



**Universidade  
Aveiro  
2008**

**de**

**Departamento de Engenharia Civil**

**Joana Inês Ribeiro de  
Sá Correia**

**Dimensionamento de Cofragens para Estruturas de  
Betão Armado**



**Joana Inês Ribeiro de  
Sá Correia**

**Dimensionamento de Cofragens para Estruturas de  
Betão Armado**

dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil realizada sob a orientação científica do Professor Doutor Paulo Barreto Cachim, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e do Professor Doutor Miguel Nuno Monteiro de Morais, Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Dedico este trabalho à minha família, sobretudo aos meus pais, pelo incansável apoio e paciência. Aos meus priminhos queridos, “xicos e xicas”, que me dão tantas alegrias.  
Dedico-o também aos meus amigos que me ajudaram arduamente dia e noite.

## **o júri**

presidente

**Prof Doutor Aníbal Guimarães da Costa**  
Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

**Prof Doutor Pedro Álvares Ribeiro do Carmo Pacheco**  
Professor Auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

**Prof Doutor Paulo Barreto Cachim**  
Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

**Prof Doutor Miguel Nuno Lobato de Sousa Monteiro de Morais**  
Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

## **agradecimentos**

Pelo incansável apoio e dedicação a este trabalho quero agradecer ao Prof. Doutor Miguel Nuno Morais, ao Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim, ao Prof. Doutor Humberto Varum e à Prof. Doutora Margarida Lopes. Agradeço também aos meus colegas, em particular, ao Pedro Oliveira. Por último, quero agradecer à Engenheira Patrícia Gomes (Doka) e ao Engenheiro Nuno Videira (Peri) pela disponibilidade e esclarecimento de dúvidas.

**palavras-chave**

Cofragem, pressão lateral do betão, acções, dimensionamento de cofragens, estruturas temporárias

**resumo**

O trabalho apresentado aborda o domínio cofragens para estruturas de betão armado.

Cofragem é o “molde” que dará a forma pretendida para a estrutura que vai nascer. É o elemento que sustenta o betão no seu estado fluido, enquanto ele não tem capacidade para se auto-suportar.

Analisa-se um conjunto de métodos desenvolvidos por vários autores/ regulamentos para a quantificação das principais acções envolvidas do dimensionamento destas estruturas temporárias.

Neste trabalho são quantificadas e combinadas as acções que actuam na cofragem, normalmente vento, neve, peso dos materiais e, particularmente, a pressão lateral que o betão fresco exerce nos elementos verticais de cofragem. Esta pressão depende de vários factores, salientando-se a velocidade de enchimento do betão e a temperatura. São considerados e comparados vários métodos para o cálculo desta pressão.

São apresentados vários materiais e sistemas usados para cofragens e são descritos alguns cuidados e precauções de segurança na execução e colocação das cofragens.

Os elementos que constituem o sistema de cofragem devem ser verificados no domínio da resistência e da deformabilidade.

**keywords**

Formwork, concrete lateral pressure, actions, formwork design, temporary structures

**abstract**

The work presented concerns design of formwork for concrete structures.. Formwork is the “form” which will give the pretended shape to the future structure. It is the element that sustains the fresh concrete, while it is not self-supporting.

A set of methods was developed by various authors/ regulations for the quantification of the more important actions considered for this temporary structure

The loads that act on the formwork are quantified, in particular the concrete pressure exerted on the vertical elements of the formwork. This pressure depends on various factors. The most important are the rating of pour and the temperature. This pressure is presented and compared by methods developed by different authors/ regulations.

This document also suggests several materials and formwork systems and describes some safety precautions on how to erect and rise the formwork. The elements that compos the formwork should be verified for resistance and deflection.

## ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	11
2	SISTEMAS DE COFRAGENS .....	14
2.1	ELEMENTOS TIPO QUE COMPÕEM A COFRAGEM .....	17
2.1.1	Molde .....	17
2.1.2	Vigas secundárias .....	17
2.1.3	Vigas principais .....	18
2.1.4	Grampo ou Ferrolho .....	19
2.1.5	Barras dywigad.....	19
2.1.6	Prumos.....	20
2.2	MATERIAIS .....	20
2.2.1	Características dos materiais usados para cofragens.....	22
2.2.2	Cofragem perdida ou colaborante.....	25
3	REGRAS PARA O DIMENSIONAMENTO DAS COFRAGENS .....	26
3.1	PRECAUÇÕES DE SEGURANÇA .....	26
3.2	DEFICIÊNCIAS NA CONSTRUÇÃO DAS COFRAGENS.....	26
3.3	CUIDADOS.....	27
3.4	IRREGULARIDADES DAS SUPERFÍCIES COFRADAS .....	27
3.5	REMOÇÃO DAS COFRAGENS .....	28
4	PRESSÃO LATERAL DO BETÃO .....	32
4.1	FACTORES QUE AFECTAM O VALOR DA PRESSÃO EXERCIDA PELO BETÃO NA COFRAGEM.....	32
4.1.1	Densidade do betão.....	33
4.1.2	Velocidade de enchimento do betão.....	33
4.1.3	Temperatura.....	36
4.1.4	Dosagem de cimento.....	37
4.1.5	Trabalhabilidade .....	37



---

4.1.6	Forma de compactação e altura de queda do betão .....	38
4.1.7	Impacto durante a betonagem .....	40
4.1.8	Quantidade de distribuição das armaduras.....	40
4.1.9	Forma, dimensão e superfície da cofragem .....	40
4.2	MÉTODOS PARA A QUANTIFICAÇÃO DA PRESSÃO LATERAL QUE O BETÃO EXERCE NA COFRAGEM.....	40
4.2.1	ACI (2001) .....	40
4.2.2	CIRIA (1985).....	42
4.2.3	DIN 18218 (1980 .....	43
4.2.4	Rodin (1952).....	46
4.2.5	Betão auto-compactável .....	46
4.2.6	Gráfico comparativo.....	47
5	QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES .....	50
5.1	ACÇÕES PERMANENTES “Q1” .....	50
5.1.1	Peso próprio .....	50
5.1.2	Impulso do solo .....	51
5.2	ACÇÕES VARIÁVEIS.....	52
5.2.1	Acções variáveis verticais persistentes “Q2” .....	52
5.2.2	Acções variáveis horizontais persistentes “Q3” .....	58
5.2.3	Acções variáveis temporárias “Q4” .....	58
5.2.4	Vento “Q5” .....	60
5.2.5	Acções devidas à água “Q6”.....	67
5.2.6	Efeitos sísmicos.....	68
5.3	COMBINAÇÃO DE ACÇÕES .....	68
5.4	CLASSES DE DIMENSIONAMENTO .....	69
5.4.1	Classe A.....	69
5.4.2	Classe B1 .....	70
5.4.3	Classe B2.....	70

---

5.5	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	70
5.5.1	Documentação técnica .....	70
5.5.2	Dimensionamento.....	71
5.6	CONSIDERAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO .....	73
6	CONCLUSÕES.....	75
7	BIBLIOGRAFIA.....	77
8	APÊNDICE .....	80
8.1	APÊNDICE A.1 – Tabela de comparação das pressões laterais por vários autores/ regulamentos.....	80
8.2	APÊNDICE A.2 – Cálculo da altitude a partir da qual se quantifica a acção da neve	84
8.3	APÊNDICE A.3 – Exemplo de cálculo de uma laje .....	85
8.4	APÊNDICE A.4 – Exemplo de cálculo de uma parede de 5m de altura .....	94

*“O prazer do trabalho aperfeiçoa a obra.”*

Aristóteles

## **1 INTRODUÇÃO**

---

Cofragem é o termo que designa o “molde” que sustenta o betão fresco e lhe confere a forma final pretendida para a obra a realizar enquanto este não tem resistência para se auto-sustentar. É uma construção provisória, que deve ser facilmente montável, desmontável e reutilizável, pois é montada rapidamente, solicitada durante algumas horas durante a colocação do betão e passado poucos dias é desmontada para preferencialmente ser reutilizada.

O custo da mão-de-obra e dos materiais usados para a realização das cofragens pode rondar cerca de 30 a 40% do custo da estrutura de betão armado. Como tal, há que tentar reduzir ao máximo esses custos. Para isso podem-se considerar algumas das seguintes medidas:

- conhecer as solicitações impostas pelo betão fresco para não sobre-dimensionar as cofragens;
- racionalizar a utilização destes elementos para que possam ser usados várias vezes;
- facilitar a montagem e desmontagem dos elementos utilizados, reduzindo a mão-de-obra e aumentando a durabilidade;
- utilizar elementos pré-fabricados e reutilizáveis; embora o custo inicial seja mais elevado, o custo por aplicação é reduzido.

O dimensionamento dos sistemas de cofragem não pode ser desprezado. Para que os trabalhos de construção não sofram roturas ou anomalias, deve existir um projecto de cofragens.

O seu mau dimensionamento ou execução podem provocar danos e custos elevados de materiais e/ou equipamentos e, acima de tudo, podem ser prejudiciais para a segurança dos trabalhadores.

A cofragem deve ser pouco deformável quando suporta as solicitações produzidas durante a colocação do betão.

A sua permeabilidade e absorção deverão ser suficientemente reduzidas para que a água ou as partículas finas do betão fresco não se dissipem podendo afectar as características desejadas para o betão.

A cofragem deve ainda ter uma superfície com as características adequadas ao aspecto pretendido para o elemento quando este é descofrado. Deverá ter-se em atenção que superfícies de cofragem demasiado lisas, como é o caso do aço ou painéis fenólicos, dificultam a colocação de revestimentos na superfície de betão.

Existem diferentes sistemas de cofragens que dependem essencialmente do tipo de material usado, sendo os mais correntes, o aço e a madeira. O tipo de material é escolhido em função dos custos (o aço é mais dispendioso do que a madeira), da execução de geometrias, da estereotomia (geometria das juntas), do acabamento pretendido e da disponibilidade do material.

Da observação de alguns catálogos de empresas de cofragens verificou-se que o tipo de cofragem mais usada é composta por uma estrutura metálica ou de madeira, formando uma grelha, forrada com painéis de contraplacado revestidos de uma película fenólica.

Os principais objectivos deste trabalho são a identificação dos sistemas de cofragem, a quantificação das acções em cofragens, o estudo de modelos de dimensionamento e o desenvolvimento de regras para o dimensionamento de cofragens.

O presente trabalho está dividido nos seguintes capítulos: introdução, sistemas de cofragens, regras para o dimensionamento das cofragens, pressão lateral do betão, quantificação de acções e conclusão.

No capítulo de sistemas de cofragens são demonstrados os sistemas tipo de cofragem e os vários sistemas que o mercado oferece. Para além disso, enumeram-se os materiais mais usados para cofragens, nomeadamente, contraplacado, aglomerados, fibras, aço, alumínio, gesso e plásticos reforçados com fibras.

No capítulo seguinte, regras para o dimensionamento de cofragens, descrevem-se algumas precauções de segurança, deficiências na construção da cofragem, cuidados, irregularidades nas superfícies cofradas e o tempo necessário para a remoção da cofragem consoante o tipo de elemento para que este processo se realize em segurança.

No capítulo seguinte é quantificada a pressão lateral do betão e são analisados os principais factores que a influenciam. Esta acção é a mais condicionantes para o cálculo de cofragens verticais. Neste capítulo são também apresentados os vários métodos para o cálculo da pressão através da quantificação feita por vários autores/ regulamentos.

No capítulo da quantificação das acções, descrevem-se as acções e a maneira como estas devem ser quantificadas. Como acções permanentes consideram-se o peso próprio da cofragem e a pressão do solo. Das acções variáveis, distinguem-se o peso do betão e dos equipamentos, material de armazenamento, neve e gelo e o vento.

Finalmente, no capítulo das conclusões procurou-se efectuar uma síntese dos aspectos essenciais que contribuem para o correcto dimensionamento de cofragens para estruturas de betão armado.

## 2 SISTEMAS DE COFRAGENS

De uma maneira simplificada, sejam cofragens verticais ou cofragens horizontais, estes elementos distinguem-se essencialmente por dois tipos: cofragens modulares ou cofragens que são dimensionadas elemento a elemento.

As cofragens modulares (ver Figura 1) são constituídas por uma estrutura metálica que serve de suporte para a superfície que está directamente em contacto com o betão, ou seja, o molde. Este tipo de cofragem tem as dimensões e capacidade de suporte já pré-definidas. A sua capacidade resistente varia entre  $40 \text{ kN/m}^2$ , para cofragens de elementos de fundação, e  $70$  a  $90 \text{ kN/m}^2$ , para outros elementos estruturais. Esta capacidade resistente limita a velocidade de enchimento e a altura de betonagem que, para elementos verticais, é aproximadamente  $3 \text{ m}$ . O uso deste tipo de sistema permite “jogar” com as peças, que se dispõem em diferentes dimensões, conforme a estereotomia adoptada para a superfície a cofrar.

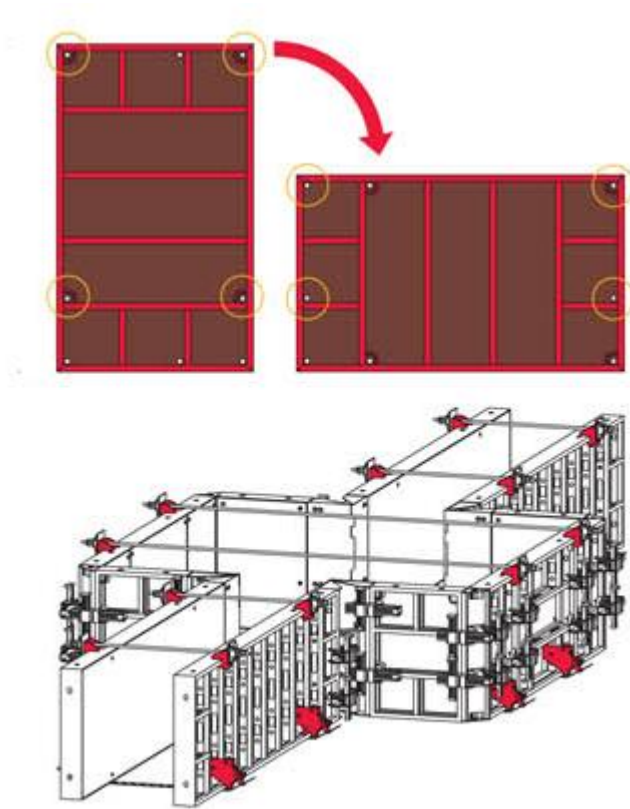


Figura 1 – Exemplo de um sistema modular

Para obras com geometrias especiais, ou obras especiais, o tipo de cofragem é normalmente composto por três elementos: superfície directamente em contacto com o betão, normalmente madeira revestida com uma camada fenólica, vigas secundárias, as mais usuais em madeira, e vigas principais, normalmente em aço (ver Figura 2). Cada um dos elementos que compõem este tipo de cofragem tem de ser dimensionado, para a verificação da resistência e da deformação.

Para obras com geometrias especiais, ou obras especiais, o tipo de cofragem é normalmente composto por três elementos: superfície directamente em contacto com o betão, normalmente madeira revestida com uma camada fenólica, vigas secundárias, as mais usuais em madeira, e vigas principais, normalmente em aço (ver Figura 2). Cada um dos elementos que compõem este tipo de cofragem tem de ser dimensionado, para a verificação da resistência e da deformação.



**Figura 2 – Exemplo de uma cofragem vertical**

Os dois tipos de cofragens, anteriormente demonstrados, são usados em sistemas de cofragens que podem ser trepantes ou auto-trepantes (ver Figura 3). A diferença entre eles é que o sistema auto-trepante não tem auxílio de grua, uma vez que o sistema de cofragem é elevado com macacos hidráulicos. Estes dois sistemas são usados em construções a alturas muito elevadas. O uso destes sistemas deve entrar no

dimensionamento da estrutura de betão suportada, uma vez que, à medida que o sistema sobe, ele vai fixar na estrutura de betão inferior.



**Figura 3 – Sistema de cofragem auto-trepante**

Um sistema idêntico a este mas usado essencialmente em cofragens de elementos horizontais, nomeadamente em pontes, é o sistema deslizante (ver Figura 4).



**Figura 4 – Sistema de cofragem deslizante**



## 2.1 ELEMENTOS TIPO QUE COMPÕEM A COFRAGEM

### 2.1.1 Molde

O molde da cofragem é o elemento que está directamente em contacto com o betão fresco. Os materiais mais usados para esta função estão descritos no subcapítulo 2.2.

### 2.1.2 Vigas secundárias

Estas vigas em madeira têm uma grande proporção de resinas sintéticas que ajudam a manter a estabilidade dimensional. Para além disso, as cápsulas de aço (neste caso) nas extremidades proporcionam maior resistência ao impacto, aumentando o tempo em serviço do material. Estas extremidades podem ser também em material compósito. Este tipo de viga é ilustrado na Figura 5.



Figura 5 – Viga secundária de madeira

As dimensões, em cm, mais usuais para este tipo de vigas estão representadas na Figura 6. Na Tabela 1 apresentam-se algumas características das mesmas vigas.

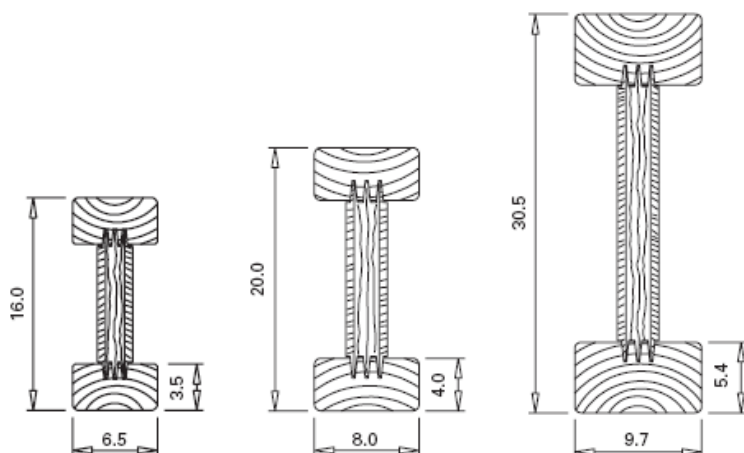


Figura 6 – Dimensões mais usuais das vigas de madeira, em cm

Tabela 1 – Propriedades das vigas de madeira

	Altura das vigas, H, em cm		
	H= 16	H= 20	H= 30,5
Momento resistente (kN.m)	2,7	5,0	13,5
Inércia (cm <sup>4</sup> )	2500	4290	18500

### 2.1.3 Vigas principais

São normalmente em aço S235 ( $f_y = 235$  MPa), constituídos por dois perfis UNP. A altura do perfil varia entre 100 e 140 mm. Na Figura 7 é ilustrado um exemplo para vigas principais. Podem, no entanto, ser utilizados quaisquer perfis metálicos.



Figura 7 – Exemplo de uma viga principal

### 2.1.4 Grampo ou Ferrolho

É um acessório em aço usado em cofragens horizontais e verticais para unir painéis e cantos interiores e exteriores.

Um exemplo deste acessório está representado na Figura 8.

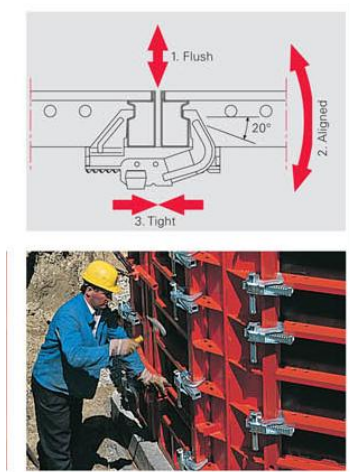


Figura 8 – Exemplo de um ferrolho

### 2.1.5 Barras dywidag

São barras de aço com cones nas extremidades usadas em cofragens de pilares e paredes, como se mostra na Figura 9. Funcionam como um tirante interno, dentro de um tubo, envolvido pelo betão fresco na altura da betonagem. Estes elementos são à prova de água, resistentes ao fogo e à radiação. O elemento é colocado de uma ponta à outra da cofragem vertical antes da betonagem. Quando é retirado, é colocado um cone de betão para tamponar a sua marca. As propriedades deste acessório estão dispostas na Tabela 2.

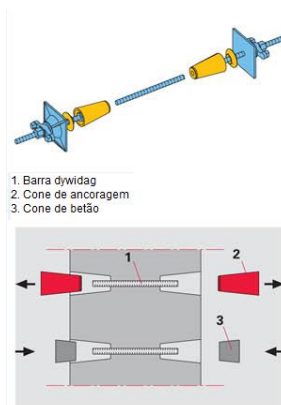


Figura 9 - Esquema de uma barra dywidag

Tabela 2 – Propriedades das barras dywidag

Diâmetro nominal	Classe do aço	Tensão de rotura $f_{pu}$	Tensão de Cedência 0,1%	75% Tensão de rotura	Área da Secção	Diâmetro sobre Roscas	Passo de Rosca	Peso da Barra
mm	N/mm <sup>2</sup>	kN	kN	kN	mm <sup>2</sup>	mm	mm	kg/m
15	900/1100	195	159	146	177	17	10	1,44
20	900/1100	345	283	258	314	23	10	2,56
26,5	950/1050	579	523	434	551	30	13	4,48
32	950/1050	844	764	633	804	36	16	6,53
36	950/1050	1069	967	801	1018	40	18	8,27
40	950/1050	1320	1194	990	1257	45	20	10,21
47	950/1050	1822	1648	1366	1735	52	21	14,10

### 2.1.6 Prumos

São elementos normalmente tubulares que servem para alinhar a cofragem e que absorvem as cargas do vento.

Os prumos de cofragens verticais devem estar fixos na base, fazendo um ângulo de aproximadamente 45° com a mesma. Os prumos de cofragens horizontais devem ter o seu eixo completamente perpendicular à base. Um exemplo de prumos para cofragens verticais está representado na Figura 10.



Figura 10 – Exemplo de prumos para cofragens verticais

## 2.2 MATERIAIS

A superfície da cofragem mais próxima do betão designa-se por molde. Pode estar em contacto directo com ele ou separado por uma camada de revestimento de outro material como, por exemplo, plástico, metal, madeira, tecido ou outro, de maneira a alterar a superfície final do betão. O molde pode ser de madeira, metal, ou outro material

capaz de transferir a carga que o betão exerce para os elementos de suporte que normalmente são os prumos e os esticadores.

Para a selecção destes materiais, deve-se ter em consideração os seguintes parâmetros:

- Resistência;
- Rigidez;
- Desprendimento da superfície de betão;
- Reutilização e custo por uso;
- Características da superfície transmitidas para o betão;
- Grau de absorção ou capacidade de drenar a água em excesso da superfície do betão;
- Resistência a danos mecânicos, como a vibração ou o desgaste devido ao deslocamento dos elementos de revestimento;
- Trabalhabilidade para cortar, perfurar e ligar os elementos;
- Adaptação às condições climáticas, temperatura e humidade;
- Peso e facilidade de manejamento.

Para além desses elementos, usam-se revestimentos em estado líquido (óleos descofrantes e outros) que estão em contacto com a superfície do betão. Estes óleos servem para:

- Alterar a textura da superfície de contacto;
- Melhorar a durabilidade da superfície da superfície;
- Facilitar a descofragem;
- Melhorar a superfície de contacto contra a humidade.

Qualquer que seja o tipo de óleo descofrante a usar, este não deve ser prejudicial ao betão, às armaduras ou à cofragem nem deve ter efeitos nocivos ao meio ambiente.

Os materiais mais usados para molde e superfícies de cofragens são:

- Contraplacado;
- Aglomerados;
- Fibra;
- Aço
- Alumínio;
- Gesso

- Plástico reforçado com fibras.

## 2.2.1 Características dos materiais usados para cofragens

### 2.2.1.1 Contraplacado

O material designado por contraplacado é obtido por colagem de lâminas finas de madeira sobrepostas, em número ímpar e formando 90° entre si, fixado através de resinas e outros aditivos.

Os contraplacados usam-se especialmente para superfícies de cofragem em contacto directo com o betão. Entre as suas vantagens citam-se as seguintes:

- Painéis de dimensões suficientemente grandes que permitem a sua colocação e descofragem de maneira económica;
- Várias espessuras;
- Propriedades físicas constantes;
- Economia em termos de reutilização;
- Superfícies lisas.

As cofragens de contraplacados podem ser de dois tipos: para exteriores e interiores. O contraplacado para exteriores fabrica-se à base de uma cola completamente impermeável e utiliza-se em lugares expostos ao mau tempo e humidade.

Os contraplacados de espessuras menores (aproximadamente 1cm) são usados como revestimentos para cofragens de outros materiais e em superfícies curvas dada a facilidade com que se curvam quando usados em espessuras pequenas. Algumas características deste material estão descritas na Tabela 3.

**Tabela 3 – Características de contraplacados**

Tipo de madeira	Espessura (mm)	Módulo de elasticidade, E, paralelo/transversal (N/mm <sup>2</sup> )	Tensão admissível, $\sigma$ , paralelo/transversal (N/mm <sup>2</sup> )
Vidoeiro	21	8560/6610	15,0/12,4
Abeto	21	8000/1070	5,9/1,3

### 2.2.1.2 Aglomerados

Os aglomerados empregam-se essencialmente para revestir as superfícies interiores de cofragens, são fabricados à base de pequenos troços de madeira envolvidos num líquido endurecedor.

Entre as suas propriedades, merece mencionar a sua dureza e o facto de proporcionar superfícies de betão sem defeitos e sem marcas das juntas. Este material de pequena espessura pode também curvar-se, funcionando como cofragem de elementos curvos com pequenos raios.

### 2.2.1.3 Fibras

#### 2.2.1.3.1 Tubos de fibra

São usados especialmente em cofragens de pilares circulares. Estes moldes têm diâmetros até 120 cm e comprimentos até 15,5 m.

São fabricados com dois tipos de impermeabilização: um é usado em elementos que requerem uma superfície final do betão cuidada, e consiste numa impermeabilização com um tratamento plastificante que permite, normalmente a recuperação do molde da cofragem; o outro tipo tem um tratamento de betume e é usado em cofragens perdidas onde a superfície de betão não é excessivamente cuidada.

#### 2.2.1.3.2 Placas de fibra

Este tipo de cofragem é usado especialmente para cofragem de lajes e coberturas. As placas são deixadas no paramento inferior do betão para melhorar as suas propriedades acústicas. Estas são perfuradas e elaboradas com fibras de madeira, que depois de lavadas, prensadas, secas e submetidas a tratamentos químicos, contém milhares de células de ar. São essas células de ar que, juntamente com as perfurações, absorvem o som.

#### 2.2.1.3.3 Caixas de fibra

Estas caixas, também chamadas de caixas de cartão de embalar ovos, são embebidas previamente em asfalto (ou outro produto impermeabilizante) para obter uma maior resistência e estabilidade contra os efeitos da água.

O nome “caixas de cartão de embalar ovos” provem do facto de estas caixas de fibras serem revestidas interiormente por capas de reforço de cartão.

#### **2.2.1.4 Aço**

As cofragens de aço têm vantagens em relação aos outros materiais, nomeadamente, rigidez e resistência elevadas; montagem, desmontagem, transporte e nova montagem realizadas com grande rapidez; grande número de utilizações e concretização de superfícies lisas do betão.

A sua grande desvantagem é que se não forem usadas muitas vezes, o custo destas cofragens torna-se elevado. Para além disso, o seu peso é elevado.

#### **2.2.1.5 Alumínio**

As cofragens de alumínio são, em muitos aspectos, similares às cofragens em aço, sobressaindo a vantagem de terem menor densidade que os anteriores.

Quanto a desvantagens em comparação com o aço, a sua resistência à tracção, compressão e transporte é menor, sendo necessárias maiores secções para o mesmo resultado das cofragens em aço. Somado a estas desvantagens existe também a mais condicionante deles que é a elevada deformabilidade deste material.

#### **2.2.1.6 Gesso**

Alguns edifícios são projectados com figuras e desenhos ornamentais a serem realizados em betão. Os moldes de gesso são usados como cofragens para a realização dessas figuras. Ao efectuar a descofragem partem-se os moldes, ficando impressa na superfície de betão a figura ou os desenhos pretendidos.

#### **2.2.1.7 Plástico reforçado com fibras**

Os plásticos são reforçados com fibra de vidro e possuem as seguintes características:

- Completa liberdade de projecto;
- Permitem a realização simultânea da cofragem e do acabado das superfícies;
- Podem usar-se como moldes de figuras e desenhos ornamentais;
- Não existe limitação de dimensões, podendo assim montar-se os elementos em obra de forma a se disfarçarem as juntas;



- Se se prever um grande número de utilizações, pode tornar-se o material mais económico entre os disponíveis;
- É um material leve e facilmente montável.

Apesar da existência tipos de plásticos reforçados com outros materiais, por exemplo carbono, o plástico reforçado com fibras de vidro é a solução mais economicamente viável para este efeito.

Este material requer alguns cuidados de fabricação no que respeita a um controlo adequado da temperatura e humidade durante esse processo.

### **2.2.2 Cofragem perdida ou colaborante**

É um tipo de cofragem que não é retirada após o endurecimento do betão, colaborando com ele no que respeita às suas propriedades resistentes, acústicas ou térmicas. O melhoramento destas propriedades do betão é conseguido adequando o tipo de material da cofragem para o fim desejado. Por exemplo, para melhorar a capacidade resistente do betão são usadas chapas de aço que servem de cofragem e, posteriormente, de armadura.

### **3 REGRAS PARA O DIMENSIONAMENTO DAS COFRAGENS**

---

#### **3.1 PRECAUÇÕES DE SEGURANÇA**

No acompanhamento dos trabalhos envolvidos na colocação das cofragens em obra devem ser consideradas algumas precauções.

Devem ser colocadas barreiras de sinalização para impedir que pessoas não autorizadas entrem na zona onde decorrem os trabalhos de montagem e remoção das cofragens. Para além disso, no decorrer dos trabalhos durante a colocação do betão devem estar presentes pessoas especializadas em cofragens a fim de poderem identificar antecipadamente algum deslocamento ou rotura. Deve estar sempre disponível algum material extra caso aconteça uma emergência e a iluminação deve ser adequada na área dos trabalhos realizados. Um ponto importante é que no caso de superfícies inclinadas, com uma razão horizontal/ vertical de 1,5/ 1, estas devem ser cofradas não só na base mas também no topo, para garantir a forma do betão durante a colocação.

O dimensionamento deve incluir os locais onde vão ser colocadas as guias/guindaste para o levantamento das cofragens, bem como os equipamentos de protecção colectiva, como andaimes, plataformas de trabalho e guarda-corpos que devem figurar nos desenhos das cofragens. Outro ponto a ter em atenção é a incorporação de sistemas de protecção para possíveis quedas, quer de materiais, quer de pessoas.

#### **3.2 DEFICIÊNCIAS NA CONSTRUÇÃO DAS COFRAGENS**

As deficiências mais comuns na construção de cofragens que podem levar à rotura devem-se essencialmente à falta de inspecção ou a deficiências dos materiais ou dos sistemas de ligação entre eles. Por exemplo, a falha de inspecção no campo, durante e após a colocação do betão e na detecção de flechas anormais deveria ser feita por pessoas qualificadas, de maneira a que esses aspectos possam ser corrigidos. Em termos de deficiências na cofragem, estas são muito comuns na ligação entre os

materiais, notando-se insuficiente soldadura, fixação ou aparafusamento dos elementos. Este aspecto é muito importante para prevenir a perda de argamassa do betão. Para além disso, existe uma falha no uso das recomendações do fabricante e na construção das cofragens de acordo com os desenhos, agravando-se quando são usados materiais danificados ou com resistência menor do que a exigida.

### **3.3 CUIDADOS**

A cofragem deve ser inspeccionada e verificada antes da colocação da armadura para confirmar que as dimensões e a localização das peças a betonar estão conforme a planta estrutural. Também deve ser feita uma verificação quanto à flecha.

Antes da colocação do betão nas cofragens, estas devem ser cuidadosamente limpas de terra ou argamassa excedente da utilização anterior, e devem ser revestidas interiormente com um agente de descofragem.

A descofragem deve ser feita de forma a não submeter a estrutura a choques, sobrecargas ou danos.

As passareiras de deslocação de equipamento devem ser providas de escoras e devem ser suportadas directamente pela cofragem ou um membro estrutural. A cofragem deve ser capaz de suportar este equipamento sem flechas significantes, vibrações ou movimentos laterais.

As lajes recentemente betonadas não devem ser sobrecarregadas com materiais temporários amontoados em stock ou com outro tipo de cargas de maneira a não as danificarem.

### **3.4 IRREGULARIDADES DAS SUPERFÍCIES COFRADAS**

Segundo a norma ACI (2001) as irregularidades permitidas dividem-se em bruscas ou graduais. Desalinhamentos resultantes da deslocação, má combinação ou má colocação das cofragens ou imperfeição dos materiais de cofragem são consideradas irregularidades bruscas. Irregularidades resultantes do empenamento ou outras variações no plano da cofragem são consideradas graduais.

Existem quatro classes de superfícies cofradas. O responsável pelo projecto deve indicar qual das classes atribuir ao trabalho. Essas classes organizam-se segundo a Tabela 4.

**Tabela 4 – Classificação das superfícies cofradas consoante os desvios estruturais**

Classe da superfície			
A	B	C	D
3mm	6mm	13mm	25mm

A classe A é adoptada para superfícies expostas à vista do público, onde a aparência tem especial importância.

A classe B apresenta uma textura grosseira, normalmente usada em superfícies revestidas com estuque, ou gesso, ou reboco.

A classe C é a classe *standard* para superfícies permanentemente expostas que não levam nenhum revestimento;

Finalmente, a classe D é o mínimo requisito de qualidade para superfícies onde a rugosidade não é desagradável, normalmente aplicada em superfícies que estão permanentemente ocultas.

### 3.5 REMOÇÃO DAS COFRAGENS

O projectista deve especificar a resistência mínima que o betão deve atingir antes da remoção das cofragens. Quando elas são retiradas, não deve existir uma deformação ou distorção excessivas ou evidência de estragos no betão devido à remoção do suporte ou da operação de descofragem.

Quando as cofragens são retiradas antes do tempo de cura especificado, deverão tomar-se medidas para a continuação da cura de betão e providenciar protecção térmica adequada para o betão.

As cofragens e cimbramentos não devem ser removidos das vigas, paredes e principalmente lajes, até que estes elementos estruturais tenham resistência suficiente para suportar o seu próprio peso e alguma eventual carga. Como regra geral, a cofragem dos pilares é removida antes das cofragens das vigas e lajes.

Como o tempo mínimo a cumprir para a descofragem é função da resistência do betão em obra, o método normalmente usado para determinar esse tempo é efectuar ensaios “in situ” para determinar a resistência do betão.

Pode-se prever a resistência do betão aos 28 dias com amostras de betão com 3 ou mais dias através de um coeficiente de endurecimento. Esse coeficiente está referido na Tabela 5.

**Tabela 5 – Coeficientes de endurecimento do betão conforme a sua idade segundo o Eurocódigo 2.**

Tipo de cimento	Idade do betão (dias)			
	3	7	14	28
CEM 42.5 R, CEM 52.5 N CEM 52.5 R	0,663	0,819	0,920	1,000
CEM 32.5 R CEM 42.5 N	0,598	0,779	0,902	1,000
CEM 32.5 N	0,458	0,684	0,854	1,000

Segundo o Eurocódigo 2, a tensão de rotura do betão à compressão,  $f_{cm}(t)$ , numa idade  $t$ , a uma temperatura de 20°C e uma cura de acordo com a EN 12390, pode ser estimada a partir da Equação 1.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad \text{Equação 1}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad \text{Equação 2}$$

Em que:

$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$ , em que  $f_{ck}$  é o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias.

$\beta_{cc}(t)$  é um coeficiente que depende da idade do betão  $t$  calculado pela Equação 2;

$t$  é a idade do betão em dias;

$s$  é um coeficiente que depende do tipo de cimento:

=0,20 para cimento das classes de resistência CEM 42.5 R, CEM 52.5 N e CEM 52.5 R (Classe R);

=0,25 para cimento das classes de resistência CEM 32.5 R CEM 42.5 N (Classe N);

=0,38 para cimento das classes de resistência CEM 32.5 N (Classe S).

Segundo a ACI (2001), quando o responsável pelo projecto não menciona qual a resistência que o betão em obra deverá atingir até à remoção das cofragens, podem usar-se os tempos demonstrados na Tabela 6. Estes tempos representam o número cumulativo de dias, ou horas, não necessariamente consecutivos, durante os quais a temperatura do ar que rodeia o betão está acima dos 10°C. Se a temperatura ambiente se manter abaixo dos 10°C, ou se forem usados agentes retardadores, estes tempos devem ser incrementados.

**Tabela 6 – Tempo necessário para remoção das cofragens segundo a ACI**

Elemento		Tempo necessário para remover a cofragem	
paredes *		12 h	
pilares *		12 h	
lados das vigas*		12 h	
vigas mestras		12 h	
vigas	largura ≤760mm	3 dias	
	largura >760mm	4 dias	
		<b>carga variável menor do que a carga permanente</b>	<b>carga variável maior do que a carga permanente</b>
vigas e vigas mestras	l < 3m entre apoios **	7 dias	4 dias
	3 ≤ l ≤ 6m entre apoios **	14 dias	7 dias
	l > 6m entre apoios **	21 dias	14 dias
lajes unidireccionais	l < 3m entre apoios **	4 dias	3 dias

3 ≤ l ≤ 6m		
entre apoios **	7 dias	4 dias
l > 6m entre apoios **	10 dias	7 dias

**lajes bidireccionais** o tempo de remoção das cofragens depende do pós-escoramento, sendo colocados praticamente depois da descofragem, antes do fim do dia dos trabalhos de descofragem.

\*\* pós-escoramento: cimbramentos colocados debaixo das lajes ou outros elementos já descofrados.

\* Se estes elementos também suportarem lajes e vigas, o tempo de descofragem é o maior dos tempos desses elementos.

\*\* Quando as cofragens podem ser retiradas sem distúrbio dos cimbramentos, deve usar-se metade desses valores mas nunca inferior a 3 dias.

A norma NP EN 13670-1 (2000), propõe os tempos de remoção da cofragem expostos na Tabela 7.

**Tabela 7 – Tempo necessário para remoção da cofragem segundo a norma NP EN 13670-1**

Temperatura da superfície do betão, T, em °C	Período mínimo de cura em dias <sup>1), 2)</sup>			
	Desenvolvimento da Resistência do betão <sup>4)</sup>			
	$r = f_{cm2} / f_{cm28}$			
	Rápido r ≥ 0,50	Médio r = 0,30	Lento r = 0,15	Muito lento r < 0,15
T ≥ 25	1,0	1,5	2,0	3,0
25 > T ≥ 15	1,0	2,0	3,0	5,0
15 > T ≥ 10	2,0	4,0	7,0	10,0
10 > T ≥ 5 <sup>3)</sup>	3,0	6,0	10,0	15,0

<sup>1)</sup> Mais o período de presa que exceda 5h.

<sup>2)</sup> É aceitável a interpolação linear entre os valores.

<sup>3)</sup> Para temperaturas inferiores a 5° C, a duração deve ser prolongada por um período igual ao tempo em que a temperatura for inferior a 5° C.

<sup>4)</sup> O desenvolvimento da resistência do betão, r, é a razão entre a resistência média à compressão aos 2 dias e a resistência média à compressão aos 28 dias.

## **4 PRESSÃO LATERAL DO BETÃO**

---

Neste capítulo são avaliados os principais factores que influenciam a pressão lateral que o betão exerce na cofragem e como esta pode ser quantificada segundo diversos autores e regulamentos que quantificam essa pressão.

A pressão lateral é quantificada no dimensionamento de elementos verticais de cofragens. Nos elementos horizontais de cofragem, a acção do betão a considerar é o seu peso.

Quando se mistura o betão, as propriedades que o caracterizam nos primeiros momentos situam-se entre as propriedades das substâncias líquidas e sólidas, definindo-se como um material plástico. À medida que o tempo passa, o betão vai perdendo fluidez e vai solidificando. O tempo que ele demora a passar do estado fluido ao sólido tem um efeito considerável sobre a pressão lateral que actua nas cofragens onde o betão se coloca.

O princípio de presa é o factor dominante na diminuição da pressão sobre a cofragem, pois é a partir desse instante que o cimento endurece começando a diminuir a pressão na cofragem.

Ore e Straughan (1968) relatam que a anulação da pressão lateral coincide com o início da solidificação da pasta. Consequentemente, pode estipular-se que a anulação da pressão depende sobretudo de um efeito químico, onde a coesão aumenta rapidamente devido à hidratação do cimento. A aceleração da formação dos hidratos impede o material de se tornar se auto-portante, conduzindo a uma descida brusca da pressão lateral.

### **4.1 FACTORES QUE AFECTAM O VALOR DA PRESSÃO EXERCIDA PELO BETÃO NA COFRAGEM**

Os factores que afectam o valor da pressão lateral exercida pelo betão na cofragem são:

- Densidade do betão;
- Velocidade de enchimento do betão;



- Temperatura;
- Dosagem de cimento;
- Trabalhabilidade;
- Sistema de compactação e altura de queda do betão;
- Impacto durante a betonagem;
- Quantia e distribuição das armaduras;
- Forma, dimensões e superfície da cofragem;

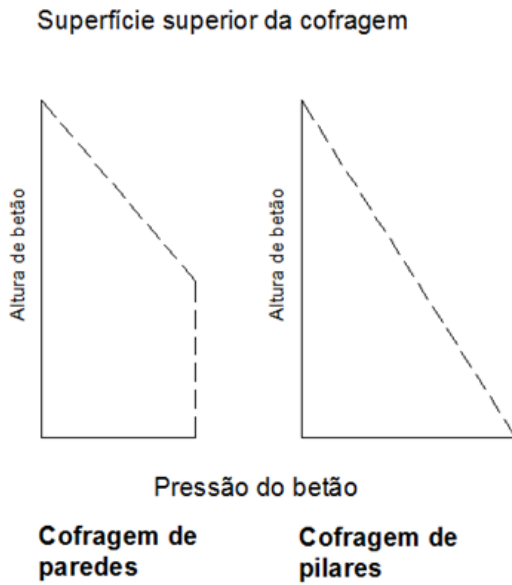
#### **4.1.1 Densidade do betão**

O peso do betão depende essencialmente da densidade do agregado usado. Os betões geralmente usados na construção têm um peso de  $24 \text{ kN/m}^3$ .

Se for usado um betão leve, que é obtido pela substituição dos agregados tradicionais por agregados leves, o seu peso volúmico varia entre os  $8 \text{ kN/m}^3$  e os  $20 \text{ kN/m}^3$ . Já no caso de betões pesados, o seu peso volúmico pode ser superior a  $26 \text{ kN/m}^3$ .

#### **4.1.2 Velocidade de enchimento do betão**

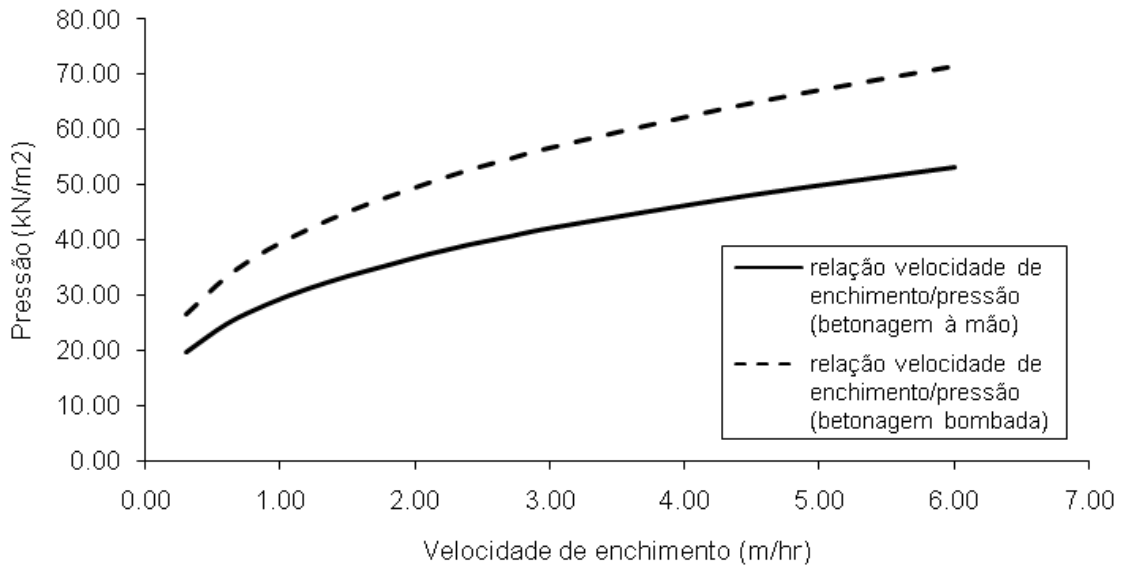
Se o betão fosse um líquido perfeito quando colocado nas cofragens e permanecesse neste estado durante o tempo que é betonado, a pressão exercida por ele nas cofragens era dada pelo produto entre a densidade do betão e a sua altura ou profundidade na cofragem. Ainda que se proceda desta forma para calcular a pressão nas cofragens de pilares, que se justifica pela rapidez com que o betão é colocado na cofragem, o mesmo não acontece quando o processo de betonagem dura várias horas, como é o caso dos muros e outros elementos estruturais. O diagrama de pressões é, para ambos os casos, representado na Figura 11.



**Figura 11 – Diferença entre pressões na cofragem de paredes e na cofragem de pilares**

De ensaios realizados, concluiu-se que, quanto maior é a velocidade de enchimento, maior é a pressão exercida sobre as cofragens.

Rodin (1952), apresenta a Figura 12 que relaciona diferentes velocidades de enchimento com a pressão máxima para uma temperatura do betão de 21°C.



**Figura 12 – Relações velocidade de enchimento/ pressão (Rodin)**

De acordo com a ACI (2001), a pressão é dada pela Figura 13, para paredes, e pela Figura 14, para pilares.

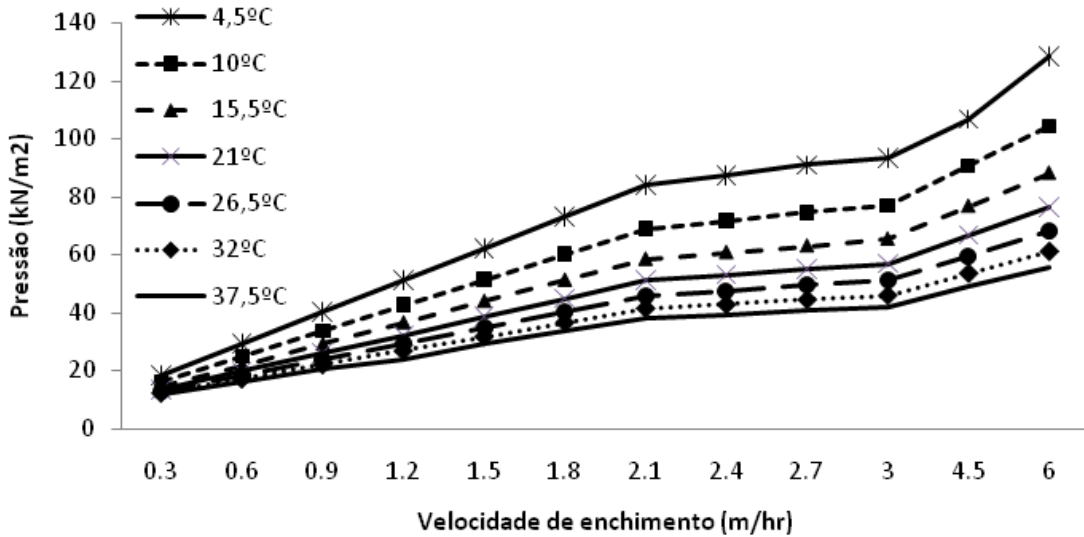


Figura 13 – Relação velocidade de enchimento/ pressão para cofragens de paredes (ACI)

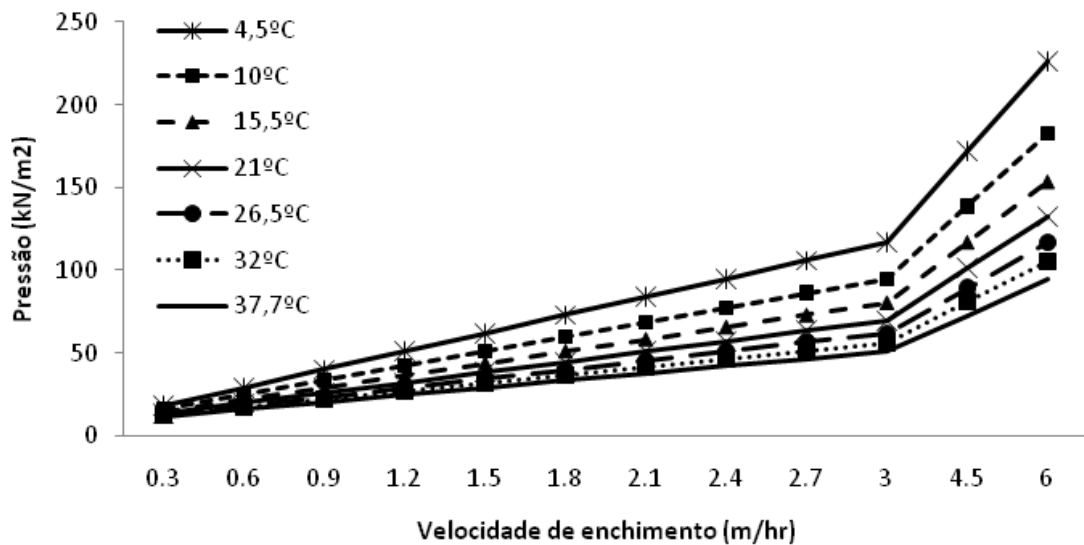


Figura 14 – Relação velocidade de enchimento/ pressão para cofragens de pilares (ACI)

Verifica-se que para temperaturas baixas e velocidades de enchimento altas, o valor da pressão máxima estipulado pela ACI (2001) (ver Figura 13 e Figura 14) é excedido, já que esta é limitada a 100 kN/m<sup>2</sup>.

### 4.1.3 Temperatura

Como o tempo necessário para o início e fim do processo de endurecimento do betão depende da temperatura, a pressão máxima está directamente relacionada com ela. Assim, as baixas temperaturas atrasam o processo de endurecimento e as altas temperaturas aceleram o seu início e conclusão. Consequentemente, a mistura de betão a baixas temperaturas produzirá maiores pressões sobre a cofragem.

Do resultado de vários estudos, nomeadamente PCA (1949), *Portland Cement Association*, Maxton e ACI (2001), *American Concrete Institute*, relacionando a temperatura do betão com a velocidade de enchimento e com a pressão, obtiveram-se resultados apresentados na Tabela 8. O valor representado no eixo das ordenadas da Figura 15 corresponde à média dos valores da percentagem de pressão a 21°C para velocidades de enchimento entre os 0,30 e 4,30 m/hr.

Tabela 8 – Relações temperatura/ % da pressão a 21°

Temperatura (°C)	% da pressão a 21°C			Média das %s
	PCA - Portland Cement Association	Maxton	ACI - American Concrete Institute	
37,5	—	—	76	76
32	—	—	82	82
26,5	—	93	86	89
21	100	100	100	100
15,5	—	111	113	112
10	135	128	132	132
4,5	—	153	159	156

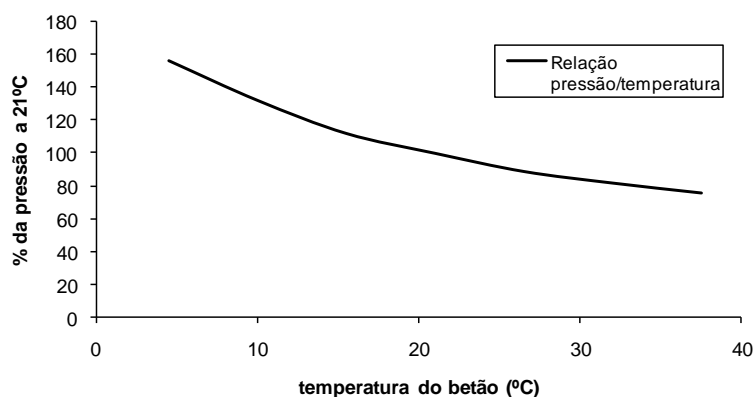


Figura 15 – Relação pressão/ temperatura

#### 4.1.4 Dosagem de cimento

Um betão de mistura rica, em que a quantidade de cimento é grande relativamente ao volume de agregado, está mais próximo do estado líquido, e permanecerá mais tempo nesse estado do que um betão normal ou pobre. Pode-se comparar o cimento a um lubrificante que actua reduzindo o ângulo de atrito interno do betão. Por esta razão, a pressão exercida sobre a cofragem será maior nos betões ricos.

#### 4.1.5 Trabalhabilidade

Sousa Coutinho (1997) define **trabalhabilidade** como a maior ou menor facilidade com que um betão é transportado, colocado compactado e acabado e a maior ou menor facilidade com que se desagrega ou segrega durante estas operações. Esta propriedade tem em conta os meios e equipamentos de que se dispõe para efectuar estas operações: um betão pode ser trabalhável com determinado equipamento e não o ser com outro; pode ainda ser trabalhável só em certas condições de colocação nos moldes, devido à densidade e distância entre armaduras.

Para medição da trabalhabilidade, o método mais usado é o ensaio de abaixamento do cone de Abrams. O abaixamento do cone de Abrams é medido pela diferença entre a altura do molde e a altura do centro do topo superior do cone de betão, eventualmente deformado.

De acordo com o valor de abaixamento do cone de Abrams, pode-se classificar o tipo de trabalhabilidade, como se indica na Tabela 9.

**Tabela 9 – Classificação do tipo de trabalhabilidade**

<b>Trabalhabilidade</b>	<b>Meios de compactação</b>	<b>Abaixamento do cone de Abrams, mm</b>
<b>Plástica</b>	Vibração normal	0 a 40
<b>Mole</b>	Apiloamento	40 a 150
<b>Fluida</b>	Compactação pelo próprio peso	>150mm

Adam (1965) defende que a pressão sobe quando o abaixamento aumenta, pois o betão está num estado fluido. Um betão duro ou denso exerce maior pressão nas

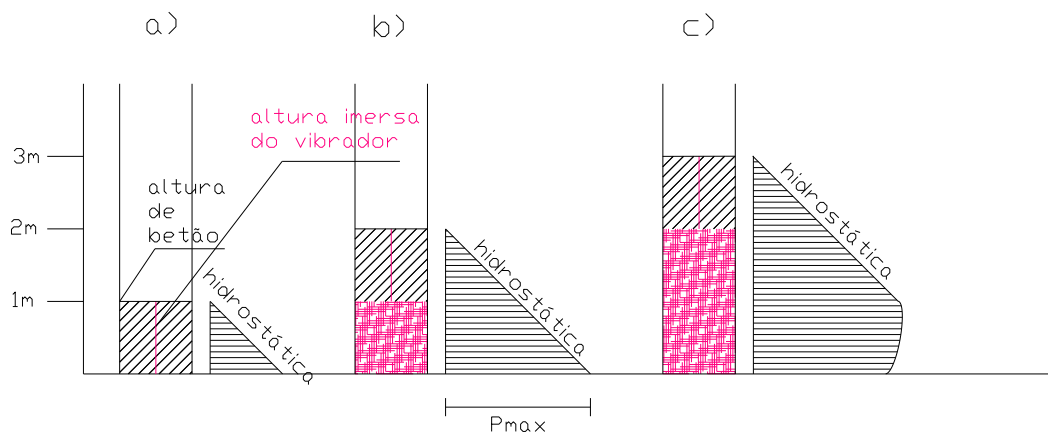
pequenas alturas da cofragem porque necessita de um maior esforço de compactação para ser devidamente colocado na cofragem. Pelo contrário, um betão fluido, como é colocado e compactado pelo seu próprio peso, exerce pressões muito elevadas para alturas maiores (aproximadamente a partir de 2m de altura na cofragem).

#### **4.1.6 Forma de compactação e altura de queda do betão**

O processo de vibração consiste numa distribuição de energia mecânica na massa do betão, que se opõe às ligações de contacto, suprimindo o atrito interno correspondente, o que facilita o adensamento provocado pelo peso próprio dos componentes do betão, permitindo que o ar seja expulso. O betão em vibração pode ser assemelhado a um fluido, pois as suas partículas estão todas animadas de movimento de vibração, tal como um líquido. Consequentemente, a trabalhabilidade passa a ser fluida, conduzindo a uma maior pressão lateral. Essa pressão é traduzida num valor intermédio entre a pressão hidrostática pura de um líquido com a mesma densidade do betão e a pressão que resultaria da colocação contra a parede da cofragem de materiais secos com granulometria igual e misturados da mesma maneira. Essa pressão diminui logo que a presa começa.

Quando a superfície “livre” de betão é suficientemente elevada (mais de 2 metros), o efeito do vibrador torna-se consideravelmente reduzido. Isto deve-se ao facto de o betão na parte mais baixa da cofragem não permanecer no estado semilíquido, devido ao esforço de consolidação. Assim, o betão no fundo da cofragem pode começar a desenvolver um aumento do esforço de corte (esforço desenvolvido no plano paralelo à secção transversal) e do atrito superfície de cofragem/betão, resultando numa menor pressão lateral na zona do fundo da cofragem. Quando se volta a betonar, aumentando a altura de betão, o esforço de corte aumenta e a pressão atinge um valor máximo para essa profundidade na cofragem. Mesmo continuando a aumentar a altura de betão, a pressão lateral mantém-se constante a esse valor máximo até ao fundo da cofragem.

Na construção convencional, o betão é colocado numa camada de 1m e compactado por vibração, onde o vibrador é imerso nesse metro de betão. Coloca-se outra camada de 1m de betão e compacta-se novamente por vibração em que o vibrador actua nessa camada superior de 1m. E prossegue-se com este método em camadas sucessivas de 1m, como se vê na Figura 16.



**Figura 16 – Exemplo da pressão que actua na cofragem de um pilar**

Um betão auto compactável - BAC ( “self-compacting concrete” – SCC) pode ter um valor do teste de abaixamento de Abrams a variar entre 550 e 750mm. O BAC é um tipo de betão capaz de se mover, libertar o ar e preencher completamente os espaços no interior da cofragem e envolver as armaduras, sujeito apenas à acção da gravidade. Para maximizar a produtividade quando se usa este betão interessa que a velocidade de enchimento do betão seja a mais rápida possível. Por exemplo, para velocidades de enchimento do betão superiores a 100 m/hr, é possível concluir a betonagem de todos os pilares ou paredes de um andar completo em apenas um ou dois minutos. No entanto, se estas velocidades de enchimento forem usadas, a pressão na cofragem vai ser igual à pressão hidrostática de um líquido com uma densidade de  $24 \text{ kN/m}^3$ .

Quando este tipo de betão foi usado nas primeiras pontes da Suécia em 1998, as medições feitas da pressão na cofragem registaram pressões menores que a pressão hidrostática e menores do que as pressões para um betão normal. Johan Silfwerbrand (2005) afirma que esta diminuição da pressão comparativamente ao betão normal é devida às propriedades tixotrópicas do BAC, ou seja, quando ele é misturado, transportado ou bombado, tem um comportamento análogo a um líquido mas quando pára de fluir, e “repousa” na cofragem, endurece.

Devido ao facto de se reduzir ou mesmo eliminar a vibração mecânica, quando se usa este betão, a pressão lateral exercida na cofragem também decresce. No entanto, devido à óptima consistência desta mistura, este material comporta-se como um fluido durante muito mais tempo, o que resulta numa maior pressão lateral.

#### **4.1.7 Impacto durante a betonagem**

Se aumentarmos a velocidade de enchimento, a pressão devida ao impacto aumentará proporcionalmente. Portanto, se permitirmos ao betão fluir a grande velocidade dentro das cofragens, a pressão aumentará sobre elas, com valores significativos.

#### **4.1.8 Quantidade de distribuição das armaduras**

O efeito das armaduras é aumentar o atrito no interior da massa de betão fazendo reduzir a pressão sobre a cofragem.

#### **4.1.9 Forma, dimensão e superfície da cofragem**

De um modo geral, o atrito interno desenvolve-se mais rapidamente nos elementos estruturais delgados e nas superfícies de materiais de cofragem mais rugosas.

Na construção convencional, as cofragens de madeira devem ser molhadas, para reduzir a saída de água do betão, antes da colocação do betão. Isto causa algumas alterações na relação água/cimento do betão, na fricção entre cofragem/betão e na absorção de água pela superfície da cofragem. Essa absorção de água nas superfícies de madeira, causa o “inchaço” da superfície e traduz-se no aumento da pressão lateral.

### **4.2 MÉTODOS PARA A QUANTIFICAÇÃO DA PRESSÃO LATERAL QUE O BETÃO EXERCE NA COFRAGEM**

Existem vários autores e regulamentos que quantificam a pressão lateral do betão através de fórmulas determinadas experimentalmente.

Neste capítulo abordam-se as equações formuladas pela, *American Concrete Institute* (ACI-2001), *Construction Industry Research and Information Association* (CIRIA-1985), DIN 18218 (1980) e Rodin (1952).

#### **4.2.1 ACI (2001)**

Quando outras condições não são conhecidas, a cofragem deve ser dimensionada para a pressão lateral do betão (Equação 3) recentemente colocado.



$$p = w \cdot h$$

**Equação 3**

**p** é a pressão lateral em kN/m<sup>2</sup>;

**w** é o peso do betão em kN/m<sup>3</sup>;

**h** é a profundidade do betão plástico desde o topo da colocação do betão até ao ponto a considerar, em m. Para pilares ou outros elementos que podem ser betonados antes do betão endurecer, **h** deve ser a altura total desse elemento.

Quando são conhecidos outros dados para além do peso do betão e da altura, como a velocidade de enchimento e a temperatura do betão, a pressão lateral vem dada pelas equações Equação 4 e Equação 5.

$$p = C_w \cdot C_c \cdot \left( 7,2 + \frac{785 \cdot R}{T + 17,8} \right)$$

**Equação 4 – Pressão lateral para pilares**

$$p = C_w \cdot C_c \cdot \left( 7,2 + \frac{1156}{T + 17,8} + \frac{244 \cdot R}{T + 17,8} \right)$$

**Equação 5 – Pressão lateral para paredes**

**p** é a pressão lateral em kN/m<sup>2</sup>;

**T** é a temperatura do betão durante a betonagem em °C;

**R** é a velocidade de enchimento do betão em m/hr;

**C<sub>w</sub>** é um coeficiente relacionado com o peso do betão exposto na Tabela 10

**C<sub>c</sub>** é um coeficiente químico exposto na Tabela 11.

**Tabela 10 – Coeficiente relacionado com o peso do betão, C<sub>w</sub>**

Peso do betão,		
w		C <sub>w</sub>
(KN/m <sup>3</sup> )		
< 22,5	$0.5 \cdot \left[ 1 + \left( \frac{w}{23.2} \right) \right]$	mas não inferior a 0,80
22,5 ≤ w ≤ 24	1	
> 24	$\frac{w}{23.2}$	

Tabela 11 – Coeficiente químico,  $C_c$ 

Tipo de cimento ou mistura	$C_c$
Tipo I e III sem retardadores	1,0
Tipo I e III com um retardador	1,2
Outros tipos ou misturas que contêm menos de 70% de escórias ou 40% de cinzas volantes sem retardadores	1,2
Outros tipos ou misturas que contêm menos de 70% de escórias ou 40% de cinzas volantes com um retardador	1,4
Misturas que contêm mais de 70% de escórias ou 40% de cinzas volantes	1,4

**Nota:** retardadores são aditivos que permitem atrasar o início de presa do betão.

O cimento de tipo I é o cimento Portland (CE I) e o cimento de tipo III é o cimento Portland composto (CE III) que devem satisfazer os requisitos expressos na norma NP 206-1 (2005).

A Equação 4 é usada para pilares e tem de estar entre o valor máximo de  $150 C_w C_c$  (kN/m<sup>2</sup>) e um valor mínimo de  $30 C_w$  (kN/m<sup>2</sup>), mas nunca superior a  $wh$  referido na Equação 3.

A Equação 5 é usada para paredes e tem de respeitar um valor máximo de  $100 C_w C_c$  (kN/m<sup>2</sup>) e um valor mínimo de  $30 C_w$  (kN/m<sup>2</sup>), mas nunca superior a  $wh$  referido na Equação 3.

Para a aplicação destas equações, pilares são definidos como elementos com dimensões em planta não superiores a 2m. Paredes são definidas como elementos verticais com, pelo menos, uma dimensão em planta superior a 2m.

#### 4.2.2 CIRIA (1985)

O valor adoptado para a pressão lateral é o menor valor calculado pela Equação 6 ou Equação 7.

$$P_{\max} = W \cdot \left( C_1 \cdot \sqrt{R} + C_2 \cdot K \cdot \sqrt{H - C_1 \cdot \sqrt{R}} \right) \quad \text{Equação 6}$$

$$P_{\max} = W \cdot H$$

Equação 7

$P_{\max}$  é a pressão lateral em kN/m<sup>2</sup>;

$W$  é o peso específico do betão em kN/m<sup>3</sup>. Este valor é de 25 kN/m<sup>3</sup>;

$R$  é a velocidade de enchimento do betão em m/h;

$H$  é a altura vertical da cofragem em m;

$K$  é um coeficiente que relaciona a temperatura expresso por  $\frac{36}{T+16}$ ;

$C_1$  é um coeficiente que depende da secção da cofragem que toma o valor de 1,0 para paredes e 1,5 para pilares;

$C_2$  é um coeficiente que depende dos aditivos misturados, ou não, no betão que toma o valor de 0,30 para betão normal e 0,45 para betão com retardadores.

O valor da pressão lateral máxima é limitado a 90 kN/m<sup>2</sup> para paredes e 166 kN/m<sup>2</sup> para pilares.

#### 4.2.3 DIN 18218 (1980)

A Equação 8 aplica-se a betões com consistência K2/K3, referida na Tabela 12, e temperaturas entre os 5°C e os 30°C, sendo independente da altura de betonagem. A pressão do betão pode também ser retirada dos gráficos da DIN 18218 (ver Figura 17, Figura 18, Figura 19 e Figura 20), conforme a temperatura e o uso, ou não, de agentes retardadores. O uso destes gráficos pressupõe que o peso do betão fresco são 25 kN/m<sup>3</sup>, o tempo de assentamento do betão é de 5h e a compactação é feita com vibrado interno.

$$P_{\max} = W \cdot C_2 \cdot K \cdot (0,48 \cdot R + 0,74)$$

Equação 8

$$C_2 = 0,065 \cdot T_v + 1$$

Equação 9

$$K = \frac{145 - 3 \cdot T}{100}$$

Equação 10

$P_{\max}$  é a pressão lateral em kPa;

$W$  é o peso específico do betão em kN/m<sup>3</sup>. Este valor é de 25 kN/m<sup>3</sup>;

R é a velocidade de enchimento do betão em m/h;

C<sub>2</sub> é um coeficiente que depende da utilização de aditivos expresso na Equação 9;

T<sub>V</sub> são as horas de actuação do retardador;

K é um coeficiente de temperatura expresso na Equação 10

T é a temperatura do betão.

A pressão máxima para paredes é limitada a 80 kN/m<sup>2</sup> e para pilares a 100 kN/m<sup>2</sup>.

Tabela 12 – Graus de consistência segundo a DIN 18218

Graus de consistência		Slump, a	Compactação, v, segundo Walz
Significado	Símbolo	cm	
dura	K1	-	1,45 a 1,26
plástica	K2	1 a 5	1,25 a 1,11
mole	K3	6 a 15	1,10 a 1,04

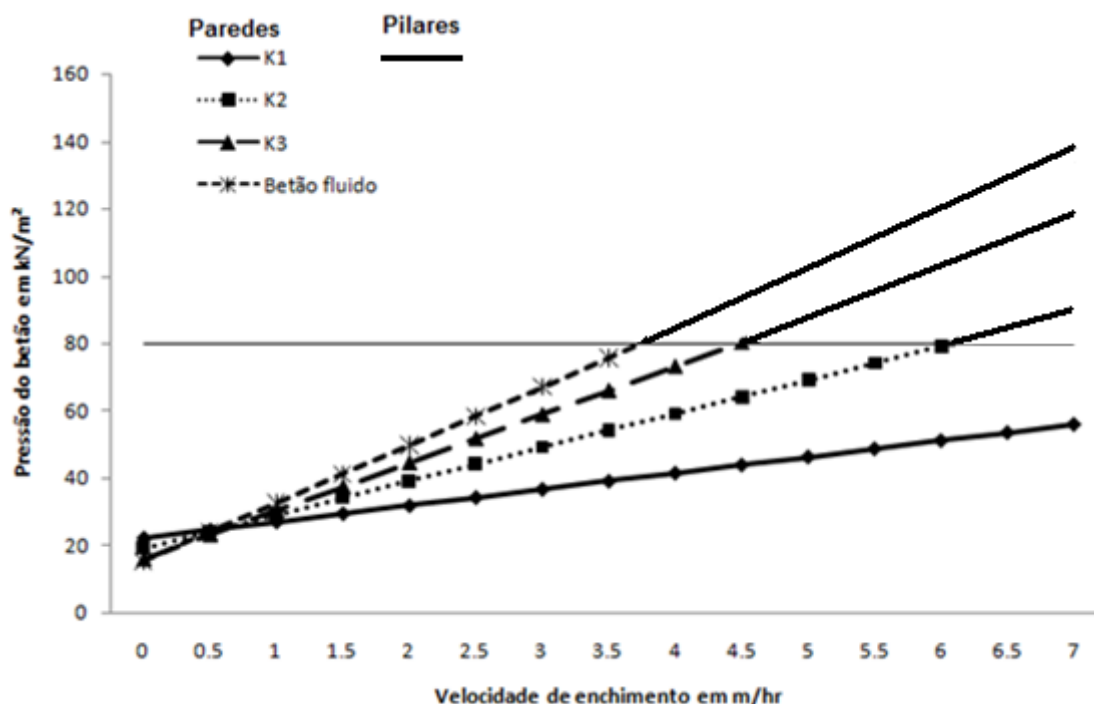


Figura 17 – Pressão do betão fresco para uma temperatura de 15°C e sem agentes retardadores

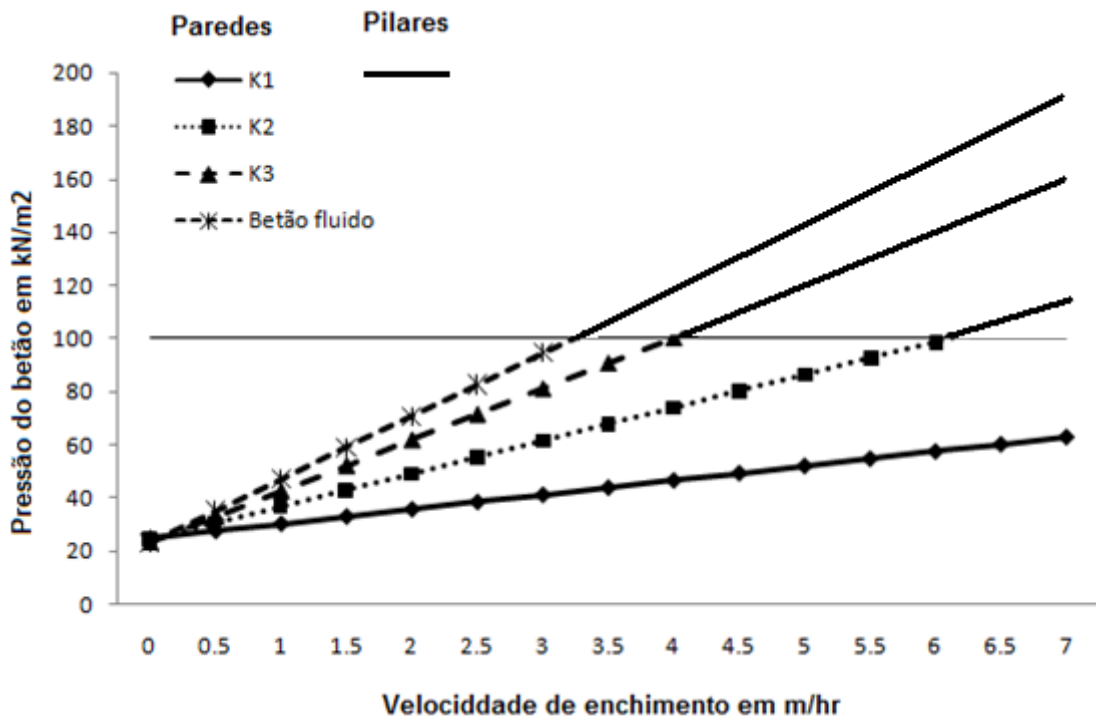


Figura 18 – Pressão do betão fresco para uma temperatura de 15°C e com agentes retardadores de 5h

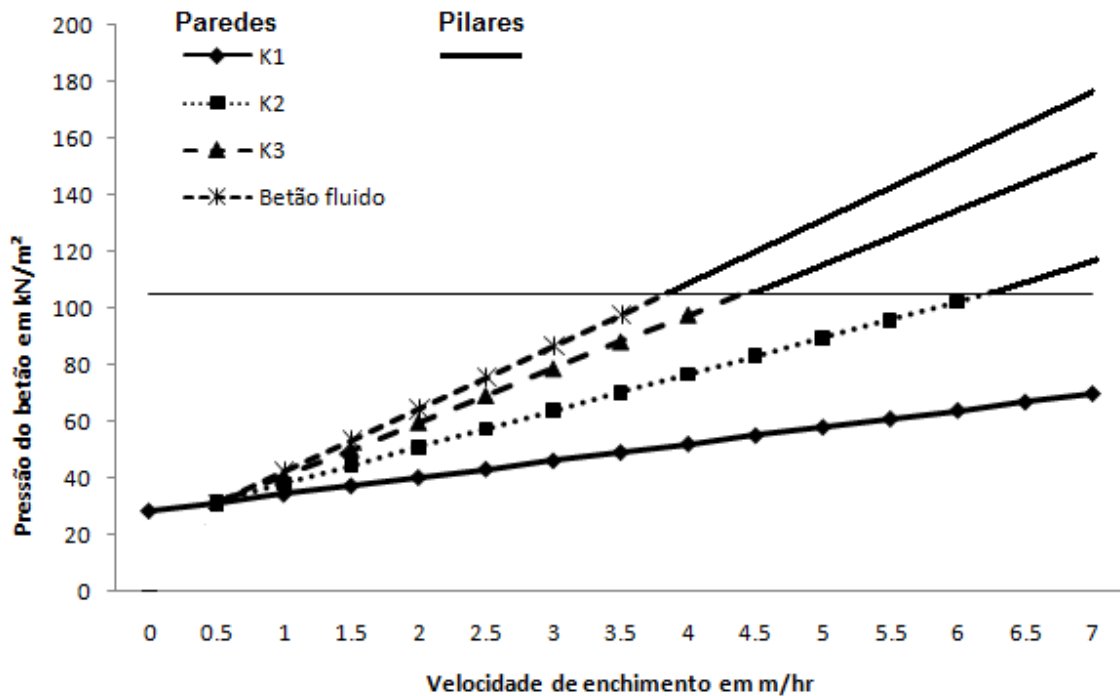


Figura 19 – Pressão do betão fresco para uma temperatura de 5°C sem agentes retardadores

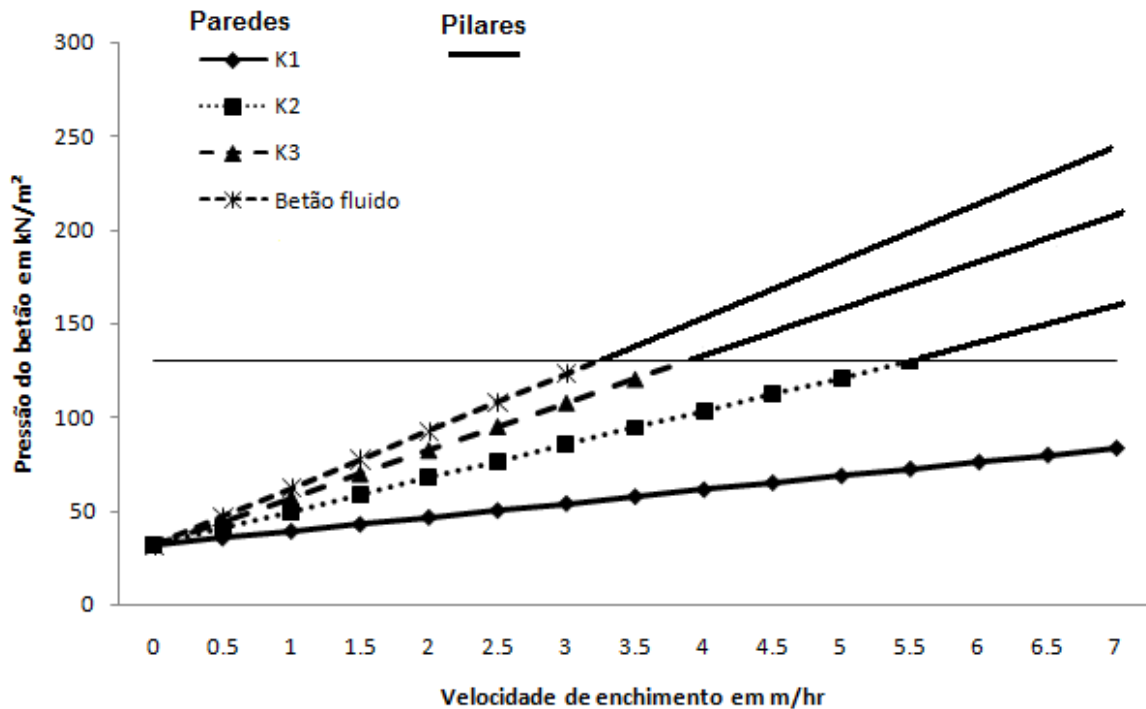


Figura 20 – Pressão do betão fresco para uma temperatura de 5°C e com agentes retardadores de 5h

#### 4.2.4 Rodin (1952)

Para betão compactado com vibrador, a expressão da pressão lateral é dada na Equação 11.

$$P_{\max} = 39.2 \cdot R^{\frac{1}{3}} \quad \text{Equação 11}$$

$P_{\max}$  é a pressão máxima nas cofragens exercida pelo betão em kN/m<sup>2</sup>;

$R$  é a velocidade de enchimento do betão em m/hr.

#### 4.2.5 Betão auto-compactável

No cálculo da pressão lateral para betões auto-compactáveis, Tilo Proske e Carl-Alexander Graubner (2002), desenvolveram uma proposta de cálculo. Essa proposta resulta na Equação 12. Este modelo de cálculo assenta no princípio de que, no fim da

solidificação, a razão entre a pressão horizontal e vertical,  $\lambda$ , é nula e não a pressão lateral.

$$p_{\max} = \frac{\gamma_b \cdot v \cdot \lambda_0 \cdot t_E}{2} \quad \text{Equação 12}$$

$p_{\max}$  é a pressão lateral em kN/m<sup>2</sup>;

$\gamma_b$  é o peso específico do betão, sendo 25 kN/m<sup>3</sup>;

$\lambda_0$  é a razão entre a pressão horizontal e vertical no início da solidificação. Para o BAC  $\lambda \approx 1,0$ ;

$t_E$  é o tempo do fim da solidificação em hr.

Depois de analisar as equações que quantificam a pressão lateral do betão, elaborou-se a Tabela 13 que indica os factores que influenciam a pressão, consoante o regulamento/ autor a adoptar.

**Tabela 13 – Quadro resumo dos factores que influenciam a pressão lateral**

Factores de influência	Regulamento/ Autor			
	ACI	CIRIA	DIN 18218	Rodin
Temperatura	X	X	X	
Velocidade de enchimento	X	X	X	X
Peso do betão	X	X	X	
Aditivos	X	X	X	

#### 4.2.6 Gráfico comparativo

Na Figura 21 comparam-se as pressões resultantes em pilares de cada autor/regulamento. Na Figura 22 comparam-se as pressões para paredes segundo os mesmos autores/ regulamentos. Os cálculos vêm no APÊNDICE A.1 e foram efectuados para uma temperatura do betão de 15°C e velocidades de enchimento entre os 0,3 e os 6 m/hr.

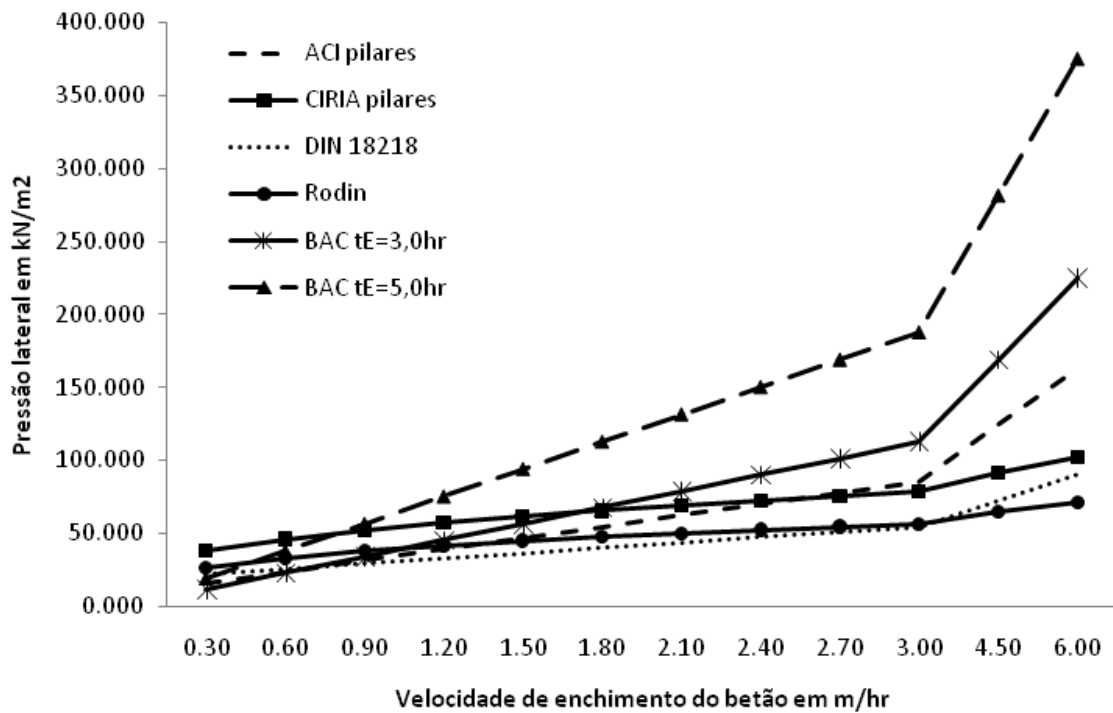


Figura 21 – Pressões laterais calculadas para pilares

Através da análise da Figura 21, conclui-se que, para betões normais e velocidades de enchimento até 2,70 m/hr, a pressão mais elevada verifica-se para a quantificação segundo a CIRIA. A partir dessa velocidade de enchimento, a pressão calculada pela ACI sobe bruscamente. Para o BAC, a partir de velocidades de enchimento superiores a 1,80m/hr para um tempo de fim de solidificação de 3,0 hr, a pressão deste é superior aos restantes e para um tempo de fim de solidificação de 5,0 hr a velocidade que limita a ultrapassagem para maior pressão é 0,90 m/hr.

A pressão mais alta do BAC é aproximadamente 2,3 vezes maior do que a maior pressão calculada para betões normais.



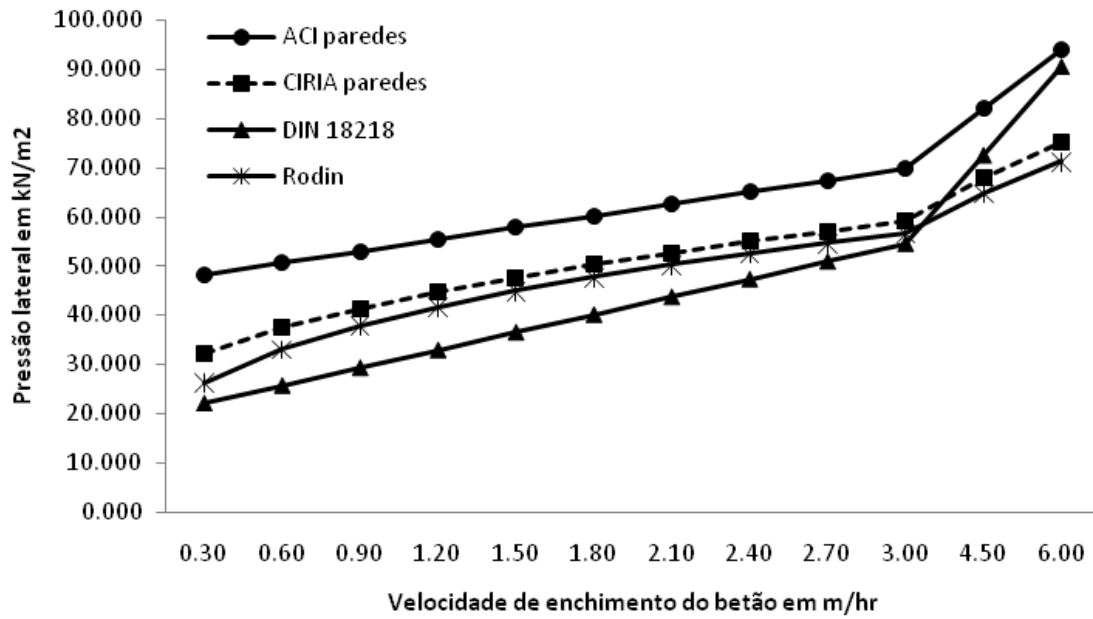


Figura 22 – Pressões laterais calculadas para paredes

Em termos de pressões em paredes (ver Figura 22), verifica-se que a pressão mais alta é atribuída à quantificação pela ACI, que é sempre superior aos restantes.

## 5 QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES

---

Segundo a EN 12812, as acções podem-se dividir em acções directas, as que vão ser usadas directamente no cálculo das combinações de acções para o dimensionamento, e em acções indirectas, que podem ser a temperatura, os assentamentos e o pré-esforço. No caso específico da cofragem, em geral, apenas tem interesse contabilizar as acções directas, uma vez que as acções indirectas aplicam-se especialmente aos cimbres.

A mesma norma descreve que as acções podem também dividir-se em acções permanentes e acções variáveis. O peso da cofragem mais a pressão do solo, no caso da cofragem estar em contacto com este, são consideradas cargas permanentes. As cargas variáveis incluem o peso do betão fresco, dos trabalhadores, equipamento, material armazenado, passagens para os trabalhadores e impacto.

A ACI (2001) considera o peso da cofragem e o peso do betão fresco mais a armadura. Para além disso, a acção do vento é apenas quantificada nos cimbres e a acção da neve e gelo nem sequer é quantificada.

Segundo a mesma norma, a cofragem deve ser dimensionada para uma carga da combinação de acções não inferior a  $4.8 \text{ kN/m}^2$  ou  $6.0 \text{ kN/m}^2$  quando são usados equipamentos pesados. As combinações de acções devem ser calculadas para estados limites últimos e estados limites de serviço.

Neste capítulo abordam-se as acções descritas na norma europeia EN 12812.

### 5.1 ACÇÕES PERMANENTES “Q1”

Como estas acções permanentes estão presentes durante a “vida” da estrutura, como esta duração é pequena, estas acções são consideradas variáveis para efeitos de cálculo. Este facto está presente nos coeficientes adoptados na combinação de acções.

#### 5.1.1 Peso próprio

Na Tabela 14 indicam-se os pesos próprios de alguns materiais usados para cofragens.

Tabela 14 – Pesos próprios de materiais usados para cofragens

Material	Peso próprio (kN/m <sup>3</sup> )
Aço	77,0
Aglomerado	1,4
Alumínio	27,0
Contraplacado	4,0
Fibra	6,5
Gesso	13,0
Plástico	11,0

### 5.1.2 Impulso do solo

Esta acção existe no dimensionamento de cofragens verticais em contacto com o solo, em que este exerce uma pressão lateral sobre o elemento como por exemplo muros de suporte. Esta acção deve ser quantificada através da norma ENV 1997 (2004).

A quantificação desta acção vai depender do valor das deformações exercidas no solo, o que posteriormente define o estado de tensão. Segundo Fernandes (1995), os estados de tensão classificam-se em estado de tensão de repouso, estado de tensão activo e estado de tensão passivo. No estado de tensão activo, o solo está descomprimido e admite deformações entre os 0,1 e 0 2% da altura da cofragem. Para o caso do estado de tensão passivo, o solo está comprimido e as deformações estão compreendidas entre os 5 e 20% da altura da cofragem.

No caso da quantificação desta acção para cofragens, torna-se problemático definir o estado de tensão. O mais correcto seria adoptar o estado de tensão passivo, uma vez que o solo está comprimido devido à pressão que o betão exerce no solo. Por outro lado, para se considerar o estado de tensão passivo, as deformações a que ele está sujeito têm de ser demasiado elevadas. O mais sensato será, portanto, adoptar o estado de tensão em repouso, o estado intermédio em que as deformações são mais razoáveis para o caso das cofragens, como se pode verificar na Figura 23.

O coeficiente de impulso em repouso é calculado através da Equação 13, sendo  $\phi'$  o coeficiente de atrito do solo. O impulso do solo calcula-se através da Equação 14.

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$$

Equação 13

$$I = \int_0^h K \cdot \sigma'_h(z) \cdot dz = \int_0^h K \cdot \gamma \cdot z \cdot dz = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot h^2$$

Equação 14

Sendo:

K é o coeficiente de impulso;

h é a altura do elemento de suporte;

$\gamma$  é o peso volúmico do solo.

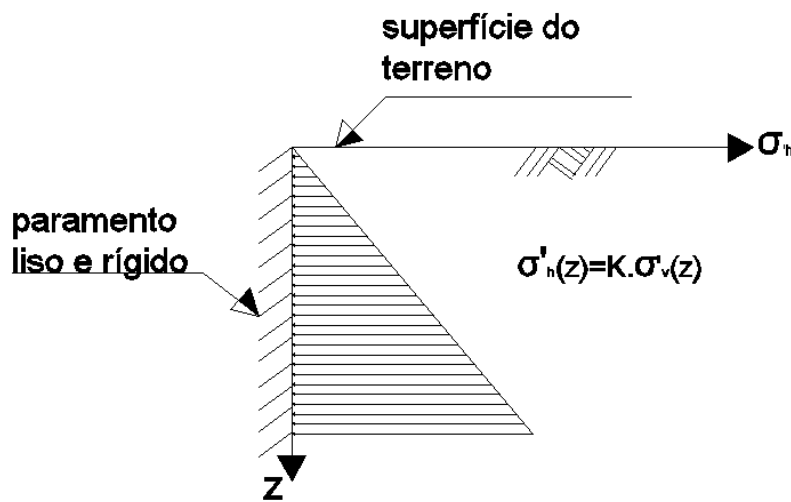


Figura 23 – Diagrama da pressão do solo

## 5.2 ACÇÕES VARIÁVEIS

### 5.2.1 Acções variáveis verticais persistentes “Q2”

#### 5.2.1.1 Construção suportada pela cofragem

Se não houver mais informação disponível, a carga da estrutura permanente deve ser calculada através do volume e densidade do material. No caso de betão, esta carga deve incluir os varões de aço.

Para o betão fresco normal, a densidade normalmente utilizada é de 25 kN/m<sup>3</sup>, o que já inclui a armadura. Os 25 kN/m<sup>3</sup> resultam dos 24 kN/m<sup>3</sup> do betão mais 1 kN/m<sup>3</sup> do aço que equivale a uma densidade de 100 kg/m<sup>3</sup> de aço.

O peso do betão é considerado como uma carga variável porque, após o endurecimento do betão, este deixa de exercer pressão sobre a cofragem, ou seja, o

peso do betão fresco não está sempre presente durante o tempo total de “actuação” da cofragem. Para além disso, antes da colocação do betão, a cofragem tem de suportar a acção de sucção do vento, correspondente à combinação 1 da Tabela 23. Se fosse considerado como carga permanente, uma vez que era favorável, entraria com um coeficiente de 1. Considerando como acção variável, não se considera.

#### **5.2.1.2 Áreas de armazenamento**

Para efeitos de dimensionamento, a carga devida ao material deve ser a maior entre a carga actual do armazém ou  $1,5 \text{ kN/m}^2$ .

#### **5.2.1.3 Cargas das operações das construções**

É considerada uma carga variável mínima de  $0,75 \text{ kN/m}^2$  atribuída aos acessos e áreas de trabalho que são suportadas pela cofragem.

#### **5.2.1.4 Neve e gelo**

A carga proveniente da neve e gelo é uma carga vertical que deve ser considerada quando esta excede  $0,75 \text{ kN/m}^2$ . Através de um cálculo auxiliar, desenvolvido no apêndice A.2, verificou-se que esta carga é quantificada para uma altitude (medida desde o nível do mar) de 420 m.

A quantificação da acção da neve que actua na cofragem é feita através da analogia desta a uma pala, uma vez que o Eurocódigo 1:Parte 1:3 não quantifica esta acção especificamente para cofragens.

Esta carga actua apenas nos elementos horizontais da cofragem.

Algumas definições usadas para esta quantificação são:

Carga da neve depositada: Acção da neve uniformemente distribuída na cofragem, afectada apenas pela forma da cofragem, antes de qualquer redistribuição da neve devido a acções climatéricas.

Carga da neve deslizada: Acção que descreve a distribuição da carga da neve que resulta do movimento/ deslizamento da mesma sobre a cofragem, devido à acção do vento.

A Tabela 15 define qual a expressão a usar para o cálculo da acção da neve conforme a condição.

**Tabela 15 – Quadro resumo que relaciona o tipo de condição com a expressão a usar**

Condições	Caso	Expressão (forma de quantificação)	
<b>Normais:</b> Para locais onde a queda de neve excepcional e o deslizamento excepcional da mesma é improvável de ocorrer.	A carga é quantificada como uma acção variável persistente. Esta quantificação deve ser feita para a neve depositada na cofragem e para a neve que desliza sobre a cofragem.	Equação 15	
	Para locais em que a queda de neve excepcional pode ocorrer mas não o deslizamento de neve excepcional	Carga variável persistente para a neve depositada na cofragem e para a neve que desliza sobre a cofragem.  Carga acidental para a neve depositada na cofragem e para a neve que desliza sobre a cofragem.	Equação 15  Equação 16
<b>Excepcionais</b>	Para locais em que a queda de neve excepcional é improvável de ocorrer mas o deslizamento de neve excepcional pode ocorrer.	Carga variável persistente para a neve depositada na cofragem e para a neve que desliza sobre a cofragem.  Carga acidental para casos de carga da neve.	Equação 15  Equação 18
	Para locais onde a queda de neve e o deslizamento de neve excepcionais podem ocorrer.	Carga variável persistente para a neve depositada na cofragem e para a neve que desliza sobre a cofragem.  Carga acidental para a neve depositada na cofragem e para a neve que desliza sobre a cofragem.  Carga acidental para casos de carga da neve.	Equação 15  Equação 16  Equação 18

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$$

Equação 15

Esta expressão depende do coeficiente de forma de carga da neve,  $\mu_i$ , do coeficiente de exposição,  $C_e$ , do coeficiente térmico,  $C_t$ , e do valor característico da carga da neve no solo,  $s_k$ .

O coeficiente de forma,  $\mu_i$ , está quantificado no ponto 5.2.1.4.1.

A expressão para o cálculo do valor característico da carga da neve no solo é dada no ponto 5.2.1.4.2.

O coeficiente térmico,  $C_t$ , deve ser usado para considerar a redução da carga da neve em superfícies com elevado grau de transmissão térmica. Para todos os casos este coeficiente tem o valor de 1,0.

O coeficiente de exposição,  $C_e$ , deve ser usado para determinar a carga da neve na cofragem. Deve ser tomado como 1,0 salvo para zonas de topografias diferentes, como vem explicito na Tabela 16.

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad} \quad \text{Equação 16}$$

$$s_{Ad} = C_{est} \cdot s_k \quad \text{Equação 17}$$

A Equação 16 depende dos mesmos factores da Equação 15 à excepção do factor  $s_{Ad}$ , que corresponde ao valor de cálculo da carga da neve excepcional no solo para um determinado local, determinado através da Equação 17.

O coeficiente para a carga de neve excepcional,  $C_{est}$ , toma o valor de 2,0 ou outro valor dado pelo Anexo Nacional.

**Tabela 16 – Coeficiente de exposição,  $C_e$**

Topografia	$C_e$
Desprotegida <sup>a</sup>	0,8
Normal <sup>b</sup>	1,0
Protegida <sup>c</sup>	1,2

<sup>a</sup> áreas expostas e desobstruídas expostas em todos os lados e sem construções, árvores ou pequenos espaços cobertos.

<sup>b</sup> áreas onde a remoção da neve pelo vento na construção não é significativa devido ao terreno, outros trabalhos de construção ou árvores.

<sup>c</sup> áreas em que as construções, quando são consideradas, são mais baixas do que o terreno circundante ou são rodeadas de árvores altas e/ou construções altas.

$$S = \mu_i \cdot s_k$$

Equação 18

No caso da Equação 18, a carga da neve sobre a cofragem depende exclusivamente do coeficiente de forma da carga da neve,  $\mu_i$ , e do valor característico da carga da neve no solo,  $s_k$ .

5.2.1.4.1 Cálculo do coeficiente de forma de carga da neve,  $\mu$ .

Este coeficiente depende exclusivamente do grau de inclinação da cofragem e do número de inclinações da cofragem.

Os valores do coeficiente de forma da carga da neve para cofragens com **uma e duas e mais inclinações**,  $\mu_1$  e  $\mu_2$ , são dados na Tabela 17. Os diagramas de carga estão exemplificados na Figura 24, na Figura 25 e na Figura 26, para cofragens com uma, duas e múltiplas inclinações, respectivamente. São aplicados quando não há o risco de a neve deslizar para fora da cofragem.

Tabela 17 – Coeficiente de forma de carga da neve

Ângulo de inclinação da pala, $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8(60-\alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8+0,8.\alpha/30$	1,6	---

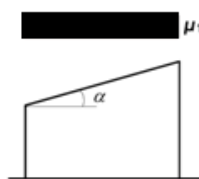


Figura 24– Carga da neve para cofragens com uma inclinação

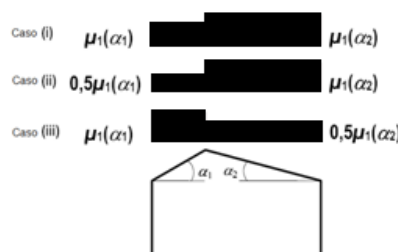


Figura 25 – Carga da neve para cofragens com duas inclinações



O caso (i) representa a combinação de cargas para a circunstância em que a neve fica depositada na cofragem.

Para circunstâncias em que a neve desliza sobre a cofragem, a combinação de cargas vem explicita no caso (ii) e no caso (iii), a não ser que sejam especificadas para condições locais, que poderão estar discriminadas no Anexo Nacional.

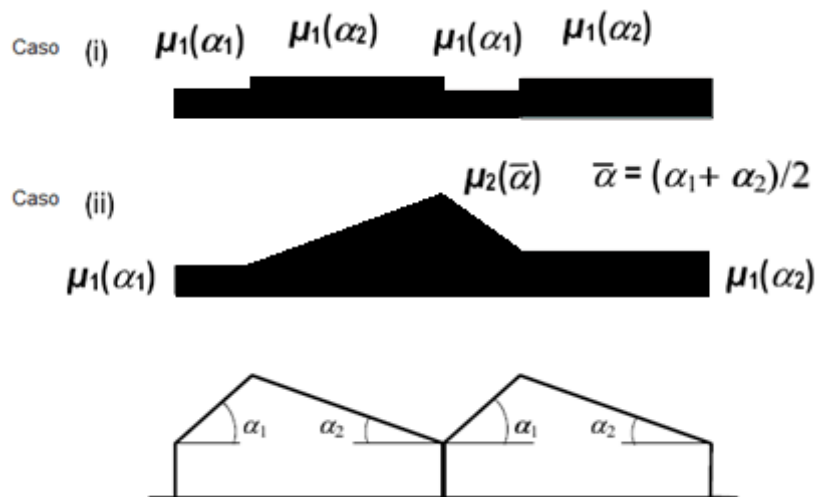


Figura 26 – Carga da neve para cofragens com múltiplas inclinações

O caso (i) representa a combinação de cargas para a circunstância em que a neve fica depositada na cofragem.

Para circunstâncias em que a neve desliza sobre a cofragem, a combinação de cargas vem explicita no caso (ii).

5.2.1.4.2 Valor característico da carga da neve no solo,  $s_k$

Para o caso em questão só interessa a expressão do valor característico da carga da neve no solo,  $s_k$ , para regiões da Península Ibérica. Essa expressão é dada por:

$$s_k = (0,190 \cdot Z - 0,095) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{A}{524} \right)^2 \right]$$

**A** é a altitude do local acima do nível do mar (m);

**Z** é o número da zona (1,2 ou 4), conforme a Figura 27.

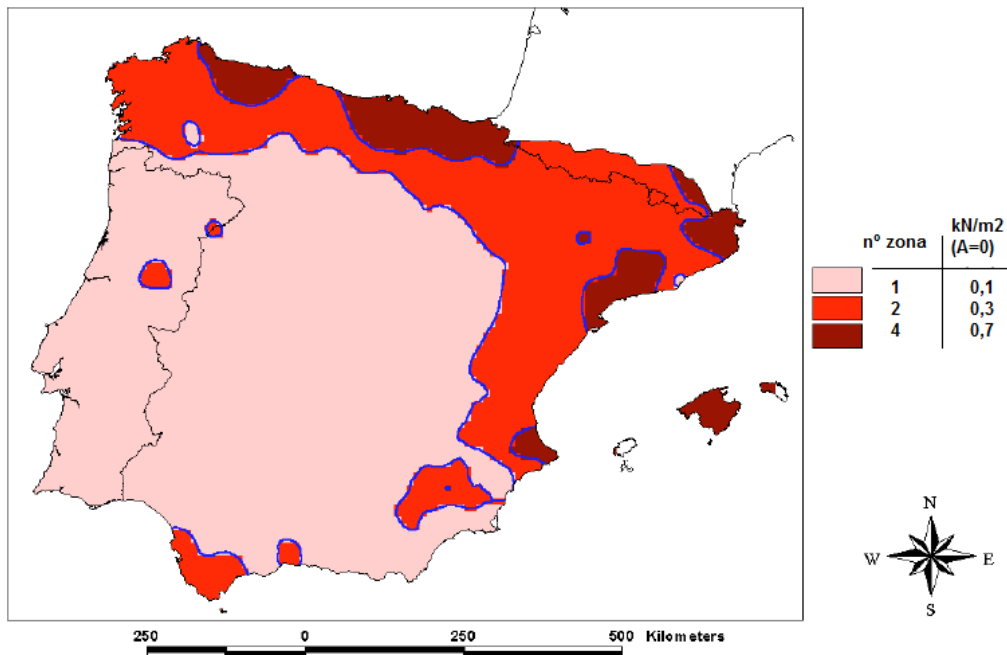


Figura 27 – Carga da neve ao nível do mar

### 5.2.2 Acções variáveis horizontais persistentes “Q3”

Deverá ser considerada uma carga horizontal de valor igual a 1% da carga vertical e deverá ser aplicada no ponto de aplicação externo da carga vertical (Q1 e Q2). Esta carga é quantificada apenas nos cimbres.

Nota: Esta força é considerada por ser causada por forças menores não identificadas, como por exemplo, as forças laterais causadas pela bombagem do betão.

### 5.2.3 Acções variáveis temporárias “Q4”

#### 5.2.3.1 Carga devida à betonagem “in situ”

Quando é feita a betonagem “in situ”, é considerada uma carga variável adicionada à “carga das operações de construção” especificada no ponto 5.2.1.3., no valor total (soma das duas cargas) de 10% do peso próprio do betão. Esta carga total não deve ser inferior a 0,75 kN/m<sup>2</sup> nem superior a 1,75 kN/m<sup>2</sup>.

Esta carga deve ser considerada a actuar numa área quadrada plana de 3m x 3m como exemplificado na Figura 28.

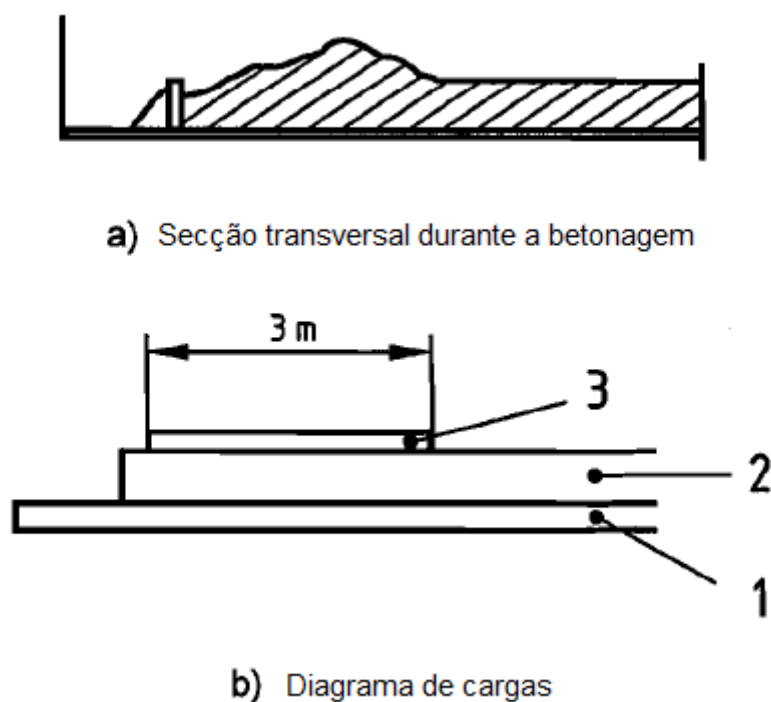


Figura 28 – Representação da carga devida à betonagem “in situ”

Chave:

- 1 – Áreas de acesso;
- 2 – Carga do peso do betão;
- 3 – Consideração de uma “sobrecarga” durante a colocação do betão.

### 5.2.3.2 Pressão do betão

Este aspecto já foi discutido no subcapítulo 4.2. A pressão lateral do betão pode ser quantificada através dos diferentes autores/regulamentos:

- ACI, *American Concrete Institute* (2001);
- CIRIA, *Construction Industry Research and Information Association* (1985);
- DIN 18218 (1980);
- Rodin (1952).

## 5.2.4 Vento “Q5”

Na quantificação do vento distinguem-se duas acções: vento máximo e vento de trabalho.

### 5.2.4.1 Vento máximo

O vento máximo é quantificado através da ENV 1991-2-4 que fornece a velocidade de pressão para um período de retorno de 50 anos. A velocidade de pressão pode ser modificada por um factor não inferior a 0,7 quando o período de uso da cofragem é inferior a 24 meses.

#### 5.2.4.1.1 Velocidade de referência do vento

A velocidade de referência do vento é definida como a multiplicação de dois factores,  $C_{dir}$  e  $C_{season}$ , pela velocidade  $v_{b,0}$ . Uma vez que o factor de direcção,  $C_{dir}$ , e o factor de época,  $C_{season}$ , tomam como valor recomendado a unidade, a velocidade de referência do vento vem dada pela Equação 19.

$$V_b = v_{b,0} \quad \text{Equação 19}$$

$V_{b,0}$  é a velocidade de referência do vento definida em função da direcção do vento e altura do ano para uma altura acima do solo superior a 10m e para um tipo de rugosidade do solo II.

Os valores referidos no Anexo Nacional estão representados na Tabela 18.

**Tabela 18 – Velocidade de referência do vento para uma altura superior a 10m e tipo de rugosidade do solo II**

Zona	$V_{b,0}$ (m/s)
A	27
B	30

**Zona A:** generalidade do território excepto zonas pertencentes à zona B.

**Zona B:** arquipélagos dos Açores e da Madeira e regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600m.

5.2.4.1.2 Velocidade média do vento

A velocidade média do vento é definida pela multiplicação dos factores de rugosidade (Equação 21) e factor orográfico,  $c_r(z)$  e  $c_o(z)$ , respectivamente, pela velocidade de referência do vento,  $V_b$ . O valor recomendado para o factor orográfico é 1,0. Então a velocidade média do vento é dada pela Equação 20.

$$V_m(z) = c_r(z) V_b \tag{Equação 20}$$

$$\begin{cases} c_r(z) = k_r \cdot \ln \frac{z}{z_0} \rightarrow z_{\min} \leq z \leq 200 \\ c_r(z) = c_r(z_{\min}) \rightarrow z \leq z_{\min} \end{cases} \tag{Equação 21}$$

$z$  é a altura a que se situa o elemento a analisar;

$k_r$  é um factor do solo que depende do comprimento de rugosidade, expresso na Equação 22.

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{0,05} \right)^{0,07} \tag{Equação 22}$$

Na Tabela 19 vêm definidos os valores para o comprimento de rugosidade,  $z_0$ , e para a altura mínima,  $z_{\min}$ , em função da categoria do solo.

**Tabela 19 – Valores para  $z_0$  e  $z_{\min}$**

<b>Categoria do solo</b>	<b><math>z_0</math> (m)</b>	<b><math>z_{\min}</math> (m)</b>
<b>0</b> Mar ou área da costa exposta ao mar	0,003	1
<b>I</b> Lagos ou áreas horizontais planas sem vegetação acentuada e sem obstáculos	0,01	1
<b>II</b> Áreas com pouca vegetação, por exemplo, relva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) separados a uma distância de, pelo menos, 20 vezes a sua altura.	0,05	2
<b>III</b> Área com uma cobertura de vegetação regular ou edifícios ou obstáculos isolados com uma distância de separação máxima de 20 vezes a sua altura (vilas, terrenos suburbanos, florestas)	0,3	5

<b>IV</b> Área em que 15% da sua superfície é coberta por edifícios em que a sua altura média é superior a 15m.	1,0	10
---	-----	----

#### 5.2.4.1.3 Turbulência do vento

A intensidade de turbulência a uma altura  $z$  é definida como o desvio padrão da turbulência dividido pela velocidade média do vento.

O desvio padrão da turbulência,  $\sigma_v$ , é a multiplicação dos factores de turbulência e do solo,  $k_l$  e  $k_r$ , respectivamente, pela velocidade de referência do vento,  $v_b$ , e vem dado pela Equação 23. O factor de turbulência,  $k_l$ , toma o valor igual a 1,0.

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \quad \text{Equação 23}$$

$$\left| \begin{aligned} I_v(z) &= \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \rightarrow z_{\min} \leq z \leq 200 \\ I_v(z) &= I_v(z_{\min}) \rightarrow z < z_{\min} \end{aligned} \right. \quad \text{Equação 24}$$

#### 5.2.4.1.4 Pressão de pico da velocidade

A pressão de pico da velocidade (Equação 25) é função da intensidade de turbulência,  $I_v$ , do valor da densidade do ar,  $\rho$ , e da velocidade média do vento,  $v_m$ .

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad \text{Equação 25}$$

$\rho$  é o valor da densidade do ar que depende da altitude, temperatura e pressão barométrica prevista para essa região durante tempestades de vento. O valor recomendado é de 1,25 kg/m<sup>3</sup>.

5.2.4.1.5 Pressão do vento em superfícies

A expressão que define a pressão do vento em superfícies será a multiplicação da pressão de pico da velocidade por um coeficiente de pressão externa. A pressão do vento vem expressa na Equação 26.

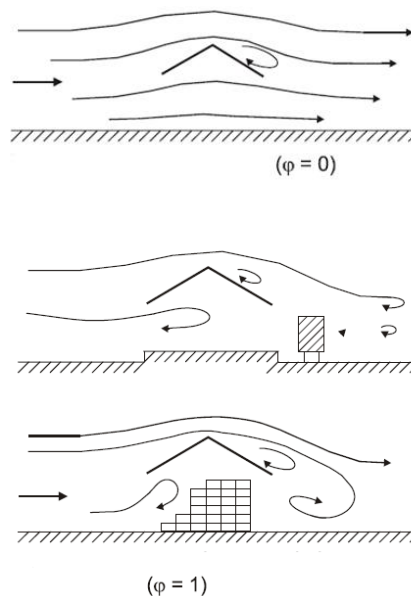
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Equação 26

5.2.4.1.6 Coeficiente de pressão externa para cofragens horizontais

A determinação do coeficiente de pressão é realizada como para um elemento tipo pala. Este coeficiente de pressão tem em consideração o efeito combinado do vento a actuar nas duas superfícies, superior e inferior, da cofragem.

Este coeficiente de pressão está dependente de outro coeficiente,  $\varphi$ , que é definido como grau de obstrução. É traduzido pela divisão entre a área de elementos de obstrução e a área inferior da secção da cofragem, sendo as duas áreas normais à direcção do vento. Este coeficiente vem demonstrado na Figura 29.



**Figura 29 – Coeficiente de obstrução**

Para **cofragens com uma água**, uma única inclinação, os valores para o coeficiente de pressão externa estão definidos na Tabela 20. Na Figura 30 é representado um esquema onde mostra as zonas de actuação da pressão.

Tabela 20 – Coeficiente de pressão externa para cofragens com uma inclinação

Coeficiente de Pressão , $c_{p,e}$				
Inclinação pala, $\alpha$ (°)	Obstrução, $\varphi$	Zona A	Zona B	Zona C
0°	$\varphi=0$	-0,6	-1,3	-1,4
	$\varphi=1$	-1,5	-1,8	-2,2
5°	$\varphi=0$	-1,1	-1,7	-1,8
	$\varphi=1$	-1,6	-2,2	-2,5
10°	$\varphi=0$	-1,5	-2,0	-2,1
	$\varphi=1$	-2,1	-2,6	-2,7
15°	$\varphi=0$	-1,8	-2,4	-2,5
	$\varphi=1$	-1,6	-2,9	-3,0
20°	$\varphi=0$	-2,2	-2,8	-2,9
	$\varphi=1$	-1,6	-2,9	-3,0
25°	$\varphi=0$	-2,6	-3,2	-3,2
	$\varphi=1$	-1,5	-2,5	-2,8
30°	$\varphi=0$	-3,0	-3,8	-3,6
	$\varphi=1$	-1,5	-2,2	-2,7

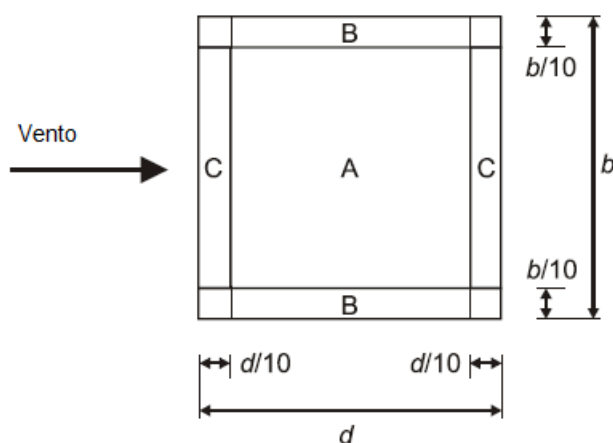


Figura 30 – Esquema das zonas para o coeficiente de pressão para cofragens com uma inclinação

Para cofragens com duas inclinações, os coeficientes de pressão apresentam-se na Tabela 21, e o esquema de distribuição de pressões na Figura 31.



Tabela 21 – Coeficiente de pressão externa para cofragens com duas inclinações

Coeficiente de Pressão , $c_{p,e}$					
Inclinação pala, $\alpha$ (°)	Obstrução, $\varphi$	Zona A	Zona B	Zona C	Zona D
-20	$\varphi=0$	-0,9	-1,3	-1,6	-0,6
	$\varphi=1$	-1,5	-2,4	-2,4	-0,6
-15	$\varphi=0$	-0,8	-1,3	-1,6	-0,6
	$\varphi=1$	-1,6	-2,7	-2,6	-0,6
-10	$\varphi=0$	-0,8	-1,3	-1,5	-0,6
	$\varphi=1$	-1,6	-2,7	-2,6	-0,6
-5	$\varphi=0$	-0,7	-1,3	-1,6	-0,6
	$\varphi=1$	-1,5	-2,4	-2,4	-0,6
+5	$\varphi=0$	-0,6	-1,4	-1,4	-1,1
	$\varphi=1$	-1,3	-2,0	-1,8	-1,5
+10	$\varphi=0$	-0,7	-1,5	-1,4	-1,4
	$\varphi=1$	-1,3	-2,0	-1,8	-1,8
+15	$\varphi=0$	-0,9	-1,7	-1,4	-1,8
	$\varphi=1$	-1,3	-2,2	-1,6	-2,1
+20	$\varphi=0$	-1,2	-1,8	-1,4	-2,0
	$\varphi=1$	-1,4	-2,2	-1,6	-2,1

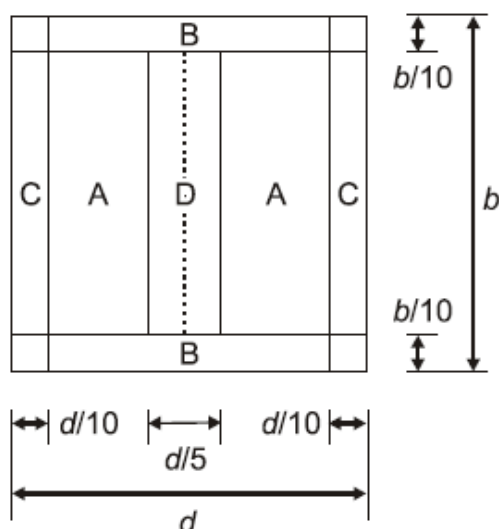


Figura 31 – Esquema de zonas do coeficiente de pressão para cofragens com duas inclinações

5.2.4.1.7 Coeficiente de pressão externa para cofragens verticais

O valor do coeficiente de pressão para paredes independentes depende do grau de solidez,  $\phi$ . Para paredes sólidas,  $\phi$  deverá tomar o valor de 1,0. Para paredes com grau de solidez de 80%, ou seja, têm 20% de aberturas,  $\phi$  deve ser igual a 0,8.

A altura de referência para paredes independentes deve ser tomada como  $z_e=h$ , sendo  $h$  a altura da cofragem.

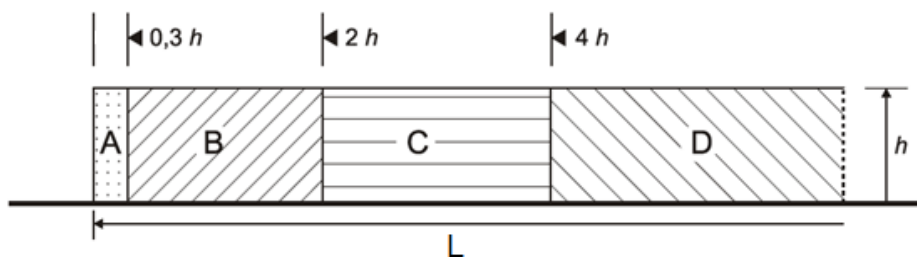
O coeficiente de pressão,  $c_{p,e}$ , toma os valores expostas na Tabela 22, dependendo da altura da parede,  $h$ , do comprimento da parede,  $L$ , do grau de solidez,  $\phi$ , e dependendo se a parede tem, ou não, esquina (Figura 32).

Tabela 22 – Coeficiente de pressão  $C_{p,e}$  para paredes

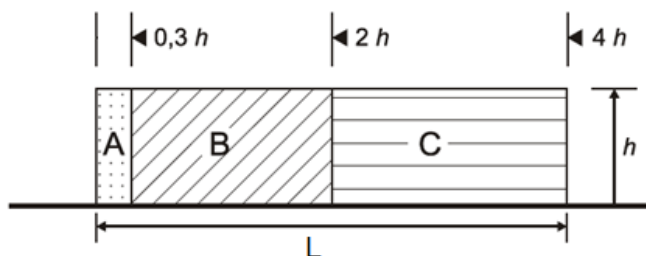
Solidez	Zona	A	B	C	D	
$\phi=1$	Sem esquina	$L/h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$L/h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$L/h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	Com esquina de comprimento $\geq h^a$	2,1	1,8	1,4	1,2	
$\phi=0,8$		1,2	1,2	1,2	1,2	

<sup>a</sup> Deve ser usada uma interpolação linear para comprimentos de esquina entre 0,0 e  $h$ .

Para  $L > 4h$ :



Para  $L \leq 4h$ :



Para  $L \leq 2h$ :

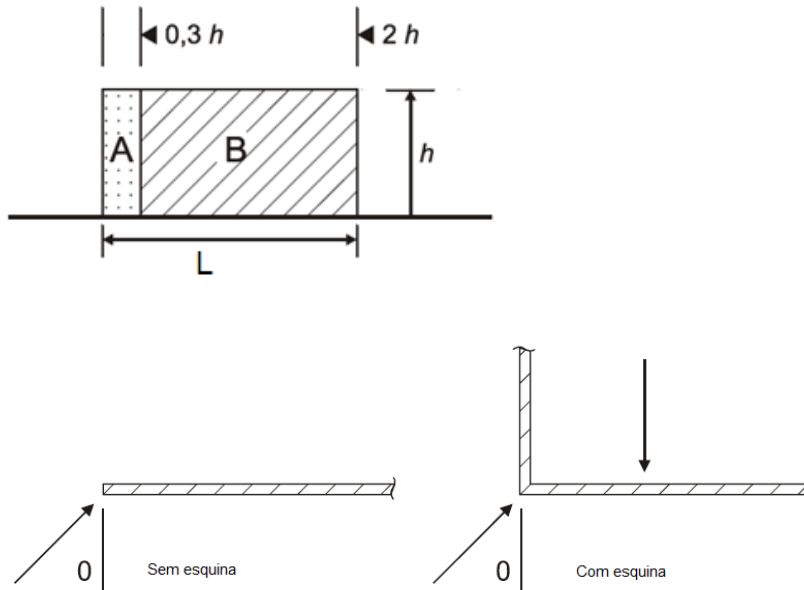


Figura 32 – Esquema de um elemento com e sem esquina

#### 5.2.4.2 Vento para trabalhos

Para a pressão do vento de trabalho, condições em que os trabalhos são efectuados em segurança, deve ser usado um valor de  $0,2 \text{ kN/m}^2$ . Esta pressão equivale a uma velocidade do vento de  $65 \text{ km/hr}$ , segundo as expressões simplificadas do Regulamento Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (1983).

#### 5.2.5 Acções devidas à água “Q6”

##### 5.2.5.1 Cargas produzidas pela água fluida

A pressão estática considerada para representar a pressão dinâmica da água fluida,  $q_w$ , em  $\text{N/m}^2$ , deve ser calculada através da Equação 27.

$$q_w = 500 V_w^2 \quad \text{Equação 27}$$

$V_w$  é a velocidade da água em  $\text{m/s}$ .

A carga causada pela água a fluir em redor dos elementos,  $F_w$ , em  $\text{N}$ , deve ser calculada pela Equação 28.

$$F_w = q_w \times \eta \times A$$

Equação 28

**A** é a área efectiva normal à direcção em que a água flui;

**$\eta$**  é o coeficiente de força da água apropriado para os membros em consideração.

**$\eta$**  pode adoptar os seguintes valores:

- 1,86 para superfícies lisas normais à direcção em que a água flui;
- 0,63 para superfícies cilíndricas;
- 0,03 para superfícies aerodinâmicas.

### 5.2.5.2 Efeito dos detritos

A acumulação de detritos poderá produzir uma carga na estrutura. Esta carga,  $F_{w,2,d}$ , em N, deve ser calculada através da Equação 29.

$$F_w = 666 \times A \times V_w^2$$

Equação 29

**A** é a área de obstrução em m<sup>2</sup>;

**$V_w$**  é a velocidade da água em m/s.

### 5.2.6 Efeitos sísmicos

Esta acção tem uma importância maior nos cimbres do que propriamente na cofragem. A acção do sismo compara-se a uma força horizontal. Esta acção é quantificada através da ENV 1998 está descrita na tese de Oliveira (2008).

## 5.3 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

Devem ser consideradas as seguintes combinações de acções representadas na Tabela 23.

- Caso de carga 1: nenhuma carga na estrutura e vento máximo (as acções preponderantes são o peso próprio+vento máximo);
- Caso de carga 2: vento de trabalho e a estrutura a ser carregada (a acção dominante é o vento de trabalho);
- Caso de carga 3: estrutura carregada e vento máximo (a acção predominante é o vento máximo);

- Caso de carga 4: efeitos sísmicos.

Tabela 23 – Factores de combinação de cargas

Acção	Designação	Factor de combinação $\psi$			
		Caso de carga 1	Caso de carga 2	Caso de carga 3	Caso de carga 4
<b>Acções directas</b>					
<b>Q1</b>	Peso próprio	1,0	1,0	1,0	1,0
<b>Q2</b>	Cargas variáveis verticais persistentes	0	1,0	1,0	0,7
<b>Q3</b>	Cargas variáveis horizontais persistentes	0	1,0	0	0
<b>Q4</b>	Cargas variáveis verticais temporárias	0	1,0	0	0
<b>Q5</b>	Vento máximo	0,7	0	1,0	0
	Vento de trabalho	0	1,0	0	0
<b>Q6</b>	Água fluida	0,7	0,7	0,7	0,7
	Sismo	0	0	0	0,7
<b>Acções indirectas</b>					
<b>Q7</b>	Outras cargas	0	0,7	0,7	0

## 5.4 CLASSES DE DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento deverá ser feito de acordo com três classes: A, B1 e B2.

### 5.4.1 Classe A

A classe A abrange o dimensionamento de cofragens para construções muito simples e pequenas, por exemplo, lajes e vigas.

Esta classe deve ser adoptada quando:

- A área da secção da laje não excede 0,3 m<sup>2</sup> por metro de largura de laje;
- A área da secção da viga não excede 0,5 m<sup>2</sup>;

- O vão da laje ou da viga não excede os 6 m;
- O pé-direito da estrutura permanente não excede 3,5 m.

Neste caso, não são necessários cálculos de dimensionamento dos elementos, uma vez que ele é feito com base na experiência do engenheiro projectista.

#### **5.4.2 Classe B1**

Esta classe assume o dimensionamento mais preciso e exacto, quer a nível de cálculos, quer a nível de desenhos. As tensões são comparadas com a resistência sem nenhum factor de segurança adicional.

#### **5.4.3 Classe B2**

Neste caso as cargas têm de ser multiplicadas por um factor 1,15 (ou a resistência dividida pelo mesmo factor), que é definido como um factor de segurança adicional, devido a imperfeições no modelo do cálculo ou no cálculo estático.

### **5.5 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL**

Todos os elementos descritos neste capítulo apenas incluem as classes B1 e B2, excluindo a classe A.

#### **5.5.1 Documentação técnica**

##### **5.5.1.1 Informação escrita sobre os cálculos efectuados**

O dimensionamento estrutural inclui:

- A classe de dimensionamento;
- Uma descrição sobre os conceitos adoptados e como a cofragem vai ser usada, juntamente com a justificação da distribuição das cargas desde a estrutura até ao solo;
- A sequência das operações:
  - montagem;
  - desmontagem;

- sequência de betonagem;
- velocidade de betonagem.
- Descrição do modelo adoptado para a análise estrutural;
- Lista de todos os documentos referentes aos cálculos;
- Especificação dos materiais e componentes;
- Um “plano chave” para identificar os componentes do esquema de cofragem e relacioná-los com os cálculos.

### **5.5.1.2 Desenhos**

#### **5.5.1.2.1 Classe B1**

Devem ser providenciados desenhos totalmente detalhados dos trabalhos permanentes de construção.

#### **5.5.1.2.2 Classe B2**

Os desenhos devem descrever completamente a cofragem em planta, alçado e secções usadas.

Os desenhos devem conter:

- detalhes da construção;
- todas as dimensões e materiais;
- pontos de ancoragem requeridos;
- informação sobre a sequência de carga;
- requerimentos locais para propósitos especiais, como o acesso de veículos;
- detalhes das fundações.

### **5.5.2 Dimensionamento**

O dimensionamento estrutural deve ser feito de acordo com o Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço.

### 5.5.2.1 Estado Limite Último

O Estado limite último inclui: capacidade de carga de flexão, estabilidade contra o “escorregamento” lateral, rotação e “levantamento”. Os três últimos pontos deste estado limite atribuem-se essencialmente ao sistema de suporte das cofragens, nomeadamente ao sistema de cimbra.

Para verificação deste estado limite a Equação 30 deve ser comprovada:

$$Q_d \leq R_d \quad \text{Equação 30}$$

$Q_d$  é o valor de cálculo da acção, representado na Equação 31.

$R_d$  é o valor de cálculo da resistência.

O valor de dimensionamento da acção  $Q_d$  para os casos de carga 1,2 e 3, descritos no ponto 5.3, deve ser calculado segundo a Equação 31.

$$Q_d = \sum \gamma_{F,i} \times \psi_i \times Q_{k,i} \quad \text{Equação 31}$$

$Q_{k,i}$  é o valor característico da acção;

$\gamma_{F,i}$  é o factor parcial igual a 1,35 para o peso próprio e 1,5 para outras acções.

$\psi_i$  é o factor de combinação de carga, apresentado na Tabela 23.

O valor de cálculo da acção  $Q_d$  para o caso de carga 4 deve ser calculado considerando  $\gamma_{F,i}$  igual a 1,0.

O valor de cálculo da resistência,  $R_d$ , deve ser calculado segundo as classes de dimensionamento.

Para classes B1:

$$R_{d,1} = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad \text{Equação 32}$$

Para classes B2 (os efeitos de segunda ordem devem ser considerados no valor de cálculo da acção  $Q_d$ ):

$$R_{d,2} = \frac{R_k}{\gamma_M \times 1,15} \quad \text{Equação 33}$$



$R_k$  é o valor característico da resistência;

$\gamma_M$  é o factor parcial consoante o material.

Para aço e alumínio este factor deve ser tomado por 1,1.

### 5.5.2.2 Estado Limite de Serviço

Estado Limite de Serviço: no caso das cofragens, a cofragem tem de permitir uma deformação de maneira a que a estrutura permanente não sofra modificações em termos de forma ou comprimento. Os aspectos a serem verificados são o assentamento de fundações, deslocamentos dos apoios e flexão e deformação das vigas. Nenhuma das normas analisadas propõe uma flecha máxima admissível. Sendo assim, adopta-se o valor usado nas tabelas de dimensionamento de empresas de cofragens. A flecha admissível será o valor do vão a dividir por 500.

Para a verificação de segurança do estado limite de serviço, os factores parciais,  $\gamma_F$  e  $\gamma_M$ , tomam o valor da unidade.

Nos Apêndices A.3 e A.4 são realizados dois exemplos de cálculo, um para cofragens horizontais e outro para cofragens verticais, respectivamente.

## 5.6 CONSIDERAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO

Quando é aplicado o pré-esforço (Figura 33), deverá ter-se em consideração que a força de compressão do pré-esforço no betão fará com que a viga obtenha uma forma côncava. Essa força de pré-esforço causará na cofragem forças de compressão que darão origem a deslocamentos.

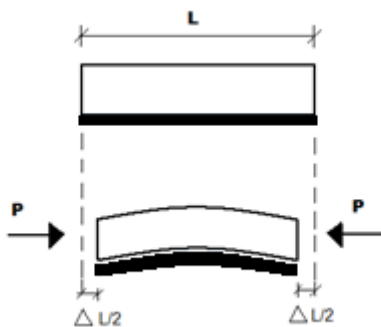


Figura 33 – Ilustração do pré-esforço

Normalmente, estes deslocamentos não são considerados uma vez que a cofragem tem suficiente capacidade de deformação para absorver ligeiras deformações. Deverá, no entanto, ter-se presente que poderão existir situações nas quais os efeitos do pré-esforço poderão ser relevantes, pelo que se deverão, nestes casos, prever disposições que permitam que a cofragem absorva estes deslocamentos.

## 6 CONCLUSÕES

---

O dimensionamento de cofragens é análogo ao dimensionamento de qualquer outro elemento estrutural. Tem especial importância as acções a considerar, dando principal destaque à pressão lateral que o betão exerce na cofragem.

A pressão lateral é influenciada por vários factores mas, da análise feita ao longo deste trabalho, verificou-se que os factores que mais influenciam esta acção são a velocidade de enchimento e a temperatura do betão.

A pressão lateral do betão, quantificada apenas para os elementos verticais, pode ser calculada de acordo com vários autores/ regulamentos. Neste documento deu-se especial atenção às quantificações propostas pela ACI, *American Concrete Institute*, CIRIA, *Construction Industry Research and Information Association*, DIN 18218 e Rodin. Da comparação dos resultados obtidos do cálculo das pressões, concluiu-se que, para betões normais, a maior pressão em pilares, para velocidades de enchimento razoáveis (até 2,70 m/hr), é dada pela CIRIA. A partir destas velocidades, os valores máximos da pressão são calculados através do ACI. Já para a pressão em paredes, para betões normais, a pressão calculada pelo ACI toma os valores máximos para qualquer velocidade de enchimento.

Em termos de quantificação de acções, segundo a DIN 18218, devem ser consideradas como acções permanentes o peso próprio da cofragem e a pressão do solo, caso a cofragem esteja em contacto com este. Segundo esta norma, o peso do betão fresco, mais a armadura, são consideradas acções variáveis. Contrariamente, o ACI considera como acções permanentes o peso da cofragem e o peso do betão fresco, incluindo a armadura.

As acções variáveis a considerar devem incluir o peso do material de armazenamento, a neve e o gelo, o vento e uma carga devida à betonagem "in situ" do betão. A acção da neve e gelo só deve ser considerada em locais situados a altitudes superiores a 420 metros acima do nível do mar.

O dimensionamento das cofragens baseia-se nos passos seguintes: primeiro quantificam-se as acções. Através da combinação destas acções calcula-se a carga mais desfavorável. Com esta carga é feita a verificação para o Estado Limite Último e para o Estado Limite de Serviço.

Outro aspecto de maior relevância para o dimensionamento das cofragens, no que respeita a limitação do comprimento dos vãos dos elementos que a constituem, é o valor da flecha admissível. Este factor apesar de não ser quantificado é referido nos regulamentos analisados. Nos exemplos de cálculo, expostos em apêndice, considerou-se uma flecha máxima admissível no valor do vão dividido por 500. Este valor é o adoptado para as tabelas de dimensionamento de empresas de cofragens.

O valor a adoptar para a flecha admissível deveria ser explorado futuramente. Para além disso, outro factor com interesse para análise futura, seria a comparação de comportamentos de outros tipos de betões no que respeita à pressão que estes exercem na cofragem e a pesquisa de novos materiais para cofragens.

## 7 BIBLIOGRAFIA

---

- ACI Committee 347. Guide to Formwork for Concrete, 2001.
- Adam, M., Bennasr, M., Santos Delgado, H., “Poussés du Béton frais sur les coffrages”, Ann. Inst. Tech. Bat. Trav. Publ., nº 78, Março-Abril 1965.
- Assaad, J., and Khayat, K.H., “Effect of Mixture Consistency on Formwork Pressure Exerted by Highly Flowable Concrete”, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE/November/December 2006; 786-791.
- Arslan, M., Simsek, O., and Subasi, S., “Effects of Formwork Surface Materials on Concrete Lateral Pressure”, Construction and Building Materials, 2005; 319-325.
- Cazeloto, K., Tamanini, C. A., “Acústica para teatros”, Revista de Ciências Humanas da UNIPAR, vol. 11, nº3, Julho/ Setembro de 2003.
- CIRIA. Concrete Pressure on Formwork, CIRIA Report 108. London: Construction Industry Research and Information Association; 1985.
- Comité Européen de Normalização, Norma Europeia 206-1, “Betão – Parte 1: Especificação, Desempenho, Produção e Conformidade”, Julho 2004.
- Comité Européen de Normalização, Pré-norma Europeia 13 670-1, “Execução de Estruturas em Betão – Parte 1: Regras Gerais”, Janeiro 2000.
- Correia dos Reis, A., Brazão Farinha, M., Brazão Farinha, J. P., “Tabelas Técnicas”, 2005.
- DIN 18218, “Frishbeton auf Lotrechte Pressure of Concrete on Vertical Formwork”, Berlin; 1980.

- DIN 4421, “Falsework: Calculation, Design and Construction”, August 1982.
- European Committee for Standardization, Eurocode 1 – “Actions on Structures – Part 1-3: General actions – Snow Loads”, July 2003.
- European Committee for Standardization, Eurocode 1 - “Actions on Structures – Part 1-4: General actions – Wind Loads”, April 2005.
- European Committee for Standardization, Eurocode 2 – “Design of Concrete Structures – Part 1-1 – General rules and rules for building”, April 2004.
- European Committee for Standardization, Eurocode 7 – “Geotechnical Design – Part 1: General Rules”, November 2004.
- European Committee for Standardization, Eurocode 8 – “Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings”, December 2004.
- Ore, E. L., and Straughan, J. J. (1968). “Effect of Cement Hydration on Concrete Form Pressure”. *ACI Journal*, 111-120.
- Oliveira, P., “Regras de Dimensionamento de Cimbres em Estruturas de Betão Armado”, Universidade de Aveiro, Julho de 2008.
- “Pressure of Concrete on Formwork”, *Portland Cement Association Bulletin* N° ST-3, December 1949.
- Proske, T., and Graubner, C. A., “Self-Compacting Concrete – pressure on formwork and ability to deaerate”, *Darmstadt Concrete* 17, 2002.
- “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado”, Julho 1983.
- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, decreto de lei nº 235/83 de 31 de Maio.

- Rodin, S., "Pressure of Concrete on Formwork", *Proceedings Institution of Civil Engineers*, London, vol.1, pag.709, November 1952.
- Silfwerbrand, J., "Form Pressure Generated by Self-Compacting Concrete", *Concrete International*, October 2005.
- Sousa Coutinho, A., "Fabrico e Propriedades do Betão", Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Vol. II, Lisboa 1997
- [www.dywidag-systems.com](http://www.dywidag-systems.com), consultada em 7 de Maio de 2008.
- [www.tmsformwork.com](http://www.tmsformwork.com), consultada em 22 de Maio de 2008.
- [http://timbermade.pt/est\\_madeira.php#vig\\_lamel](http://timbermade.pt/est_madeira.php#vig_lamel), consultada em 17 de Junho de 2008.

## 8 APÊNDICE

### 8.1 APÊNDICE A.1 – TABELA DE COMPARAÇÃO DAS PRESSÕES LATERAIS POR VÁRIOS AUTORES/ REGULAMENTOS

Para os cálculos foram usadas a Equação 4 e a Equação 5.

Tabela 24 – Pressões laterais segundo a ACI (2001)

Velocidade de enchimento, R (m/hr)	ACI				
	C <sub>w</sub>	C <sub>c</sub>	Temperatura do betão, T (°C)	pressão pilares (kN/m <sup>2</sup> )	pressão paredes (kN/m <sup>2</sup> )
0.30	1.078	1.00	15	15.496	48.142
0.60	1.078	1.00	15	23.232	50.547
0.90	1.078	1.00	15	30.969	52.952
1.20	1.078	1.00	15	38.706	55.356
1.50	1.078	1.00	15	46.443	57.761
1.80	1.078	1.00	15	54.180	60.166
2.10	1.078	1.00	15	61.917	62.571
2.40	1.078	1.00	15	69.654	64.976
2.70	1.078	1.00	15	77.391	67.381
3.00	1.078	1.00	15	85.128	69.786
4.50	1.078	1.00	15	123.813	81.810
6.00	1.078	1.00	15	162.497	93.834

$C_w = w/23,2$  porque se considerou o peso volúmico do betão igual a 25 kN/m<sup>3</sup>

$C_c = 1,0$ . Uso de cimento tipo I



Para o cálculo da pressão máxima através da CIRIA foram usadas a Equação 6 e Equação 7.

**Tabela 25 – Pressões laterais segundo a CIRIA (1985)**

Velocidade de enchimento, R (m/hr)	CIRIA									
	Densidade do betão, D (kN/m <sup>3</sup> )	Coef. Temperatura, K	Altura da cofragem, H (m)	Coef. C2	Coef. C1		pressão pilares		pressão paredes	
					pilares	paredes	(kN/m <sup>2</sup> )			
0.30	25	2.25	5	0.30	1.5	1.0	55.0	125.0	49.3	125.0
0.60	25	2.25	5	0.30	1.5	1.0	62.1	125.0	54.1	125.0
0.90	25	2.25	5	0.30	1.5	1.0	67.5	125.0	57.7	125.0
1.20	25	2.25	5	0.30	1.5	1.0	72.0	125.0	60.7	125.0
1.50	25	2.25	5	0.30	1.5	1.0	75.9	125.0	63.4	125.0
1.80	25	2.25	5	0.30	1.5	1.0	79.5	125.0	65.8	125.0
2.10	25	2.25	5	0.30	1.5	1.0	82.7	125.0	68.0	125.0
2.40	25	2.25	5	0.30	1.5	1.0	85.7	125.0	70.1	125.0
2.70	25	2.25	5	0.30	1.5	1.0	88.5	125.0	72.0	125.0
3.00	25	2.25	5	0.30	1.5	1.0	91.1	125.0	73.8	125.0
4.50	25	2.25	5	0.30	1.5	1.0	102.3	125.0	81.7	125.0
6.00	25	2.25	5	0.30	1.5	1.0	111.3	125.0	88.2	125.0

$C_2=0,30$  porque se considerou um betão normal sem retardadores

Neste caso foram usadas a Equação 8, Equação 9 e Equação 10.

**Tabela 26 – Pressões laterais segundo a DIN 18218 (1980)**

Velocidade de enchimento, R (m/hr)	DIN 18218				Pressão (kN/m <sup>2</sup> )
	Densidade do betão, D (kN/m <sup>3</sup> )	Coef. C2	Coef. Temperatura, Kt		
0.30	25	1.0	1.00		22.100
0.60	25	1.0	1.00		25.700
0.90	25	1.0	1.00		29.300
1.20	25	1.0	1.00		32.900
1.50	25	1.0	1.00		36.500
1.80	25	1.0	1.00		40.100
2.10	25	1.0	1.00		43.700
2.40	25	1.0	1.00		47.300
2.70	25	1.0	1.00		50.900
3.00	25	1.0	1.00		54.500
4.50	25	1.0	1.00		72.500
6.00	25	1.0	1.00		90.500

$C_2=1,0$  porque não se usaram retardadores.

Para esta quantificação da pressão usou-se a Equação 11.

**Tabela 27 – Pressões laterais segundo Rodin (1952)**

Velocidade de enchimento, R (m/hr)	Rodin
	Pressão (kN/m <sup>2</sup> )
0.30	26.24
0.60	33.06
0.90	37.85
1.20	41.66
1.50	44.87
1.80	47.68
2.10	50.20
2.40	52.48
2.70	54.59
3.00	56.54
4.50	64.72
6.00	71.23

Usou-se a Equação 12 para o cálculo da pressão, proposta por Tilo Proske e Carl-Alexander Graunbner.

**Tabela 28 – Pressões do betão auto-compactável**

Velocidade de enchimento, R (m/hr)	Proposta para BAC					
	Peso específico do betão (kN/m <sup>3</sup> )		tE (hr)			Pressão (kN/m <sup>2</sup> )
					tE=3,0	tE=5,0
0.30	25	1.0	3.0	5.0	11.250	18.750
0.60	25	1.0	3.0	5.0	22.500	37.500
0.90	25	1.0	3.0	5.0	33.750	56.250
1.20	25	1.0	3.0	5.0	45.000	75.000
1.50	25	1.0	3.0	5.0	56.250	93.750
1.80	25	1.0	3.0	5.0	67.500	112.500
2.10	25	1.0	3.0	5.0	78.750	131.250
2.40	25	1.0	3.0	5.0	90.000	150.000
2.70	25	1.0	3.0	5.0	101.250	168.750
3.00	25	1.0	3.0	5.0	112.500	187.500
4.50	25	1.0	3.0	5.0	168.750	281.250
6.00	25	1.0	3.0	5.0	225.000	375.000

## 8.2 APÊNDICE A.2 – CÁLCULO DA ALTITUDE A PARTIR DA QUAL SE QUANTIFICA A ACÇÃO DA NEVE

Como foi dito no início esta carga da neve e gelo só é considerada quando esta é superior a  $0,75 \text{ kN/m}^2$ . Verificou-se a que altitude corresponde essa carga da neve. Para isso consideram-se os seguintes pressupostos:

- A carga da neve sobre a cofragem depende exclusivamente do coeficiente de forma de carga da neve,  $\mu_i$ , e do valor característico da carga da neve no solo,  $s_k$ . Consequentemente usa-se a Equação 18 para o cálculo da carga da neve;
- A cofragem tem múltiplas inclinações que estão compreendidas entre  $30^\circ$  e  $60^\circ$ . Consequentemente  $\mu_2=1,6$ ;
- Local do território nacional situada na zona 2, logo  $Z=2$ .

Sabendo que  $S = \mu_i \cdot s_k$

e que  $s_k = (0,190 \cdot Z - 0,095) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{A}{524} \right)^2 \right]$  tem-se:

$$0,75 = 1,6 \times \left[ (0,190 \times 2 - 0,095) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{A}{524} \right)^2 \right] \right] \Leftrightarrow A = 420,75 \text{ m}$$

Obtém-se um valor para a altitude acima do nível do mar de  $420,75 \text{ m}$ .

### 8.3 APÊNDICE A.3 – EXEMPLO DE CÁLCULO DE UMA LAJE

#### 8.3.1 CARACTERÍSTICAS

- Laje de betão armado com 30 cm de espessura e dimensões 5m x 5m;;
- Altura de 15m;
- Situada em zona urbana;

#### 8.3.2 QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES

##### Acções permanentes “Q1”

Peso próprio do contraplacado:  $4 \text{ kN/m}^3$

Espessura do contraplacado: 21 mm

$$Q_1 = 4 \times 0,021 = 0,084 \text{ kN/m}^2$$

##### Acções variáveis verticais persistentes “Q2”

Peso do betão:  $25 \text{ kN/m}^3$

Espessura da laje: 0,30 m

Sobrecarga de trabalho:  $0,75 \text{ kN/m}^2$

$$Q_2 = 25 \times 0,30 + 0,75 = 8,25 \text{ kN/m}^2$$

##### Acções variáveis verticais temporárias “Q4”

Sobrecarga de betonagem  $\rightarrow 10\%$  do peso do betão  $= 25 \times 0,30 \times 0,10 = 0,75 \text{ kN/m}^2$

##### Vento “Q5”

###### Vento máximo

Zona urbana  $\rightarrow$  zona A  $\rightarrow V_{b,0} = 27 \text{ m/s} = V_b$

Categoria do solo IV  $\rightarrow 15\%$  da superfície é coberta por edifícios de altura média de 15m

$$\left. \begin{array}{l} z_0 = 1,0 \text{ m} \\ z_{\min} = 10 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{1,0}{0,05} \right)^{0,07} = 0,2343$$

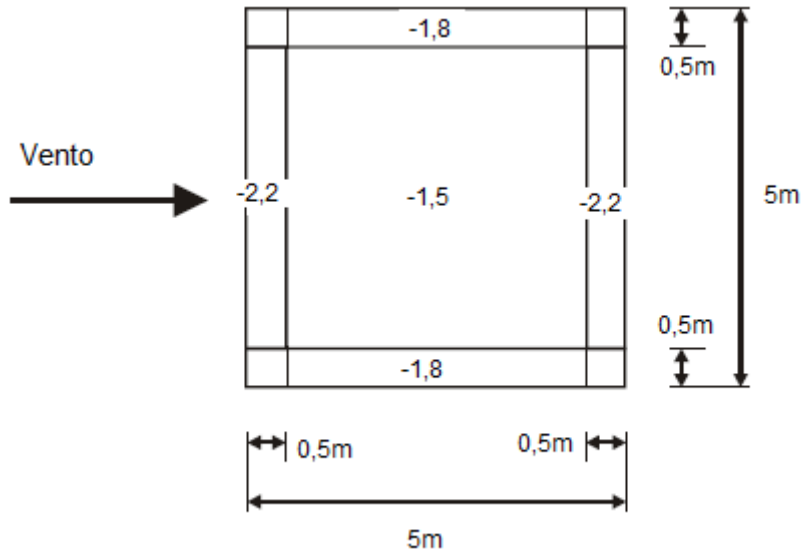
$$c_r = 0,2343 \cdot \ln \left( \frac{15}{1,0} \right) = 0,6346$$

$$V_m(z) = 0,6346 \times 27 = 17,133 \text{ m/s}$$

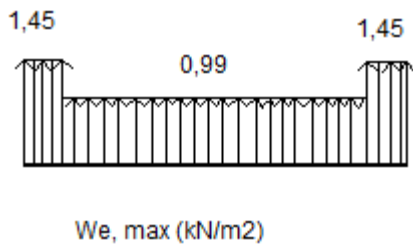
$$I_v(z) = \frac{1}{\ln\left(\frac{15}{1,0}\right)} = 0,3693$$

$$q_p(z) = (1 + 7 \times 0,3693) \cdot \frac{1}{2} \times 1,25 \times 17,133^2 = 0,66 \text{ kN/m}^2$$

Coeficiente de pressão externa:



Pressão máxima do vento:



**Vento de trabalho**

$$W_{\text{trabalho}} = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

### 8.3.3 COMBINAÇÃO DAS ACCÕES

Todas as expressões usadas então definidas no subcapítulo 5.5.2.1.

$$Q_d = \sum \gamma_{F,i} \times \psi_i \times Q_{k,i}$$

**Caso de carga 1:**

$$Q_{d,1(\text{sucção})} = 1,0 \times 1,0 \times 0,084 + 1,5 \times 0,7 \times (-1,45) = -1,44 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{d,1(\text{pressão})} = 1,35 \times 1,0 \times 0,084 + 1,5 \times 0,7 \times 1,45 = 1,64 \text{ kN/m}^2$$

**Caso de carga 2:**

$$Q_{d,2(\text{pressão})} = 1,35 \times 1,0 \times 0,084 + 1,5 \times [(1,0 \times 8,25) + (1,0 \times 0,75) + (1,0 \times 0,2)] = 13,91 \text{ kN/m}^2$$

**Caso de carga 3:**

$$Q_{d,3(\text{sucção})} = 1,0 \times 1,0 \times 0,084 + 1,5 \times [(1,0 \times 8,25) + (1,0 \times -1,45)] = 10,28 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{d,3(\text{pressão})} = 1,35 \times 1,0 \times 0,084 + 1,5 \times [(1,0 \times 8,25) + (1,0 \times 1,45)] = 14,66 \text{ kN/m}^2$$

**8.3.4 CÁLCULO DO VÃO DO CONTRAPLACADO**

Para efeitos de dimensionamento considera-se regime elástico e continuidade entre os tramos. Por isso, para a verificação de segurança, usou-se a Equação 34 para cálculo do momento actuante e para o cálculo da flecha em estado limite de serviço usou-se a Equação 35.

**Equação 34**

$$M_{Sd} = 0,1071 p l^2$$

**Equação 35**

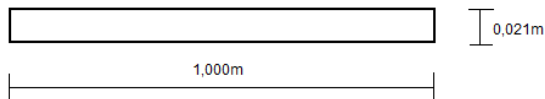
$$\delta = \frac{0,0068 \cdot p \cdot l^4}{E \cdot I}$$

**Estado Limite Último**

O tipo de contraplacado a usar é abeto de 21 mm.

Características do contraplacado:

- Módulo de elasticidade  $E = 8000 \text{ MPa}$
- Tensão de cedência  $\sigma_{Rd} = 5,9 \text{ MPa}$



$$\sigma_{Rd} \geq \sigma_{Sd}$$

$$\sigma_{Rd} \geq \frac{M_{Sd}}{W}$$

$$5,9 \times 10^3 \geq \frac{0,1071 \cdot p \cdot l^2}{6 \cdot h^2} \Leftrightarrow 5,9 \times 10^3 \geq \frac{0,1071 \times 14,66 \times l^2}{1,0 \times 0,021^2} \Leftrightarrow l \leq 0,53m$$

Considerou-se um vão de 0,50m para verificação da flecha em estado limite de serviço.

### **Estado Limite de Serviço**

$$p_{sd} = G + Q$$

Para carga variável usou-se o peso do betão fresco:  $Q = 25 \times 0,30 = 7,50 \text{ kN/m}^2$

$$p_{sd} = 0,084 + 7,50 = 7,58 \text{ kN/m}^2$$

Verificação da flecha para  $l = 0,50m$ , sabendo que o limite é  $l/500$ .

$$\frac{l}{500} \geq \frac{0,0068 \cdot p \cdot l^4}{E \cdot I} \Leftrightarrow \frac{0,50}{500} \geq \frac{0,0068 \times 7,58 \times 0,50^4}{8 \times 10^6 \times \frac{1,0 \times 0,021^3}{12}} \Leftrightarrow 0,001 \geq 0,000522 \text{ O.K!}$$

Adopta-se um vão máximo de 0,50m para o contraplacado.

### **8.3.5 CÁLCULO DO VÃO DAS VIGAS SECUNDÁRIAS**

As vigas secundárias usadas são de madeira e de secção representada na Figura 34, em cm:

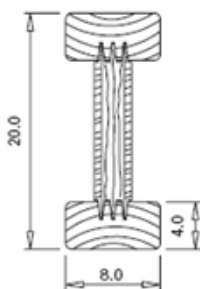


Figura 34 – Secção das vigas secundárias de madeira



Características do contraplacado:

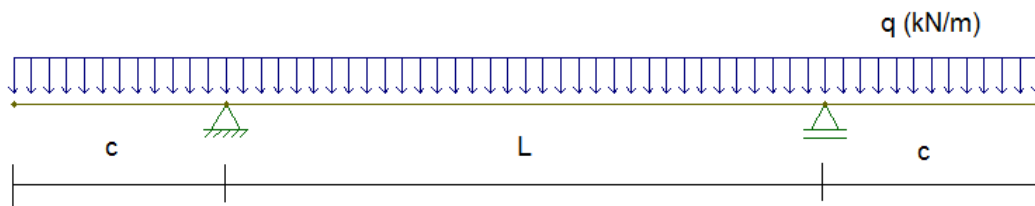
- Momento resistente,  $M_{Rd}=5,0 \text{ kN.m}$
- Inércia,  $I=4290 \text{ cm}^4$
- $EI=429 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio,  $p.p.=5,9 \text{ kg/m}$
- Vão da viga 5m.

**Estado Limite Último**

Cálculo do  $p_{sd}$ , sabendo que a largura de influência da viga é de 0,50m.

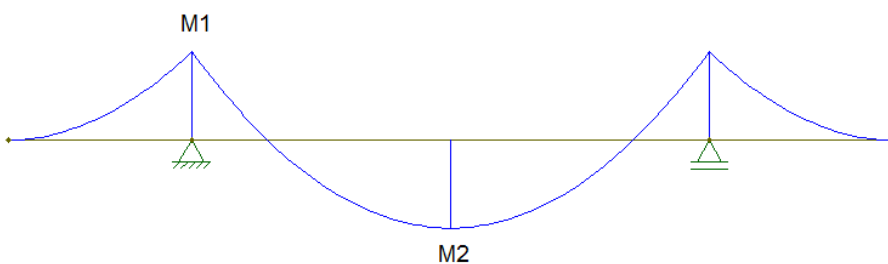
$$p_{sd}=14,66 \times 0,50 + 1,35 \times 0,059 = 7,41 \text{ kN/m}$$

Para minimizar os momentos no perfil, calculou-se a posição óptima dos apoios. A relação encontrada entre c e L é independente do número de apoios.



**Figura 35 – Diagrama de cargas**

Para isso, igualaram-se os momentos ( $M_1=M_2$ ), ficando:



**Figura 36 – Diagrama de momentos**

$$M_1 = q \times c \times \frac{c}{2}$$

$$M_2 = \frac{q \times L^2}{8} - \frac{q \times c^2}{2}$$

$$M_1 = M_2 \Leftrightarrow c = 0,354 \cdot L$$

Sabendo que a laje tem 5m de comprimento:

$L = 2,93\text{m}$

$c = 1,04\text{m}$

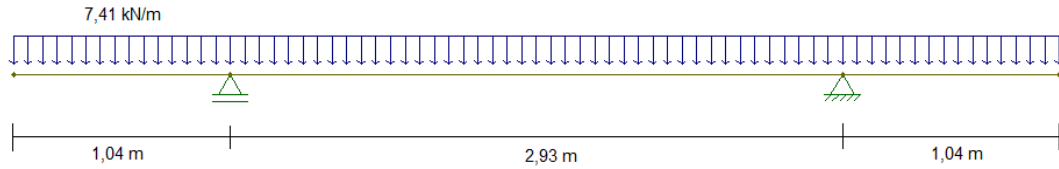


Figura 37 – Diagrama de cargas

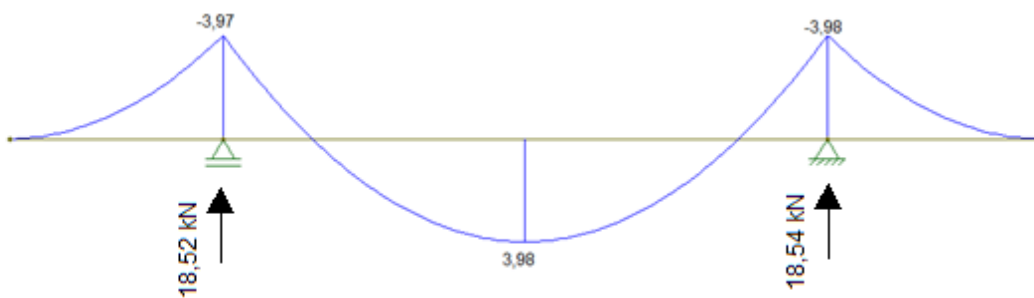


Figura 38 – Diagrama de momentos

Sabendo que o momento resistente do perfil são 5 kN.m, conclui-se que está verificada a segurança.

### Estado Limite de Serviço

Cálculo do  $p_{sd}$ .

$$p_{sd} = G + Q = 0,059 + 7,584 \times 0,50 = 3,85 \text{ kN/m}$$

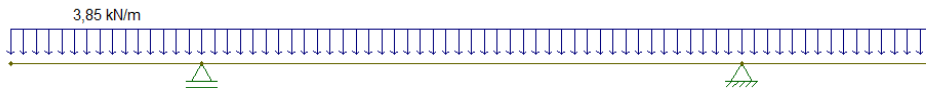


Figura 39 – Diagrama de cargas

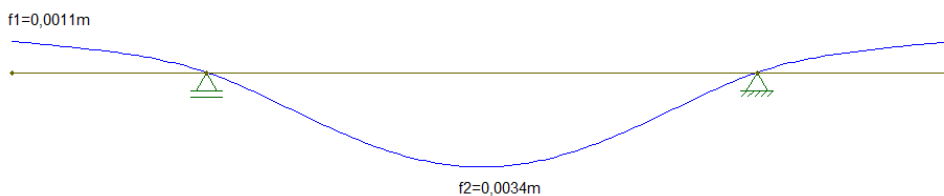


Figura 40 – Representação das flechas

Verificação da flecha, considerando um valor admissível de  $L/500$ :

Consola:

$$L/500=1,04/500=0,0021\text{m}\geq 0,001\text{m O.K!}$$

Meio vão:

$$L/500=2,93/500=0,0059\text{m}\geq 0,0034\text{m O.K!}$$

### 8.3.6 CÁLCULO DO VÃO DAS VIGAS PRINCIPAIS

As vigas principais usadas em cofragens horizontais, podem ser em aço ou em madeira. Para este exemplo, usaram-se as vigas em madeira de secção representada na Figura 41, iguais às usadas como vigas secundárias.

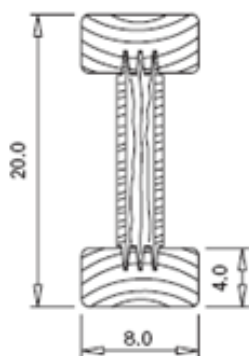


Figura 41 – Secção das vigas principais

Características do contraplacado:

- Momento resistente,  $M_{Rd}=5,0 \text{ kN.m}$
- Inércia,  $I=4290 \text{ cm}^4$
- $EI=429 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio,  $p.p.=5,9 \text{ kg/m}$
- Vão da viga 5m.

**Estado Limite Último**

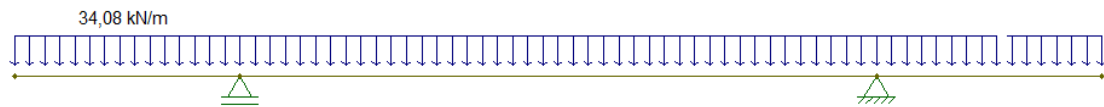
Novamente para minimizar os momentos no perfil, adoptou-se uma solução igual à criada para as vigas secundárias, ou seja, uma viga composta por dois tramos em consola e um tramo contínuo.

Os comprimentos desses tramos serão:

Consola,  $c=1,04\text{m}$

Meio vão,  $L=2,93\text{m}$

Sabendo que a reacção nos apoios tem um valor de  $18,54\text{ kN}$  e que a vigas secundárias têm um espaçamento de  $0,50\text{m}$ , obtêm-se um  $p_{sd}=37,08\text{ kN/m}$ .



**Figura 42 – Diagrama de cargas**

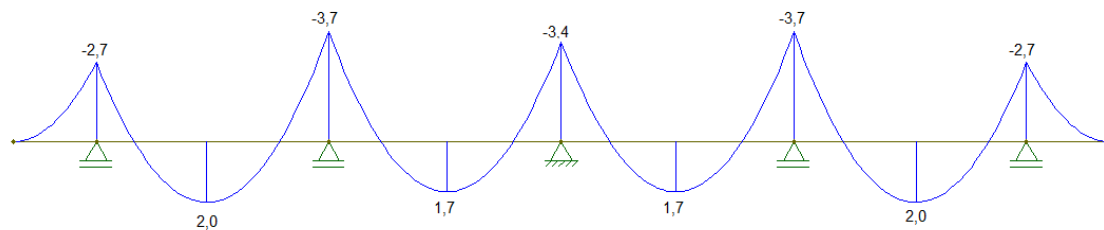
Pela observação da viga carregada, verifica-se que a utilização de apenas dois apoios leva a um esforço muito elevado nos prumos. Considerando que o esforço máximo que o prumo absorve é de aproximadamente  $40\text{ kN}$ , calculou-se o número de apoios,  $n$ , necessários:

$$n = \frac{p_{sd} \cdot L}{P} \Leftrightarrow n = \frac{37,08 \times 5}{40} \Leftrightarrow n = 4,64$$

Considera-se uma viga com 5 apoios, resultando:

Vão consola= $0,38\text{m}$

Meio vão=  $1,06\text{m}$

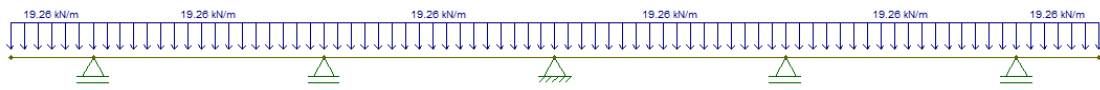


**Figura 43 - Diagrama de Momento Flector**

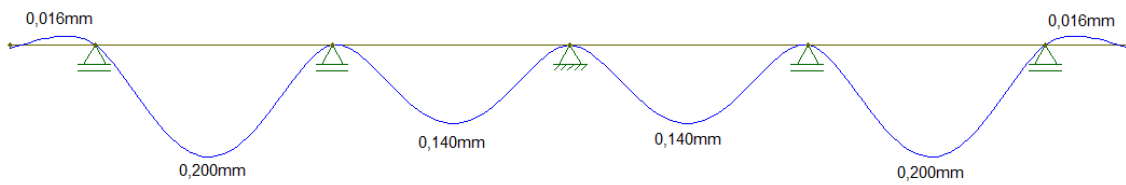
Sabendo que o momento resistente do perfil são 5 kN.m, conclui-se que está verificada a segurança.

### **Estado Limite de Serviço**

Sabendo que a reacção nos apoios é de 9,63 kN, e o espaçamento entre as vigas secundárias é de 0,50m, obtém-se um  $p_{sd}=19,26$  kN/m.



**Figura 44 – Diagrama de cargas**



**Figura 45 – Representação das flechas**

Verificação da flecha, considerando um valor máximo admissível de  $L/500$ :

Consola:

$$L/500=0,38/500=0,76\text{mm}\geq 0,016\text{mm O.K!}$$

Meio vão:

$$L/500=1,06/500=2,12\text{mm}\geq 0,20\text{mm O.K!}$$

## 8.4 APÊNDICE A.4 – EXEMPLO DE CÁLCULO DE UMA PAREDE DE 5M DE ALTURA

### Cálculo da pressão do betão:

Através da análise das tabelas de comparação de pressões, expostas no Apêndice A.1, verificou-se que a pressão maior para paredes é quantificada pela ACI. Para uma velocidade de enchimento do betão de 1,50 m/hr, a pressão lateral do betão é de **57,76 kN/m<sup>2</sup>**.

Cálculo da distância a partir da qual a pressão passa de hidrostática para constante.

$$h = p_{\max} / \text{densidade do betão} = 57,76 / 25 = 2,31 \text{ m}$$

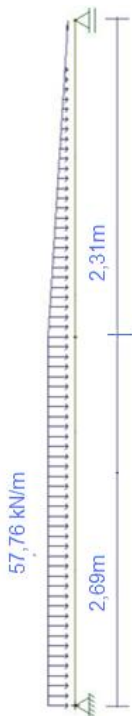


Figura 46 – Diagrama de cargas

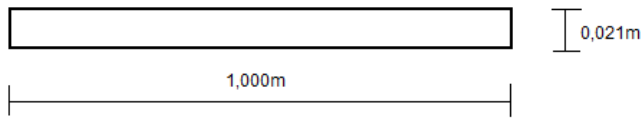
### 8.4.1 CÁLCULO DO VÃO DO CONTRAPLACADO

Considerou-se uma viga simplesmente apoiada com uma carga de 57,76kN/m.

O tipo de contraplacado a usar é abeto de 21 mm.

Características do contraplacado:

- Módulo de elasticidade  $E=8000 \text{ MPa}$
- Tensão de cedência  $\sigma_{Rd}=5,9 \text{ MPa}$



#### 8.4.2 Estado Limite Último

$$p_{sd} = 1,5 \times 57,76 = 84,64 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{Rd} \geq \sigma_{sd}$$

$$5,9 \times 10^3 \geq \frac{0,1071 \cdot p \cdot l^2}{b \cdot h^2} \Leftrightarrow 5,9 \times 10^3 \geq \frac{0,1071 \times 84,64 \times l^2}{1,0 \times 0,021^2} \Leftrightarrow l \leq 0,22m$$

Considera-se um vão de 0,20m.

#### 8.4.3 Estado Limite de Serviço

$$p_{sd} = 1,0 \times 57,76 = 57,76 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{l}{500} \geq \frac{0,0068 \cdot p \cdot l^4}{E \cdot I} \Leftrightarrow \frac{0,20}{500} \geq \frac{0,0068 \times 57,76 \times 0,20^4}{8 \times 10^6 \times \frac{1,0 \times 0,021^3}{12}} \Leftrightarrow 0,001m \geq 0,0003m$$

Considera-se um vão máximo para o contraplacado de 0,20m.

#### 8.4.4 CÁLCULO DO VÃO DAS VIGAS SECUNDÁRIAS

As vigas secundárias usadas são de madeira e de secção representadas na Figura 47, em cm:

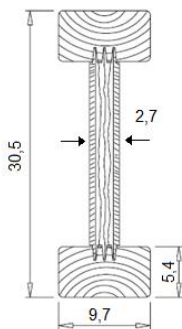


Figura 47 – Secção das vigas secundárias de madeira

Os dados do perfil são:

- Momento resistente,  $M_{Rd}=13,5 \text{ kN.m}$
- Inércia,  $I=18500 \text{ cm}^4$
- $EI=1850 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio,  $p.p.=5,9 \text{ kg/m}$

Para minimizar os momentos no perfil, calculou-se a posição óptima dos apoios. A relação encontrada entre  $c$  e  $L$  é independente do número de apoios.

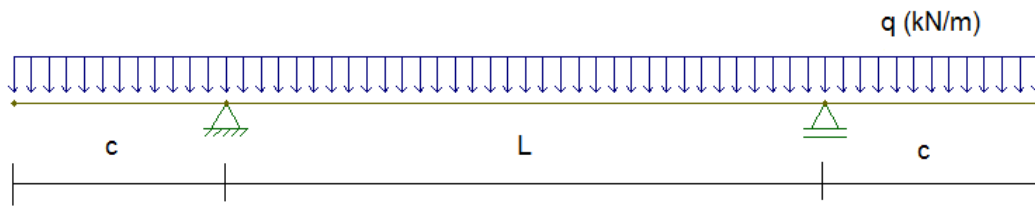


Figura 48 – Diagrama de cargas

Para isso, igualaram-se os momentos ( $M^1=M^2$ ), ficando:

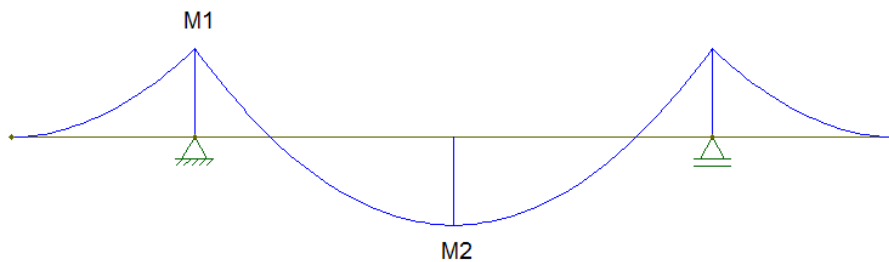


Figura 49 – Diagrama de momentos

$$M_1 = q \times c \times \frac{c}{2}$$

$$M_2 = \frac{q \times L^2}{8} - \frac{q \times c^2}{2}$$

$$M_1 = M_2 \Leftrightarrow c = 0,354 \cdot L$$

Sabendo que a parede tem 5m de altura:

$$L = 2,93\text{m}$$

$$c = 1,04\text{m}$$



### 8.4.5 Estado Limite Último

Sabendo que a largura de influência da viga é de 0,20m, obtém-se uma carga de:

$$p_{sd} = 1,5 \times 57,76 \times 0,20 = 17,33 \text{ kN/m}$$

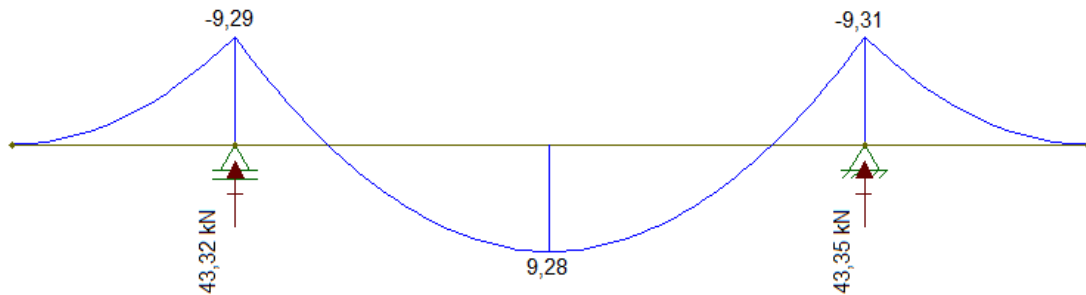


Figura 50 – Diagrama de Momento Flector

Sabendo que o momento resistente do perfil tem um valor de 13,5 kN.m, e o momento actuante é de 9,31 kN.m, conclui-se que a viga respeita a segurança.

### 8.4.6 Estado Limite de Serviço

Sabendo que a largura de influência da viga é de 0,20m, obtém-se uma carga de  $57,76 \times 0,20 = 11,55 \text{ kN/m}$ .

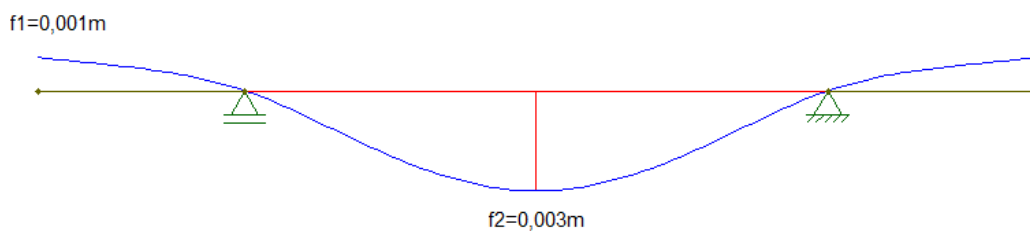


Figura 51 – Valores das flechas

Considerando o valor máximo para a flecha de  $L/500$ :

Consola:

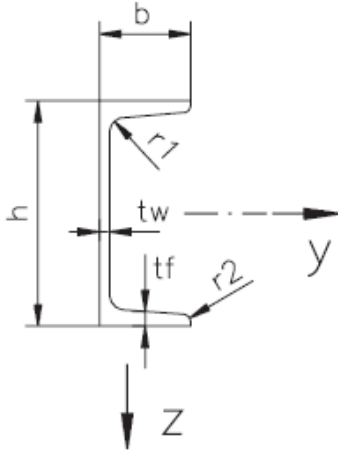
$$1,04/500 = 0,0021 \leq 0,001 \text{ m O.K!}$$

Meio vão:

$$2,93/500=0,0059 \leq 0,003 \text{ O.K!}$$

#### 8.4.7 CÁLCULO DO VÃO DAS VIGAS PRINCIPAIS

As vigas principais são compostas por dois perfis UNP 140 em aço S235.



Características do perfil UNP 100:

- Tensão de cedência,  $f_y=235 \text{ MPa}$
- Peso próprio,  $p.p.=16,0 \text{ kg/m}$
- Módulo de elasticidade,  $E=205 \text{ GPa}$
- Inércia,  $I=605 \text{ cm}^4$
- Módulo de flexão,  $W_{pl}=103 \text{ cm}^3$
- Área de corte,  $A_v=1041 \text{ mm}^2$

#### Estado Limite Último

Sabendo que a reacção no apoio da viga secundária vale 43,35 kN, passando esta carga para uma carga uniformemente distribuída, sabendo que o espaçamento é de 0,20m, obtém-se um  $psd=216,75 \text{ kN/m}$ .

Colocou-se a carga uniformemente distribuída de 216,75 kN/m com a mesma relação entre vãos das vigas secundárias, ou seja,  $c=0,354 L$ . Para este exemplo adoptaram-se 4 apoios, obtendo:

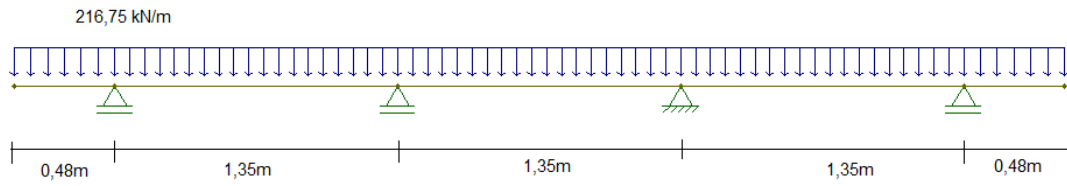


Figura 52 – Diagrama de cargas

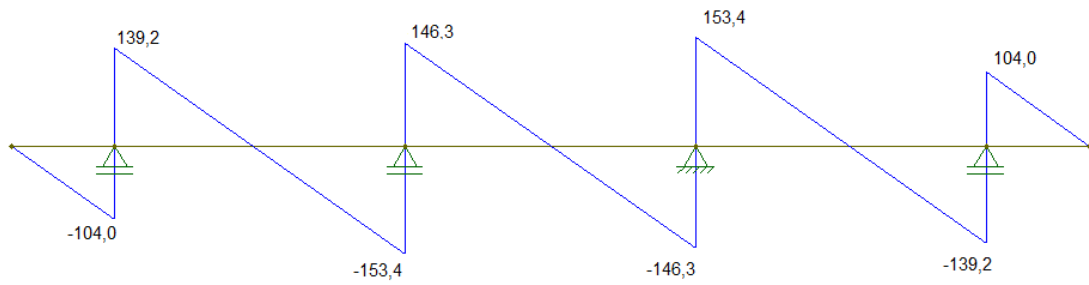


Figura 53 – Diagrama de Esforço transverso

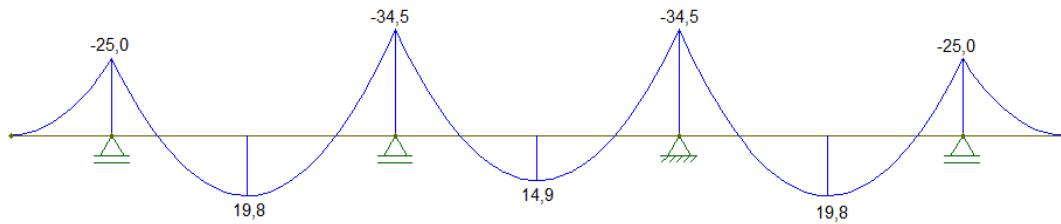


Figura 54 – Diagrama de Momentos flectores

Verificação do Esforço Transverso e Momento Flector

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{2 \times 880 \times 10^{-6} \times (235 \times 10^3 / \sqrt{3})}{1,0} = 282,48 kN$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{153,4}{282,48} = 0,54 \leq 1,0 \text{ O.K!}$$

Como o esforço transversal actuante é superior a metade do esforço transversal resistente, o momento flector resistente é reduzido através de um coeficiente de redução da tensão do aço, no valor de:

$$(1 - \rho) \cdot f_y$$

$$\rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{pl,Rd} = \left( \frac{W_{pl} \cdot (1 - \rho) \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

$$\rho = \left( \frac{2 \times 153,4}{282,48} - 1 \right)^2 = 0,0074$$

$$M_{pl,Rd} = \left( \frac{2 \times 103 \times 10^{-6} \times (1 - 0,0074) \times 235 \times 10^3}{1,0} \right) = 48,05 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{34,50}{48,05} = 0,72 \text{ O.K!}$$

#### 8.4.8 Estado Limite de Serviço

Com a carga distribuída da viga secundária obteve-se um valor para a reacção nos apoios de 28,89 kN. Sabendo que o espaçamento entre as vigas é de 0,20m, a carga uniformemente distribuída tem o valor de 144,45 kN/m.

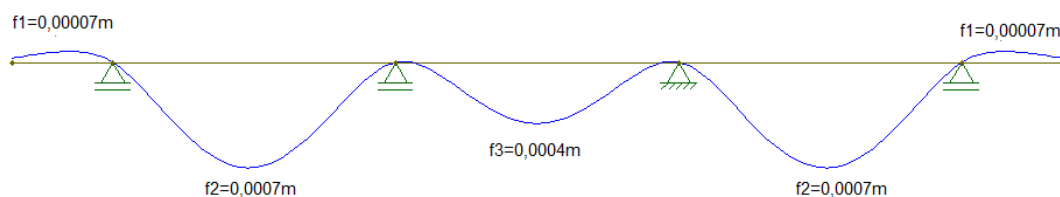


Figura 55 – Representação das flechas

As flechas estão limitadas a L/500:

Verificação da flecha f1:

$$0,48/500=0,00096\text{m}\geq 0,0007\text{m O.K!}$$

Verificação da flecha f2:

$$1,35/500=0,0027\text{m}\geq 0,0007\text{m O.K!}$$

Verificação da flecha f1:

$$1,35/500=0,0027\text{m}\geq 0,0004\text{m O.K!}$$

#### **8.4.9 VERIFICAÇÃO DA BARRA DYWIDAG**

O esforço que actua na barra dywidag é o valor da reacção no apoio, ou seja, 153,4+146,3=299,7 kN. O valor da capacidade resistente da barra dywidag está na Tabela 2.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$299,7/345=0,87$$

Adopta-se um diâmetro de 20mm para a barra dywidag.