2. Elementos estruturais do CYPECAD

Neste capítulo abordam-se os elementos estruturais contemplados pelo **CYPECAD**, a informação aqui contida é relevante para a introdução de dados adequada, bem como para a análise de resultados.

2.1. Vigas de planos horizontais e inclinados

Para o dimensionamento das secções de betão armado em estados limites últimos, utiliza-se o diagrama parábola-retângulo e o diagrama retangular de tensão-extensões para o betão, para o aço utiliza-se o diagrama elástico-plástico de tensões-extensões, de acordo com a norma seleccionada.

Utilizam-se limites para as percentagens mínimas tanto geométricas como mecânicas de armaduras. As tabelas de armaduras podem ser configuradas de modo a contemplarem as disposições construtivas regulamentares. Os limites bem como a configuração de armaduras podem ser definidos em Opções, existindo, no entanto, alguns valores gravados em ficheiros internos do programa.

2.1.1. Armadura longitudinal por flexão

A armadura determina-se efetuando um cálculo à flexão simples em, pelo menos, 14 pontos de cada tramo de viga, delimitado pelos elementos que contacta, quer sejam vigotas, lajes maciças ou fungiformes aligeiradas, etc. Em cada ponto, e a partir das envolventes de momentos fletores, determina-se a armadura necessária tanto superior como inferior (de tração e compressão conforme o sinal dos momentos) e verifica-se se cumpre a armadura mínima. Determina-se para as envolventes, sísmicas e não sísmicas e coloca-se a maior quantidade obtida de ambas.

2.1.2. Armadura inferior

Conhecida a área necessária por cálculo em todos os pontos calculados, procura-se na tabela de armadura positiva a sequência de armadura igual ou imediatamente superior à necessária. Podem-se dispor armaduras até três comprimentos de corte. As tabelas de armadura estão definidas para a largura e a altura especificada nas mesmas.

As tabelas de armadura dividem-se em três parcelas. Cada uma delas pode ser de diferente diâmetro. A primeira parcela é a armadura contínua entre apoios, amarrada de forma construtiva. O seu comprimento prolonga-se para além do eixo do apoio até à face oposta menos três centímetros, garante-se ainda que o comprimento medido a partir do encontro da viga com a face do apoio seja pelo menos 10 vezes o diâmetro do varão. As tabelas de armadura por defeito proporcionam uma armadura contínua (primeira parcela) cuja quantidade é sempre superior a um terço ou a um quarto da armadura total, isto nas tabelas de defeito. Se se modificarem as tabelas, deve-se tentar conservar essa proporção, ficando ao critério do utilizador essas modificações.

A segunda e terceira parcela podem ser de menor comprimento, sempre simétrica, cumprindo os comprimentos mínimos em percentagem do vão, especificados em **Opções**.

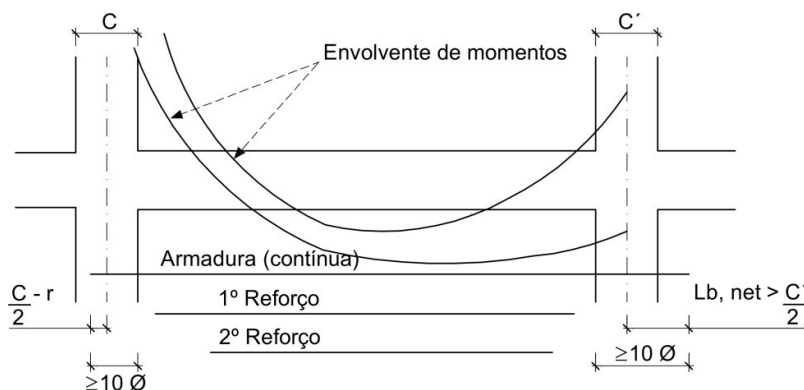


Fig. 2.1

onde:

C, dimensão de apoio

r, recobrimento = 3 cm em geral

$l_{b,net}$, Comprimento de amarração

NOTA: A primeira parcela passa sempre 10 diâmetros medidos a partir da face do apoio.

Quando não se encontrar nas tabelas de armadura uma combinação de armaduras que cubra o necessário para as dimensões da viga, colocar-se-ão varões de $\varnothing 25$. O programa emitirá a mensagem **Armadura inferior fora da tabela**.

2.1.3. Armadura superior

Distinguem-se duas classes de armadura superior:

- **Reforço superior (em vigas normais, inferior em vigas de fundação).** Conhecida a área necessária por cálculo em todos os pontos calculados, procura-se na tabela de armadura negativa a sequência de armadura imediatamente superior à necessária. Podem-se dispor armaduras até três grupos de comprimentos de corte distintos, que nas opções de armadura de vigas se podem definir através de um mínimo em percentagem do vão, para cada grupo. As tabelas de armadura estão definidas para a largura e altura especificadas nas mesmas. Cada grupo de armaduras pode ser de diferente diâmetro.
- **Montagem: Contínua ou Porta-Estribos.** A armadura de montagem contínua utiliza-se quando se constrói em estaleiro a armadura das vigas de apoio em apoio, conjuntamente com a armadura positiva e os estribos, colocando-se em obra o reforço superior (ou inferior em vigas de fundação) nos apoios. De forma opcional, pode-se considerar ou não, colaborante para efeitos de armadura superior. Quando for necessária armadura de compressão superior, converte-se sempre em colaborante. A amarração desta armadura de montagem é opcional, em patilha ou prolongamento reto, mostra-se claramente no diálogo de Opções.

Em secções em T, coloca-se uma armadura adicional para segurar os extremos dos estribos do banzo do T.

A armadura de montagem porta-estribos utiliza-se para a montagem 'in situ' da armadura, colocando-se entre os extremos dos reforços superiores, utilizando varões de pequeno diâmetro e uma amarração, construtiva, com os reforços. É necessária para ter uma armadura que pelo menos segure os estribos. Pode também ser utilizável em zonas sísmicas nas quais se deseja afastar as amarrações dos nós. É conveniente consultar e escolher a situação que habitualmente se utiliza.

Quando não se encontrar, nas tabelas de armadura, nenhuma que cumpra, colocar-se-á o número necessário de varões de diâmetro 25. O programa emitirá a mensagem **Fora da tabela**, quer seja montagem ou reforço.

Quando os comprimentos de armadura negativa em ambos os lados de um tramo se unem (consultar as **Opções**), automaticamente passa-se a ter armadura de montagem colaborante.

2.1.4. Outras considerações sobre a armadura longitudinal

Dentro da zona de apoio do elemento de suporte ou pilar, considera-se uma variação linear da altura da viga (1/3), o que conduz a uma redução da armadura necessária, que será a maior obtida entre as faces do bordo do apoio, não tendo que coincidir com o eixo do apoio, sendo o mais normal que esteja próxima ou mesmo no bordo de apoio.

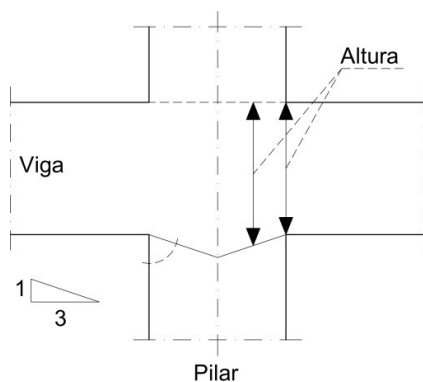


Fig. 2.2

Quanto às paredes e muros, dependendo da dimensão do lado onde apoia a viga, calcula-se um comprimento ou vão de cálculo igual ao menor de:

- A distância entre eixos de paredes.
- O vão livre (entre faces) mais duas vezes a altura da viga.

Com este critério, obtêm-se as envolventes dentro da parede e obtêm-se o comprimento de corte das armaduras, que não superarão o vão de cálculo em mais de duas vezes a altura da viga.

Se for necessária a armadura de alma, devido à altura da viga, definível em **Opções**, dispor-se-á nas faces laterais com o diâmetro e afastamento mínimo definido, de acordo com o regulamento e com o indicado nas opções.

2.1.5. Armadura longitudinal por torção

Conhecida a armadura longitudinal por flexão, calcula-se a armadura necessária por torção, de acordo com o regulamento, em cada secção. Se a armadura real colocada nos cantos for capaz de absorver esse incremento em relação à armadura necessária por flexão, verifica. Caso contrário, será necessário aumentar a armadura longitudinal e colocar uma armadura adicional nas faces laterais.

A verificação de compressão oblíqua por torção e esforço transverso efetua-se a uma altura útil do bordo do apoio de acordo com a formulação de cada regulamento.

2.1.6. Corte das armaduras longitudinais

Uma vez conhecida a envolvente de capacidades mecânicas necessárias em cada secção, superior e inferior da viga, determina-se para cada ponto um diagrama deslocado uma altura útil mais o comprimento de amarração reduzido, ou seja tendo em conta a área de armadura necessária e a real, em função da sua posição (fraca aderência ou boa aderência), determinando-se o comprimento máximo para cada um dos grupos de armadura disposto. De forma opcional estes comprimentos ajustam-se aos mínimos definidos em função de uma percentagem do vão e em múltiplos de 5 cm. Nos extremos, amarra-se a armadura calculando o ramo vertical necessário, com um comprimento mínimo se assim se indicar nas opções. Em apoios intermédios amarra-se a armadura positiva para cada lado a partir do eixo de apoio e nunca menos que dez vezes o diâmetro do varão, medidos a partir da face do pilar ou suporte.

Quando se ultrapassa o comprimento máximo dos varões, cortam-se e emendam-se os varões com o dobro do valor do comprimento de amarração. Com sismo, existe uma opção na qual se amarra e emenda a armadura fora da zona confinada pelos apoios.

2.1.7. Armadura transversal (estribos)

Para o dimensionamento ao esforço transverso efetua-se a verificação à compressão oblíqua realizada no bordo do apoio direto e o dimensionamento dos estribos a partir do bordo do apoio mencionado ou de forma opcional duma distância em percentagens da altura útil, do bordo de apoio. Quanto aos estribos, ou reforços ao esforço transverso, é possível selecionar os diâmetros mínimos e afastamento em função das dimensões da viga, assim como simetria na disposição dos mesmos e utilização de diferentes diâmetros

segundo a zona da viga. Podem-se definir estribos simples, duplos, triplos, assim como ramos verticais. Também se podem dispor os estribos e ramos juntos, até dois ou três na mesma secção.

Existem tabelas editáveis pelo utilizador e nas quais se pode observar que é possível utilizar estribos e ramos, tal como se comentou.

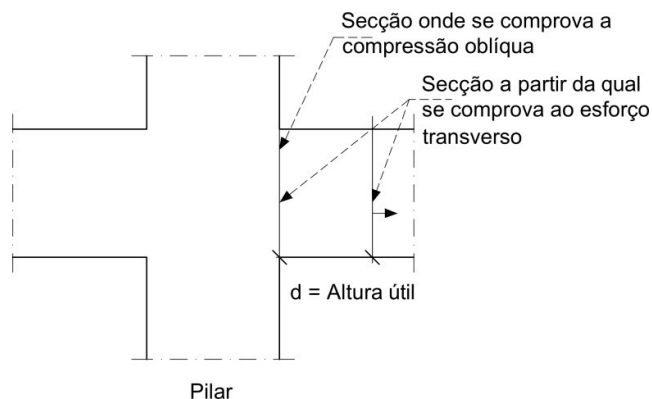


Fig. 2.3

Determinam-se em primeiro lugar a armadura mínima conforme o regulamento, em função da secção da viga e da tabela de armaduras, verificando o comprimento do vão onde esta é suficiente para cobrir a envolvente de esforços transversos.

Dimensionam-se os estribos a colocar nos extremos da viga e verifica-se se o comprimento do vão onde estes são colocados é maior do que o mínimo indicado em **Opções**.

Por último, e se existir torção, calcula-se a armadura transversal necessária por torção, adiciona-se à obtida por transverso, dando como resultado final estribos cujos diâmetros, afastamentos e comprimento de colocação cobrem a soma dos dois efeitos. Neste último caso realiza-se a verificação conjunta (compressão oblíqua) de tensões tangenciais de transverso mais torção.

Verifica-se se o afastamento dos estribos cumpre o especificado no regulamento.

2.1.8. Pilares apoiados, cargas próximas aos apoios, vigas parede e vigas largas

No caso particular de pilares apoiados em vigas (sem vinculação exterior), dimensionam-se os estribos verticais com o valor do esforço transverso no bordo de apoio nesse tramo. É importante recordar que, no caso particular de pilares apoiados ou cargas pontuais próximas dos apoios, isto é, a uma distância menor ou igual à altura útil, produz-se uma transmissão da carga por bielas inclinadas de compressão e tração que necessita de armadura horizontal, tal como numa consola curta, cujos critérios de dimensionamento não estão contemplados no programa. Neste caso deve-se realizar uma verificação e armadura manual do tramo ou tramos nos quais isto aconteça, de acordo com o que o regulamento indica, além de complementar os desenhos de vigas com os pormenores adicionais correspondentes. Também se podem utilizar varões inclinados.

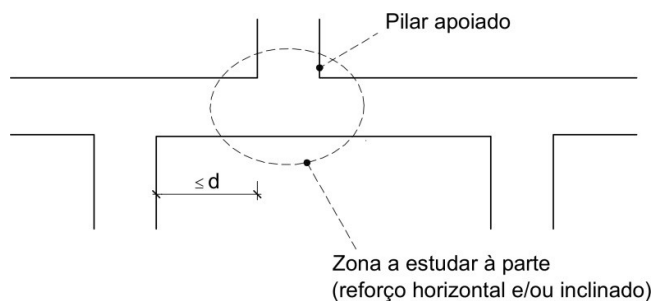


Fig. 2.4

Dada a importância que este tipo de apoio tem, e a fragilidade que apresenta, é fundamental o controlo do mesmo, tanto no seu dimensionamento como na sua execução.

Devem-se rever os arranques dos pilares apoiados, verificando as suas condições de amarração nas vigas. Recomenda-se reduzir dentro do possível o coeficiente de encastramento na base do pilar no seu primeiro tramo de arranque, para evitar varões de grandes diâmetros que conduzem a comprimentos de amarração grandes.

Quando existem tramos curtos ou vigas parede, pode-se dar a condição de que o vão seja menor que duas vezes a altura da viga, neste caso está-se perante uma viga parede, cujos critérios de dimensionamento não estão contemplados no programa. Neste caso deve-se realizar uma verificação de armadura manual do tramo ou tramos onde tal ocorra.

Também pode acontecer que num tramo de viga, a largura seja superior a duas vezes o seu vão. Neste caso, esta viga larga realmente não é uma viga ou elemento linear, mas um elemento plano bidimensional ou laje, para o qual convém rever a discretização e introduzi-la como laje maciça em vez de o fazer como viga, já que os critérios de dimensionamento são diferentes.

Por último, recorda-se que em vigas rasas nas quais, pela sua largura, se ultrapassa a espessura do apoio em mais de uma altura, deve-se fazer uma verificação manual ao punçoamento assim como uma verificação dos estribos no apoio, reforçando a armadura transversal, se for preciso.

Se existirem cargas transmitidas aplicadas por baixo da fibra neutra da secção, ou cargas pontuais de vigas apoiadas noutras vigas, dever-se-á adicionar manualmente a armadura necessária para suspender tais cargas, já que o programa não o realiza.

2.1.9. Verificação da fendilhação em vigas

De forma opcional, pode-se estabelecer um limite da largura de fendas. A formulação utilizada corresponde ao Código Modelo CEB-FIP. A largura característica calcula-se como:

$$W_k = 1.7 \cdot S_m \cdot E_{sm}$$
$$S_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + K_1 \cdot K_2 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$
$$E_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - \frac{K_3}{2.5 \cdot K_1} \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \leq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

onde:

C, recobrimento da armadura de tração

S, afastamento entre varões. Se $s > 15d$, $s = 15\phi$

K_1 , 0.4 (varão rugoso)

K_2 , 0.125 (flexão simples)

$A_{c,eficaz}$, área total dos varões na área eficaz

$A_{c,eficaz}$, área eficaz que envolve as armaduras, numa altura de $\frac{1}{4}$ da altura da viga

σ_s , tensão de serviço da armadura

σ_{sr} , tensão da armadura no momento da fendilhação

E_s , módulo de elasticidade do aço

K_3 , 0.5

Esta formulação aplica-se em geral, exceto para a norma NB-1 e Eurocódigo 2, que têm a sua formulação específica.

Se se ativar a verificação e esta não se cumprir, alteram-se as armaduras, emitindo uma mensagem de aviso nos erros de vigas, note-se que não se trata de um erro.

2.1.10. Deformações

De forma opcional podem-se definir os seguintes limites de flecha:

- Flecha instantânea, faz a distinção entre ações permanentes, sobrecargas e total.
- Flecha total a prazo infinito.
- Flecha ativa.

Para cada uma delas, pode-se limitar o valor relativo ou o absoluto.

Cada norma pode estabelecer diferentes limites e o utilizador pode fixar o que considerar pertinente para o cálculo.

Para a determinação da flecha ativa e total a prazo infinito, indicam-se nas opções a definição dos coeficientes de fluência a prazo infinito a aplicar, tanto para carga permanente como para sobrecarga, que se multiplicarão pela flecha instantânea, para obter a flecha diferida.

A flecha total será a soma da flecha instantânea e da diferida.

Determina-se a flecha utilizando o método da dupla integração de curvaturas. Analisando uma série de pontos obtém-se a inércia bruta, homogeneizada, fendilhada e a rotação por hipóteses de ações, calculada a partir da lei de variação de curvaturas.

O programa calcula os esforços e deslocamentos por ação, partindo do valor do módulo de elasticidade longitudinal secante do betão, pelo que esse módulo de elasticidade dever-se-á corrigir por meio dos correspondentes coeficientes de fluência a aplicar às deformações instantâneas e diferidas.

A primeira flecha que se obtém, chamada ativa, é a diferida mais a instantânea devida às cargas permanentes (depois de construir as paredes) e às cargas variáveis. Os coeficientes de fluência (ou multiplicadores da flecha instantânea) para o cálculo das deformações em vigas podem-se consultar nas opções gerais, assim como os valores por defeito.

Calcula-se a flecha pelo método indicado devido às cargas permanentes (f_G) e às cargas variáveis (f_Q). A flecha activa total será:

$$f_A = \alpha_G \cdot f_G + \alpha_Q \cdot f_Q$$

sendo:

α_G , coeficiente global de fluência para as cargas permanentes

α_Q , coeficiente global de fluência para as cargas variáveis

Estes valores podem-se modificar em função das percentagens de cada fração das cargas, definidas como permanentes e variáveis no diálogo de **Opções de vigas > Flecha activa e total a prazo infinito - Processo construtivo**, assim como dos próprios coeficientes que se definirem para o seu efeito instantâneo ou diferido.

Recomenda-se consultar a norma de aplicação e bibliografia específica para uma correta definição dos coeficientes. Note-se que tanto o processo construtivo como o grau de humidade e temperatura na data de betonagem, cura do betão, prazo de descofragem, idade de colocação em carga, etc. são fatores determinantes. Estes podem fazer com que o valor da flecha seja bem diferente do esperado.

2.2. Vigas inclinadas

Podem ser de betão armado ou metálicas. Dimensionam-se à flexão composta desviada, a partir das envolventes de momentos fletores e esforços axiais e dimensionam-se os estribos a partir das envolventes de esforços transversos. Trata-se de um cálculo no qual se dimensiona a armadura para os dois planos paralelos às faces da viga, isto é, tanto para o plano vertical como para o plano horizontal.

A armadura superior e inferior longitudinal indicada é a máxima ou envolvente, de todas as secções calculadas ao longo da viga inclinada. Para este tipo de viga desenha-se a armadura, mas apenas se poderá consultar no ecrã.

Com base na envolvente dos esforços o utilizador poderá efetuar uma análise com vista à pormenorização das armaduras, especialmente na zona dos apoios.

Se a viga for metálica, aplicam-se os critérios de dimensionamento de pilares metálicos.

2.3. Vigas metálicas

Dimensionam-se de acordo com a norma correspondente e com o tipo de aço. Propõe-se o perfil ótimo dentro da série de perfis escolhida. As vigas são dimensionadas à flexão simples, não se considera o esforço axial. De forma opcional, verifica-se à encurvadura lateral o banzo inferior e superior.

Aplica-se como critério de dimensionamento os limites de tensões e flecha de acordo com a norma. Apresenta-se o coeficiente de aproveitamento (em %) em relação aos limites da norma.

As vigas Boyd modelam-se como uma viga Vierendel e dimensionam-se como aço laminado.

As listagens apresentam as verificações realizadas pelo programa.

2.4. Vigas mistas

O cálculo e dimensionamento das vigas mistas realiza-se segundo o Eurocódigo 4: Projeto para estruturas mistas aço-betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

Podem-se introduzir perfis de aço (do tipo I) sob laje de piso com parte superior de betão colaborante, através da utilização de conectores.

Nos extremos unidos aos pilares aplica-se um coeficiente de encastramento parcial de 0.05, com o objetivo de reduzir o momento negativo no apoio aumentando o positivo.

O dimensionamento das vigas mistas faz-se de maneira que na zona de momentos negativos o perfil metálico resista a todos os esforços, enquanto na zona de positivos resiste a secção mista.

Quanto ao cálculo à flexão não é necessário indicar a largura do banzo de betão colaborante, uma vez que o programa a calcula automaticamente:

- Em lajes maciças é a correspondente à largura efetiva definida no Eurocódigo 4.
- Em lajes maciças inclinadas, lajes fungiformes aligeiradas, lajes alveoladas e lajes de vigotas, será o mínimo entre a largura eficaz e a largura do banzo mais 10 cm de cada lado se não for de bordo; se for de bordo o programa calcula a largura do banzo mais 10 cm.

Para a verificação de secções para momentos positivos a largura eficaz é diferente da considerada para o cálculo de momentos negativos, por isso, no editor de armaduras de vigas, o que aparece é a largura eficaz na zona de momentos negativos. Deve-se adicionar armadura nos apoios.

Para o dimensionamento do perfil de aço e da laje de betão, utilizam-se as normas correspondentes, tanto de aço como de betão, selecionadas nos **Dados gerais**.

2.5. Vigas de madeira

Dimensionam-se de acordo com a norma selecionada, e podem-se consultar nas correspondentes listagens pormenorizadas de justificação ELU e ELUtil.

De forma opcional pode verificar a encurvadura lateral inferior e superior nas zonas onde não existe laje que faça o travamento.

Pode editar e modificar o tipo da série selecionada e ao atualizar verifica-se.

2.6. Pilares de betão armado

O dimensionamento de pilares de betão realiza-se em flexão composta desviada. A partir da tabela de armaduras selecionada para a obra, verificam-se de forma sequencial crescente de quantidades, as armaduras definidas, que podem ser simétricas em duas faces ou em quatro. Seleciona-se a armadura que verifique para todas as combinações de esforços. Estabelece-se a compatibilidade de esforços e deformações e verifica-se se com tal armadura não se superam as tensões do betão e do aço nem os seus limites de extensões, uma vez que a posição das armaduras é conhecida.

Considera-se a excentricidade mínima ou accidental, assim como a excentricidade de 2ª ordem e limita-se o valor da esbelteza, de acordo com o indicado na norma. Dado que as fórmulas aplicadas têm o seu campo de aplicação limitado pela esbelteza, se esta se ultrapassar, a secção considera-se insuficiente (embora o utilizador possa introduzir uma armadura de forma manual), neste caso o software apresenta uma mensagem de esbelteza excessiva, **Ee**.

Num arquivo oculto, e para cada norma, definem-se as percentagens mínimas e máximas de armadura consideradas pelo software ao efetuar o dimensionamento. Caso se verifique algum problema o software apresenta na listagem e no ecrã a mensagem de quantidade excessiva, **Qe**.

Neste caso será necessário aumentar a secção de betão. Se não for possível encontrar uma armadura nas tabelas que verifique os esforços de cálculo, o programa calcula a armadura e apresenta-a caso caiba na secção, se não couber o software apresenta a mensagem armadura manual.

É possível aumentar a secção e diretamente recalculá-la. Caso se alterem as tabelas de armadura, também é possível rearmar os pilares sem recalcular toda a obra.

Recorda-se que, se as modificações de dimensão forem significativas, é conveniente voltar a calcular a obra completamente, por causa das variações de rigidezes. Os diâmetros e afastamentos de cintas realizam-se de acordo com a norma, em função da armadura longitudinal, e com tipologias pré-definidas nas tabelas de armaduras, sendo estas modificáveis pelo utilizador.

Nas tabelas de armaduras, em função da armadura vertical, podem-se definir diferentes configurações de cintas e ramos em função das dimensões transversais, podendo-se seleccionar distintas tabelas para cada obra. Se uma secção não tiver cintas definidas na tabela, só se obtém a cinta perimetral.

Se após o dimensionamento dos pilares surgir a mensagem de que não cumpre a resistência ao esforço transversal, **Et**, indica-se, premindo no botão da mensagem, a área longitudinal de armadura na direção X e Y, a área de armadura de cintas, os esforços em ambas as direções e o esforço transversal capaz de resistir em cada direção.

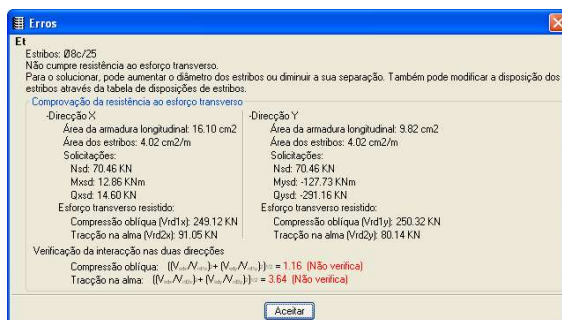


Fig. 2.5

O programa efetua duas verificações relativas ao esforço transversal. Verifica se o esforço atuante é superior ao esforço resistente V_{Rd1} e V_{Rd2} , sendo os mesmos:

$$V_{Rd1} = \tau_2 \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd2} = V_{cd}(1 + M_o/M_{Sd}) + V_{wd}$$

Na verificação da interação nas duas direções, aplica-se a seguinte formulação:

$$((V_{Sdx} / V_{Rdx})^2 + (V_{Sdy} / V_{Rdy})^2)^{1/2} \leq 1$$

sendo:

V_{Sd} , esforço transversal de cálculo ao qual está submetida a secção do pilar em cada direção

V_{Rd} , esforço transversal que resiste a secção do pilar em cada direção

τ_2 , tensão de corte

b_w , largura da secção

d , altura útil

M_o , momento que anula a compressão

M_{Sd} , momento flector actuante

Se um pilar não cumpre a verificação à tração na alma, pode-se diminuir os afastamentos das cintas ou aumentar o seu diâmetro; no caso de não cumprir à compressão oblíqua, poder-se-á solucionar aumentando as dimensões do pilar ou melhorando a qualidade do betão.

Na listagem **Esforços e armaduras de pilares, paredes e muros**, existe uma opção que apresenta a verificação da resistência ao esforço transversal em pilares de betão.

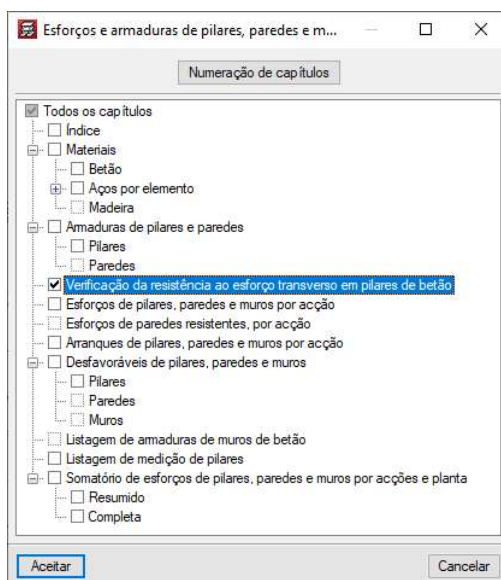


Fig. 2.6

Onde se mostram para cada um dos pilares da obra o estado de cumprimento ao esforço transversal.

Os comprimentos de amarração calculam-se considerando boa aderência e em função do tipo de aço, betão e consideração de ações dinâmicas. De forma opcional, pode-se aplicar uma redução do comprimento de amarração indicado, em função da armadura necessária e da real. Estes comprimentos são editáveis e modificáveis.

Supõe-se que um pilar trabalha predominantemente à compressão, pelo que no caso de existirem pilares em tração (tirantes), é necessário aumentar manualmente os comprimentos de amarração e estudar convenientemente as ligações e amarrações correspondentes, realizando os pormenores complementares pertinentes de forma manual.

O software dispõe de critérios de continuidade, em **Opções**, para armar os tramos dos pilares de modo a garantir, por exemplo, que não exista menor armadura num tramo inferior relativamente a um superior. Pode-se escolher a continuidade da armadura, assim como a conservação do diâmetro das armaduras dos cantos ou o número e diâmetro nas faces.

As secções que se verificam para obter a armadura de um piso, são as indicadas, ou seja, topo e base do tramo, e base do tramo superior. Se foram introduzidas cargas horizontais em pilares, far-se-á em secções intermédias, pois poderão aumentar os diagramas de esforços.

Quando houver desníveis, aplica-se o mesmo sistema para cada tramo que daí resulte.

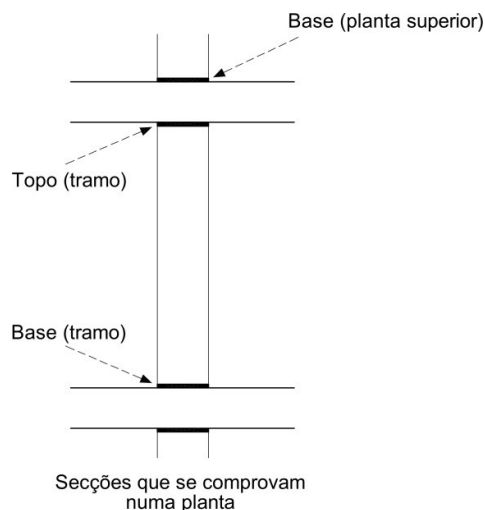


Fig. 2.7

2.7. Pilares metálicos e mistos

Os pilares mistos dimensionam-se e verificam de acordo com a norma de betão e aço selecionada, tendo em conta aquelas que tratam de forma específica o comportamento betão-aço, como no Eurocódigo 4 e a AISC 360-10, em combinação com o indicado pelas normas de cada país.

Os pilares metálicos calculam-se de acordo com a norma selecionada para o tipo de aço, quer seja laminado ou enformado. Os coeficientes de encurvadura devem ser introduzidos pelo utilizador.

Note-se que optando por manter o perfil existente verifica-se se este cumpre os requisitos da norma.

Se, ao contrário, se admitir que o programa coloca o perfil necessário, note-se que os esforços de dimensionamento são os que se obtiveram com o perfil introduzido inicialmente, pelo que, se a variação for importante, é conveniente recalcular a obra uma vez que os esforços podem variar substancialmente.

Por último calculam-se as placas de amarração no arranque dos pilares metálicos, verificando-se as tensões gerais e locais no aço, betão, pernos, punçoamento e arranque.

É necessário rever as mesmas a nível de cada piso, em caso de apoio a vigas ou lajes, será necessário um pormenor construtivo não contemplado no cálculo.

2.8. Lajes de vigotas de betão armado

O cálculo das lajes de vigotas pré-fabricadas realiza-se de forma individualizada para cada vigota em flexão simples. Obtém-se posteriormente o valor máximo do momento positivo de cálculo expresso em $1 \times 10^{-1} \text{N}\cdot\text{m}$ e por metro de largura de laje. É possível igualar, para cada pano, os valores máximos ou médios em função de uma percentagem de diferença entre vigotas adjacentes.

É possível tipificar o valor dos momentos, expressando-o por um nome tipo, se para a laje se tiverem indicado os valores resistidos do momento para cada tipo. Se se superar o valor definido na tabela, indica-se 'INSUF'. Nesse caso deve-se ampliar a tabela tipificada.

O cálculo dos momentos negativos realiza-se à flexão simples e obtêm-se varões negativos de acordo com a tabela de armadura. Os seus comprimentos cumprem os mínimos, especificados em **Opções**, assim como as percentagens mínimas de armadura definidas. Podem-se modificar e igualar as armaduras negativas em função de uma percentagem de diferença de comprimentos.

Quando for precisa uma armadura de compressão na zona de momentos negativos, retirar-se-ão as abobadilhas até que deixe de ser necessário. Isto indicar-se-á no piso por uma linha de maciçamento das vigotas.

As envolventes de momentos e esforços transversos por vigota podem-se consultar no ecrã. Nos extremos de alinhamento de vigotas, mesmo sendo o valor do momento negativo nulo, dimensiona-se armadura para um momento que é uma percentagem do máximo positivo do vão.

É possível definir momentos mínimos positivos e negativos para toda a obra ou para um pano em concreto.

Para a verificação ao esforço transverso, o software apresenta o esforço transverso nos apoios, sendo o utilizador responsável pela sua verificação.

A rigidez bruta para efeitos de cálculo da matriz de rigidez das barras da estrutura é a de uma secção em T. Para o material betão, considerar-se-á o módulo de elasticidade secante definido para as lajes.

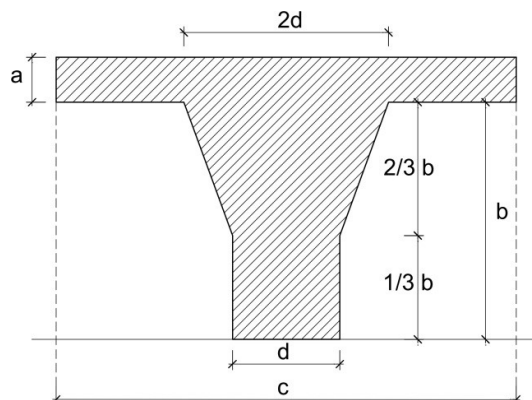


Fig. 2.8

em que:

d, largura da nervura = largura da nervura + incremento da largura da nervura

a, espessura da camada de compressão

c, entre-eixo

b, altura da abobadilha

O incremento da largura da nervura refere-se exclusivamente a ter em conta a espessura das paredes da peça de aligeiramento no cálculo das rigidezes e momento de fendilhação.

A rigidez bruta será a estimada para o cálculo. E a rigidez fendilhada obtém-se de acordo com o especificado na verificação de flecha, nos dados da laje:

- **Como vigota armada.** A armadura negativa dimensiona-se e é conhecida. Não o é a positiva (armadura inferior), pelo que se procede a obter a quantidade necessária com o momento positivo, podendo desta forma estimar-se a rigidez fendilhada.
- **Como vigota pré-esforçada.** Neste caso deve-se indicar a rigidez fendilhada como uma % da rigidez bruta. Depende do tipo de vigota e do seu pré-esforço. Pode ser conveniente consultar os fabricantes para obter o valor.

Para a análise da deformação aplica-se o especificado para vigas, no entanto, em **Opções de lajes** encontram-se valores independentes para cada tipo de laje.

2.9. Lajes de vigotas pré-esforçadas

São vigotas pré-fabricadas, que se transportam da fábrica para a obra.

Dispõem-se de um documento de homologação, ou ficha técnica de características, com todos os tipos de vigotas e abobadilhas fabricados e os seus valores resistentes para verificação aos estados limites últimos e de utilização. Os dados que constam no **CYPECAD** procedem das fichas fornecidas à **CYPE** pelos fabricantes. Os fabricantes devem contactar o Departamento Técnico da Top Informática, enviando a documentação necessária para a sua inclusão em edições posteriores do programa, verificando previamente a validade e consistência dos dados fornecidos.

Também é possível criar fichas próprias de utilizador (Biblioteca) usando um programa independente (Editor de fichas de lajes) que permite criar um ficheiro com todas as características, importá-lo para a Biblioteca e usá-lo em qualquer obra.

Estima-se a flecha e verifica-se o esforço transversal. Para o dimensionamento à flexão verifica-se se existe algum tipo de vigota que verifique os momentos positivos e armadura superior definida nas fichas para momentos negativos. Recorda-se que as armaduras negativas estão definidas nas fichas para um momento resistido com um determinado recobrimento, o qual se deve respeitar.

Quando existirem dados nas fichas, pode-se verificar o estado limite de fendilhação segundo o ambiente ou abertura de fendas permitida, forçando o dimensionamento ao seu cumprimento.

Para a análise da deformação aplica-se o especificado para vigas, no entanto, em **Opções de lajes** encontram-se valores independentes para cada tipo de laje. Nos elementos pré-fabricados as rigidezes consideradas obtêm-se das correspondentes fichas técnicas fornecidas pelo fabricante.

As fichas só se podem criar para as normas espanholas, portuguesas e brasileiras. Para outras normas não estão disponíveis.

A metodologia utilizada pelo programa no dimensionamento de vigotas pré-esforçadas não corresponde às práticas correntemente utilizadas em Portugal, pelo que se aconselha a efetuar o seu dimensionamento em separado. Introduzindo nos respetivos panos, lajes com as características resultantes do dimensionamento prévio, deste modo, o programa considera as suas características em termos de cálculo global de estrutura. Dado que usualmente estas lajes são calculadas como simplesmente apoiadas, devem as vigotas ser introduzidas sem continuidade entre os respetivos panos.

2.10. Lajes de vigotas in situ

A rigidez obtêm-se a partir da secção bruta da nervura em T de betão de largura variável em função da abobadilha, camada de compressão e entre-eixo.

No cálculo da flecha aplica-se o método de Branson, tendo em conta tanto a armadura superior (momentos negativos) como inferior (momentos positivos) que se dimensiona e cujos comprimentos se obtêm.

No dimensionamento de armaduras negativas aplicam-se os critérios anteriormente referidos para lajes de vigotas de betão, para o dimensionamento da armadura inferior utilizam-se os critérios de dimensionamento de elementos de betão armado de acordo com a norma. Existem tabelas de armadura negativas e positivas.

Para o dimensionamento ao esforço transversal como é conhecida a nervura e a sua armadura longitudinal, assim como as solicitações de esforço transversal, verifica-se se é necessário reforço transversal. No caso de ser necessário, obtêm-se ramos de acordo com a tabela definida.

De acordo com o indicado nas diferentes normas, obtêm-se os comprimentos de amarração nos apoios extremos, para a armadura inferior, quer sejam vigas ou apoios, cotando os comprimentos extremos dos varões e patilhas necessárias.

Para a análise da deformação aplica-se o especificado para vigas, no entanto, em **Opções de lajes** encontram-se valores independentes para cada tipo de laje.

2.11. Lajes de vigotas metálicas

Definem-se o tipo de abobadilha a utilizar, a espessura da camada de compressão e o valor entre-eixos de nervuras, bem como o tipo de perfil a utilizar, que será um perfil simples em forma de T ou duplo T, introduzido na biblioteca de perfis selecionados.

Dimensionam-se com os mesmos critérios aplicados a vigas metálicas, com a exceção do bambeamento uma vez que a face superior se considera travada pela camada de compressão para o dimensionamento de momentos positivos. Não se dimensiona para momentos negativos, pelo que se indicará como erro nos casos que assim suceda, como as consolas. Estas vigotas são calculadas como simplesmente apoiadas, embora o software possa considerar encastramento ou continuidade caso seja necessário para o equilíbrio da estrutura. Esta situação deve ser devidamente analisada pelo utilizador.

Recorda-se que o dimensionamento dos perfis se faz à flexão simples e esforço transversal, desprezando-se os esforços axiais e esforços no plano da laje, devido ao diafragma rígido.

2.12. Lajes de vigotas JOIST

São nervuras formadas por perfis metálicos em treliça, sendo esta formada por cordão superior e inferior e diagonais. Os cordões podem ser perfis fechados, de tubo circular ou quadrado duplos ou quádruplos, ou abertos, de cantoneira dupla ou quádruplas. As diagonais serão do mesmo perfil, mas simples, da mesma série.

Define-se a altura exterior da treliça, distância entre eixos e a lajeta superior, não colaborante, simplesmente resiste e suporta as cargas aplicadas.

Considera-se a rigidez da treliça metálica, formada pelos cordões e com o afastamento definido, tomando o primeiro perfil definido nos perfis da obra ou o que se tenha atribuído no cálculo anterior. Da mesma forma que nas vigotas metálicas, calcula-se como tramos isostáticos articulados nos seus extremos, pelo que não se procede ao dimensionamento para momentos negativos.

Como uma treliça, com as cargas aplicadas nos nós, os momentos decompõem-se em compressão aplicada ao cordão superior, supondo-se que este não encurva devido ao travamento da lajeta de betão, e tração no cordão inferior. As diagonais dimensionam-se à tração e/ou compressão, consideram-se como barras biarticuladas para efeitos de encurvadura, com um comprimento efetivo igual ao comprimento real da diagonal.

As deformações obtêm-se como se se tratasse de uma viga, com a rigidez antes mencionada.

2.13. Lajes de vigotas de madeira

A geometria das vigotas de madeira define-se em função do desnível da face superior da vigota com o nível do piso. Uma vez selecionada a série de perfis de madeira, tem duas opções, alinhar pela face superior do enchimento ou alinhar pela face superior das vigotas.

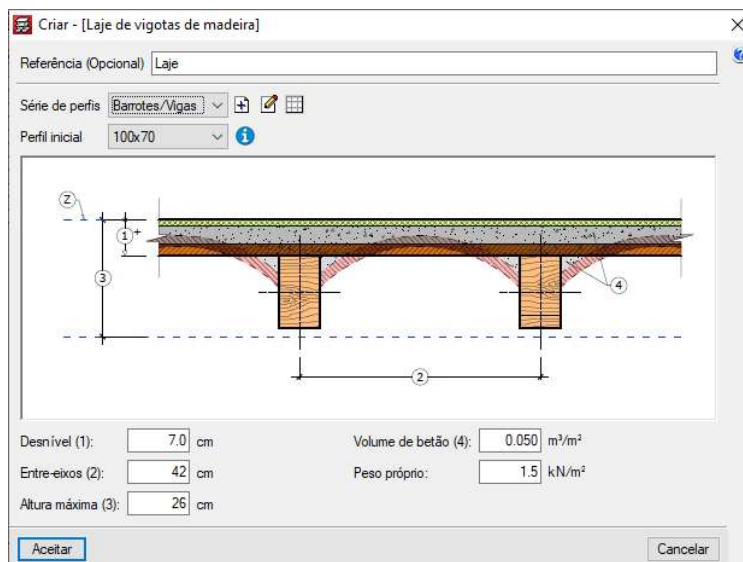


Fig. 2.9

Se o nível da planta alinha com a face superior do enchimento da laje, terá que definir a altura deste, tendo em conta que para efeitos do programa é genérico, e a sua altura é contabilizada desde a face superior da vigota de madeira até ao nível da planta. Neste caso, a altura máxima tem em conta a altura do enchimento, e este dado será utilizado para o dimensionamento.

Se é a vigota que alinha com o nível da planta, a altura máxima afeta unicamente a altura da vigota.

Em qualquer dos dois casos, terá que se definir o entre-eixos, o peso próprio da laje, e o volume de betão, que unicamente intervêm na medição.

De igual forma que acontece no caso das vigotas metálicas, o dimensionamento dos perfis é à flexão simples, com momentos e transversos, e devido ao diafragma rígido, os axiais e esforços no plano da laje

não existem, as vigotas dimensionam-se com os mesmos critérios, o programa seleccionará a primeira vigota da série seleccionada que cumpra com todas as verificações de resistência e flecha, sempre que não se supere a altura máxima.

A partir do menu "Vigotas", no separador de "Resultados", pode-se aceder à listagem de verificações da vigota.

2.14. Comentários sobre a utilização das lajes de vigotas

As lajes de vigotas discretizam-se como barras, coincidentes com o eixo de cada vigota definida, e integram-se no cálculo da estrutura.

A suposição do comportamento da laje como viga contínua sobre apoios rígidos articulados, não é real, pois esta só se cumpre quando as vigas realmente são rígidas e se despreza a rigidez à torção.

Na prática, surgem vigas rasas e vigas altas com os respetivos vãos, que acabam por fletir, tal como é identificado no cálculo.

A compatibilidade de deformações, que se deve cumprir sempre, exceto se houver rotura ou se as secções plastificarem em excesso, obriga a que, tanto vigas como vigotas se desloquem de forma conjunta e solidária, dando lugar ao desenvolvimento de comportamentos não expectáveis nas lajes de vigotas.

Isto não significa que o cálculo esteja incorreto, mas que o modelo apresenta um desenho estrutural inadequado.

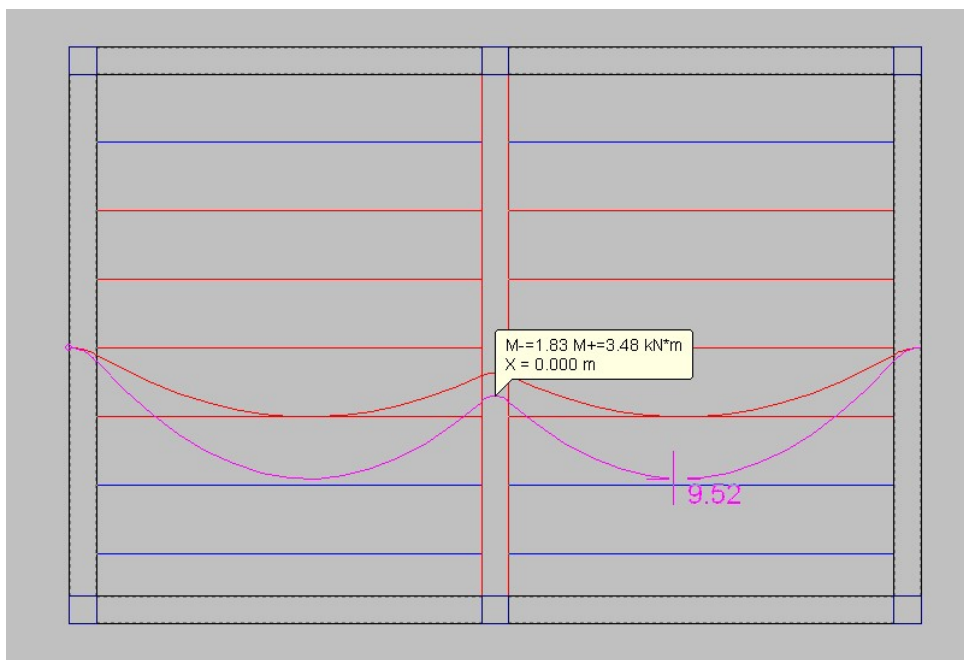


Fig. 2.10

Por esta razão, sempre que apareça nos extremos de uma vigota momento positivo, avisa-se de tal circunstância colocando a vermelho as respetivas vigotas.

A decisão perante esta circunstância pode ser:

- Modificar o desenho estrutural, encurtando vãos, aumentando a rigidez da viga.
- Articulando os bordos das lajes para que as lajes de vigotas trabalhem como tramos isostáticos.

Em qualquer caso é fundamental a consulta das envolventes de esforços nos pórticos de vigotas, podendo-se tomar a decisão de desprezar esse aviso se o momento positivo for muito pequeno.

É também muito importante a consulta dos diagramas de esforços transversos, pois daí se deduz a transmissão de cargas das vigotas às vigas e pode ser que essa transmissão seja escassa ou negativa, tal como mencionamos.

A consulta das envolventes permitirá determinar o que sucede quando se introduzem ações horizontais de vento e sismo.

Se o desenho estrutural se baseia numa malha mais ou menos ortogonal de vigas que apoiam em pilares, neste caso as vigotas normalmente limitar-se-ão a transmitir cargas verticais às vigas.

Se ao contrário, no desenho e na direção dominante das vigotas, não houver vigas de travamento, produz-se uma espécie de viga-pórtico virtual, de maneira que suporta esforços horizontais da mesma forma que outros pórticos da estrutura na mesma direção. Esta situação deve ser convenientemente analisada e ponderada uma resolução.

Reforça-se a ideia de que é fundamental a análise dos resultados, pois nem sempre o modelo estrutural escolhido é o ideal para simular o comportamento da estrutura.

2.15. Lajes mistas

As lajes mistas são constituídas por uma laje de betão e uma chapa nervurada, que serve de cofragem do betão. Quanto à chapa, ela pode trabalhar como:

- **Cofragem perdida.** Na fase de construção, a chapa resiste ao seu peso, ao peso do betão fresco e às cargas de construção. Na fase de utilização é unicamente a laje de betão armado a que tem a função resistente.
- **Chapa colaborante (comportamento misto).** Na fase de construção trabalha como cofragem perdida, como no caso anterior. Na fase de utilização considera-se que a chapa se combina estruturalmente com o betão endurecido, atuando como armadura à tração, resistindo aos momentos positivos. A chapa é capaz de transmitir tensões na sua interface com o betão, sempre e quando se tiver um sistema mecânico proporcionado por irregularidades na chapa (saliências ou reentrâncias).

O cálculo e dimensionamento das chapas realiza-se segundo o Eurocódigo 4: Projeto de estruturas mistas de aço-betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

As lajes mistas são aplicáveis a projetos de estruturas de construção nas quais as cargas impostas são predominantemente estáticas, incluindo edifícios industriais cujas lajes podem estar submetidas a cargas móveis.

Limita-se a altura total da laje mista, a espessura sobre as nervuras das chapas e a altura mínima de pernos sobre nervuras de chapas (no caso de vigas mistas).

A chapa pode apoiar-se sobre vigas metálicas, metálicas mistas, de betão, muros, etc., sendo necessária uma entrega mínima que o programa atualmente não contempla.

2.15.1. Fase de execução

Para o cálculo da resistência da chapa considera-se o peso do betão, da chapa de aço, e das cargas de construção. As cargas de construção representam o peso dos operários e equipamentos de betonagem, bem como eventual impacto ou vibração que possa ocorrer durante a construção.

Para o cálculo à flecha não se consideram as cargas de construção.

Considera-se internamente um coeficiente de encastramento 0 das lajes com as vigas perimetrais (nervuras isostáticas).

Existe a opção de dimensionar a chapa de modo que se cumpram todos os estados limites, ou então calcular a separação entre escoramentos sem dimensionar a chapa. Se no primeiro caso não se obtiver um resultado válido, então calcula-se a separação entre escoramentos.

2.15.2. Fase de utilização

Na fase de utilização parte-se da chapa calculada na fase anterior.

Por defeito, o programa atribui às lajes um coeficiente de encastramento 0, para que a distribuição de cargas nas vigas metálicas onde apoia a laje se realize de acordo com a largura de banda teórica, e para evitar o aparecimento de momentos positivos em apoios intermédios. Isto só se pode conseguir, como já se explicou, atribuindo um coeficiente de encastramento 0, com independência da rigidez das vigas, ou então pré-dimensionando corretamente as vigas. Realizado um primeiro cálculo e dimensionamento das vigas, o utilizador pode substituir o coeficiente de encastramento por outro (entre 0 e 1) e repetir o cálculo. Se o utilizador atribuir um coeficiente de encastramento diferente de 0, podem ocorrer duas situações:

- **Na fase anterior obteve-se uma laje sem escoramentos (autoportante).** Encontrou-se uma chapa que verifica os requisitos. Neste caso a laje deve-se calcular só com a carga adicional posterior à execução da laje, formada pelos revestimentos, paredes e pela sobrecarga, uma vez que a chapa se encarrega de aguentar com a carga permanente da laje. A maneira do programa considerar estas cargas, de forma aproximada, é aplicar coeficientes de encastramento, que calcula e aplica internamente, para lajes em continuidade. De forma orientativa considera-se que o valor do coeficiente de encastramento para atribuir às lajes, depende da relação entre a carga permanente da laje e a carga total, supondo um estado de cargas uniforme. O valor do coeficiente de encastramento seria: $\text{coef. encastramento} = \text{coef. encastramento utilizador} \times (1 - (\text{carga permanente laje} / \text{carga total}))$.
- **Na fase anterior obteve-se uma laje com escoramentos.** Neste caso o programa considera na fase de utilização o total da carga, como a carga permanente e a sobrecarga.

Existe a opção de dimensionar a chapa ou não. Também se pode optar por dimensionar a armadura positiva, tanto se se tiver selecionado dimensionar a chapa, e não se encontrar uma na série que cumpra, como se não a tiver selecionado. Em ambos os casos, se se arma para momentos positivos prescinde-se da colaboração da chapa.

Quando for necessário colocar armadura, colocar-se-á pelo menos um varão em cada nervura.

2.15.3. Dimensionamento

A resistência de uma laje mista deve ser suficiente para suportar as ações de cálculo e para assegurar que são cumpridos os estados limites, com base nos seguintes modos de rotura:

- **Secção crítica I.** Flexão: resistência à flexão. Esta secção pode ser crítica se houver uma conexão de corte completa na interface entre a chapa e o betão.
- **Secção crítica II.** Corte longitudinal: resistência ao corte longitudinal. A carga máxima na laje é determinada pela resistência da conexão do corte. O momento último de resistência na Secção I não pode ser atingido. Esta situação é definida como conexão de corte parcial.
- **Secção crítica III.** Corte vertical e punçoamento: resistência ao corte vertical. Esta secção só será crítica em casos especiais, por exemplo, em lajes espessas de vão curto com cargas relativamente elevadas.

O valor do momento fletor resistente de qualquer secção determina-se pela teoria do momento resistente plástico de uma secção com conexão completa.

No que se refere à área efetiva das chapas de aço, a largura das bossas e das reentrâncias das chapas deve ser desprezada. No entanto, este dado é o indicado na ficha da chapa validada pelo utilizador.

O programa calcula o valor do momento resistente positivo de uma laje mista em função da posição do eixo neutro. Podendo estar acima da chapa ou dentro da mesma.

Para o cálculo do corte longitudinal determina-se o valor de cálculo do esforço transversal, que é, em parte, função dos coeficientes 'm-k', que o fabricante da chapa fornece. Este cálculo é o correspondente a lajes sem amarração extrema, não se tem em conta se existe amarração no extremo, isto é, pernos sobre a viga mista.

Determina-se o valor de cálculo do esforço transversal resistente da laje mista. Não se analisa o punçoamento perante cargas concentradas. Não se analisa a fendilhação em regiões de momento fletor negativo.

Para o cálculo de flechas aplica-se o método de Branson, dado que é conhecida tanto a armadura superior como a inferior (quer seja chapa, quer seja armadura positiva).

Nas opções de cálculo do programa definem-se os coeficientes de flecha para a fase de construção e para a de utilização.

O programa verifica e dimensiona para que não se superem os limites de flecha definidos para a fase de construção, aumentando a espessura da chapa ou colocando escoramentos; mas na fase de utilização apenas se verifica a flecha, não se dimensiona a chapa, para que se cumpram os limites de flecha definidos para a fase de utilização, uma vez que o que pode solucionar este problema é um aumento da altura total da laje.

2.16. Lajes alveoladas

O processo de cálculo utilizado inclui o seguinte procedimento:

Conhecido o momento positivo de cálculo, procura-se na coluna de flexão positiva da laje, M. ULT., um valor superior ao de cálculo. Paralelamente, e em função do ambiente definido para a laje, identifica-se na coluna de M. SER. (1, 2 ou 3) o momento de serviço e compara-se com o valor do momento de serviço obtido através das combinações de deslocamentos até se encontrar um valor de momento que verifique. Se não existir uma laje que verifique as condições de segurança o software emite um aviso.

Para a laje selecionada verifica-se seguidamente na coluna de esforço transversal de flexão negativa e positiva da laje, se o esforço transversal de cálculo é menor do que o resistido pela laje. Uma vez mais se não se verificarem as condições de segurança o software emite um aviso.

Verifica-se ainda o valor da flecha de cálculo com a flecha limite definida em **Opções de lajes**.

Os comprimentos dos varões determinam-se em função da envolvente de momentos e os comprimentos mínimos definidos nas opções.

As envolventes obtêm-se de acordo com os esforços atuantes, redistribuição considerada e momentos mínimos aplicados.

Quando não se tiverem definido dados para o cálculo de flecha, ambiente ou esforço transversal, não se realiza essa verificação.

Em **Dados de Laje**, pode-se selecionar o ambiente, assim como os coeficientes de encastramento nos bordos e os momentos mínimos para cada tipo de tramo: extremo, intermédio ou isolado.

Para o processo construtivo pode-se adotar escoramento ou autoportante.

- **Com escoramento.** O cálculo que o programa realiza quando se considera continuidade, com o valor do coeficiente de encastramento em bordos igual a 1, é um cálculo estático submetido à carga total permanente e sobrecarga, o que equivale a construir a laje sobre escoramento, ao retirá-lo, a laje fica submetida a essa carga total.

Neste cálculo, normalmente os momentos negativos são maiores que os momentos positivos.

- **Como autoportante.** As lajes pré-fabricadas aligeiradas, constroem-se normalmente sem escoramento, pelo que o estado final de esforços compõe-se de dois estados:

A laje submetida ao seu peso próprio, obtendo-se um diagrama de esforços isostática ($M=pl^2/8$).

A laje em continuidade submetida à carga adicional posterior à execução da laje, constituída pelos revestimentos e paredes divisórias e pela sobrecarga.

A sobreposição de ambos os estados conduz a esforços, que, na maioria dos casos, dão maiores momentos positivos que negativos.

Na presente versão não se realiza o cálculo em duas fases, pelo que, se a laje for construída como autoportante, podem-se obter resultados de acordo com o esperado, modificando os coeficientes de encastramento das lajes em continuidade.

Veja-se a seguinte situação, o coeficiente de encastramento a atribuir às lajes, depende da relação entre o peso próprio da laje e a carga total, supondo um estado de cargas uniforme.

O valor do coeficiente de encastramento será então:

$$\text{coef. encast.} = 1 - (\text{p. próprio laje} / \text{carga total})$$

Se por exemplo, se tiver uma laje que pesa 4 kN/m², revestimento de 1 kN/m² e uma sobrecarga de 5 kN/m², obtém-se:

$$\text{peso próprio da laje} = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{carga total} = 4 + 1 + 5 = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{coef. encast.} = 1 - (4/10) = 1 - 0.4 = 0.6$$

Pode-se atribuir o coeficiente de encastramento de 0.6 às lajes em continuidade. O programa atribui-o de forma automática a cada laje alveolada, quando estiver ativado o cálculo como autoportante.

É conveniente uma consulta ao fabricante para obtenção de informações sobre o processo construtivo, bem como outras informações adicionais relevantes para o cálculo.

Para a análise da deformação aplica-se o especificado para vigas, no entanto, em **Opções de lajes** encontram-se valores independentes para cada tipo de laje.

2.17. Lajes maciças

2.17.1. Armadura base

De forma opcional pode-se definir uma armadura base superior e inferior, longitudinal e transversal, que pode ser diferente e modificável. Esta armadura será colaborante sempre que se definir. É possível aumentá-la, se for necessário devido ao cálculo à flexão.

Pode-se pormenorizar, ou não, nos desenhos, este facto é importante para as medições. No caso de se pormenorizar, desenhar-se-á conjuntamente com os reforços, cortando-se e emendando-se onde for necessário. Pode-se obter a sua medição e os seus comprimentos de corte. Se não se pormenorizar, não se desenha e mede-se aproximadamente; apenas se pode indicar o seu diâmetro e o seu afastamento. Neste caso deve-se complementar com os pormenores que se considerarem oportunos, tanto na planta como no quadro de medições.

2.17.2. Armadura longitudinal de reforço

Em cada nó da malha conhecem-se os momentos fletores em duas direções e o momento torsor. Geralmente, as direções principais da laje maciça não coincidem com as direções da armadura impostas para a mesma. Aplica-se o método de Wood, assim considera-se o efeito da torção para obter o momento da armadura em cada direção especificada. Efetua-se uma uniformização transversal em cada nó com os seus adjacentes, numa faixa de um metro, a partir dos quais se obtém a área necessária superior e inferior em cada direção, que se especifica por metro de largura.

A consideração da torção é opcional, embora se aconselhe que se considere sempre.

Verifica-se o cumprimento das percentagens mínimas de armadura, tanto superior como inferior e total, assim como as percentagens e quantidades mecânicas da face de tração. Também se verifica se a armadura numa direção é uma percentagem da outra, tudo de acordo com as opções que se encontrarem ativadas.

Obtêm-se envolventes de percentagens e a área de armadura necessária em cada direção, por metro de largura, e calculam-se reforços longitudinais de acordo com as tabelas de armadura definidas. O ponto de corte dos varões realiza-se aumentando para tal o seu comprimento tendo em conta a translação do diagrama de momentos fletores e o comprimento de amarração.

A seleção dos varões e afastamentos realiza-se por meio das tabelas de armadura, nas quais se especificam os diâmetros e afastamentos em função de um campo de variação das alturas.

2.17.3. Armaduras predeterminadas

Define-se com este nome a possibilidade de introduzir armaduras, quer sejam superiores, inferiores e em qualquer direção, de diâmetro e comprimento predeterminado pelo utilizador, e que se descontarão na sua zona de influência da armadura de reforço a colocar. É muito útil em zonas de concentração de esforços já conhecidos, como a zona superior dos elementos de suporte, permitindo que o resto da armadura seja mais uniforme.

O tratamento das lajes de fundação é idêntico às lajes maciças normais quanto ao desenho de armaduras.

2.17.4. Verificação ao estado limite de punçoamento

Em superfícies paralelas aos bordos de apoio, com afastamentos de meia altura útil, verifica-se o cumprimento da tensão limite de punçoamento. Consideram-se como apoios: os pilares, paredes, muros, vigas e apoios exteriores. Note-se que a verificação do punçoamento é uma verificação de tensões tangenciais, obtendo-se o valor das tensões tangenciais a partir dos esforços nos nós próximos, interpolando linearmente nos pontos de corte do perímetro de punçoamento.

A metodologia aplicada, através da verificação de tensões tangenciais, resolve o problema na sua generalidade. É uma metodologia distinta de formulações simplificadas propostas por várias normas que apenas se aplicam a situações particulares.

Se se superarem os limites das tensões, admitindo a hipótese de colocação de armadura, surge uma linha vermelha que indica que se excedeu o limite de tensão máxima, com uma mensagem **INSUF**. Neste caso deve-se aumentar a altura da laje, o tamanho do apoio ou a resistência do betão.

Se superar a tensão limite, admitindo a hipótese de não colocação de armadura, então será necessário colocá-la. Indica-se o número e o diâmetro da armadura a colocar, como ramos verticais, o afastamento necessário em função do número de ramos colocados num determinado comprimento.

O utilizador deve, neste caso, dispor de ramos verticais na forma construtiva que considerar mais adequada à obra, quer seja com cavalete, reforços em escada, estribos, como se pode ver na figura. O seu afastamento não deve superar 0.75 da altura útil ou a secção equivalente e dispostos entre a armadura superior e inferior.

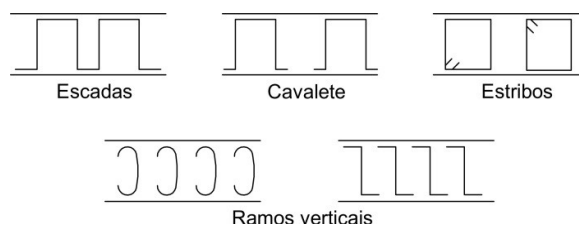


Fig. 2.11

Nas zonas onde se dispuserem vigas rasas ou vigas altas, os esforços tangenciais serão resistidos pelos estribos da viga. Por isso, as tensões tangenciais calculam-se apenas na laje e em superfícies paralelas aos lados das vigas.

Por outro lado, a partir da versão 2015, paralelamente, é integrado no CYPECAD, o programa "Verificação do punçoamento", que realiza a verificação do estado limite último de punçoamento segundo critérios normativos em lajes maciças, fungiformes aligeiradas e de fundação submetidas a cargas concentradas de suportes retangulares e circulares. O programa permite verificar as lajes com ou sem armadura transversal de punçoamento (armaduras inclinadas a 45°, ou armaduras tipo viga), considerando a presença de aberturas ou aligeiramentos na laje.

Apesar disso, mantém-se no CYPECAD a anterior verificação de tensões tangenciais pontuais, e, no seu caso, o dimensionamento da armadura transversal de reforço segundo o mesmo critério de verificação.

- **Verificação de tensões tangenciais pontuais** (punçoamento anterior à versão 2015.a)

Realiza uma verificação de tensões tangenciais em superfícies concêntricas ao perímetro do suporte situadas a partir de uma distância de meia altura útil e em superfícies sucessivas cada 0.75 vezes a altura útil. O valor das tensões tangenciais nos pontos de corte da malha com o perímetro de punçoamento obtém-se a partir dos esforços transversos nos nós próximos mediante interpolação linear. Essa tensão compara-se com a tensão tangencial máxima resistente de punçoamento, calculada segundo a norma de betão correspondente. Estas verificações de tensões tangenciais pontuais nos perímetros anteriormente citados, difere da verificação de resistência ao punçoamento proporcionada pelas diferentes normas de betão.

- **Punçoamento segundo critérios normativos** (implementado no CYPECAD a partir da versão 2015.a)

Em geral, as normas utilizam uma tensão tangencial nominal numa superfície crítica concêntrica à zona carregada, calculada tendo em conta a reação do suporte e os momentos transferidos por este à laje.

O método de análise do punçoamento segundo critérios normativos é uma análise baseada no conteúdo de diversas normas, sendo o Eurocódigo 2 (Portugal) a norma implementada no programa para Portugal; globalmente as normas também permitem utilizar, como método alternativo, procedimentos que realizem uma avaliação mais precisa das tensões tangenciais nas superfícies concêntricas ao perímetro do suporte, o qual é o caso do método da verificação de tensões tangenciais que se realiza no CYPECAD desde versões anteriores.

Portanto, o resultado final obtido por ambos os procedimentos pode não coincidir, embora ambos são válidos.

A armadura de reforço calculada pelo CYPECAD em função das tensões tangenciais pontuais pode servir como referência para que o utilizador introduza reforços de punçoamento (armaduras inclinadas a 45º ou armaduras tipo viga). Após a sua introdução, CYPECAD verifica automaticamente o reforço colocado realizando uma verificação de punçoamento segundo critérios normativos. Verificado o reforço de punçoamento, os reforços por tensões tangenciais pontuais que se encontram dentro da superfície concêntrica do suporte delimitada pelo perímetro crítico de punçoamento, devem eliminar-se para evitar a duplicidade tanto nos desenhos como na medição. Para isso, incluiu-se no CYPECAD uma ferramenta (juntamente com as novas opções do diálogo punçoamento) que permite eliminar a armadura disposta por tensões tangenciais.

2.17.5. Verificação ao estado limite de esforço transversal

A partir da secção de verificação ao punçoamento, em superfícies paralelas, a uma distância de 0.75 da altura útil, realiza-se a verificação ao esforço transversal em toda a superfície da laje maciça, até todas as superfícies se encontrarem radiadas a partir dos bordos de apoio. Se for necessária armadura de esforço transversal, indica-se o número e o diâmetro a colocar com a mesma tipologia que o indicado para o punçoamento.

Analogamente, se não cumprir os requisitos da norma surge uma linha vermelha, que indica que se ultrapassou o limite de tensão máxima, com a mensagem **INSUF**. Neste caso deve-se aumentar a altura da laje, o tamanho do apoio ou a resistência do betão.

O tratamento das lajes de fundação é idêntico às lajes maciças normais quanto ao dimensionamento de armaduras.

2.17.6. Igualação de armaduras

Antes ou depois do cálculo é possível definir linhas ou retângulos em qualquer direção, superiormente ou inferiormente, que permitem igualar a armadura ao máximo dessa zona, em percentagem e comprimento. Existe uma opção para a igualação automática sobre pilares de armadura superior, em faixas adjacentes aos pilares indicados.

Podem-se definir linhas de flexão, antes do cálculo, e introduzir segundo as direções dos apoios. Estas consideram-se como se fossem pontos de máximos momentos negativos e, por conseguinte, o local idóneo para a emenda da armadura inferior se for necessário. Neste caso, calculando os comprimentos de reforço de armaduras negativas de acordo com valores mínimos, definidos em percentagens da distância entre linhas (vão), e emendando as armaduras positivas, se for possível em tais linhas.

Por último, pode-se sempre modificar o diâmetro e o afastamento da armadura ao critério do utilizador.

2.17.7. Amarração das armaduras em vigas ou apoios

Os comprimentos de amarração medem-se a partir do bordo de apoio com a laje. Reveja os comprimentos para os vários tipos de apoios, pois poderá ser necessário prolongá-los.

O tratamento das lajes de fundação é idêntico às lajes maciças normais quanto ao seu desenho de armaduras.

Existe uma opção para o caso de lajes retangulares apoiadas em vigas, esta dá uma armadura única e uniforme em cada direção, cuja quantidade é o valor médio de cada zona (apoios e vão).

2.17.8. Deformações

O software apresenta em qualquer nó da malha, de discretização da laje, os valores dos deslocamentos por ação, de acordo com as ações definidas no projeto. Em particular, pode-se obter o deslocamento máximo por ações de cada laje.

Fica ao critério do utilizador a estimativa da flecha ativa, com os coeficientes de fluência que considerar oportunos, a partir da determinação manual das flechas instantâneas conhecidas, deduzidas dos deslocamentos verticais por ação que o programa fornece em **Resultados > Envoltentes**

Recorda-se que numa laje maciça os deslocamentos verticais são absolutos. É necessário ter em conta o deslocamento, por deformação axial nos pilares. Este efeito é mais evidente nos últimos pisos dos edifícios altos.

Se os deslocamentos de pilares forem muito pequenos, pode-se considerar para a laje a soma dos deslocamentos devidos às cargas gravíticas verticais (permanentes e sobrecargas) e multiplicar por um valor entre 2.5 e 3, de acordo com o processo construtivo. Desta forma obtêm-se valores aproximados para a flecha a longo prazo na laje, relativos à prática habitual de cálculo de edifícios.

Nas lajes, devem-se respeitar espessuras adequadas para os vãos e cargas da estrutura. Deve-se dispor de uma distribuição também adequada de elementos de suporte verticais de modo a obter vãos compensados, estes cuidados serão uma garantia para não ter problemas de deformações. Uma boa execução com recobrimentos corretos também assegurará um comportamento bom face a deformações excessivas.

O software proporciona uma visualização dos deslocamentos de toda a planta, através de **Isovalores**.

Ao marcar na planta um ponto inicial e final, aparece uma linha contínua de cor amarela que une os dois pontos, desenhando ao lado e por baixo, os deslocamentos verticais de todos os pontos, formando uma linha mais ou menos sinuosa de cor azul, esta ilustra a deformada da laje, por ação, combinação ou pela combinação mais desfavorável de deslocamentos.

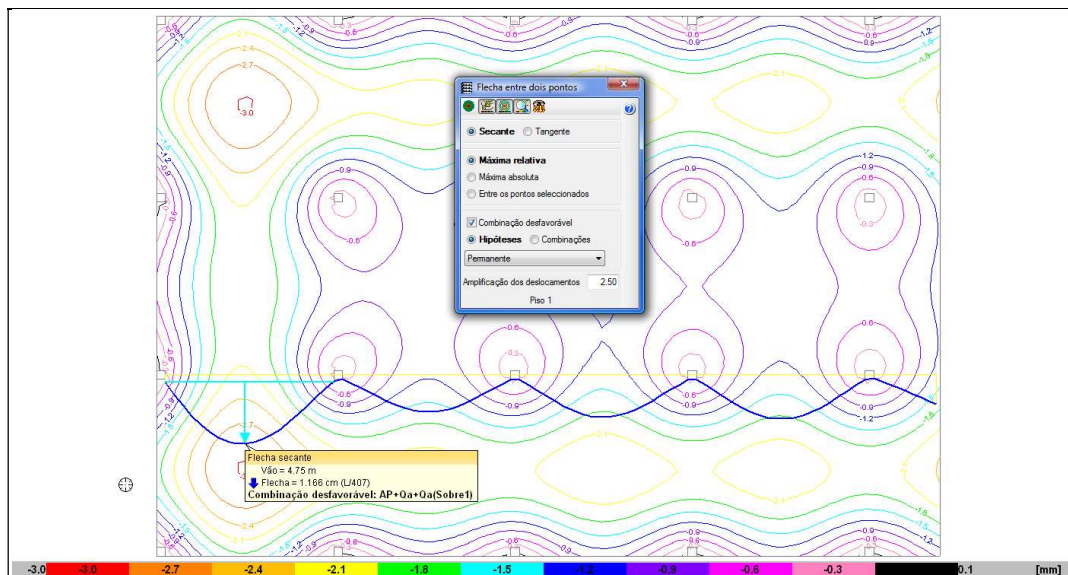


Fig. 2.12

Quando se vê em planta a distribuição dos suportes verticais ou apoios e se marcam os dois pontos para calcular a flecha, observa-se que nas zonas de apoio aparecem convexidades e, nas zonas de meio vão, concavidades.

Parece sensato que, numa primeira análise aos isovalores de deslocamentos, se estude o aspeto gráfico dos deslocamentos Z (verticais), segundo a ação permanente G (que representa a percentagem maior) e segundo a sobrecarga Q; seguindo-se a visualização gráfica segundo a combinação G+Q e observar onde se produzem os valores mais desfavoráveis, que devem coincidir com as zonas de maior concavidade.

Numa laje bidirecional não se conhece a priori se a zona de máxima concavidade é a da máxima flecha absoluta, mas o normal é que seja, pois o deslocamento dos apoios geralmente é pequeno, pelo que é

aconselhável centrar-se nas zonas onde se localizam os máximos valores. Nessas zonas não se tem a certeza em que direção (X, Y, diagonal) se devem marcar os pontos para obter a flecha máxima relativa, no entanto, numa primeira análise deveria ser na direção da menor distância entre dois pontos do perímetro da concavidade.

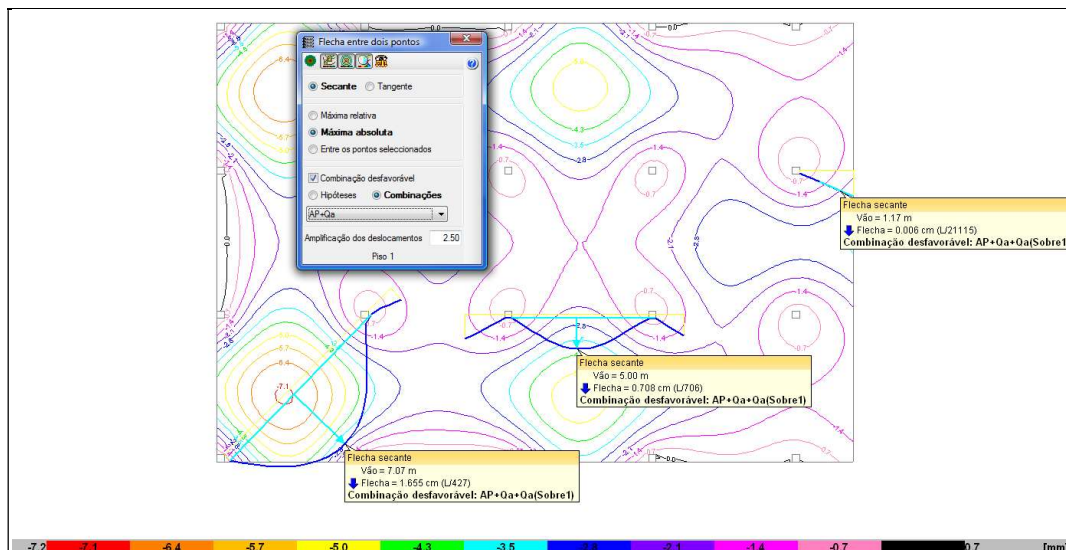


Fig. 2.13

Em caso de dúvidas, marcam-se vários pontos tentando encontrar o valor mais desfavorável de flecha.

2.18. Lajes fungiformes aligeiradas

Aplica-se basicamente o especificado para as lajes maciças, existem no entanto algumas diferenças a ter em consideração.

2.18.1. Armadura base

Pode-se definir ou não uma armadura base, distinguindo para isso a zona maciça da zona aligeirada.

No caso da armadura base em zona maciça (maciços de pilares), por defeito, considera-se uma armadura base formada por dois varões, de acordo com as tabelas, que se estende de bordo a bordo do maciço de pilares, colocada entre os eixos das nervuras, sendo uma armadura resistente.

Esta armadura mede-se aproximadamente e não se desenha na versão atual de **CYPECAD**. Por isso, é o utilizador quem deve fornecer um pormenor tipo de tal armadura base, ou de montagem de maciços de pilares, que complemente a informação contida nos desenhos, embora no quadro de características se descreva tal armadura base.

A armadura base em nervuras não se considera por defeito, por isso, deve-se escolher e determinar para cada direção. Existem tabelas de armadura que permitem a sua definição, assim como a sua combinação possível com reforços adicionais a colocar nas nervuras. Se indicar, em **Opções**, que se pormenorize, desenhar-se-á e medir-se-á, caso contrário, apenas será possível colocar uma referência a nível geral e obter uma medição aproximada e sem desenho das armaduras.

2.18.2. Armadura longitudinal de reforço

Aplicam-se os mesmos critérios que no caso das lajes maciças, apenas com a diferença que a armadura se concentra nas nervuras.

2.18.3. Armadura transversal

Na zona de maciços de pilares ou outras zonas maciças, efetua-se um cálculo idêntico ao das lajes maciças face ao esforço transversal e punçoamento.

Nas nervuras da zona aligeirada, efetua-se a verificação ao esforço transversal nas nervuras em superfícies afastadas de 0.75 da altura útil. Se for necessário reforçar, colocam-se ramos verticais com o diâmetro, afastamento e número que se desenham e se visualizam no ecrã.

A armadura de punçoamento e esforço transversal, deve ser uniformizada e transformada numa armadura construtiva, adequada a cada situação. A **Biblioteca de pormenores construtivos CYPE** apresenta várias propostas.

2.18.4. Igualação de armaduras

Podem-se efetuar as mesmas igualações que em lajes maciças, concentrando a armadura nas nervuras designadas.

2.19. Lajes inclinadas

As lajes inclinadas têm as mesmas propriedades que as horizontais e o modelo estrutural que se gera ao inclinar um plano implica na alteração das dimensões das barras nesse plano e os elementos de suporte vertical que intersectam a mesma terão diferentes comprimentos. Pode-se visualizar e consultar em **Envoltentes> Modelo 3D**, para a última obra calculada.

2.19.1. Diafragma rígido

Mantém-se a hipótese de diafragma rígido, ou seja, supõe-se que não há deslocamento relativo entre dois pontos do piso.

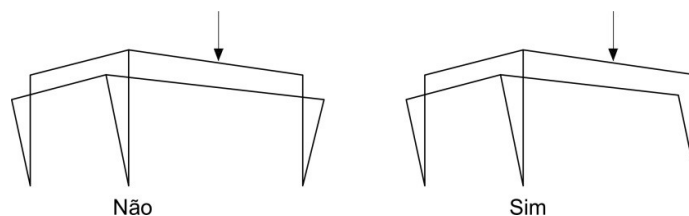


Fig. 2.14

Isto é, o conjunto de planos horizontais e inclinados deslocam-se solidariamente de forma horizontal.

2.19.2. Recomendação para a correta utilização

É recomendável que nas arestas dos encontros de planos inclinados, nas quais necessariamente se terá definido vigas, existam pilares que sustentem essas vigas nos encontros (figura b), não se devem conceber sistemas estruturais nos quais uns planos possam suspender-se noutros.

O dimensionamento dos elementos que pertencem a planos horizontais ou inclinados, vigas, vigotas, lajes alveoladas, lajes maciças e lajes fungiformes aligeiradas, dimensionam-se à flexão simples e ao esforço transversal, desprezando-se o efeito do esforço axial, quer seja de compressão ou de tração, pelo que se devem evitar sistemas estruturais que produzam de forma inevitável tais esforços.

Podem-se utilizar vigas inclinadas (figura d) com 6 graus de liberdade, estas dimensionam-se para esforços axiais e podem resolver situações particulares.

Quando se pretender suprimir pilares das vigas rincão ou laró, deve-se utilizar uma laje horizontal que atue como tirante. Com inclinações e vãos normais, essa laje será capaz de absorver as trações (figura e).

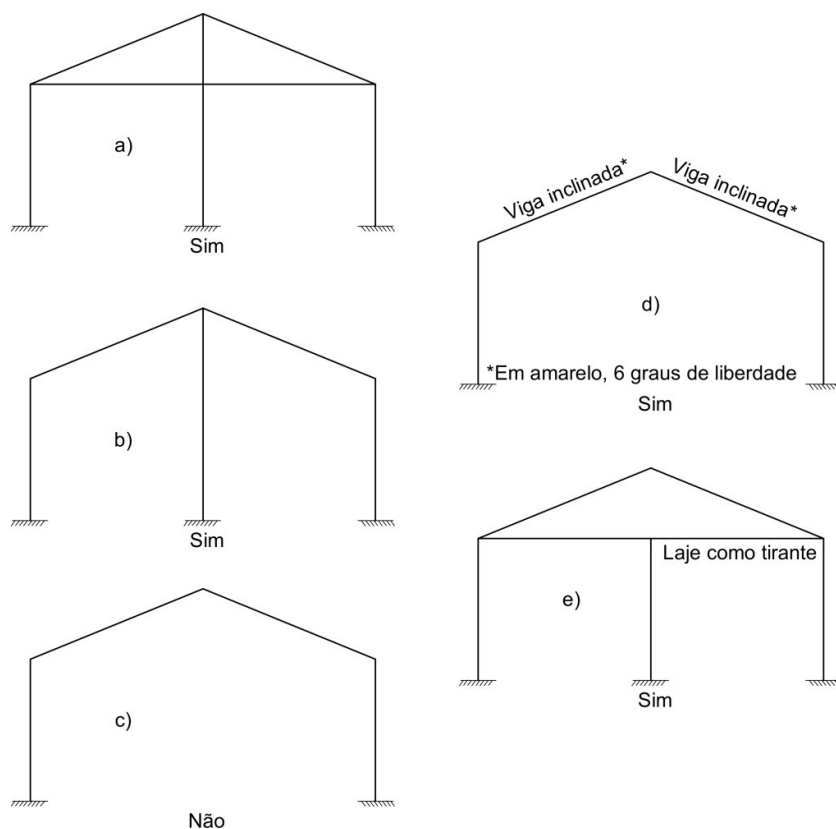


Fig. 2.15

Não se devem apoiar lajes inclinadas em apoios simulados no programa por apoios fixo ou encastramento, exceto se for uma situação real ou a laje tiver pequenas dimensões, pois esse apoio simulado absorverá os impulsos horizontais sem os transmitir ao resto da estrutura.

Também não se devem apoiar lajes inclinadas em muros de alvenaria, exceto se tiver outros elementos estruturais capazes de absorver os esforços horizontais.

Os muros de alvenaria são elementos que funcionam bem perante cargas verticais, mas mal perante flexões normais no seu plano.

2.19.3. Viga comum

A viga comum é um novo conceito que se utiliza para definir vigas que pertencem de forma simultânea a dois grupos, sendo um deles formado por uma laje inclinada que intersecta a viga.

Nos esquemas das figuras a) e e) anteriores, tratam-se das vigas dos pontos extremos, perpendiculares ao plano do pórtico.

A viga comum recebe as cargas de ambas as lajes, e é visível em ambos os grupos, diferenciando-se do resto das vigas por um traço descontínuo no seu eixo. Dimensiona-se sempre como secção retangular, mesmo que a sua forma seja um trapézio como consequência da intersecção de ambos os planos.

As vigas de rincão e laró têm a mesma condição, dimensionam-se como retangulares. Se além disso forem rasas, embora a sua secção se desenhe em forma de V, dimensionam-se como retangulares.

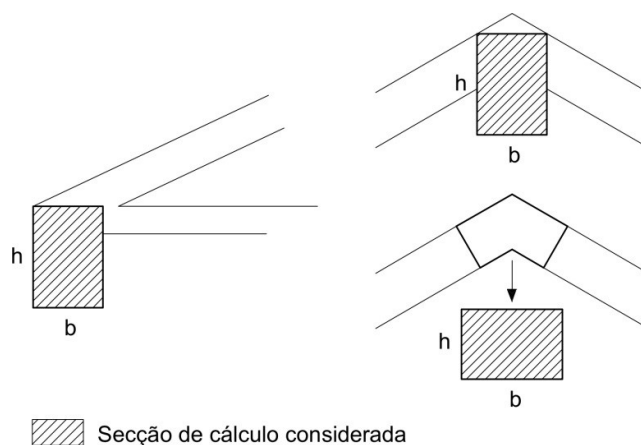


Fig. 2.16

2.19.4. Ações aplicadas

Os pesos próprios dos elementos estruturais, vigas e lajes em planos inclinados, obtêm-se e calculam-se de forma direta e automática, pois conhece-se a sua verdadeira grandeza.

As cargas permanentes adicionais como revestimentos, paredes divisórias e coberturas de planos inclinados, devem ser aumentadas na proporção dada pela inclinação da laje. Por exemplo, para uma inclinação de 45°, daria como resultado:

$$p = \frac{q}{\cos \alpha} = \frac{q}{\cos 45^\circ} = \frac{q}{0.707} = 1.41 \cdot q$$

A sobrecarga, no entanto, não é preciso ser modificada, visto que se considera em projeção horizontal.

A sobrecarga de neve pode-se introduzir como ação adicional Neve.

O vento obtêm-se como uma carga ao nível de cada piso como o produto da largura de faixa definida pela soma das semi-alturas do piso, aplicada ao centro geométrico do piso e é uma carga horizontal, pelo que convém ter presente que se a cobertura tem planos inclinados, deve-se definir como altura (h) do piso a do ponto mais alto. Neste caso estimar-se-á a carga horizontal de vento pelo lado da segurança. Esta teoria não se aplica por exemplo a naves industriais, pois neste caso é necessário contemplar as componentes verticais e normais aos planos inclinados.

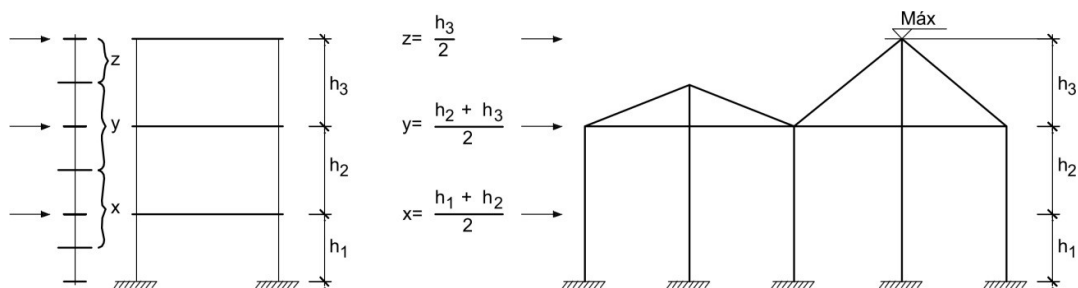



Fig. 2.17

2.19.5. Armaduras

As armaduras de lajes inclinadas (de vigotas, laje maciça e fungiforme aligeirada) desenham-se em planta projetadas no plano horizontal, mas cota-se o seu comprimento real de cálculo.

Onde houver ângulos, indica-se um símbolo opcional , para saber a forma dos varões nesses pontos.

A pormenorização de armaduras dos pórticos de vigas pertencentes a lajes inclinadas desenha-se em alçado na sua verdadeira forma e dimensão.

Em lajes maciças e fungiformes aligeiradas, limitou-se a malha de cálculo e a disposição de armaduras, que é sempre ortogonal, seguindo uma das armaduras a direção da máxima inclinação e a outra perpendicular a esta.

2.20. Lajes e vigas de fundação

A discretização efetuada consiste, no caso das lajes, numa malha de elementos tipo barra de tamanho 0.25 x 0.25 m, com molas nos nós.

No caso de vigas, são elementos lineares tipo barra, com nós na intersecção com outros elementos. Considera-se cada elemento dividido em 14 tramos, com molas nos nós.

Considera-se a fundação apoiada sobre um solo elástico, de acordo com o modelo de Winkler, baseado numa constante de proporcionalidade entre forças e deslocamentos, cujo valor é o coeficiente de Winkler. Recorda-se que este método não contempla a interação com construções adjacentes.

Considera-se:

$$P=K \cdot Y$$

sendo:

P, tensão (kN/m²)

K, coeficiente de Winkler (kN/m³)

Y, deslocamento vertical (m)

A validade desta hipótese é aplicável a solos homogéneos. É um facto que o assentamento de uma fundação pequena e de uma grande é diferente para a mesma tensão transmitida ao terreno, pelo que se deve aplicar com prudência. Também é sabido que o comportamento de solos granulares e coesivos é diferente.

Normalmente têm-se resultados de laboratório que juntamente com a informação geotécnica e a dimensão da fundação, permitem determinar o coeficiente de Winkler a aplicar.

Se se dispuser do módulo de deformação do terreno E_0 , determinado em laboratório, e se se conhecer a largura da fundação, pode-se determinar o coeficiente de Winkler, K, supondo infinita e homogénea a camada compressível do terreno:

$$K = \frac{2 \cdot E_0}{b}$$

sendo:

E_0 , módulo de deformação

b, dimensão da fundação

Pode-se determinar o coeficiente de Winkler de um terreno a partir de um ensaio de placa de carga.

2.20.1. O módulo de Winkler em lajes e vigas de fundação

O módulo de Winkler é um dado a introduzir no programa. A sua determinação realiza-se através de métodos empíricos com ensaio de placa de carga.

Normalmente, se se tiver feito um estudo geotécnico, este deve fornecer o valor exato deste módulo para as dimensões da laje, sapata ou viga de fundação.

Se o estudo tiver sido realizado, mas o que se fornece é o módulo de Winkler para placa de 30 x 30 cm, ou outro tamanho, e não para a dimensão total da fundação, deve-se ter em conta que:

$$K_1 \cdot d_1 = K_2 \cdot d_2$$

Isto é, que os módulos de Winkler K_1 e K_2 determinados com placas de dimensão d_1 e d_2 cumprem a relação anterior.

Por isso, de forma aproximada, pode-se admitir que, em solos arenosos:

$$K_1 = \frac{K_p \cdot (b+30)^2}{(2 \cdot b)^2}$$

sendo:

K_1 , módulo de Winkler da laje ou viga de fundação

K_p , coeficiente de Winkler da placa de 30x30 cm

b, lado menor (largura) da laje ou viga (em cm)

Em sapatas retangulares pode-se utilizar:

$$K' = \frac{2}{3} \cdot K_1 \cdot \left(1 + \frac{b}{2 \cdot l}\right)$$

Em solos argilosos:

$$K_1 = \frac{K_p \cdot (n+0.5) \cdot 30}{(1.5 \cdot n \cdot b)}$$

sendo:

K_1 , módulo de Winkler da laje ou viga de fundação

K_p , coeficiente de Winkler da placa de 30x30 cm

b, lado menor (largura) da laje, sapata ou viga (em cm)

n, relação entre o comprimento e a largura da laje

No caso de lajes de fundação aconselha-se o indicado pelo Professor Rodrigues Ortiz, considerando como largura b o lado da área influente equivalente média dos pilares, ou seja, aproximadamente $0.70 L$, sendo L o vão quadrático médio das distâncias entre pilares, em ambas as direções da laje de fundação.

Para sapatas e vigas em particular sobre solos argilosos, pode-se utilizar:

$$K_1 = \frac{K_p \cdot 30}{b}$$

com idêntico significado das fórmulas anteriores.

Se não se dispuser de estudo geotécnico, pode-se optar por decidir entre os módulos de Winkler indicativos seguintes:

- 5 000 kN/m³ para solo mau (por exemplo: solo lodoso ou lamacento).
- 40 000 kN/m³ para solo médio (por exemplo: solo argiloso húmido).
- 120 000 kN/m³ para solo muito bom (por exemplo: terrenos naturais firmes).

Considerando tais valores como os fornecidos por um ensaio de placa de carga de 30 x 30 cm.

Junta-se uma lista orientadora de valores do coeficiente de Winkler em função da classe de solo para placa retangular de 0.30 x 0.30 m:

Classes de solo	Coefficiente de Winkler (kN/m³)
Solo ligeiro de turfa e lodo	5000 - 10000
Solo pesado de turfa e lodo	10000 - 15000
Areia fina de rio	10000 - 15000
Camadas de húmus, areia e cascalho	10000 - 20000
Terra argilosa molhada	20000 - 30000
Terra argilosa húmida	40000 - 50000
Terra argilosa seca	60000 - 80000
Terra argilosa seca dura	100000
Húmus firmemente estratificado com areia e poucas pedras	80000 - 100000
O mesmo com muitas pedras	100000 - 120000
Cascalho fino com muita areia fina	80000 - 100000
Cascalho médio com areia fina	100000 - 120000
Cascalho médio com areia grossa	120000 - 150000
Cascalho grosso com areia grossa	150000 - 200000
Cascalho grosso com pouca areia	150000 - 200000
Cascalho grosso com pouca areia, muito firmemente estratificado	200000 - 250000

Para a equação diferencial da fundação flutuante, conhecendo o coeficiente de Winkler K e a dimensão b da fundação, submetida a um sistema de cargas q(x):

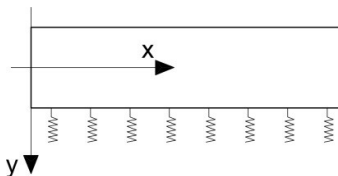


Fig. 2.18

Obtém-se:

$$\frac{d^2M}{dx^2} = -b \cdot (q(x) - p(x))$$

Sendo:

$$Q = -\frac{dM}{dx}$$

y(x) é a deformada da peça. Além disso:

$$M = -EI \cdot \frac{d^2y}{dx^2}$$

Substituindo obtém-se:

$$EI \cdot \frac{d^4y}{dx^4} + b \cdot K \cdot y(x) = b \cdot q(x)$$

Que é a solução geral sem deformação por corte, resolvendo-se obtém-se a solução do sistema.

Geralmente, determina-se o factor de deformação por corte:

$$\phi = \frac{24 \cdot (1 + \nu)}{A_{\text{corte}} \cdot L^2}$$

sendo:

I, inércia da peça

ν, coeficiente de Poisson

A_{corte}, área de corte

L, comprimento da peça

Se esse fator ϕ for menor que 0.1, não se considera a deformação por corte e é válida a solução geral, sendo esta exata. Se for maior que 0.1, obtém-se uma solução aproximada decompondo a matriz de rigidez, numa matriz de rigidez da barra e outra de rigidez do solo.

Para obter uma solução aproximada desta última tomam-se como funções de forma, polinómios de 3º grau para obter uma solução para a integração, obtendo a matriz de rigidez final e sobrepondo ambas.

Geralmente, as lajes decompõem-se em elementos curtos de 0.25 m de comprimento, nas quais normalmente $\phi > 0.1$, pelo que se aplica a aproximação com deformação por corte. O mesmo sucede em vigas de fundação nas quais se apoiam lajes, uma vez que se geram nós intermédios e, portanto, barras curtas. Em vigas de fundação compridas nas quais $\phi < 0.1$, aplicar-se-á a formulação exata.

Obtida a deformada, conhecem-se os deslocamentos nos nós, e pode-se, por conseguinte, obter os esforços para cada ação.

2.20.2. Opções de cálculo

Todas as opções de cálculo, parâmetros definíveis, redistribuição, momentos mínimos, quantidades, tabelas de armadura, etc., definíveis para vigas e lajes, existem igualmente no software para fundações flutuantes.

2.20.3. Ações a considerar

As vigas e lajes de fundação, fazem parte da estrutura, logo interagem o resto da estrutura, uma vez que fazem parte da matriz global de rigidez da estrutura. Portanto, podem-se aplicar cargas sobre estes elementos, da mesma forma que em qualquer viga ou laje da estrutura da qual faz parte.

2.20.4. Materiais a utilizar

Definem-se de forma específica os materiais a utilizar, betão e aço, como um elemento da estrutura, apenas distinguindo-se pelo facto de apoiarem sobre o terreno.

2.20.5. Combinações

Os estados limites a verificar são os correspondentes ao dimensionamento de elementos de betão armado, estados limites últimos, tensões, equilíbrio e levantamentos e estados limites de utilização.

2.20.6. Levantamentos

Quando o sentido do deslocamento vertical, num nó da laje ou da viga de fundação, for de baixo para cima, indica-se que existe levantamento, o que pode suceder numa ou várias combinações de deslocamentos. Pode acontecer em obras com ações horizontais elevadas. Se isto ocorrer, deve-se rever a estrutura, nomeadamente a localização dos elementos verticais de contraventamento, ou rigidificando mais a base, se for possível, aumentando as dimensões da fundação em planta e/ou espessura.

2.20.7. Equilíbrio

Verifica-se em vigas de fundação. Se na secção transversal se calcular a resultante de tensões e esta ficar fora da secção da viga, não há equilíbrio. Neste caso o software emite uma mensagem de erro, que se inclui nos erros de vigas. É uma mensagem inerente ao método, pois não são permitidas trações na largura da viga.

2.20.8. Tensões

Conhecidos os deslocamentos nos nós para cada combinação, calculam-se as tensões multiplicando-os pelo coeficiente de Winkler.

$$P=K \cdot Y$$

No caso de viga de fundação, calcula-se a tensão nos bordos a partir do deslocamento vertical, mais o produto da rotação da secção pela distância ao eixo. Incluem-se num ficheiro de texto os pontos e a tensão de todos os nós que superarem a tensão admissível definida para o terreno, e nos bordos, os que superarem em 25% a tensão admissível.

2.20.9. Cálculo de lajes e vigas de fundação

Como se comentou anteriormente, as lajes e vigas de fundação calculam-se como um elemento mais da estrutura, realizando portanto um cálculo integrado da fundação e a estrutura.

Se se tiverem definido pilares com vinculação exterior cujos deslocamentos estejam restringidos ou se se tiverem definido apoios exteriores, que também têm restringidos os seus deslocamentos, deve-se ser prudente na utilização combinada com as lajes e vigas de fundação.

Veja-se o seguinte exemplo de uma planta de fundação de um pequeno edifício.

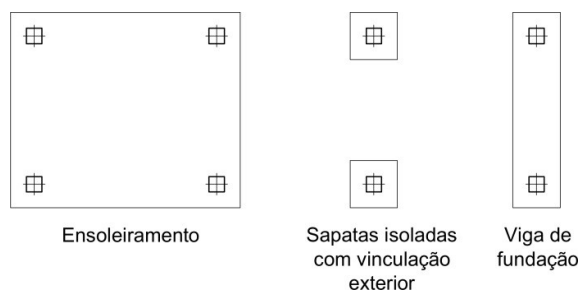


Fig. 2.19

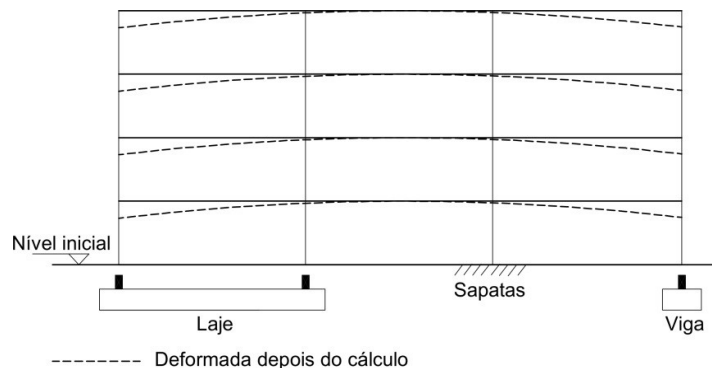


Fig. 2.20

Observe-se como os pilares com vinculação exterior (sapatas isoladas) não têm assentamentos (deslocamentos verticais = 0), enquanto que as lajes e vigas têm assentamentos, em função do estado de cargas, dimensões, geometria da estrutura e coeficiente de Winkler, dando como resultado uma deformada da estrutura que não seria a real.

Se o terreno for bom, com um valor alto do coeficiente de Winkler, esses assentamentos diferenciais não são preocupantes, uma vez que serão muito pequenos. Mas sendo mau, e se além disso o número de pisos for significativo, devem-se tomar outras precauções como por exemplo as descritas de seguida.

Em primeiro lugar calcular as dimensões das sapatas isoladas. Conhecidas as mesmas, introduzi-las como pequenas lajes retangulares à volta dos pilares, eliminando previamente a ligação ao exterior dos pilares.

Desta maneira, calculam-se todos os elementos de fundação sobre um leito elástico e existirá compatibilidade de deformações.

Se se pretender considerar no cálculo lintéis entre as fundações, existem duas possibilidades:

Considerar lintéis como viga normal, em cujo caso não colaboram, nem transmitem tensões ao terreno.

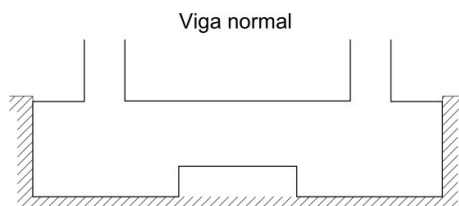


Fig. 2.21

Considerar como viga de fundação, em cujo caso colaboram e transmitem tensões ao terreno.



Fig. 2.22

Os resultados em ambos os casos são diferentes. No segundo caso ao calcular a obra, obtém-se um cálculo integrado da fundação com a totalidade da estrutura. No primeiro, o lintel não atua, as armaduras devem ser revistas.

Poder-se-á conhecer os resultados das armaduras e os assentamentos previstos (com o módulo de Winkler considerado) por ação, consultando o comando **Deslocamentos máximos nos nós** em **Envoltentes** ou no separador de **Isovalores**.

2.20.10. Verificação e dimensionamento de vigas de fundação

Realiza-se o dimensionamento tendo em conta os parâmetros, percentagens de armaduras e tabelas definidas em opções para as vigas de fundação.

No caso particular de vigas em \perp ou L, calcula-se a flexão transversal dos banzos, obtendo-se uma armadura por flexão A_{sf} . Obtém-se a armadura por efeito transição A_{sp} e verifica-se a armadura ligação alma-banzo A_{sa} , colocando-se a maior das duas, somando a de flexão.

$$A_{sTOTAL} = \max(A_{sp}, A_{sa}) + A_{sf}$$

Compara-se essa armadura com a obtida por esforço transversal na alma e coloca-se a maior das duas, tanto na alma como nos banzos, com igual diâmetro e afastamento.

De forma opcional, realiza-se a verificação ao esforço transversal e punçoamento numa secção situada a meia altura útil do bordo do pilar, com uma largura igual ao pilar mais uma altura útil.

Verifica-se que a tensão tangencial nessa secção não supera a tensão limite, sem necessidade de reforço ao punçoamento. Se superar essa tensão, emite-se uma mensagem de erro. Neste caso deve-se aumentar a altura para a proposta pelo programa, para não ter que reforçar ao punçoamento.

Devem-se escolher secções transversais que tenham uma rigidez mínima, sobretudo em secções tipo T, L, limitando a relação consola/altura ao valor de dois, para que seja válida a hipótese de deformação plana.

É muito importante consultar os erros das vigas ao terminar o cálculo.

2.20.11. Verificação e dimensionamento de lajes de fundação

O dimensionamento de lajes realiza-se tendo em conta as opções definidas para elementos de fundação, percentagens de armaduras, disposições de armadura e tabelas.

A escolha da altura mínima é importante e não deve ser inferior a um décimo do vão de cálculo entre apoios mais 20 cm. Se for possível considerar uma consola perimetral, será mais rentável e verificar-se-ão menores tensões nos bordos, para além de evitar problemas de punçoamento.

2.21. Simulação de apoios

Referem-se situações de importância relevante para o cálculo de estruturas, caso o utilizador não disponha do módulo de muros de cave e paredes resistentes ou de alvenaria.

Já se mencionaram precauções na utilização da simulação de apoios, reforça-se aqui este assunto através de um exemplo de um edifício em que a laje da casa das máquinas do elevador está apoiada perimetralmente numa parede de alvenaria ou mesmo de betão.

A parede pode, à partida, ser simulada através de um apoio móvel ou fixo. O erro que se pode cometer ao utilizar um apoio móvel em vez de um apoio fixo é importante face às ações horizontais. Perante movimentos verticais, especialmente no caso do edifício ser alto (> 15 pisos), os encurtamentos elásticos do betão em pilares são significativos e as partes da estrutura vinculadas ao apoio logicamente não se encurtam (mov. verticais = 0). Observem-se as figuras seguintes.

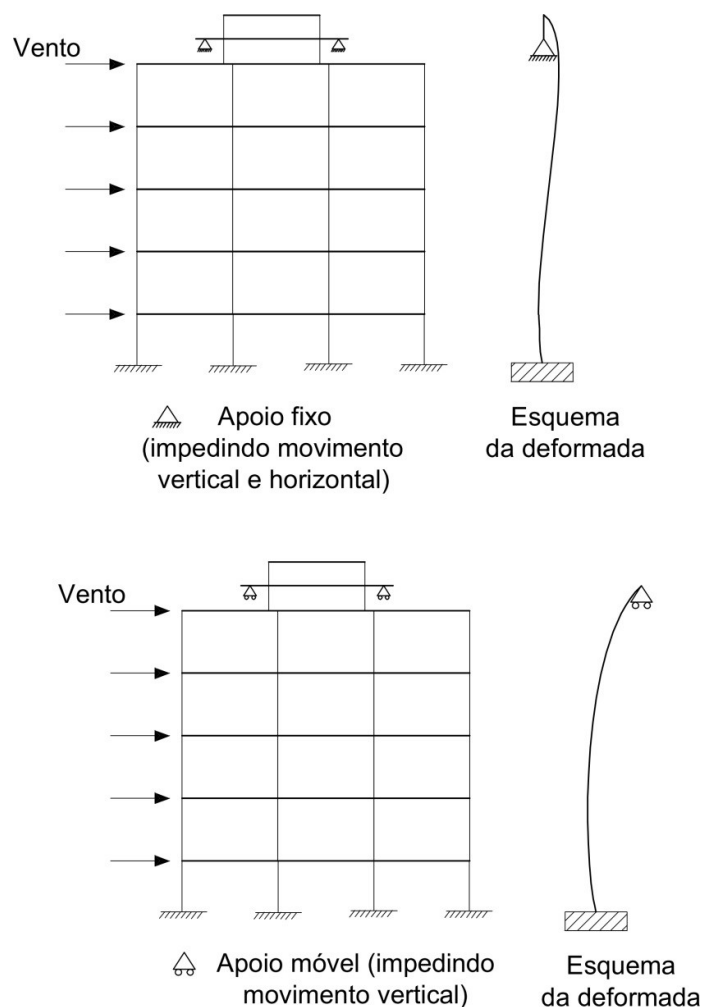


Fig. 2.23

Caso o utilizador faça simulações deste tipo, deverá estar consciente das limitações daqui resultantes e tomar as medidas adicionais necessárias.

Suponha-se outro exemplo, veja-se a situação em que existem pilares embebidos na parede de cave, a ligação do pilar à parede é tal que não se pode mover verticalmente, uma vez que a parede foi simulada através de uma ligação exterior (△:△:////) e, por isso, não transmite cargas aos níveis inferiores.

Outro exemplo pode ser aquele em que a parede não coincide com o alinhamento dos pilares. Geralmente, este caso não apresenta problemas, mas devem-se fazer as seguintes considerações:

O apoio está muito próximo dos pilares.

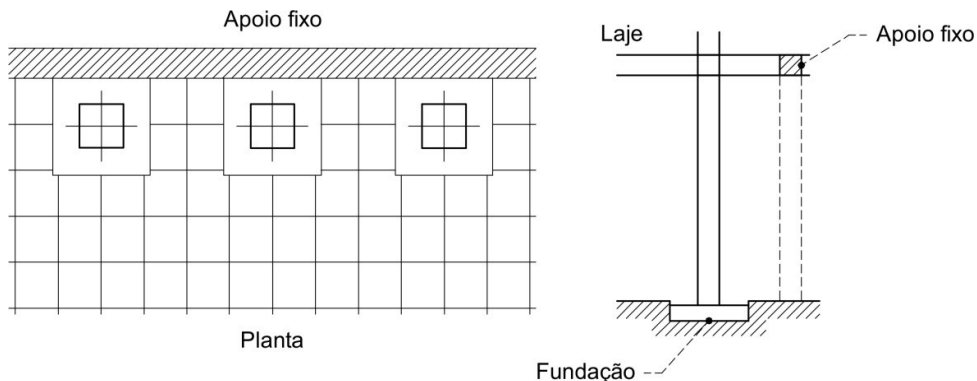


Fig. 2.27

É possível que parte da carga dos pilares dos pisos superiores se bifurque no apoio e não baixe toda a carga para a possível laje ou viga de fundação. Basta consultar o diagrama de esforços transversos nos nós entre os pilares e o apoio e verificar que não há alteração de sinal no diagrama de esforços transversos, assim como um valor alto dos mesmos, o que é uma prova inequívoca de transmissão de cargas ao muro.

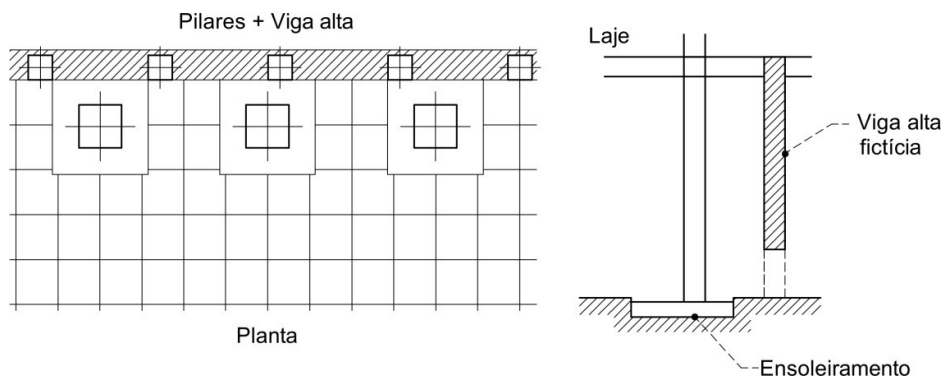


Fig. 2.28

Se esta situação se verificar, dever-se-á definir outro tipo de solução estrutural.

Se a parede se encontra a uma distância aproximada dos vão normais do edifício.

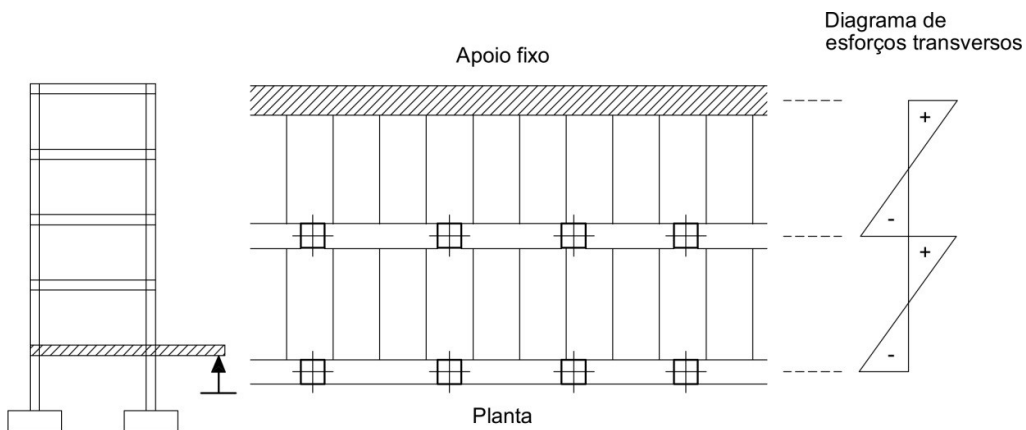


Fig. 2.29

Se se observar que os diagramas de esforços transversos mudam de sinal nas vigotas perpendiculares à parede, não é preciso tomar nenhuma precaução especial, podendo definir vigas e lajes de fundação nos pilares.

Deve-se ter em conta todas as explicações e indicações realizadas na presente memória quando utilizar de forma conjunta fundações sobre solo elástico, pilares com vinculação exterior e simulação de paredes através de apoios, assim como um cálculo integrado da fundação.

2.22. Muros ou paredes de alvenaria

Podem-se seleccionar dois tipos de muros ou paredes:

- Muro de Alvenaria.
- Muro de Betão Armado.

Neste capítulo tratam-se os muros de alvenaria e no seguinte tratar-se-ão os muros de betão armado.

Em ambos os casos a discretização realiza-se através de elementos finitos, triangulares de seis nós, de lâmina espessa.

A fundação pode ser considerada com ou sem vinculação exterior.

A sapata ou a viga, para efeitos longitudinais e torsionais, considera-se sobre um leito elástico (teoria de Winkler), quando é sem vinculação exterior.

O muro pode ainda apoiar sobre uma viga ou laje de pavimento, neste caso o apoio define-se também sem vinculação exterior.

Com vinculação exterior, pode-se calcular uma sapata contínua.

2.22.1. Muros de alvenaria

Entendem-se como tais os construídos por métodos tradicionais como as alvenarias resistentes de tijolo ou blocos de betão.

O comportamento dessas alvenarias não é linear, pelo que a discretização efetuada e a consideração de elemento linear não são as mais adequadas, mas são as únicas disponíveis no programa. Sempre que os esforços e tensões não forem muito elevados, podem-se aceitar os resultados do cálculo. Não esquecer que as trações que possam aparecer não são reais, pelo que se devem consultar esses valores em **Envolventes> Esforços em muros**, e verificar se são nulos ou muito pequenos.

Veja-se o seguinte exemplo:

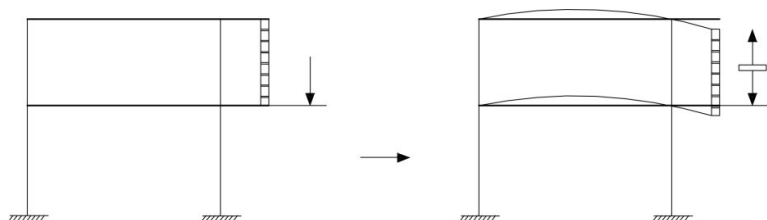


Fig. 2.30

A alvenaria de tijolo em tração, como se fosse um tirante, não é real, mas pode-se calcular e obter resultados, pelo que se deve ter especial atenção no controle de tais resultados.

2.22.2. Características dos muros de alvenaria

Para as propriedades mecânicas dos muros de alvenaria, define-se o módulo de elasticidade $E=1$ GPa (valor por defeito), deve-se estimar o valor de E como:

$$E = \frac{\sigma_c}{\varepsilon}$$

sendo:

σ , tensão de cálculo em compressão do muro de alvenaria

ε , extensão do material

O valor de defeito do programa estima-se supondo uma tensão de cálculo de 1000 kN/m² e uma extensão unitária de 1‰:

$$E = \frac{1000}{0.001} = 1000000 \text{ kN/m}^2 = 1 \text{ GPa}$$

Define-se o coeficiente de Poisson de 0.2; o peso específico de 15 kN/m³; a resistência de cálculo de 2 MPa e a rigidez transversal considera-se nula

O programa verifica o estado tensional do muro de alvenaria, de acordo com as combinações definidas e supondo que a resistência à tração é 10% da de compressão. Se se superarem tais valores em mais de 10% da área do muro, emite-se uma mensagem no final do cálculo que adverte sobre a existência de compressões ou trações excessivas.

A utilização dos muros de alvenaria deve-se fazer com prudência, tentando que o modelo introduzido se ajuste à realidade física.

2.22.3. Muros de alvenaria de apoio a lajes térreas ventiladas

As lajes térreas ventiladas constroem-se sobre o plano de fundação a uma altura pequena (< 1 metro), deixando uma câmara de ar que cumpre uma função isolante.

É habitual construir uma sapata contínua ou viga de fundação que sustenta o muro de alvenaria de pequena altura que serve de apoio às vigotas da laje térrea. Normalmente a laje é autoportante, dada a impossibilidade de colocar escoramento ou apoios por falta de espaço. Estudam-se a seguir os diferentes casos possíveis.

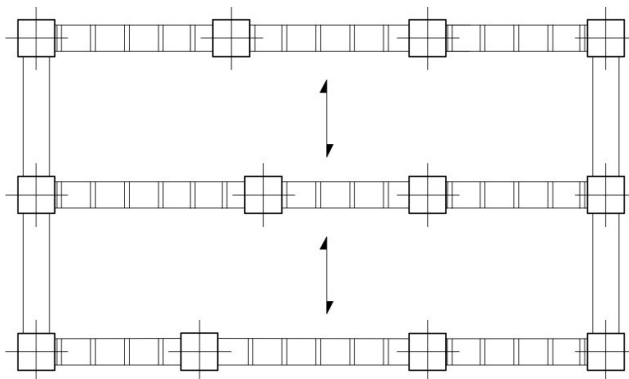
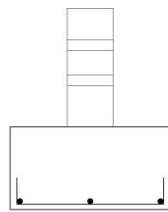


Fig. 2.31

Suponha-se que a direção dos muros de alvenaria coincide com alinhamentos de pilares da estrutura e a fundação dos pilares é realizada através de sapatas isoladas que se calculam de forma conjunta. Neste caso, em que os pilares se definiram com vinculação exterior, para ser compatível tem de se definir o apoio do muro de alvenaria também com vinculação exterior, com sapata contínua, fixando as dimensões mínimas que se desejar.

Assim, consegue-se que a carga dos pilares não se transmita através da ligação com o muro de alvenaria. Podem-se verificar os resultados consultando **Envolventes > Esforços pilares e paredes**, observando que o esforço axial do primeiro tramo é maior ou igual ao do piso imediatamente superior.



Sapata contínua

Fig. 2.32

Suponha-se que a direção dos muros de alvenaria coincide com alinhamentos de pilares da estrutura e a fundação do edifício é uma laje. Neste caso considera-se sem vinculação exterior, pois o muro de alvenaria deve-se apoiar na laje de fundação.

Aconselha-se introduzir a viga de apoio, que realmente ficará embebida na laje de fundação, com consolas iguais a zero (ou seja, sem consolas) e com a altura da laje. O módulo de Winkler e a tensão do terreno serão também os mesmos da laje.

Neste caso, pode ocorrer alguma singularidade ou efeito de rigidificação do próprio muro de alvenaria com a laje, sobretudo se se utilizar um muro alto ou se se aumentar o módulo de elasticidade do muro de alvenaria. Se este efeito se produzir, será necessário reduzir o módulo de elasticidade do muro ao mínimo ($E=1000$ kN/m²) e verificar os resultados após novo cálculo. Este efeito deteta-se observando os resultados das armaduras, também se pode observar substituindo os muros por cargas lineares sobre a laje e comparando os resultados de cálculo.

Suponha-se que a direção dos muros de alvenaria coincide com alinhamentos de pilares da estrutura e a fundação é realizada por vigas de fundação. Neste caso devem-se calcular as reações da laje térrea como cargas lineares e introduzi-las sobre as vigas de fundação do edifício.

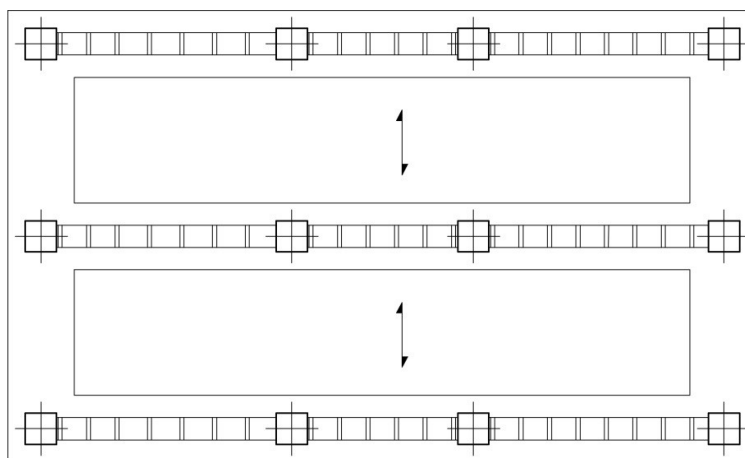


Fig. 2.33

Crie outra obra e introduza apenas a laje térrea e os pilares definindo o muro com vinculação exterior como se indicou anteriormente.

Não se deve definir o muro de alvenaria com viga ou sapata de fundação, utilizando-as como fundação conjunta de pilares definidos sem vinculação exterior, pois apesar do cálculo de tensões poder ser aceitável, a armadura da viga ou sapata do muro de alvenaria estará incorreta, do ponto de vista da segurança, com armaduras menores que as necessárias. Devido à junção da viga de fundação com o muro de alvenaria e a laje 'térrea', produz-se um efeito 'Vierendel' do conjunto, transmitindo-se parte da carga do pilar pelo muro de alvenaria, com o qual se obtêm resultados que não se adaptam à realidade física da construção.

Suponha-se que a direção dos muros de alvenaria coincide com alinhamentos de pilares da estrutura e a fundação é mista, com sapatas, lajes e vigas de fundação.

Neste caso o problema é complexo, aconselha-se consultar tudo descrito anteriormente e ainda os capítulos relativos a lajes e vigas de fundação.

Não se devem misturar elementos com vinculação e sem vinculação exterior, devido aos assentamentos diferentes que se podem produzir.

Nestes casos pode ter interesse realizar um primeiro cálculo com todos os pilares com vinculação exterior e depois introduzir laje e vigas de fundação de acordo com as cargas transmitidas, bem como as tensões do terreno, procurando homogeneizá-las. Depois verifica-se se as tensões e assentamentos são compatíveis e se apresentam valores razoáveis.

Suponha-se que a direção dos muros de alvenaria não coincide com os pilares. Neste caso não existem problemas de ligação dos muros de alvenaria com os pilares.

Continua a ser válido tudo o que foi dito anteriormente, realçando a importância de não misturar elementos estruturais com apoios com vinculação exterior e sem vinculação exterior.

2.22.4. Muros de alvenaria entre lajes

Se se utilizarem os muros de alvenaria para apoiar parte de uma laje superior noutra inferior, recorda-se que o mais importante é assegurar que, para o desenho estrutural que se realiza e para as cargas aplicadas, o muro de alvenaria trabalhe realmente em compressão e que transmita a carga, em vez de se comportar como um tirante. Caso funcione como tirante, será um elemento estrutural inadequado.

Por conseguinte, deve-se apertar o controlo dos resultados das tensões, de modo a garantir que o muro trabalhe normalmente em compressão, e que caso surjam trações estas possam ser desprezáveis.

Neste ponto definem-se sempre sem vinculação exterior, dando à viga de apoio as consolas e alturas que se considerem oportunas.

Normalmente as consolas serão zero, e dever-se-á colocar como altura a da laje de apoio. Quando um muro de alvenaria se apoia numa laje de vigotas pré-fabricadas, perpendicularmente às vigotas, em teoria, repartirá a carga sobre as vigotas de forma sensivelmente proporcional.

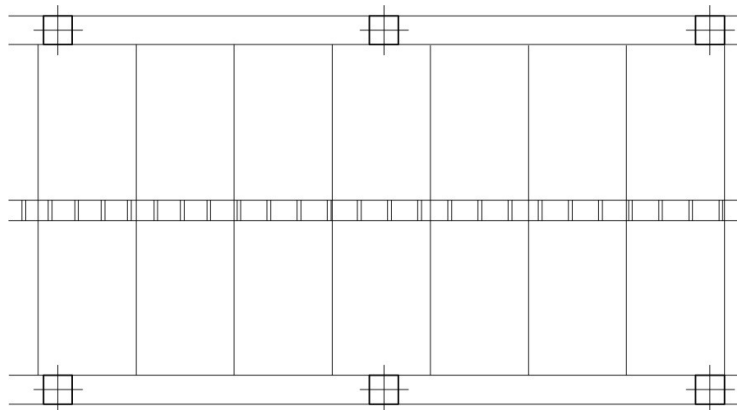


Fig. 2.34

Se o diagrama de momentos das vigotas refletir a transmissão das cargas, será como se mostra na figura seguinte:

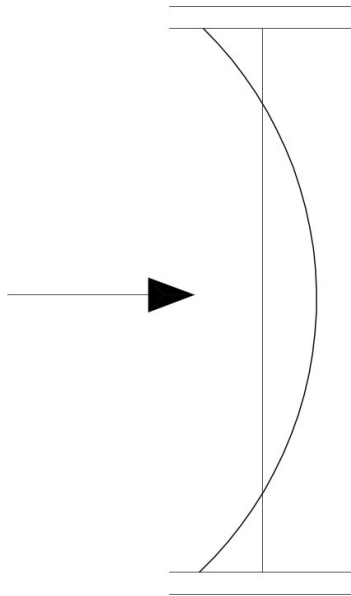


Fig. 2.35

Se, ao contrário, se produzir um efeito de apoio, significará que há trações no muro de alvenaria, dando-se diagramas de momentos nas vigotas como segue:

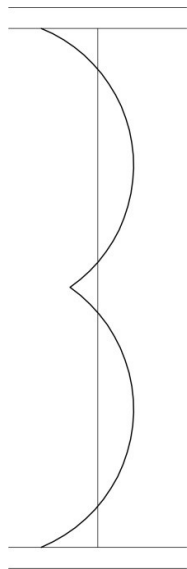


Fig. 2.36

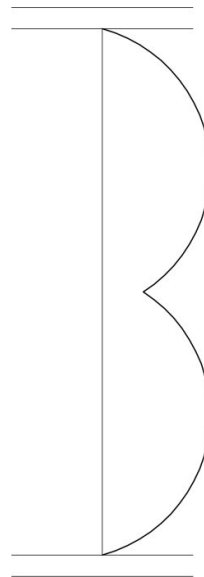


Fig. 2.37

Esta situação, se ocorrer, deve ser revista.

Também pode acontecer que o muro atue como viga-parede, no caso de cruzar vigas perpendiculares, apoiando-se nas vigas, suspendendo a laje inferior.

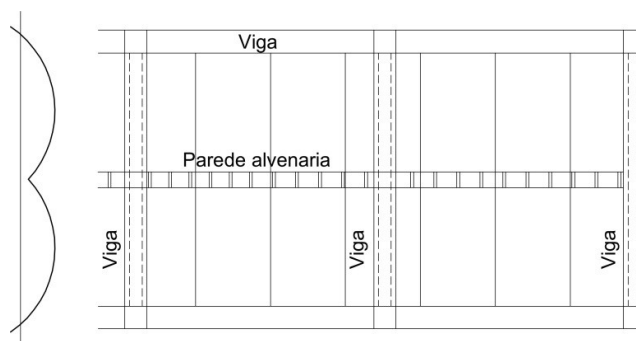


Fig. 2.38

Desta forma invalidar-se-á o efeito de transmissão da carga, visto que a rigidez longitudinal do muro não é real.

Por conseguinte, os muros de alvenaria devem-se utilizar com prudência entre lajes e devem-se analisar convenientemente os resultados nos elementos sustentadores e sustentados.

Quando um muro de alvenaria se apoia na fundação, este colaborará para absorver ações horizontais, caso inevitável, pois têm rigidez. Deve-se considerar este facto, especialmente se não se pretender que tal aconteça, para casos como por exemplo pisos térreos ventilados e muros de alvenaria nos primeiros pisos do edifício.

No caso de pisos térreos ventilados, quando o vento atuar na direção dos muros de alvenaria, os pilares ficam encastrados ao nível de laje térrea, o que em parte é lógico.

Um caso distinto seria o que se mostra na figura seguinte.

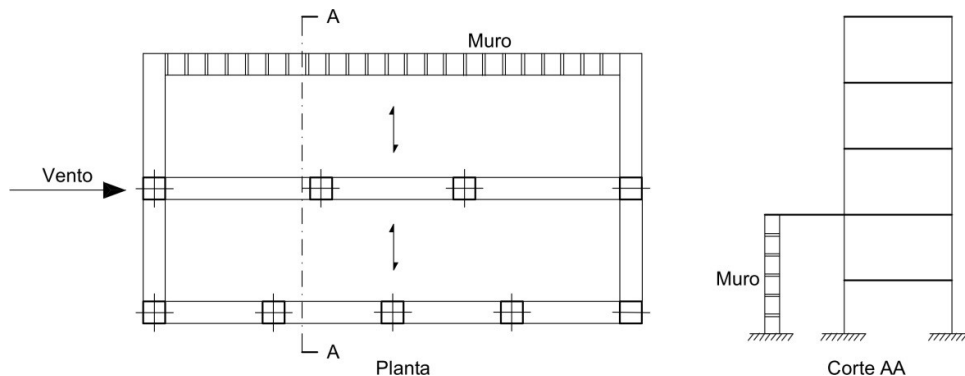


Fig. 2.39

Quando atuar o vento, o muro de alvenaria que apresenta uma grande rigidez na direção do vento, absorverá praticamente toda a ação horizontal.

Caso não se deseje que tal aconteça, pode-se fazer um cálculo eliminando o muro e a laje adjacente, colocando as suas reações.

É importante que se tenha sempre presente a influência da rigidez dos muros de alvenaria, pois estes produzem um efeito de travamento muito significativo e qual pode não interessar para o equilíbrio da estrutura.

2.23. Muros de betão armado

Podem-se distinguir pelo seu comportamento estrutural dois tipos, apesar de para efeitos do programa serem idênticos e apenas haver um tipo, dependendo dos dados fornecidos.

- Muros de cave de betão armado.
- Muros (paredes) de betão armado.

2.23.1. Muros de cave de betão armado

A sua utilização habitual consiste na construção perimetral de um tapamento em volta da cave com uma dupla função: resistir aos impulsos do terreno e suportar as cargas transmitidas pela estrutura à fundação.

As propriedades mecânicas são determinadas internamente pelo programa a partir das propriedades do betão armado.

É imprescindível a definição dos impulsos do terreno.

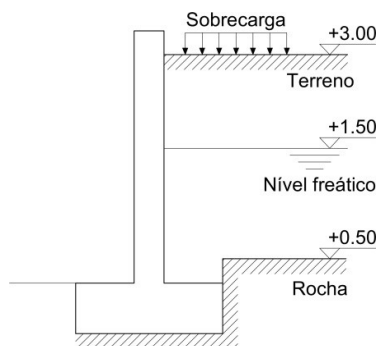


Fig. 2.40

O programa permite que possam existir impulsos em ambos os paramentos do muro, e associados a hipóteses de acções diferentes, que se tratam posteriormente através das combinações de cálculo de toda a estrutura.

Fazem-se as seguintes considerações:

- Despreza-se o atrito terras-muro, logo a direção do impulso é horizontal.
- Calcula-se o impulso considerando o impulso em repouso: $\lambda_h = 1 - \sin\phi$, (ϕ : ângulo de atrito interno).
- Por baixo da cota da rocha, anulam-se os impulsos, exceto os hidrostáticos se existirem.
- Considera-se a possibilidade de evacuação das águas por drenagem ao longo da altura do terreno, por saturação ou infiltração. O seu efeito considera-se adicionando um impulso hidrostático à mesma cota que o terreno, multiplicando o seu impulso pelo inverso da percentagem de evacuação por drenagem.

$$\text{Coef. impulso} = \frac{100 - \% \text{ evacuação}}{100}$$

Isto é, quando se diz 100% de evacuação por drenagem, não existe impulso adicional, pois:

$$\frac{100 - 100}{100} = 0$$

Quando for 0%:

$$\frac{100 - 0}{100} = 1$$

É como se o nível freático estivesse ao nível do enchimento.

- Abaixo do nível freático, considera-se o enchimento com a sua densidade submersa para efeitos de impulso, mais o impulso hidrostático.
- Não se considera o peso das terras sobre as consolas da sapata, tanto para o cálculo de tensões sobre o terreno, como para o dimensionamento da mesma.
- Pode-se definir o enchimento com um talude inclinado, indicando o ângulo do talude.
- São definíveis cargas sobre o enchimento dos seguintes tipos:

Carga uniforme distribuída;

- Carga em banda paralela ao coroamento;
- Carga em linha paralela ao coroamento;
- Carga pontual ou concentrada em áreas reduzidas (sapatas).

2.23.1.1. Impulsos produzidos por uma sobrecarga uniformemente distribuída.

De acordo com a teoria de Coulomb, o impulso horizontal produzido por uma sobrecarga uniformemente distribuída, q, por unidade de comprimento de talude, vale:

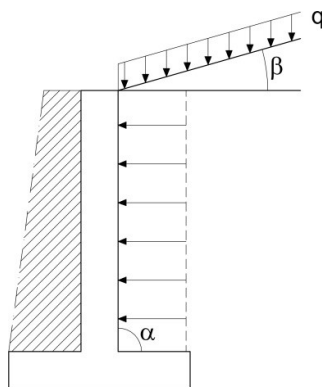


Fig. 2.41

$$p_q = \lambda \cdot \frac{\text{sen} \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)} \cdot q$$

sendo:

p_q , pressão horizontal

λ , o coeficiente de impulso horizontal segundo o tipo de impulso (ativo, passivo ou em repouso)

α , ângulo de inclinação do paramento do muro (no programa considera-se 90°)

β , ângulo de inclinação do enchimento

2.23.1.2. Impulsos produzidos por uma carga em banda paralela ao coroamento

O impulso horizontal que uma sobrecarga em banda produz, para o caso de tardoz vertical e terreno horizontal seguindo a Teoria da Elasticidade vale:

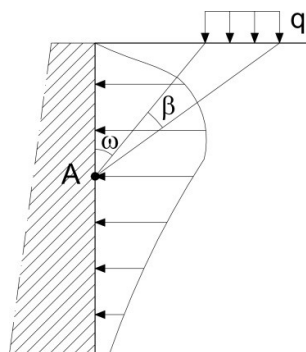


Fig. 2.42

$$p_q = \frac{2 \cdot q}{\pi} \cdot [\beta - \text{sen} \beta \cdot \cos 2\omega]$$

sendo:

p_q , pressão horizontal

q, carga por unidade de superfície

β e ω , são os ângulos indicados na figura

2.23.1.3. Impulsos produzidos por uma carga em linha paralela ao coroamento

Utiliza-se o método baseado na Teoria da Elasticidade. O impulso horizontal que uma sobrecarga linear, q , produz para o caso de tardo vertical e terreno horizontal é:

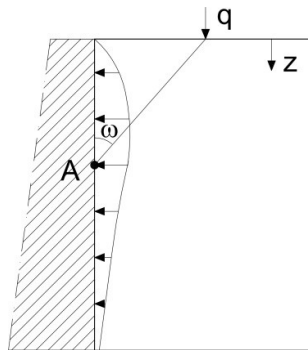


Fig. 2.43

$$p_q = \frac{q}{\pi \cdot z} \cdot \text{sen}^2(2\omega)$$

sendo:

p_q , pressão horizontal

q , carga linear

ω , indicado na figura

z , cota do terreno

2.23.1.4. Impulsos produzidos por uma carga pontual ou concentrada em áreas reduzidas

Este impulso pode ser produzido por sapatas existentes num plano superior. Utiliza-se o método baseado na Teoria da Elasticidade. O impulso horizontal que uma sobrecarga pontual produz, para o caso de tardo vertical e terreno horizontal é:

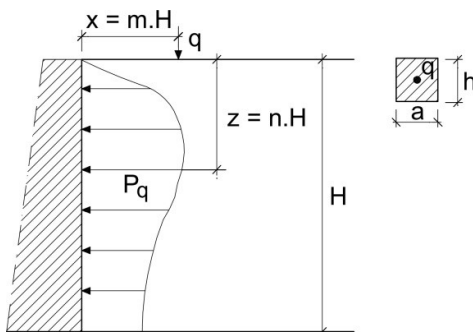


Fig. 2.44

$$\text{Se } (m < 4) \quad p_q = 0.28 \cdot \frac{q}{H^2} \cdot \frac{n^2}{[0.16 + n^2]^3}$$

$$\text{Se } (m > 4) \quad p_q = 1.77 \cdot \frac{q}{H^2} \cdot \frac{m^2 \cdot n^2}{[m^2 + n^2]^3}$$

sendo:

p_q , pressão horizontal

q , carga concentrada

H , altura do terreno

m e n , indicados na figura

2.23.1.5. Apoios de muros de cave

Podem-se definir quanto ao seu apoio:

- **Com vinculação exterior.** Solução adequada quando o resto dos pilares da estrutura se definam assim. Pode-se definir sapata contínua do muro e obter o cálculo.
- **Se a solução de fundação for uma laje.** Pode-se introduzir o muro sobre a laje, sem vinculação exterior com uma viga sem consolas, e altura igual à da laje. Define-se a viga com os dados do terreno, iguais aos da laje.
- **Se todos os pilares da estrutura apoiarem em vigas e lajes.** Isto é sem vinculação exterior, introduz-se a sapata contínua debaixo do muro, fazendo previamente um pré-dimensionamento da largura da sapata. Para isso, estima-se o valor da carga linear transmitida pela estrutura, somando o peso do muro e dividindo pela tensão admissível.

2.23.2. Muros (paredes) de betão armado

Podem-se definir muros de cave de betão armado, sem impulsos, pelo que se convertem numa parede resistente, para efeitos de resistir a cargas verticais e horizontais. Na realidade pode substituir as Paredes que se definem em **Entrada de pilares** do programa, sendo além disso mais versátil. Permitem funcionalidades como: poder unir-se com pilares; apoiar em pilares; permitir embeber pilares; permitir que nasçam pilar em qualquer nível do muro, com dimensões maiores ou menores que a espessura do muro; unir muros entre si que nascem e terminam em pisos diferentes.

Vejam-se alguns exemplos de muros.

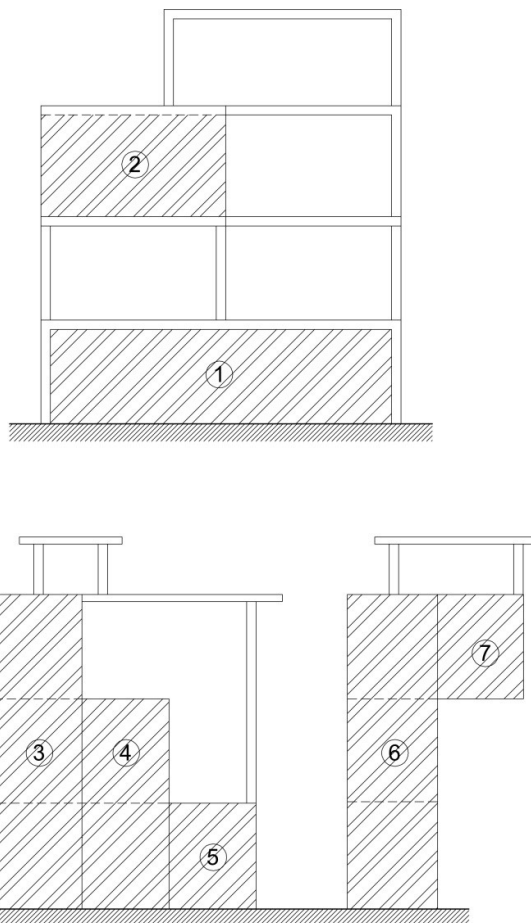


Fig. 2.45

Convém recordar novamente a consideração de diafragma rígido ao nível de cada piso, pelos impedimentos que supõem o livre deslocamento dos muros. Não obstante a versatilidade do software é importante criar soluções estruturais adequadas.

A união dos muros e das lajes considera-se em geral como encastrada. Como existe a opção de coeficiente de encastramento em bordos de panos, será possível nesses bordos de união definir um coeficiente de encastramento menor que um até zero, articulação. Para estes casos dever-se-á dispor em desenhos o correspondente pormenor construtivo que materialize o pressuposto considerado.

Quando se define um muro sem vinculação exterior, devem-se dar as dimensões do elemento onde apoia o muro.

2.23.3. Dimensionamento

Distinguem-se duas situações quanto às quantidades mínimas de armadura horizontal:

- **Com impulso de terras.** Consideram-se os critérios dos muros.
- **Sem impulsos.** Consideram-se os critérios de paredes.

Conhecido o estado tensional, uma vez calculados os esforços e para cada combinação, verificam-se em cada face (verticalmente e horizontalmente) as tensões e extensões do betão e do aço, tendo em conta a armadura disposta nas tabelas, aumentando-se de forma sequencial até encontrar a armadura que cumpra para todas as combinações. Além disso, verifica-se no sentido transversal, calculando-se o reforço se for necessário.

De acordo com a norma realizam-se as verificações de percentagens mínimas e máximas de armadura e afastamento mínimo e máximo. Verificam-se os limites de esbelteza, emitindo-se uma mensagem se estes forem superados.

Por último, pode-se consultar no ecrã a armadura obtida, assim como os erros de dimensionamento. Se se alterar a armadura e/ou a espessura, realiza-se uma verificação. O programa emitirá as mensagens pertinentes. Pode-se redimensionar se se alterarem as secções, obtendo-se a nova armadura.

No dimensionamento incluiu-se o que se chama **Fator de cumprimento**, valor que por defeito é 90%, mas que é possível modificar. Se se indicar um valor menor (por exemplo 80%), e redimensionar, obtém-se uma armadura algo menor e observa-se que existem pontos assinalados a vermelho, que correspondem a 20% da superfície total do muro que não cumpre com esta armadura.

Através do comando ver reforços consulta-se em cada ponto vermelho a armadura necessária de reforço suplementar a colocar nessa zona. Será decisão do utilizador a colocação do reforço, que se deve acrescentar de forma manual aos desenhos.

Também é possível modificar a armadura diretamente e calcular o **Fator de cumprimento** para a nova armadura.

Quando uma armadura não cumpre, além da mensagem de aviso o texto passa a ser vermelho.

As amarrações em cada piso são editáveis e calculam-se com diferente comprimento, dependendo de se encontrarem em tração ou compressão.

A hipótese de diafragma rígido a nível de planta limita deformações e produz esforços de pico, conduzindo a uma armadura elevada, daí a utilidade do **Fator de cumprimento**, para impedir que determinadas zonas penalizem a armadura do resto do muro, obtendo-se assim uma melhor uniformização das armaduras.

Ao terminar o cálculo, pode aparecer uma mensagem nas vigas ou sapatas de apoio que superam a tensão, indicando que a tenção média é maior que a tensão admissível do terreno ou que a máxima nos bordos supera em 25% a tensão do terreno.

2.23.4. Conselhos práticos para o cálculo de muros de betão armado em edifícios

Se o muro nascer de uma laje, deve-se colocar como altura da viga de apoio, a da laje. Pode acontecer que a viga tenha continuidade ou esteja no prolongamento com outras vigas da estrutura, em cujo caso se deve dar as mesmas dimensões. Deve-se controlar a armadura das vigas, dando a continuidade necessária, utilizando o editor de armaduras de vigas.

Um muro nunca pode nascer de uma viga de piso existente nem coincidir emendando-se com outras nos pisos sucessivos que atravessa, inclusive no que termina. Aparece uma mensagem que avisa desta circunstância e impede a sua introdução.

Se nascer de fundação a solução de sapata contínua pode ser a mais adequada, mas também se pode definir sem vinculação exterior apoiado num ensoleiramento. Neste caso deve-se definir uma viga de consolas zero, altura igual à da laje, com tensão admissível e coeficiente de Winkler, também iguais aos da laje. Não se pode apoiar numa viga de fundação existente.

Pode-se definir a própria fundação do muro e unir com a fundação de outras partes da estrutura.

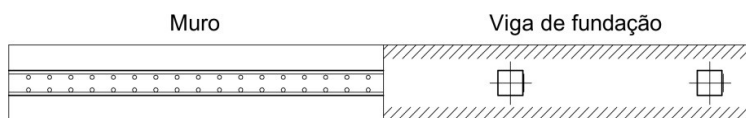


Fig. 2.46

A hipótese de diafragma rígido ao nível de piso faz com que, mesmo que não se introduza a laje, se mantenha a hipótese de diafragma rígido. Não se podem utilizar os muros de cave com impulsos de terras como muros de suporte em consola, com a hipótese de diafragma rígido.

Supõe-se que os impulsos do terreno são transmitidos às lajes, e que se absorvem pelas mesmas como um diafragma rígido, mas não se faz nenhuma verificação nem nas lajes nem nas vigas à compressão ou à tração. Neste sentido, convém destacar alguns pontos.

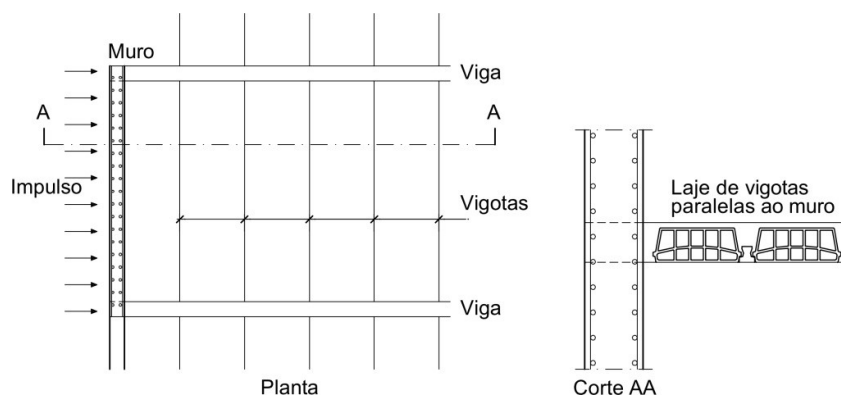


Fig. 2.47

As lajes de vigotas, se forem paralelas ao muro, oferecem um fraco contraventamento, devendo este ser oferecido pelas vigas perpendiculares ao muro.

Se, além disso, existirem aberturas adjacentes ao muro, as vigas perpendiculares devem ser dimensionadas à compressão.

Se existir uma abertura muito grande, o cálculo pode ser incorreto, visto que há uma deformação do muro na zona da abertura, não prevista no modelo de cálculo.

No caso assinalado deve-se analisar convenientemente se a hipótese de diafragma rígido se pode aplicar.

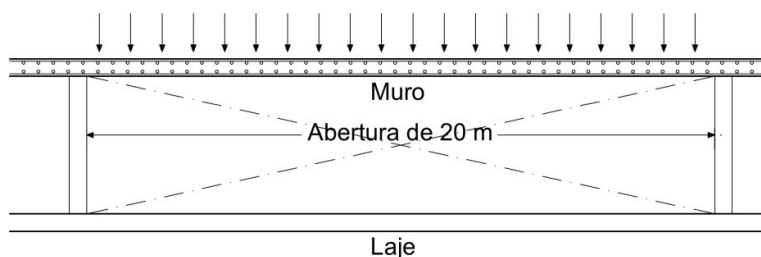


Fig. 2.48

Não se devem introduzir estruturas cujo modelo seja incoerente com o comportamento real do edifício.

Considere-se um edifício com lajes de vigotas e com fundações realizadas através de sapatas isoladas e com muro perimetral de cave.

Se se introduzirem os pilares interiores com vinculação exterior, para os calcular com sapatas isoladas, o muro de cave deve-se definir com vinculação exterior. Define-se uma sapata contínua para o muro.

Se os pilares interiores forem definidos sem vinculação exterior, arrancarão em vigas ou lajes de fundação, em cujo caso se pode definir a fundação do muro como sapata contínua, ou viga sobre solo elástico (sem vinculação exterior).

Se todos os pilares apoiarem numa laje contínua, incluindo o muro perimetral, pode-se definir por baixo do muro uma viga de fundação sem consolas, com a mesma altura da laje e o mesmo coeficiente de Winkler.

Para a obtenção das peças desenhadas, no desenho de vigas do Grupo 0 (fundação onde normalmente se encontra a laje), devem-se eliminar as vigas por baixo do muro ou simplesmente não gerar este desenho. No desenho da laje de fundação pode-se adicionar o pormenor construtivo **Arranque de Muro em Laje de Fundação, CCM013**, bem como outros que se considerarem adequados às condições reais do projeto, encontro com lajes, coroamento, entre outros.

É habitual dispor vigas de equilíbrio perpendiculares ao muro de cave e é aconselhável a sua utilização, quando toda a fundação for com vinculação exterior.

2.23.5. Revisão dos resultados de cálculo do muro

Terminado o cálculo, deve-se rever a sapata do muro e o alçado do muro. É possível que apareça na informação final, de erros do cálculo, dois tipos de mensagens referentes às tensões transmitidas pela sapata ao terreno, indicando que se superou a tensão admissível do terreno ou que se superou no bordo a tensão em 25%, indicando-se o local onde isso ocorreu, assim como o valor da tensão transmitida.

Para efetuar a respetiva análise o utilizador deve-se colocar no grupo das fundações, seguidamente selecionar **Pórticos** e **Ver pórticos**, deve escrever o número do pórtico que deseja rever, este surge a vermelho. Deve modificar as dimensões da fundação para que cumpra a tensão, pode fazê-lo através da seguinte regra:

Seja B a largura atual da fundação, a nova largura B' deverá ser igual a:

$$B' = B \cdot \frac{\sigma}{\sigma_{adm.}}$$

Para alterar as dimensões pode-se utilizar o comando **Erros de vigas**, bem como o comando Editar do menu Vigas, selecionando o muro e depois alterando as dimensões da fundação. Sempre que se efetuem alterações de secções deve-se ponderar entre recalcular toda a obra ou apenas rearmar, tal como já se referiu. Deve-se ter em atenção que as alterações de secções têm como consequência a alteração de esforços.

Uma vez verificadas as tensões, deve-se rever a armadura da viga de fundação, como o comando **Vigas/muros> Editar vigas**, bem como a armadura do alçado do muro com o comando **Vigas/muros> Editar muro** através do diálogo de **Edição de armaduras**.

Neste caso para além de se poder modificar armaduras também é possível modificar a espessura. No diálogo surge também o botão **Fator de cumprimento** e a ajuda que esclarece o seu funcionamento.

Um **Fator de cumprimento** inferior a 100% permite que existam zonas de picos de esforços que não verificam a segurança. Como os esforços variam nos distintos pontos, quer seja por impulsos, cargas transmitidas por vigas, laje e pilares, produzem-se concentrações de esforços que são maiores em determinadas zonas críticas, como o encontro com a laje, no arranque ou na intersecção com outros muros. Ao colocar uma armadura envolvente que cubra estes picos de esforços, é possível que se esteja a penalizar a armadura geral, ao colocar mais do que o necessário na maior parte do muro.

Por exemplo, suponha-se que a armadura vertical de um muro numa face é Ø20 a 10 cm, quando, pela experiência em obras similares, basta Ø12 a 20 cm. Pode-se alterar a armadura para Ø12 a 20 cm, sendo esta verificada automaticamente. É possível que não cumpra em algum ponto, o programa indica-o mostrando a armadura a vermelho. Aparecem retângulos sombreados a vermelho nos pontos do alçado onde não cumpre e, na parte inferior, o Estado de que não cumpre e um valor em %, ou seja o novo **Fator de cumprimento**. Este valor indica em % a área do muro que cumpre em relação ao total.

Suponha-se que o valor é 87%, o que significa que 13% representa a área assinalada a vermelho que não cumpre.

O programa dispõe de uma opção que permite fixar *a priori* o **Fator de cumprimento**, em **Dados gerais> Opções> Opções de Pilares**. Por defeito vem 90%, uma vez que pela própria discretização é normal que existam pequenos picos e é razoável que a armadura a colocar cubra pelo menos 90% da superfície.

O botão **Ver esforços** do diálogo de **Edição de armaduras**, permite consultar qual o reforço de armadura necessário para as zonas onde a armadura introduzida não é suficiente. Deve-se analisar o resultado obtido e ponderar sobre a solução.

Também é possível fixar no diálogo um **Fator de comprimento**. Define-se o seu valor e seguidamente seleciona-se **Redimensionar** para ver o resultado obtido.

Pode ocorrer o caso de ser necessária armadura transversal, o que não é habitual para armaduras longitudinais inferiores a Ø12. Se forem superiores, pode ser necessário colocar armadura transversal, na forma de ramos entre as armaduras das faces, para impedir a encurvadura dos varões, o que é conveniente, se o muro estiver fortemente comprimido.

Devem-se, sempre que possível, homogeneizar as armaduras para os vários tramos de muro e os vários pisos onde este se localizar.

Por último, recorda-se que se se pretender recuperar os resultados iniciais, após alteração de armaduras, basta executar a opção **Redimensionar**.

2.24. Fundações isoladas

No presente ponto indicam-se as considerações gerais para a verificação e dimensionamento dos elementos de fundação de elementos de suporte verticais do edifício, definidos com vinculação exterior.

Recorda-se que se pode calcular simultaneamente com o resto da estrutura ou de forma independente. Como são elementos com vinculação exterior, não têm assentamentos, logo não influenciam o cálculo da estrutura.

Dado que se podem calcular de forma independente, caso haja alterações posteriores à estrutura, é necessário rever a necessidade de obter de novo o dimensionamento das fundações.

Também se podem utilizar as opções apenas como editor, pelo que é possível introduzir elementos de fundação sem calcular e obter desenhos e medições.

Uma vez obtidas as reações nos apoios dos elementos de suporte da estrutura (pilares, paredes e muros), cria-se um modelo com todos os elementos de fundação com vinculação exterior e as suas vigas, representado pela matriz de rigidez. A matriz de rigidez, juntamente com as ações definidas como ações sobre a fundação (reações obtidas), resolve-se por métodos frontais para obter os deslocamentos e os esforços em todos os elementos, com o que se consegue que as rigidezes de todos eles interajam entre si.

O processo de cálculo é iterativo e inicia-se a partir das dimensões iniciais de cada elemento. Na primeira iteração estabelecem-se as seguintes considerações para determinar a rigidez e vinculação de cada tipo de elemento:

- **Sapata isolada ou maciço de encabeçamento de estacas.** Considera-se como um sólido rígido com um apoio no seu centro, cuja vinculação em cada direção pode ser: um apoio articulado, se liga a uma viga de equilíbrio, ou encastrado, se liga a uma viga lintel ou nenhuma viga.
- **Sapata contínua sob muro.** Define-se como um sólido rígido com um apoio no seu centro, no sentido transversal considera-se articulado, se liga a vigas de equilíbrio e/ou outros muros, e no sentido longitudinal encastrado.
- **Viga lintel.** Considera-se como uma barra com as suas dimensões. Os seus extremos são articulados e ligam ao eixo que passa pelo centro do elemento que trava.
- **Viga de equilíbrio.** Considera-se como uma barra com as suas dimensões. Os seus extremos encastram-se no bordo do elemento que equilibra, nos seguintes casos: sapatas excêntricas e maciços de encabeçamento de uma e de duas estacas, nas direções que necessitam equilíbrio; quando o utilizador marque o equilíbrio manualmente.

Os extremos das vigas de equilíbrio articulam-se nos seguintes casos: sapatas centradas ou maciços de encabeçamento de três ou mais estacas; sapatas excêntricas e maciços de encabeçamento de uma e de duas estacas, nas direções que não necessita equilibrar; quando o utilizador desative o equilíbrio manualmente.

Portanto, a vinculação dos extremos é alterável pelo utilizador e, como acontece com as vigas lintéis, os extremos ligam ao eixo que passa pelo centro do elemento ao qual se une.

- **Muros perimetrais e vigas de equilíbrio que ligam transversalmente a uma sapata contínua sob muro.** Esta junção de elementos é um caso especial, embora habitual na construção. Observe-se o exemplo da seguinte figura:

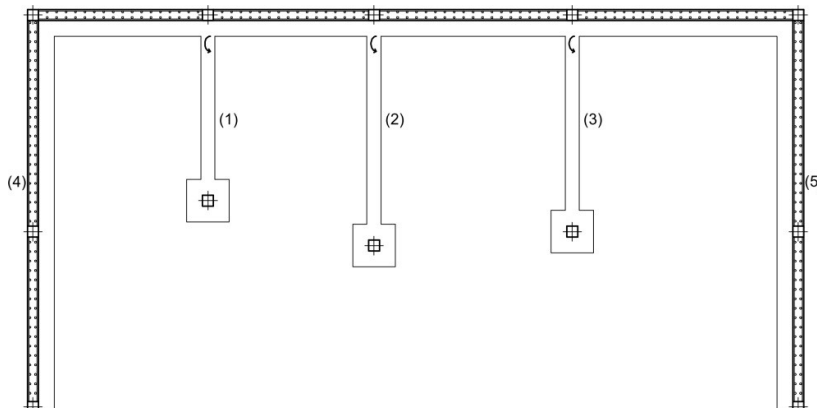


Fig. 2.49

Dada a grande rigidez que apresentam os muros perimetrais transversais (4) e (5), o seu efeito seria enorme comparado com as vigas (1), (2) e (3), pelo que se optou por distribuir o efeito de equilíbrio em partes iguais em todos os elementos que ligam transversalmente, fazendo a média das rigidezes das vigas de equilíbrio e atribuindo essa rigidez média a todos os elementos que equilibram, incluídos os muros, de maneira que todos eles contribuam de maneira equilibrada e equitativa.

Para obter uma análise aprofundada dever-se-ia recorrer à interação solo-estrutura e a um modelo adequado do terreno, mas dada a complexidade dessa análise é razoável recorrer à simplificação mencionada, uma vez que para além disso se está a considerar a sapata rígida, não recebendo torções.

O programa realiza mais ou menos iterações dependendo da opção escolhida pelo utilizador:

- **Dimensionamento rápido.** Uma vez realizada a primeira iteração, dimensionam-se as sapatas e maciços de encabeçamento de estacas com os esforços obtidos, realizando-se uma segunda iteração de cálculo e voltando a dimensionar os elementos, incluindo as vigas. Com esta última geometria faz-se um terceiro e último cálculo e verificam-se todos os elementos, com a possibilidade de ficar algum elemento que não verifique.
- **Dimensionamento completo.** Depois da primeira iteração, continuar-se-ia a interagir até conseguir que cumpram todos os elementos, exceto se se chegar aos limites máximos de dimensões permitidos para cada elemento.

2.24.1. Módulo Cálculo avançado de fundações superficiais

Além do citado anteriormente, podem-se obter prestações adicionais com o módulo **Cálculo avançado de fundações superficiais**:

- É possível intersectar vigas com outras vigas.
- Podem-se aplicar cargas lineares, pontuais e superficiais sobre os elementos de fundação, estas são consideradas no dimensionamento de todos os elementos.
- As cargas definidas no grupo de fundação, revestimentos, paredes divisórias e sobrecarga geral, aplicam-se sobre a superfície dos elementos.
- Considera as cargas de escadas que nascem do grupo de fundação, tanto as cargas de arranque como as dos seus muretes de apoio intermédios sobre os elementos de fundação.
- É possível definir limites de contorno às sapatas de fundação, de maneira que possam ter uma forma poligonal, dimensionando-se as mesmas com essa forma na sua base de apoio e colocando um pormenor de armadura adaptado ao seu contorno.

2.24.2. Sapatas isoladas

Efetua o cálculo de sapatas de betão armado e simples. As sapatas a dimensionar são dos seguintes tipos:

- Sapatas de altura constante.
- Sapatas de altura variável ou piramidais.

Em planta classificam-se em:

- Quadradas.
- Retangulares centradas.
- Retangulares excêntricas (caso particular: excêntricas numa só direção e de canto).

Cada sapata pode ser a fundação de um número ilimitado de elementos de suporte (pilares, paredes e muros) em qualquer posição.

As cargas transmitidas pelos elementos de suporte transportam-se ao centro da sapata obtendo a sua resultante. Os esforços transmitidos são: axial, N ; momento x , M_x ; momento y , M_y ; esforço transversal x , Q_x ; esforço transversal y , Q_y e torsor, T .

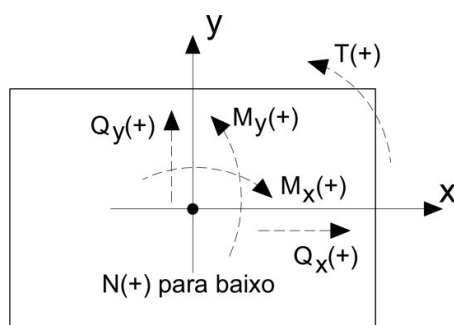


Fig. 2.50

Consideram-se as ações: Permanente, Sobrecarga, Vento, Neve e Sismo. Verificam-se as tensões sobre o terreno, o equilíbrio, a flexão e o esforço transversal.

Pode-se realizar um dimensionamento a partir das dimensões por defeito definidas nas opções do programa, ou de umas dimensões dadas.

Também se pode simplesmente obter a armadura a partir de uma determinada geometria.

A verificação consiste em verificar os aspetos normativos da geometria e armadura de uma sapata.

2.24.3. Tensões sobre o terreno

Supõe-se um diagrama de deformação plana para a sapata, pelo que se obterão, em função dos esforços, diagramas de tensões sobre o terreno de forma trapezoidal. Não se admitem trações, pelo que, quando a resultante sair do núcleo central, aparecerão zonas sem tensão.

A resultante deve ficar dentro da sapata, pois de outra forma não haveria equilíbrio. Considera-se o peso próprio da sapata.

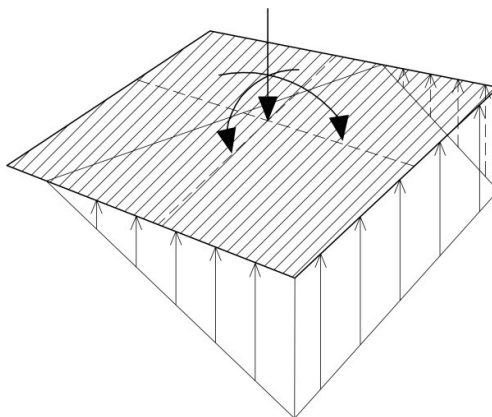


Fig. 2.51

Verifica-se que:

A tensão média não supere a do terreno e que a tensão máxima no bordo não supere numa % a média segundo o tipo de combinação: Gravítica, 25%; com vento, 25% e com sismo, 25%.

Estes valores são opcionais e modificáveis. Em **Dados gerais**, podem-se definir as tensões.

2.24.4. Estados de equilíbrio

Aplicando as combinações de estado limite correspondentes, verifica-se que a resultante fica dentro da sapata.

O excesso referente ao coeficiente de segurança expressa-se através do conceito % de reserva de segurança:

$$\left(\frac{0.5 \cdot \text{largura sapata}}{\text{excentricidade resultante}} - 1 \right) \cdot 100$$

Se for zero, o equilíbrio é o estrito, e se for grande, indica que se encontra muito do lado da segurança em relação ao equilíbrio.

2.24.5. Estados limites de flexão e esforço transversal

Deve-se verificar a flexão da sapata e as tensões tangenciais.

Para a verificação à flexão, no caso de pilar único, verifica-se a secção de referência situada a 0.15 da face do elemento de suporte, para o seu interior. Se houver vários elementos de suporte, faz-se uma análise, calculando momentos em várias secções ao longo de toda a sapata. Efetua-se para ambas as direções, x e y.

Para pilares metálicos e placa de amarração, verifica-se no ponto médio entre o bordo da placa e o perfil.

Para a verificação ao esforço transversal, a secção de referência situa-se a uma altura útil da face do elemento de suporte. Se houver vários elementos de suporte, as secções podem-se sobrepor por proximidade, neste caso emite-se um aviso.

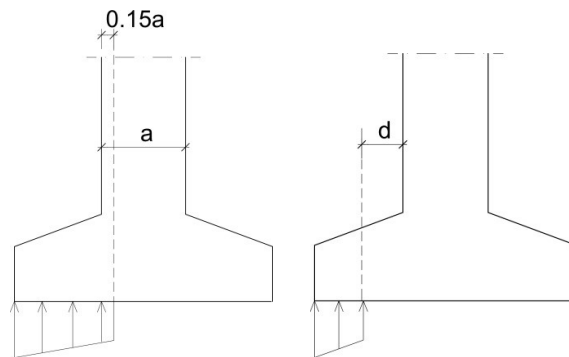


Fig. 2.52

Fig. 2.53

Verifica-se a amarração nos extremos das armaduras, colocando as patilhas correspondentes se for o caso e segundo a sua posição. Verifica-se a altura mínima que a norma especificar. Verifica-se o afastamento mínimo entre armaduras e adota-se um mínimo prático de 10 cm. Verifica-se o comprimento das percentagens mínimas, mecânicas e geométricas que a norma especificar e verifica-se que o diâmetro seja pelo menos os mínimos indicados na norma.

O dimensionamento à flexão obriga a dispor alturas para que não seja necessária armadura de compressão e o dimensionamento ao esforço transversal, igualmente, para não ter de colocar reforço transversal.

Realiza-se, na face do elemento de suporte, a verificação à compressão oblíqua, não permitindo superar a tensão no betão por rotura à compressão oblíqua.

Dimensionam-se sempre sapatas rígidas, embora se informe se não cumprir a condição ($\text{consola/altura} \leq 2$).

No dimensionamento de sapatas com vários elementos de suporte, limita-se a esbelteza a 8, sendo a esbelteza a relação entre o vão entre elementos de suporte dividido pela altura da sapata. Dispõem-se opções de dimensionamento de maneira que o utilizador possa escolher a forma de crescimento da sapata, ou fixando dimensões, em função do tipo de sapata. Os resultados podem ser diferentes, conforme a opção selecionada.

Quando o diagrama de tensões não ocupar toda a sapata, podem surgir trações na face superior pelo peso da sapata em consola, colocando-se uma armadura superior se for necessário.

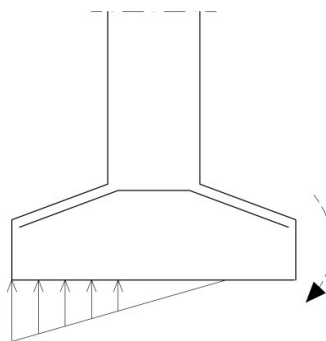


Fig. 2.54

2.25. Sapatas contínuas de muros

O programa calcula sapatas contínuas de betão armado sob os muros.

Este tipo de sapata contínua sob o muro pode-se utilizar em muros de suporte e muros de cave de edifícios, ou muros de carga.

Há três tipos de sapatas:

- Com consolas em ambos os lados.

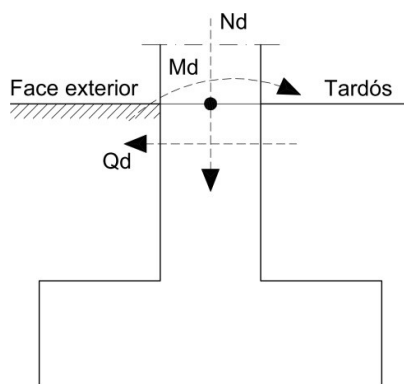


Fig. 2.55

- Com consola à direita.

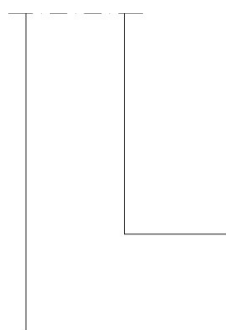


Fig. 2.56

- Com consola à esquerda.

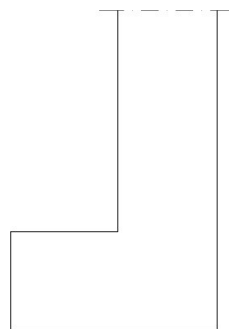


Fig. 2.57

Utiliza-se como fundação de muros de betão armado e de alvenaria. A geometria define-se na introdução de dados do muro.

Dimensiona-se e verifica-se da mesma forma que as sapatas isoladas, descritas anteriormente, por isso têm as mesmas possibilidades e condicionantes.

A única diferença está na forma de aplicar as cargas.

Enquanto que num pilar as cargas se aplicam no seu eixo geométrico, quer seja quadrado, retangular ou alargado, num muro converte-se num diagrama de cargas ao longo do muro de forma discreta, é como converter uma resultante num diagrama de tensões aplicadas ao longo da base do muro, discretizada em escalões que o programa realiza internamente, segundo as suas dimensões.

De uma forma simples, expressando-o graficamente:

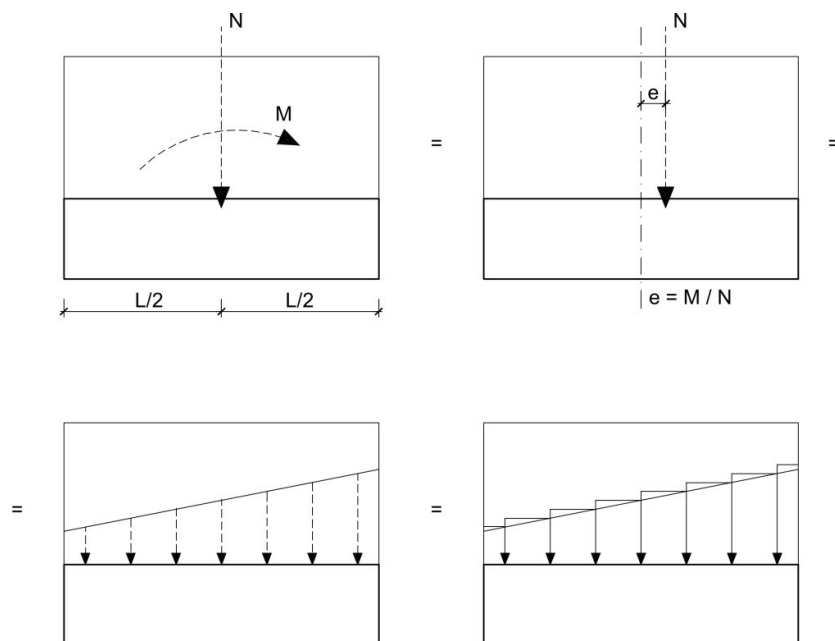


Fig. 2.58

2.26. Vigas de equilíbrio

O programa calcula vigas de equilíbrio de betão armado entre fundações.

As vigas de equilíbrio utilizam-se para o equilíbrio de sapatas e maciços de encabeçamento de estacas. Existem dois tipos:

- Momentos negativos, $A_s > A_i$.

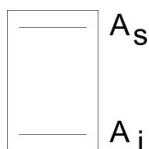


Fig. 2.59

- Momentos positivos, armadura simétrica.



Fig. 2.60

Os esforços sobre as vigas de equilíbrio são:

- Momentos e esforços transversos necessários para o efeito de equilíbrio.
- Não admite cargas sobre ela, nem se considera a sua carga permanente. Supõe-se que as transmitem ao terreno sem sofrer esforços.
- Quando a uma sapata ou maciço chegam várias vigas, o esforço que recebe cada uma delas é proporcional à sua rigidez.
- Podem receber esforços só por um extremo ou por ambos.

Se o seu comprimento for menor que 25 cm, emite-se um aviso de viga curta.

Existem tabelas de armadura para cada tipo, definíveis e modificáveis. O software verifica se determinada armadura é suficiente para resistir aos esforços a que a viga se encontra submetida.

Admite-se uma certa tolerância no ângulo de desvio da viga de equilíbrio, até 15°.

Existem critérios para dispor a viga relativamente à sapata, em função da altura relativa entre ambos os elementos, nivelando-a pela face superior ou inferior.

Utilizam-se as combinações definidas para estados limites últimos, exceto para a fendilhação, neste caso utilizam-se as combinações definidas para estados limites de utilização.

2.27. Vigas lintéis

O programa calcula lintéis entre fundações de betão armado.

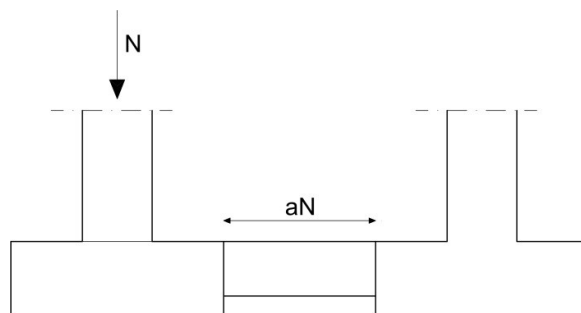


Fig. 2.61

Os lintéis servem para travar as sapatas, absorvendo os esforços horizontais da ação do sismo.

A partir do esforço axial máximo, N , multiplica-se pela aceleração sísmica de cálculo, a , nunca menor que 0.05. Estes esforços, $a \cdot N$, consideram-se de tração e compressão.

Opcionalmente, dimensionam-se à flexão para uma carga uniforme $p=10$ kN/m, produzida pela compactação das terras e soleira superior. Dimensionam-se para um momento $p l^2/12$ positivo e negativo e um esforço transverso $p l/2$, sendo l o vão da viga.

Para o dimensionamento utilizam-se as combinações definidas para estados limites últimos.

Utilizam-se tabelas de armadura com armadura simétrica nas faces.

Existem opções para prolongar os estribos à face da sapata ou ao elemento de suporte.

Também são opcionais a posição da viga com nivelção superior ou inferior com a sapata, em função das suas alturas relativas.

2.28. Maciços de encabeçamento de estacas

O programa calcula maciços de encabeçamento de betão armado, sobre estacas de secção quadrada ou circular de acordo com as seguintes tipologias:

- Maciço de 1 estaca (A).
- Maciço de 2 estacas (B).
- Maciço de 3 estacas (C).
- Maciço de 4 estacas (D).
- Maciço linear. Pode escolher o número de estacas. Por defeito são 3 (B).
- Maciço retangular. Pode escolher o número de estacas. Por defeito são 9 (D).
- Maciço retangular sobre 5 estacas, uma central (D).

- Maciço pentagonal sobre 5 estacas (C).
- Maciço pentagonal sobre 6 estacas (C).
- Maciço hexagonal sobre 6 estacas (C).
- Maciço hexagonal sobre 7 estacas, uma central (C).

2.28.1. Critérios de cálculo

Os maciços tipo A baseiam-se no modelo de cargas concentradas sobre maciços. Armam-se com estribos verticais e horizontais (opcionalmente com diagonais).

Os maciços tipo B baseiam-se em modelos de bielas e tirantes. Armam-se como vigas, com armadura longitudinal inferior, superior e alma, além de estribos verticais.

Os maciços tipo C baseiam-se em modelos de bielas e tirantes. Podem-se armar com vigas laterais, diagonais, malhas inferiores e superiores, e armadura perimetral de vigas de bordo.

Os maciços tipo D baseiam-se em modelos de bielas e tirantes. Podem-se armar com vigas laterais, diagonais (salvo o retangular), malhas inferiores e superiores.

A verificação do maciço consiste em verificar os aspetos geométricos e mecânicos com dimensões e armadura definidas. Podem-se definir ou não cargas.

O dimensionamento necessita de cargas e a partir de dimensões mínimas que o programa considera (dimensionamento completo), ou de dimensões iniciais que o utilizador fornece (dimensões mínimas), obtém-se uma geometria e armaduras de acordo com a norma e opções definidas.

Sendo a norma EHE-98 a que maior informação e análise fornece para o cálculo de maciços, adotou-se como norma básica para os maciços, sempre rígidos. Sempre que seja possível consideram-se outras normas tais como a ACI-318/95, CIRSOC, NB-1, EH-91; bibliografia técnica como o livro de 'Estructuras de cimentación' de Marcelo da Cunha Moraes e critérios CYPE. Nas listagens de verificação faz-se referência à norma aplicada e artigos.

2.28.2. Convenção de sinais

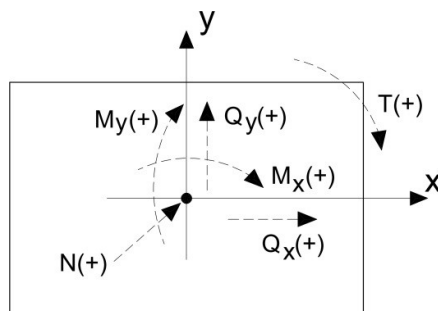


Fig. 2.62

2.28.3. Considerações de cálculo e geometria

Ao definir um maciço, é necessário também indicar as estacas, tipo, número e posição. Um dos dados da estaca é a sua capacidade de carga, isto é, a carga de serviço que é capaz de suportar, valor não majorado.

Previamente, será necessário calcular a carga que as estacas recebem, que serão o resultado de considerar o peso próprio do maciço, as ações exteriores e a aplicação da fórmula clássica de Navier:

$$P_i = \frac{N}{n^{\circ} \text{ estacas}} + M_x \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} + M_y \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2}$$

com as combinações para estados limites de utilização.

Compara-se a estaca mais carregada com a sua capacidade de carga e se a superar, emite-se um aviso.

Quando se define uma estaca, pede-se a distância mínima entre estacas. Este dado deve ser fornecido pelo utilizador (valor por defeito 1.00 m) em função do tipo de estaca, diâmetro, terreno, etc.

Ao definir um maciço de mais de uma estaca, devem-se definir as distâncias entre eixos de estacas (1.00 m por defeito). Verifica-se que essa distância seja superior à distância mínima.

A verificação e dimensionamento de estacas baseia-se na carga máxima da estaca mais carregada.

Se se pretender que todos os maciços de uma mesma tipologia tenham uma geometria e armadura tipificados para um mesmo tipo de estaca, dispõe-se de uma opção em maciços, **Cargas por estaca**, que ao ser ativada permite unificar os maciços.

Define-se um coeficiente de majoração da capacidade de carga denominado **Coefficiente de aproveitamento da estaca** (1.5 por defeito). Se não se quiser considerar toda a capacidade de carga da estaca, pode-se definir uma percentagem da mesma, designada por Fração de cargas de estacas, variável entre 0 e 1 (1 por defeito). Neste caso, o programa determinará o máximo entre o valor anterior, que é função da capacidade de carga, e o máximo das estacas pelas cargas exteriores aplicadas.

Em relação aos esforços, realizam-se as seguintes verificações:

- Trações nas estacas: tração máxima \geq 10% compressão máxima.
- Momentos fletores: será necessário dispor vigas de equilíbrio.
- Esforços transversos excessivos: se o esforço transversal superar 3% do esforço axial é conveniente colocar estacas inclinadas.
- Torções, se existirem definidas nas cargas.

Se se introduzirem vigas de equilíbrio, estas absorvem os momentos na direção em que atuam. Em maciços de 1 estaca são sempre necessárias em ambas as direções. Em maciços de 2 estacas e lineares são necessárias na direção perpendicular ao alinhamento das estacas. Nestes casos dimensiona-se a viga de equilíbrio para um momento adicional de 10% do esforço axial.

O programa não considera nenhuma excentricidade mínima ou construtiva para maciços de 3 ou mais estacas, embora seja habitual considerar para prevenir implantações incorretas das estacas ou do próprio maciço. Sugere-se que se revejam os esforços.

Se atuar mais do que uma viga de equilíbrio, na mesma direção, o momento distribuir-se-á proporcionalmente pelas suas rigidezes.

Efetuem-se as seguintes verificações:

- Elementos de suporte muito separados.
- Elementos de suporte não definidos.
- Consola mínima, do perímetro da estaca.
- Consola mínima, do eixo da estaca.
- Consola mínima, do pilar.
- Largura mínima da estaca.
- Capacidade de carga da estaca.

Verificações particulares:

- Para cada tipo de maciço realizam-se verificações geométricas e mecânicas. Recomenda-se que se realize um exemplo de cada tipo e se obtenha a listagem de verificação, para verificar todas e cada uma das verificações realizadas, avisos emitidos e referências aos artigos da norma ou critério utilizado pelo programa.
- Dos maciços podem-se obter listagens dos dados introduzidos, medição dos maciços, tabela de estacas e listagem de verificação.

- Quanto aos desenhos, poder-se-á obter graficamente a geometria e armaduras obtidas, assim como um quadro de medição e resumo.

Como se mencionou anteriormente, é possível definir vários elementos de suporte num mesmo maciço, tipo pilar ou parede, pelo que se impuseram algumas restrições geométricas em forma de aviso quanto às distâncias dos elementos de suporte ao bordo ou às estacas.

Quando existem vários elementos de suporte sobre um maciço, obtém-se a resultante de todos eles aplicada ao centro do maciço e utiliza-se o método de bielas e tirantes, supondo o maciço rígido, pelo que se deve avaliar a validade deste método.

2.29. Placas de amarração

Na verificação de uma placa de amarração, a hipótese básica assumida pelo programa é a de placa rígida ou hipótese de Bernoulli. Isto implica supor que a placa permanece plana perante a atuação dos esforços, de forma que se podem desprezar as suas deformações para efeitos da distribuição de cargas. Para que se possa dar cumprimento à hipótese formulada, a placa de amarração deve ser simétrica (solução garantida pelo programa) e suficientemente rígida (espessura mínima em função do lado).

As verificações que se devem efetuar para validar uma placa de amarração dividem-se em três grupos, segundo o elemento verificado: betão da fundação, pernos de amarração e placa propriamente dita, com os seus rigidificadores, se existirem.

2.29.1. Verificação do betão

A verificação do betão consiste em verificar que no ponto mais comprimido sob a placa não se supera a tensão admissível do betão. O método utilizado é o das tensões admissíveis, supondo uma distribuição triangular de tensões sobre o betão que apenas podem ser de compressão. A verificação do betão só se efetua quando a placa está apoiada sobre o mesmo, e não se efetua se existir um estado de tração simples ou composta. Despreza-se o atrito entre o betão e a placa de amarração, isto é, a resistência ao esforço transversal e torção confia-se exclusivamente aos pernos.

2.29.2. Verificações dos pernos

Cada perno está submetido, no caso mais geral, ao esforço axial e ao esforço transversal, avaliando-se cada um deles de forma independente. O programa considera que em placas de amarração apoiadas diretamente na fundação, os pernos só trabalham à tração. No caso da placa estar a certa altura sobre a fundação, os pernos poderão trabalhar à compressão, fazendo-se a correspondente verificação de encurvadura sobre os mesmos (considera-se o modelo de barra biencastrada, com possibilidade de deslocamento relativo dos apoios normal à diretriz) e a transmissão de esforços à fundação (surge flexão, devida aos esforços transversos do perfil). O programa faz três grupos de verificações em cada perno:

- **Tensão sobre o perno.** Consiste em verificar se a tensão não supera a resistência de cálculo do perno.
- **Verificação do betão circundante.** À parte da rotura do perno, outra causa da sua falha é a rotura do betão que o rodeia por um ou vários dos seguintes motivos: deslizamento por perda de aderência; arranque pelo cone de rotura e rotura por esforço transversal (concentração de tensões por efeito cunha).

Para calcular o cone de rotura de cada perno, o programa supõe que a geratriz do mesmo faz 45° com o seu eixo. Tem-se em conta a redução de área efetiva pela presença de outros pernos próximos, dentro do cone de rotura em questão.

Não se têm em conta o efeito de pernos muito próximos do bordo da fundação. Nenhum perno deve estar a menor distância do bordo da fundação do que o seu comprimento de amarração, uma vez que se reduziria a área efetiva do cone de rotura e além disso apareceria outro mecanismo de rotura lateral por esforço transversal, não contemplado no programa.

Não se contempla o efeito de cone de rotura global que aparece quando há vários pernos agrupados e a espessura do betão da fundação é pequena.

O programa não contempla a possibilidade de utilizar pernos contínuos, uma vez que não faz as verificações necessárias neste caso (tensões na outra face do betão).

- **Esmagamento da placa.** O programa também verifica se, em cada perno, não se supera o esforço transversal que o esmagamento da placa contra o perno produziria.

2.29.3. Verificações da placa

- **Cálculo de tensões globais.** O programa constrói quatro secções no perímetro do perfil, verificando em todas as tensões. Esta verificação só se faz em placas com consola (não se têm em conta as encurvaduras locais dos rigidificadores e o utilizador deve verificar se as suas respectivas espessuras não lhes dão uma esbelteza excessiva).
- **Cálculo de tensões locais.** Trata-se de verificar todas as placas locais, nas quais o perfil e os rigidificadores dividem a placa de amarração propriamente dita. Para cada uma destas placas locais, partindo da distribuição de tensões no betão e de esforços axiais nos pernos, calcula-se o seu momento fletor ponderado desfavorável, comparando-o com o momento fletor de rotura plástica. Isto parece razoável, uma vez que para verificar cada placa local suamos o ponto mais desfavorável da mesma, onde obtemos um pico local de tensões que se pode baixar pelo aparecimento de plastificação, sem diminuir a segurança da placa.

2.30. Sapatas de betão simples

As sapatas de betão simples são aquelas em que os esforços no estado limite último são resistidos exclusivamente pelo betão.

Podem-se colocar malhas de armadura nas sapatas, no entanto, o cálculo realizar-se-á como estrutura fracamente armada, isto é, como estruturas nas quais as armaduras têm apenas a missão de controlar a fendilhação devida à retração.

Seguidamente, tratar-se-ão os aspetos destas sapatas que apresentam diferenças significativas em reação às sapatas de betão armado.

Note-se que em Portugal não são habitualmente utilizadas.

2.30.1. Cálculo de sapatas como sólido rígido

O cálculo da sapata como sólido rígido compreende, nas sapatas isoladas, duas verificações: verificação da consola e verificação das tensões sobre o terreno.

Estas duas verificações são idênticas às que se realizam nas sapatas de betão armado e encontram-se explicadas na memória de cálculo dessas sapatas.

2.30.2. Verificação de flexão

As secções de referência que se utilizam para o cálculo à flexão nas sapatas de betão simples são as mesmas que nas sapatas de betão armado e encontram-se especificadas no capítulo correspondente da memória de cálculo.

Em todas as secções deve-se verificar se as tensões de flexão, produzidas sob a ação do momento fletor de cálculo, são inferiores à resistência à tração do betão.

$$f_{ck,min} = 1.43 \cdot \left(\frac{16.75 + h^{0.7}}{h^{0.7}} \right) \cdot f_{ctd,min}$$

$$f_{ctd,min} = \frac{0.21}{1.5} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Nas fórmulas anteriores f_{ck} está em N/mm² e h (altura) em mm.

2.30.3. Verificação de esforço transverso

As secções de referência que se utilizam para o cálculo ao esforço transverso são as mesmas que nas sapatas de betão armado e encontram-se no capítulo correspondente da memória de cálculo.

Em todas as secções deve-se verificar se a tensão tangencial máxima produzida pelo esforço transverso não ultrapassa o valor de f_{ctd} , o qual é dado por:

$$f_{ctd} = \frac{0.21}{1.5} \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

2.30.4. Verificação de compressão oblíqua

A verificação da rotura do betão por compressão oblíqua, realiza-se no bordo do apoio e verifica-se que a tensão tangencial de cálculo no perímetro do apoio seja menor ou igual a um determinado valor máximo.

Esta verificação far-se-á igualmente para todas as normas, aplicando o artigo 46.4 da norma espanhola EHE-98. Esse artigo estabelece o seguinte:

$$\begin{aligned} \tau_{sd} &\leq \tau_{rd} \\ \tau_{sd} &= \frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \\ F_{sd,ef} &= \beta \cdot F_{sd} \\ \tau_{rd} &= f_{1cd} = 0.30 \cdot f_{cd} \end{aligned}$$

onde:

f_{cd} , é a resistência de cálculo do betão à compressão simples

$F_{sd,ef}$, é o esforço axial que o apoio transmite à sapata

β , é um coeficiente que tem em conta a excentricidade da carga

Quando não há transmissão de momentos entre o apoio e a sapata, esse coeficiente vale a unidade. No caso em que se transmitam momentos, segundo a posição do pilar, o coeficiente toma os valores indicados na tabela seguinte.

	β
Apoios interiores	1.15
Apoios excêntricos	1.4
Apoios de canto	1.5

Valores do coeficiente de excentricidade da carga

u_0 , o perímetro de verificação

Em pilares interiores vale o perímetro de controlo do pilar.

Em pilares excêntricos vale:

$$u_0 = c_1 + 3 \cdot d \leq c_1 + 2 \cdot c_2$$

Em pilares de canto vale:

$$u_0 = 3 \cdot d \leq c_1 + c_2$$

Onde c_1 é a largura do pilar, paralela ao lado excêntrico e c_2 é a largura do pilar, perpendicular ao lado excêntrico.

d , é a altura útil da sapata

Esta verificação realiza-se em todos os pilares que apoiam na sapata.

Na listagem de verificações aparece a tensão tangencial máxima obtida percorrendo todos os pilares e todas as combinações.

2.30.5. Listagem de verificações

Neste ponto comentam-se as verificações que se realizam no caso de sapatas de betão simples, tanto de altura constante como de altura variável ou piramidais.

- **Verificação de altura mínima.** Trata-se de verificar que a altura das sapatas é maior ou igual ao valor mínimo que as normas indicam para as sapatas de betão simples. No caso das sapatas piramidais ou de altura variável, esta verificação realiza-se no bordo.
- **Verificação de altura mínima para amarrar arranques.** Verifica-se que a altura da sapata é igual ou superior ao valor mínimo que faz falta para amarrar a armadura dos pilares ou dos pernos das placas de amarração que apoiam sobre a sapata. No caso das sapatas piramidais, a altura que se verifica é a altura no pedestal.
- **Verificação do ângulo máximo de inclinação.** Esta verificação é análoga à que se realiza nas sapatas de betão armado.
- **Verificação da consola.** A verificação da consola é análoga à que se realiza nas sapatas de betão armado.
- **Verificação de tensões sobre o terreno.** As verificações de tensões sobre o terreno são análogas às que se realizam nas sapatas de betão armado.
- **Verificação de flexão.** Os dados que se apresentam na listagem de verificações para cada direção indicam-se seguidamente, para o caso em que todas as secções verificam à flexão para uma dada direção: O momento de cálculo desfavorável que atua sobre a secção; no capítulo de informação adicional aparece o coeficiente de aproveitamento máximo, que é a maior relação entre o esforço solicitante e o esforço resistente.

Se alguma secção não verificar, os dados que se apresentam na listagem de verificações para essa direção são os seguintes: o primeiro momento fletor que se encontrou para o qual a secção não resiste; a coordenada da secção na qual atua esse momento fletor.

- **Verificação de esforço transverso.** Os dados que se apresentam na listagem de verificações são os que se indicam seguidamente para o caso em que todas as secções cumpram a verificação ao esforço transverso para uma dada direção: a tensão tangencial de cálculo que produz uma maior relação entre a tensão tangencial solicitante e a resistente; a tensão tangencial resistente da mesma secção da qual se mostra a tensão tangencial de cálculo máxima.

Se alguma secção não verificar, os dados que se apresentam na listagem de verificações para essa direção são os seguintes: a tensão tangencial de cálculo da primeira secção encontrada para a qual não se cumpre a verificação de esforço transverso; a coordenada dessa secção.

- **Verificação de compressão oblíqua.** Esta verificação é análoga à que se realiza nas sapatas de betão armado e encontra-se explicada no capítulo correspondente da memória de cálculo.
- **Verificação do afastamento mínimo de armaduras.** É a única verificação que se realiza às armaduras que o utilizador possa colocar na sapata, dado que estas não se têm em conta no cálculo. Nesta verificação contempla-se a separação entre os eixos das armaduras, devendo ser maior ou igual a 10 cm, critério CYPE.

2.31. Sapatas com limites não retangulares

As sapatas não retangulares são dimensionadas atendendo aos critérios expostos anteriormente para as sapatas em geral.

2.32. Consolas curtas

Só se podem introduzir vigas de betão armado ou metálicas que apoiem sobre a consola, a uma determinada distância da face do pilar, e transmitam a carga vertical ao centro do apoio.

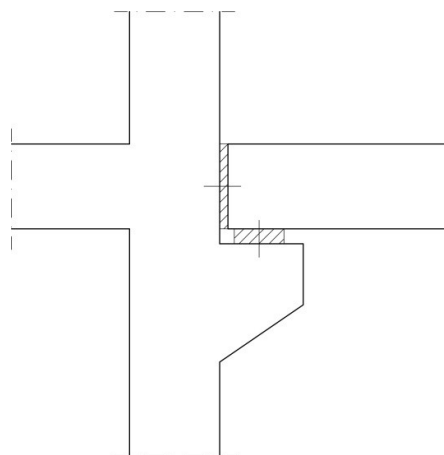


Fig. 2.63

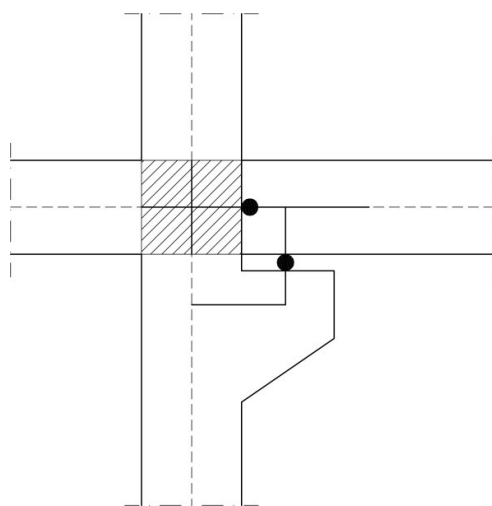


Fig. 2.64

A consola curta transmite com a sua excentricidade os esforços ao pilar como uma barra rígida excêntrica.

As consolas curtas estão pensadas para os casos em que é necessário, por exemplo, eliminar um pilar duplo de junta ou em que não seja conveniente encastrar a viga no pilar.

Não se devem utilizar para apoiar pilares, na própria consola curta, uma vez que não o permite.

Para desenvolver o cálculo e dimensionamento de consolas curtas de betão armado utilizaram-se os métodos descritos em cada norma de betão selecionada. Para aspetos não especificados na norma, utilizam-se critérios de outras normas que tenham uma maior similaridade e critérios Cype, que podem ver-se mencionados nas listagens de verificação.

2.33. Escadas

O módulo **Escadas** calcula e dimensiona as armaduras de lajes de escadas como elementos isolados da estrutura. Consoante a geometria, tipo e disposição dos apoios e as cargas aplicadas, o programa determina as reações sobre a estrutura principal, que se traduzem em cargas lineares e superficiais, associando-as à ação permanente e sobrecarga.

Entende-se por núcleo de escadas o conjunto de tramos de escadas entre plantas que definem a circulação vertical de uma determinada zona de um edifício. Entende-se por lanço a parte inclinada de uma escada formada por uma sucessão contínua de degraus que vencem o desnível entre dois planos horizontais. Chama-se patamar ao plano horizontal intermédio entre dois lanços consecutivos.

O programa resolve núcleos de escadas cujos tramos entre pisos sejam formados por lanços (paralelos ou ortogonais entre si) dos seguintes tipos:

- Um lanço reto.
- Dois lanços retos com patamar de meia volta.
- Três lanços retos com patamares de quarto de volta.
- Dois lanços retos com patamar de quarto de volta.
- Dois lanços retos consecutivos com patamar intermédio.
- “n” lanços retos com patamares de meia volta.
- “n” lanços retos com patamares de quarto de volta .

Além disso, na tipologia livre de escadas, cada tramo entre plantas pode definir-se utilizando qualquer tipologia de acordo com os seguintes elementos:

- Lanço reto.
- Patamar intermédio.
- Patamar de quarto de volta.
- Patamar de meia volta.

Os lanços retos de cada tipologia de escadas podem-se definir com lajes horizontais no seu início e fim. O utilizador define o comprimento de cada uma das lajes.

Os degraus acrescentados no início de uma escada podem ter forma:

- Reta.
- Rotação, patamar contínuo.
- Rotação, patamar descontínuo.

Os patamares de meia volta podem-se definir com uma largura diferente da largura da escada.

2.33.1. Dados do núcleo de escadas

No separador **Dados do núcleo de escadas** definem-se as características geométricas e as cargas do núcleo de escadas.

Estas características são comuns para todos os tramos entre pisos de um mesmo núcleo de escadas. No caso particular em que um núcleo de escadas tenha valores diferentes nos seus tramos (cargas diferentes, por exemplo) deve introduzir-se como dois núcleos.

2.33.1.1. Características geométricas

- **Largura.** Largura da escada ou comprimento dos degraus.
- **Cobertor e espelho do degrau.** Cobertor é a largura do degrau medida em planta; o espelho é a distância, na vertical, entre dois cobertores consecutivos (altura do degrau).
- **Rotação.** Pode-se seleccionar esquerda ou direita, dependendo do sentido de rotação de uma pessoa quando sobe.
- **Formação do último degrau.** O último degrau de um lanço ascendente poderá ser de dois tipos: o patamar ou a entrega formam o último degrau; o último degrau formar-se-á sobre o tramo inclinado.

2.33.1.2. Cargas

- **Degraus.** O programa permite seleccionar se os degraus são betonados com a laje ou realizados com tijolos. Este dado influi no cálculo das cargas permanentes aplicadas à escada e na medição do betão utilizado na sua construção.
- **Cargas de guardas.** O peso das guardas que se pede é o total, pelo que o utilizador tem de introduzir este dado considerando se existe um ou dois corrimões.

2.33.2. Dados dos tramos do núcleo de escadas

Os tramos de escadas são as frações do núcleo de escadas que vão de um piso a outro e podem ser compostos por um ou vários lanços. As características que se definem nos tramos podem ser diferentes para cada um deles (altura da laje, acrescento inicial, disposição de lanços e patamares, número de degraus de cada lanço, largura da abertura da escada, acrescento em patamares, definição dos apoios dos patamares, etc.).

Para atribuir uma tipologia ao novo lanço de escadas, pode-se escolher entre as tipologias predefinidas do programa.

O conjunto de tipologias faz parte da biblioteca da obra, pelo que uma mesma tipologia poderia ser utilizada num ou vários lanços de escadas e, por isso, num ou vários núcleos de escadas da obra.

Por sua vez, o programa permite utilizar tipologias de escadas entre distintas obras através da gestão da biblioteca, com a qual se podem importar ou exportar tipologias.

No diálogo **Criar > Tipologias** de escadas especificam-se os seguintes dados:

- **Referência da tipologia.** Identifica a tipologia do tramo definido.
- **Altura da laje.** A altura da laje pode ser proposta pelo programa ou então indicada pelo utilizador. Para que o programa pré-dimensione a altura da laje, basta não ter ativada a opção **Altura da laje**; assim, o programa atribui uma altura cujo valor é 1/30 do vão real médio entre apoios. Quando se ativa o visto **Altura da laje** o utilizador especifica manualmente a altura da laje de escada.
- **Desnível do arranque.** É possível indicar um desnível no arranque de cada tramo de escada (maior ou igual a 10 cm) com a finalidade de representar um possível aumento da laje. São exemplos de aplicação de utilização deste valor os casos de escadas que arrancam na fundação e que têm de atravessar uma laje térrea ventilada ou atravessar um conjunto de enrocamento e massame de uma cave, ou escadas que arrancam em patamares sobre-elevados em relação ao piso correspondente.
- **Com degraus iniciais.** Se existirem degraus presentes no arranque de um tramo de escada deve-se indicar o número desses degraus. Uma vez calculada a escada, o programa aplica à estrutura principal uma reacção uniforme correspondente ao peso médio desses mesmos degraus associada à carga permanente. O programa não gera a sobrecarga para este caso, uma vez que a superfície se situa sobre um elemento estrutural que já está submetida à sobrecarga.
- **Disposição de lanços e patamares.** Selecciona-se um dos tipos indicados.
- **Número de degraus.** Segundo a tipologia de escada seleccionada, o programa solicitará o número de degraus de cada um dos lanços que a compõem.
- **Largura da abertura da escada.** Este dado solicita-se apenas se existirem patamares de meia volta.
- **Degraus nos patamares.** Se existirem, indica-se o número de degraus.
- **Definição dos apoios dos patamares.** O programa admite que os patamares estejam apoiados ou livres (em consola). Para o caso de patamares apoiados, as situações dos apoios podem ser: frontal, lateral e ambos (combinação dos dois anteriores). O programa admite os tipos de apoios para os bordos descritos seguidamente.
- **Tirante pendurado:** é o caso de cabos que seguram o bordo do patamar ao elemento estrutural (geralmente uma viga) situado no piso superior, por cima do patamar. O programa requer a espessura da parede para considerar o peso da parede de tijolo situado entre o patamar e o piso superior.
- **Muro de betão e alvenaria:** o seu peso aplica-se sobre o elemento estrutural do piso inferior, situado abaixo do bordo apoiado do patamar. Tem-se em consideração o peso próprio de uma parede de

espessura dada e de uma altura igual à diferença de cota entre o patamar e o piso inferior. Considera-se um peso específico de 15.70 kN/m³ para o caso de muro de alvenaria e de 25 kN/m³ para o caso de muro de betão. Se existir um tramo de muro entre o patamar e o piso superior, ou qualquer outro tapamento, o utilizador deve aplicar ao piso inferior a carga linear correspondente ao peso do referido elemento.

- **Conectores:** trata-se do caso de conectores de esforço transversal que vinculam os patamares a um elemento estrutural tipo viga ou muro, ao qual transmite a reação no eixo da largura de apoio definido.

Uma vez inserido o núcleo de escadas, o programa permite continuar a introduzir novos núcleos de escadas idênticos ao anterior, cujas referências se numeram consecutivamente.


Se existir algum problema em termos da geometria do núcleo de escadas, o programa indica-o através de uma mensagem de erro no ecrã.

2.33.3. Resultados

O software apresenta no ecrã as armaduras de cada núcleo de escadas. Se se efetuarem alterações o programa recalcula e redimensiona o núcleo.

É possível visualizar os deslocamentos e esforços através de diagramas de isovalores. O programa calcula as escadas de forma isolada e pelo método dos elementos finitos, gerando uma malha de triângulos de lâmina espessa, considerando as duas ações habituais para o cálculo de escadas: cargas permanentes e sobrecarga.

Os apoios de arranque e entrega simulam-se mediante uma viga elástica dotada de rigidez que simula o apoio da laje, da mesma forma que os apoios intermédios de muretes, tirantes e conectores. Obtêm-se as reações e integram-se resultando uma carga linear como reação a aplicar na estrutura.

Para ver os esforços e deslocamentos de um núcleo de escadas deve-se selecionar o botão  do menu flutuante de Escadas e, seguidamente, premir com o botão esquerdo do rato sobre o núcleo. Se for a primeira vez que se seleciona o núcleo ou se se realizaram alterações em relação ao cálculo anterior, o programa procederá ao cálculo do mesmo.

Uma vez calculado o núcleo, mostra-se uma janela com uma vista tridimensional de cada um dos tramos de escadas. Aqui podem-se consultar os deslocamentos e os esforços e ver a deformada do tramo selecionado no menu.

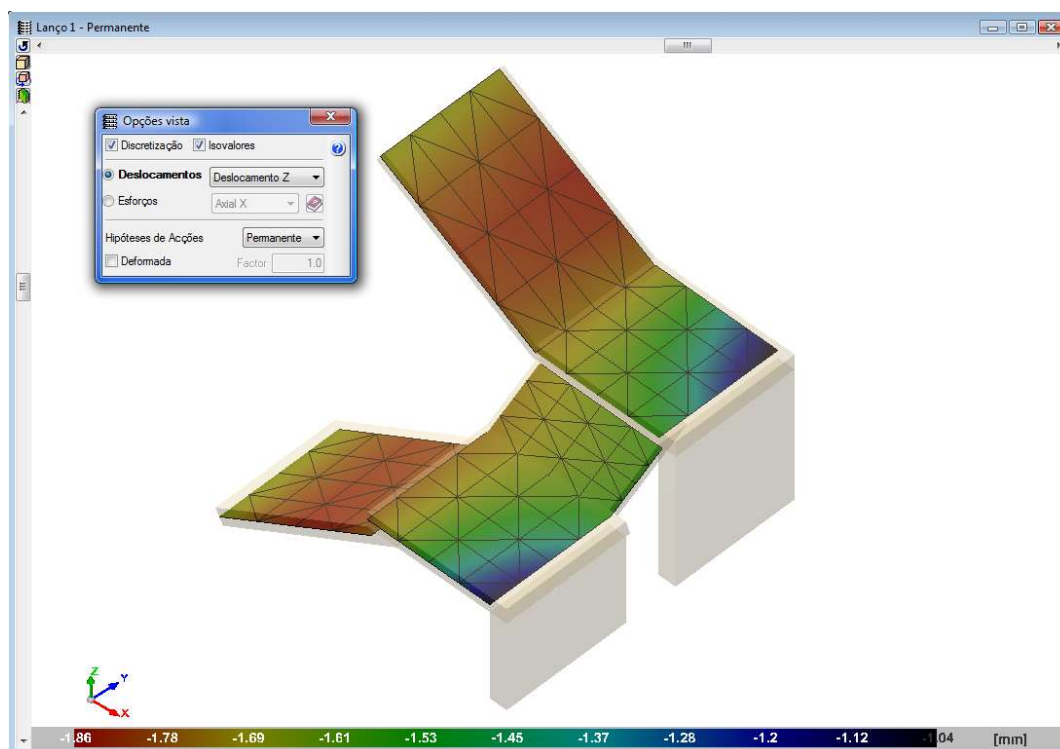




Fig. 2.65

Os núcleos de escadas calculam-se através de um dos seguintes procedimentos: cálculo completo e cálculo individual.

Quando se calcula a obra completa, calculam-se também todos os núcleos de escadas, para assim aplicar à estrutura principal as suas reações. Por isso, o que o programa calcula primeiro são as escadas.

Se a obra não estiver calculada, pode-se calcular cada núcleo de escadas individualmente, ao premir pela primeira vez os botões  ou  sobre cada núcleo ou ao premir nestes botões após a realização de alterações no núcleo seleccionado.

Se o utilizador efetua alterações num núcleo de escadas depois de calculada a obra e estas alterações afetam o valor das reações, é necessário realizar um novo cálculo da obra para ter em conta as novas reações. O programa avisa desta situação.

Nas listagens de obra existe a opção de gerar a listagem de todas as escadas introduzidas na obra.

As listagens de escadas indicam os dados gerais de todos os núcleos da obra (materiais e norma utilizada) e os dados comuns (geometrias, ações, etc.) e particulares dos tramos de cada um dos núcleos (reações sobre a estrutura principal, armaduras, quantidades e esforços resultantes em cada secção dos tramos).

Nos desenhos apresenta-se a pormenorização das escadas com secções longitudinais e transversais, tabelas de características de cada tramo com os seus dados geométricos, cargas e materiais.

Também se incluem os quadros de medição de armaduras (por núcleos, tramos e resumos totais de aço).

2.34. Estruturas 3D integradas

Existe uma ligação entre os módulos CYPECAD e CYPE 3D, sendo possível ao utilizador definir uma ou várias zonas independentes como **Estruturas 3D integradas** e ligadas à estrutura geral de grupos e suas plantas definidas no CYPECAD.

Através das **Estruturas 3D integradas** é possível resolver por exemplo um edifício como um centro comercial de betão armado, definido no CYPECAD, mas que possui uma cobertura metálica, sendo esta resolvida no

CYPE 3D e ainda uma zona de terraço com cobertura parcial de madeira, resolvida também no **CYPE 3D**. Muitos outros serão os exemplos resolúveis com esta mesma opção.

Na ligação entre as estruturas parte-se de pilares previamente definidos no **CYPECAD** ou então também se podem criar apenas arranques (na Entrada de pilares). Também é possível efetuar a ligação a vigas, muros, lajes maciças e fungiformes aligeiradas. Pode-se ajustar a barra ao centro, faces ou vértices; em geral, qualquer ponto. Também é possível definir desníveis na ligação, de maneira que se conecte na zona média de qualquer pilar ou arranque.

O método de cálculo é o mesmo descrito na memória de cálculo do programa **CYPE 3D**, coincidindo a interface gráfica e as prestações.

Todas as ações e combinações geradas são comuns e definem-se nos **Dados gerais** do **CYPECAD**.

Pode-se calcular, dimensionar e verificar qualquer **Estrutura 3D integrada** de forma independente, consideram-se os nós de apoio, com vinculação exterior, coincidentes com as ligações definidas no **CYPECAD**.

Quando se executa a estrutura geral de **CYPECAD** com a opção **Calcular obra**, integram-se ambos os modelos numa matriz conjunta que se resolve com os perfis atuais de cada **Estrutura 3D integrada**, com as diversas ações, que ao serem comuns, se pode dizer que estão completamente integradas. Há que diferenciar de um cálculo não integrado.

Importar obras do **CYPE 3D** é uma opção do **CYPECAD**, que permite converter uma obra numa **Estrutura 3D integrada**. Os materiais e as séries de perfis devem ser comuns ao **CYPECAD**, caso contrário perder-se-ão ao realizar a importação. As ações definidas na obra do **CYPE 3D** serão comuns às correspondentes no **CYPECAD**, nomeadamente as ações permanentes e as ações variáveis (sobrecargas, vento, neve ou accidental) que serão definidas como ações adicionais. Os grupos de combinações serão os que se definem em **Dados gerais** do **CYPECAD**. No caso do vento, se a obra importada do **CYPE 3D** tiver as ações definidas, convém estudar a sua compatibilidade nas ações automáticas que gera o vento do **CYPECAD**.

Recomenda-se a leitura dos manuais do **CYPE 3D**, como complemento necessário para entender o funcionamento de **Estruturas 3D integradas**.

2.35. Diafragma rígido

2.35.1. Diafragma rígido em vigas isoladas

Desde a versão 2012 que foi incluída a possibilidade de eliminar a consideração do diafragma rígido em vigas isolada, ou seja, nas vigas que se introduzem em planta a partir dos tipos de diálogo **Viga atual** e que não estejam em contacto com nenhuma laje (exceto os tipos Vinculação exterior e Lintel não estrutural ou limite).

Por defeito, considera-se que todas as vigas estão “conectadas” ao diafragma rígido, dessa forma possuem 3 graus de liberdade. Por exemplo, uma viga contínua que se apoia em vários pilares e que não esteja em contacto com nenhuma laje, conserva a hipótese do diafragma rígido.

A partir da versão 2012, é possível desconectar as vigas isoladas do diafragma rígido mediante a opção **Diafragma rígido em vigas isoladas** (separador Entrada de vigas > menu Vigas). As vigas desconectadas mediante esta opção passam a dispor de seis graus de liberdade em cada extremo, com os esforços correspondentes: axial, momento no plano vertical e transversal, transversal vertical e transversal, e momento torsor; e portanto serão dimensionadas as armaduras tendo em conta esses mesmos esforços.

Para efeitos da consideração de encurvadura em vigas isoladas horizontais, metálicas ou de betão, considera-se como comprimento de encurvadura o comprimento livre da viga, quer no plano vertical como no horizontal.

2.35.2. Diafragma rígido em muros de betão armado, alvenaria e blocos de betão isolados

Em versões anteriores à 2012, qualquer muro em contacto com uma laje, uma viga ou outro muro tinha a consideração de diafragma rígido ao nível da planta.

A partir da versão 2012, a consideração de diafragma rígido ao nível da planta só se mantém se o muro estiver em contacto com alguma laje. Portanto, se o muro estiver isolado ao nível da planta ou se só está em contacto com vigas isoladas ou outros muros, todos os nós das barras que se geram na intersecção desta planta e os nós dos elementos finitos triangulares do muro possuem 6 graus de liberdade.

No caso do muro entrar em contacto com alguma laje ao longo de qualquer parte do seu traçado numa determinada planta, todo o muro ficará conectado ao diafragma rígido dessa planta, incluindo os tramos onde não exista laje. Todavia, existe a possibilidade de eliminar de forma parcial a consideração de diafragma rígido, mediante a opção **Dividir viga** (separador Entrada de vigas > menu Vigas), de maneira que aplicando esta divisão nos pontos de transição entre a parte com diafragma rígido e a parte isolada, deixará estas últimas partes livres ou isoladas com 6 graus de liberdade nesses tramos isolados.

Se a opção para armar as vigas de coroamento de muros está ativa (menu Obra > Dados gerais > botão Opções > botão Opções para vigas > opção Armadura de vigas embebidas nos muros e de vigas de coroamento), os tramos de vigas de coroamento que se encontram sobre os tramos de muros sem laje (se o utilizador aplicou a opção **Dividir viga** para desconectar esse tramo), ou as vigas de coroamento dos muros sem laje em todo o seu traçado, dimensionam-se para os seis esforços atuantes.

Da mesma forma realiza-se o dimensionamento das vigas coincidentes com as plantas intermédias e coroamento em muros de alvenaria e de blocos pré-fabricados de betão se ativar essa opção para estas tipologias, com a particularidade de que também o efetua ao nível das plantas intermédias.