

Reprogramação de um programa de cálculo de estruturas de betão armado segundo os eurocódigos

NUNO JOEL MELO FERREIRA

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

Orientador: Professor Doutor António Abel Ribeiro Henriques

SETEMBRO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais

Aux âmes bien nées, la valeur n'attend point le nombre des années

Pierre Corneill

Agradecimentos

Em primeiro lugar agradecer aos meus pais por todos os sacrifícios que eles fizeram para que eu chegasse até aqui. Pelo seu apoio, dedicação e todas as possibilidades que eles me ofereceram.

Não poderia esquecer de fazer um agradecimento especial ao meu tutor e director da sociedade, Eng. Jacques De Mersseman. Por toda a sua orientação, ensinamentos, todos os meios disponibilizados e pela oportunidade que ele me deu de realizar este trabalho na sua empresa.

Ao meu tutor o Professor Abel Henriques, por toda a sua disponibilidade e apoio dado durante a realização deste trabalho.

Queria também agradecer aos meus colegas de trabalho Gilles e Renaud por todos os conhecimentos transmitidos e a sua ajuda no que diz respeito a programação.

Para finalizar queria agradecer a todos os meus amigos que me ajudaram nestes últimos 5 anos e especialmente aqueles que me apoiaram nos momentos mais difíceis durante a elaboração deste trabalho.

Resumo

O objectivo deste trabalho consiste em reescrever um programa de cálculo de pilares, vigas e sapatas, em betão armado, desenvolvido com base no BAEL e substituído pelas recomendações dos eurocódigos.

Foi necessário, em primeiro lugar, conhecer os principais conceitos e palavras-chave da programação em Visual Basic.NET. Todo o código foi escrito em programação orientada por objectos.

Em seguida foi feita uma análise comparativa dos eurocódigos 0, 1 e 2 e o BAEL. Assim foi possível averiguar as diferenças entre eles e os pontos a intervir no código. As modificações ao código antigo foram de alguns coeficientes ou fórmulas, onde as alterações não eram muito profundas, ou a formulação completa de novas funções. Os algoritmos para estas novas funções foram concebidos e organigramas foram feitos para estruturar o código antes da sua escrita.

Foram efectuados testes para verificar individualmente o correcto funcionamento de cada função, o que permitiu corrigir eventuais erros de formulação e “bugs” que existiam. No final foram efectuados testes ao funcionamento global do programa. Os resultados obtidos foram validados com exemplos em livros e testes da empresa. Também foram feitas verificações comparativas com o antigo programa ao BAEL.

Palavras-Chave: Programação Visual Basic.NET, pilares, vigas, sapatas, Eurocódigos, Comparação Eurocódigo 2 e BAEL

Abstract

The objective of this work was to modify an existing program for calculating the dimensions of columns, beams and footings, in reinforced concrete, initially developed by BAEL and replaced by the recommendations of eurocodes.

It was first necessary to understand the principal concepts and functions of the Visual Basic.NET programming language. The code was written using object-oriented programming.

A comparative analysis between eurocodes 0, 1 and 2, and BAEL was then carried out. Differences and areas requiring attention were identified. Modifications to the old code included the adjustment of some coefficients and equations, which were not very significant, and the addition of completely new functions. The algorithms for these new functions were rigorously designed and organigrams were produced in order to structure the code before writing.

Tests for checking each function and method individually were carried out, which allowed to prevent any errors and bugs. Once these were completed, the entire program was tested. The results were validated using examples taken from published books and company's plot test. Comparisons between the old and new program were also carried out.

Keywords: Visual Basic.NET programming, beams, columns, footings, Eurocodes, comparison between eurocode 2 and BAEL

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1.Introdução	1
1.1.INTRODUÇÃO	1
1.2. HISTÓRICO E APLICAÇÃO DOS EUROCDIGOS	1
1.3. ORGANISMO DE ACOLHIMENTO	2
1.4.CALCULIX	2
2.Programação	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. A PROGRAMAÇÃO EM VISUAL BASIC.NET	3
2.3. PASSOS PARA COMEÇAR A PROGRAMAR	3
2.3.1. INTERFACE	4
2.3.2. PROCEDIMENTOS DE GESTÃO DE EVENTOS.....	5
2.3.3.FICHEIROS DE CLASSE	5
2.4. ESCRITA DO CÓDIGO BASIC.....	5
2.4.1. VARIÁVEIS	6
2.4.2. OS OPERADORES	7
2.4.3. ESTRUTURAS DE DECISÃO	9
2.4.4. ESTRUTURAS DE CICLO	10
2.5. OS PROCEDIMENTOS E FUNÇÕES	12
2.5.1. PROCEDIMENTOS.....	12
2.5.2. FUNÇÕES	12
2.6.PROGRAMAÇÃO ORIENTADA POR OBJECTOS	13
2.6.1. CRIAÇÃO DE UMA CLASSE.....	13
2.6.2. DECLARAÇÕES DE VARIÁVEIS DE CLASSE	14

2.6.3. DECLARAÇÃO DAS PROPRIEDADES	14
2.6.4. ESCRITA DE MÉTODOS DE OBJECTOS.....	14
2.6.5. DECLARAÇÃO DE UMA VARIÁVEL.....	15

3.Análise dos eurocódigos..... 17

3.1. INTRODUÇÃO	17
------------------------------	-----------

3.2. MATERIAIS.....	17
----------------------------	-----------

3.2.1 BETÃO	17
-------------------	----

2.2.2 AÇOS	21
------------------	----

3.2.3. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA	22
---------------------------------------	----

3.3. DURABILIDADE.....	22
-------------------------------	-----------

3.3.1. CLASSE AMBIENTAL.....	22
------------------------------	----

3.3.2 CLASSE ESTRUTURAL	22
-------------------------------	----

3.3.3. RECOBRIMENTO	23
---------------------------	----

3.3.4. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA	23
---------------------------------------	----

3.4. SOLICITAÇÕES	24
--------------------------------	-----------

3.4.1. PRINCÍPIOS DE CÁLCULO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	24
--	----

3.4.2. ACÇÕES	24
---------------------	----

3.4.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES	24
------------------------------------	----

3.4.4. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA	25
---------------------------------------	----

3.5. ADERÊNCIA.....	25
----------------------------	-----------

3.5.1. TENSÃO ÚLTIMA DE ADERÊNCIA.....	25
--	----

3.5.2. COMPRIMENTO DE AMARRAÇÃO	26
---------------------------------------	----

3.5.3. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA	26
---------------------------------------	----

3.6. CÁLCULO DAS ARMADURAS NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	27
---	-----------

3.6.1 HIPÓTESES FUNDAMENTAIS	27
------------------------------------	----

3.6.2. COMPRESSÃO SIMPLES.....	27
--------------------------------	----

2.6.3. TRACÇÃO SIMPLES	27
------------------------------	----

2.6.4. FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA EM SECÇÃO RECTANGULAR.....	27
---	----

3.6.5. FLEXÃO SIMPLES, SECÇÃO EM T.....	29
---	----

3.6.6 FLEXÃO DESVIADA.....	30
----------------------------	----

3.6.7. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA	31
---------------------------------------	----

3.7. CÁLCULO DE PILARES	31
3.7.1. IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS.....	32
3.7.2. ENCURVADURA	32
3.7.3. CÁLCULO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM.....	33
3.7.4. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS DOS PILARES.....	35
3.7.5. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA	36
3.8. CÁLCULO DE SAPATAS	36
3.8.1. DIMENSIONAMENTO EM PLANTA DE UMA SAPATA CENTRADA	36
3.8.2. CÁLCULO DA ARMADURA INFERIOR.....	37
3.8.3. CÁLCULO DA ARMADURA SUPERIOR	39
3.8.4. RECOBRIMENTO.....	40
3.8.5. VERIFICAÇÃO DO PUNÇOAMENTO.....	40
3.8.6. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA	42
3.9. CÁLCULO DE VIGAS	42
3.9.1. VÃO DE CÁLCULO DAS VIGAS	42
3.9.2. DIMINUIÇÃO DO MOMENTO FLECTOR SOBRE OS APOIOS.....	44
3.9.3. ARMADURAS LONGITUDINAIS.....	44
3.9.4. INTERRUPTÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL	44
3.9.5. AMARRAÇÃO DAS ARMADURAS SOBRE APOIO DE EXTREMIDADE	45
3.9.6. AMARRAÇÃO DAS ARMADURAS SOBRE APOIOS INTERMÉDIOS.....	46
3.9.7. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO	46
3.9.8. TRANSMISSÃO DIRECTA DAS CARGAS AOS APOIOS	47
3.9.9. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA	47
3.10. VERIFICAÇÕES DE SERVIÇO	48
3.10.1. LIMITAÇÃO DAS TENSÕES	48
3.10.2. LIMITAÇÃO DA FISSURAÇÃO	48
3.10.3. LIMITAÇÃO DA DEFORMAÇÃO.....	50
3.10.4. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA	52
4.Utilização do programa e exemplos de cálculo	53
4.1. INTRODUÇÃO	53
4.2. PILAR	54
4.2.1. PILAR 1 (CARGA CENTRADA).....	54
4.2.2. PILAR 2 (COM CARGA EXCÊNTRICA).....	58

4.3. SAPATAS	60
4.3.1. SAPATA S1	60
4.3.2. SAPATA S2	64
4.4. VIGA.....	66
5.Conclusão	73
Bibliografia	75
Anexos.....	77

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Partes de um programa VB.NET	4
Fig. 2- Diagrama tensão-deformação do betão para análise estrutural.....	20
Fig. 3 – Diagramas tensão deformação de cálculo para o betão	20
Fig. 4- Diagrama simplificado e de cálculo para a determinação dos aços em betão armado	21
Fig. 5 – Recobrimento	23
Fig. 6 – Ilustração das condições de aderência.....	26
Fig. 7 – Comprimento de amarração	26
Fig. 8 – Distribuição rectangular de tensões para uma secção rectangular.....	28
Fig. 9 – Distribuição rectangular de tensões para uma secção em T.....	29
Fig. 10 – Definição das excentricidades e_y e e_z	30
Fig. 11 – Pilar	31
Fig. 12 – Tipos de elementos comprimidos isolados	31
Fig. 13 – Elementos isolados: a) pilar curto; b) Pilar esbelto.....	32
Fig. 14 – Comprimentos de encurvadura de elementos comprimidos isolados	33
Fig. 15 – Distância máxima entre varões travados	35
Fig. 16 – Sapata	36
Fig. 17- Distribuição das tensões por baixo de uma sapata	37
Fig. 18 – Sapata flexível.....	37
Fig. 19 – Cálculo da armadura inferior de uma sapata pelo método das bielas.....	38
Fig. 20 – Cálculo da armadura inferior de uma sapata pelo método de flexão	39
Fig. 21 – Cálculo da armadura superior de uma sapata	39
Fig. 22 – Perímetro de controlo do punçoamento.....	40
Fig. 23 – Distribuição de tensões tangenciais devido a um momento.....	41
Fig. 24 – Secção de uma viga.....	42
Fig. 25 – Vão de cálculo das vigas	43
Fig. 26 – Traçado do diagrama de momentos elásticos	43
Fig. 27 – Diminuição do momento flector sobre os apoios	44
Fig. 28 – Interrupção da armadura longitudinal	44
Fig. 29 – Amarração das armaduras inferiores sobre apoios de extremidade	45
Fig. 30 – Transmissão directa da carga sobre os apoios	47
Fig. 31 – Limite para a abertura de fendas. Modificações feitas pelo anexo nacional francês	49
Fig. 32 – Diagrama de momento de uma viga submetida a um carregamento uniformemente distribuído	52

Fig. 33 Características do pilar a calcular	54
Fig. 34 – Separador Assistant da interface dos pilares.....	55
Fig. 35 – Separador Paramètres da interface dos pilares.....	55
Fig. 36 – Separador Géométrie da interface dos pilares.....	56
Fig. 37 – Separador Charges da interface dos pilares.....	56
Fig. 38 – Características da sapata a calcular	60
Fig. 39 – Separador Assistant da interface das sapatas.....	61
Fig. 40 - Separador Paramètres da interface das sapatas.....	61
Fig. 41 – Separador Géométrie da interface das sapatas.....	62
Fig. 42 - Separador Charges da interface das sapatas.....	62
Fig. 43 - Características da viga a calcular	66
Fig. 44 – Separador Assistant da interface das vigas	67
Fig. 45 - Separador Paramètres da interface das vigas.....	67
Fig. 46 - Separador Charges da interface das vigas.....	68
Fig. 47 - Separador Travée da interface das vigas	68

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Tipo de dados VB.NET	6
Tabela 2 - Operadores aritméticos.....	8
Tabela 3 - Operadores lógicos.....	8
Tabela 4 - Operadores de comparação	8
Tabela 5 - Funções da classe math	13
Tabela 6 - Valores do recobrimento mínimo $c_{min,dur}$	23
Tabela 7 - Expoente a	30
Tabela 8 - Valores de k	41
Tabela 9 - Valores de k em função do sistema estrutura	50

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A_c – Área da secção transversal de betão

A_s - Área da secção de uma armadura para betão armado

$A_{s,min}$ – Área da secção mínima de armaduras

A_{sw} - Área da secção das armaduras de esforço transverso

b – Largura total de uma secção transversal, ou largura real do banzo de uma viga em T

BAEL – Beton arme aux Etas limites, regulamento antigo francês de betão armado

b_w – Largura da alma de vigas em T

e - Excentricidade

E_c – Módulo de elasticidade do betão

EC2 – Eurocódigo 2

ELS – Estado limite de serviço

ELU - Estado limite ultimo

E_s – Módulo de elasticidade do aço

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias

f_{cm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ctk} - Valor característico da tensão de rotura do betão à tracção

f_y – Tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado

f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado

f_{yk} - Valor de característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado

G – Valor característico de uma acção permanente

h – Altura

k – Coeficiente;Factor

I – Momento de inércia

L – Comprimento

M – Momento flector

M_{Ed} – Valor de cálculo do momento flector actuante

N – Esforço normal

N_{Ed} – Valor de cálculo do esforço normal actuante

Q – Valor característico de uma acção variável

t_0 – Idade do betão no momento do carregamento

u – Perímetro da secção transversal de betão

V – Esforço transversal

V_{Ed} – Valor de cálculo do esforço tranverso actuante

α - Ângulo

β - Ângulo

γ_c – coeficiente relativo ao betão

γ_f – coeficiente às forças

ϵ_c – extensão do betão à compressão

ϵ_{cu} – extensão última do betão à compressão

θ - Ângulo

λ - Coeficiente de esbelteza

σ_c – Tensão de compressão no betão

φ – Coeficiente de fluência

ψ – Coeficientes definindo valores representativos das acções variáveis

1

Introdução

1.1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho foi desenvolvido em ambiente empresarial, num gabinete de projecto francês da região parisiense, através da Ecole National des Ponts et Chaussées no âmbito do programa ERASMUS. O objectivo era reprogramar um código computacional de acordo com os eurocódigos, originalmente feito com base na regulamentação francesa.

Os eurocódigos são dos novos códigos de concepção e cálculo de estruturas, destinados a substituir os regulamentos actuais, por exemplo, em França o EC2 vem substituir BAEL e o EC3 substitui o CM 66.

A fase de redacção dos anexos franceses da norma NF-EN 1992 1-1 “Calculo de estruturas em betão armado e pré-esforçado”, acabou em finais de 2007. A partir deste ano (2010) termina o período de coexistência dos eurocódigos e os antigos regulamentos. A profissão vai então conhecer um período de transição em matéria de regras de concepção e cálculo das estruturas em betão. O eurocódigo 2 representa uma modificação importante nos hábitos dos engenheiros.

Os programas de cálculo de estruturas deverão também acompanhar estas modificações, trazidas pelos novos regulamentos, daí o interesse deste trabalho.

1.2. HISTÓRICO E APLICAÇÃO DOS EUROCÓDIGOS

Nos anos 70 a Comissão das Comunidades Europeias decidiu harmonizar os métodos e regras de cálculo das estruturas de engenharia civil lançando a redacção dos Eurocódigos. Em 1989 a Comissão transferiu para o Comité Europeu de Normalização (CEN) a missão de redigir os Eurocódigos. O CEN, por sua vez, designou um grupo de especialistas internacionais, o comité técnico 250, (CEN TC 250) para redigir oito textos provisórios ENV.

Uma primeira versão do eurocódigo 2 sobre o material betão apareceu em 1992 sob a forma de norma provisória (ENV 1992-1) e foi adoptada como norma experimental pela AFNOR, que passou a servir de alternativa ao BAEL. Este período de transição da aplicação das normas ENV foi um fracasso em França. A ENV 1992 era um código bastante mais penalizador que o BAEL. Nos anos 90 a França deixou de aplicar muitos dos seus artigos.

No que diz respeito ao eurocódigo 2, a análise das propostas de modificações das ENV para a passagem ao estado EN terminou em 2004. A redacção da EN terminou em Abril de 2004. A AFNOR publicou a versão final francesa em Outubro de 2005. A versão actual, conhecida pelo nome de norma europeia EN 1992-1-1, ou EC2, é muito diferente da versão ENV. Ela é o resultado de inúmeras discussões entre peritos dos estados membros.

Cada país fez as suas apreciações podendo, para alguns artigos criar pontos de bloqueio. O comité técnico TC 250, teve de fazer prova de diplomacia e reenviou-os para anexo nacional, para que cada país encontrasse as suas marcas. A cada país é dado a escolha de fixar o seu próprio nível de segurança, de acordo com os seus hábitos nacionais.

1.3. ORGANISMO DE ACOLHIMENTO

A empresa BLM Ingénierie, que me acolheu em estágio, foi fundada em 1968 por Jacques De Mersseman, engenheiro da escola politécnica de Zurich. O seu fundador desenvolveu uma actividade de engenharia no domínio de estruturas de edifícios: betão armado, betão pré-esforçado, estruturas metálicas e estruturas em madeira.





Muito cedo, desde 1972, a BLM utilizou a informática para o seu trabalho. Em primeiro lugar com a informática centralizada (centro de cálculo da EDF em Paris) depois com a informática descentralizada (teléinformática da General Electric em Houston) e por fim a micro informática (P.C).

Rapidamente a BLM teve a vontade de desenvolver os seus próprios softwares de cálculo. Consciente dos ganhos de produtividade que oferecia o desenho automático, a BLM aplicou-a a partir de 1990 em todos os domínios da sua actividade.

Em 2000 vários colaboradores pediram à BLM para lhes vender os produtos desenvolvidos internamente. Dado o importante trabalho que tinha sido realizado, BLM aceitou vender os seus produtos.

Desde a sua criação, a BLM manteve o seu efectivo estável de uma dezena de colaboradores mas a eficácia do seu trabalho progrediu com o aperfeiçoamento dos utensílios informáticos. Actualmente conta com: 2 engenheiros, 2 calculadores, 4 desenhadores, 3 informáticos, 1 secretaria e 2 estagiários.

A BLM oferece actualmente uma importante colecção de softwares no domínio de gabinete de estudo técnico como Utilix, Graphix, Calculix. Nestas colecções encontram-se programas como:

-  BLM Ferrailage
-  BLM Coffrage
-  BLM Charpente Métal
-  BLM Calculix

1.4. CALCULIX

Calculix é o nome do software no qual fui convidado a trabalhar. O Calculix efectua o cálculo de pilares, sapatas e vigas. Outros módulos que englobam os muros de suporte, os maciços de encabeçamento e as lajes maciças são de uso interno.

A originalidade deste programa é de mostrar os resultados das notas de cálculo em Word, e os resultados gráficos sob a forma de DesignCAD, AutoCAD, ou dxf. Ele permite fazer todas as modificações desejadas nos desenhos.

O programa Calculix, escrito em 2000, em linguagem Basic HP e Visual Basic 6 (para as interfaces), respeitava a norma BAEL. Ele equipa actualmente um certo número de gabinetes de projecto, em alguns casos há mais de 10 anos.

Para a actualização do programa Calculix aos eurocódigos foi necessária uma remodelação completa:

1. Modificação das interfaces
2. Modificação dos cálculos
3. Escrita dos novos cálculos
4. Utilização da programação orientada objectos de Visual Basic.Net
5. Saída de notas de cálculo
6. Modificação dos desenhos

Para isto foi criada uma equipa sob a direcção de Jacques De Mersseman. Ela compreendia 2 informáticos e eu. Eu fui encarregado dos pontos 2 e 3.

2

Programação

2.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo pretende introduzir os principais conceitos da escrita de um programa com a linguagem Basic, e mais especificamente em Visual Basic.NET. Como é uma linguagem orientada por objectos também serão apresentadas as principais metodologias e objectivos deste tipo de programação.

2.2. A PROGRAMAÇÃO EM VISUAL BASIC.NET

A programação apresenta duas dificuldades para a maioria das pessoas: grande parte das linguagens de programação são complicadas e difíceis de dominar, a escrita de comandos para criar uma interface leva tempo que não é aproveitado para escrever os comandos que permitem executar o cálculo.

Para resolver esses dois problemas, a Microsoft desenvolveu o Framework .NET, que inclui o Visual Basic .NET e a capacidade de criar rapidamente interfaces utilizador. A palavra Visual refere-se à capacidade de desenhar as interfaces de utilizador directamente no ecrã sem ter que escrever um único comando.

Ao contrário das linguagens de programação como C / C ++, a linguagem BASIC é de fácil aprendizagem e foi concebida especificamente para iniciantes aprenderem a programar.

2.3. PASSOS PARA COMEÇAR A PROGRAMAR

A primeira etapa na escrita de um programa é decidir o que ele terá que realizar. Uma vez decidido o que o programa ira realizar é necessário definir os passos que o computador deve seguir segundo uma sequência lógica de operações sobre os dados. A esta sequência lógica de operações é chamada de algoritmo. Para finalizar o programa, é necessário decidir o aspecto que terá o programa no ecrã (interface utilizador).

Para facilitar a programação, os programadores dividem o programa em várias partes mais pequenas. Um programa VB.NET é constituído tipicamente por três partes distintas:

- ✚ **Interface utilizador:** É parte do programa que o utilizador vê. Não há nenhum código BASIC a escrever para a conceber;
- ✚ **Procedimentos de gestão de acontecimentos:** Contêm código BASIC para exibir informações e recuperar dados da interface do utilizador;
- ✚ **Ficheiros de classe:** Contêm o código de base para calcular ou manipular os dados lidos da interface utilizador.

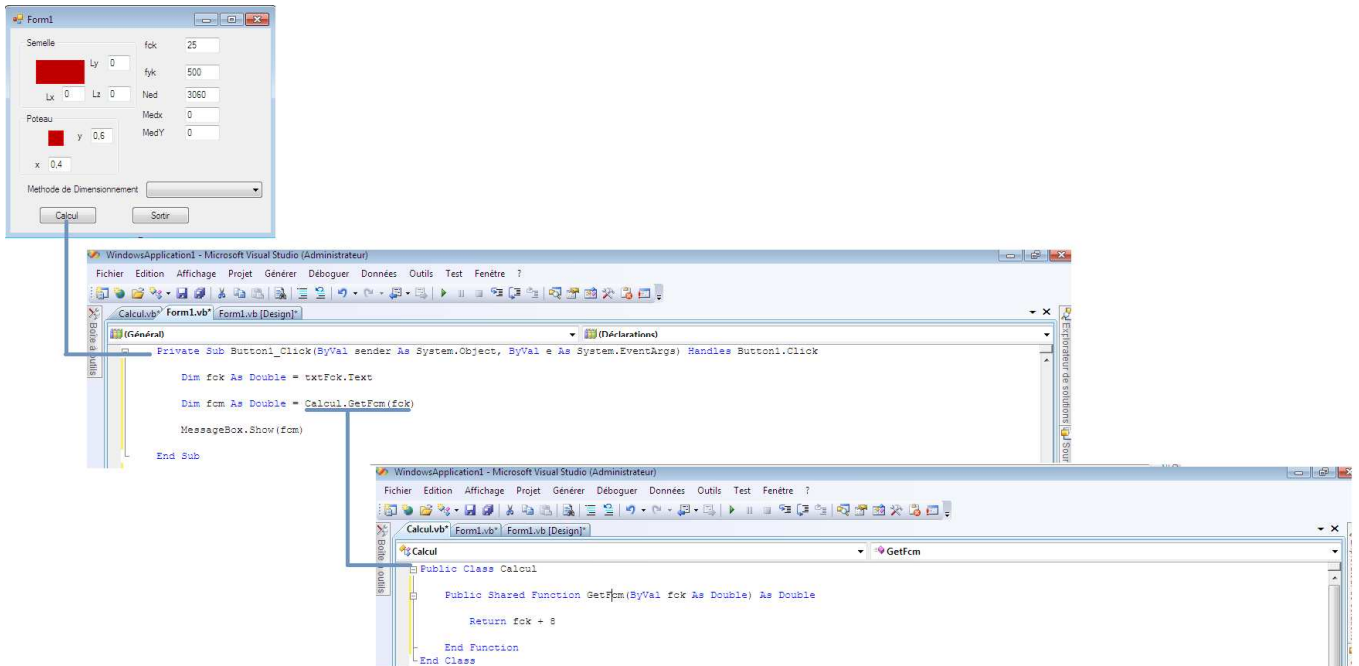


Fig. 1 – Partes de um programa VB.NET

2.3.1. INTERFACE

O Visual Basic introduziu a possibilidade de desenhar a interface, ou seja, para desenhar círculos, linhas ou outras coisas como um programa de pintura, como o Microsoft Paint.

A interface do utilizador desempenha o papel de apresentar informações e aceitar comandos e dados do utilizador.

Uma vez a interface do utilizador Visual Basic.NET concluída, não vai realizar qualquer acção, até lhe termos dado os comandos dizendo-lhe o que fazer, por exemplo, o utilizador clica num botão. No VB.NET os comandos servem para fazer funcionar a interface com o utilizador e para manipular os dados para calcular resultados úteis.

2.3.2. PROCEDIMENTOS DE GESTÃO DE EVENTOS

Os *procedimentos de gestão de eventos* são armazenados em ficheiros formulários (ficheiros da interface) e pertencem a um objecto da interface utilizador. Cada vez que um utilizador pressiona um botão, mova o rato ou clica num dos seus botões, ocorre um evento e o computador procura os comandos BASIC para saber como responder.

Um exemplo de procedimento de evento é o que indica ao computador o que fazer quando o utilizador clica com o rato num objecto da interface.

2.3.3. FICHEIROS DE CLASSE

Os ficheiros de classe contêm código BASIC que chamamos *procedimentos gerais*. Eles não estão relacionados a um objecto específico da interface. Um *procedimento geral* não faz nada até que um *procedimento de gestão de eventos* (ou outro *procedimento geral*) lhe diga que comece a trabalhar.

Não é obrigatório o uso de ficheiros de classe, é possível armazenar todo código BASIC que manipula os dados nos ficheiros da interface do utilizador. No entanto, este agrupamento do código BASIC para fazer funcionar a interface e para manipular dados, tornará mais difícil a leitura e modificação do programa.

2.4. ESCRITA DO CÓDIGO BASIC

Um programa é constituído por uma sequência lógica de instruções. No vocabulário dos programadores uma instrução é um comando e um código é uma série de comandos.

Aqui está um exemplo de código:

```
fck = 25
gamaBetao = 1.5
fcd = fck / gamaBetao
```

O conjunto de código que faz com que o computador faça algo de útil é chamado um programa.

O computador tem de compreender as instruções que nós lhe damos, uma vez que utiliza o Visual Basic.Net, os comandos devem ser escritos na linguagem de programação BASIC. Como todas as linguagens de programação, o BASIC tem comandos especiais chamados palavras-chave, tais como:

While	For	If	Then
Sub	Function	end	Return

Para fazer funcionar a interface utilizador devemos criar *procedimentos de gestão de eventos* e escrever código BASIC, que pode operar de uma das diferentes formas:

- ✚ Ler um valor que o utilizador tenha armazenado num objecto da interface utilizador (o que chamamos de dados). Essa leitura exige a criação de uma variável para que outra parte do programa possa usá-la para calcular um resultado.
- ✚ Calcular um resultado com base nos dados lidos, utilizando os comandos aritméticos ou a manipulação de ciclos.

Para obter dados a partir da interface utilizador, introduzidas nas *Text Box* (caixa que contém texto), devemos ler a propriedade *Text* do objecto *Text Box* e guardá-los em variáveis.

Exemplo de como declarar e atribuir uma variável e obter os dados:

```
Dim fck As Double
Dim fyk As Double
Dim nome As String

fck = 25
fyk = txtFyk.Text
nome = "Resistencia caracteristica do betão a compressão"
```

O escopo de uma variável é a porção de código a partir do qual se pode manipular essa variável. Ela é função do local onde é declarada e a palavra-chave utilizada para a sua declaração. Há quatro tipos diferentes de escopos:

- ✚ Bloco - Somente o código do bloco poderá trabalhar com a variável declarada dentro deste bloco (por exemplo, num ciclo for...next). Utiliza-se a palavra-chave Dim para a declarar.
- ✚ Processo - Somente o código do procedimento ou da função onde é declarada a variável a poderá modificar. Utiliza-se a palavra-chave Dim para a declarar.
- ✚ Módulo - Uma variável módulo é declarada fora de um procedimento ou função num ficheiro de módulo ou formulário. Essas variáveis são modificáveis por qualquer procedimento armazenado no mesmo ficheiro. Para declarar uma variável módulo usamos a palavra-chave Private (esta variável é utilizada apenas pelo código armazenado no mesmo ficheiro) ou público (a variável é usada pelo código armazenado noutros ficheiros que constituem o programa).

2.4.2. OS OPERADORES

Quando um programa leu os dados fornecidos pelo utilizador, o próximo passo é calcular um resultado com esses dados. Para isso o programa deve aplicar operações por intermédio de operadores. Os operadores são palavras-chave da linguagem que permitem realizar operações sobre o conteúdo de alguns elementos, geralmente variáveis, constantes, valores literais, ou o resultado de funções.

Visual Basic.NET oferece três tipos de operadores: Aritméticos, comparadores e lógicos.

- ✚ *Aritméticos* - servem para somar, subtrair, multiplicar e dividir números ou variáveis que representam números.

Tabela 2- Operadores aritméticos

Operador	Operação realizada
+	Adição
-	Subtração
*	Multiplicação
/	Divisão
\	Divisão de inteiros
Mod	Módulo (resto da divisão inteira)
^	Expoente
&	Adiciona duas cadeias

- ✚ Lógicos - Usado para combinar expressões condicionais ou ciclos, manipulando valores True e False.

Tabela 3- Operadores lógicos

Operador
And (e)
Or (ou)
Xor (ou exclusivo)
Not (não)

- ✚ Comparadores - comparam dois números ou cadeias para ver se são iguais, diferentes, maiores ou menores.

Tabela 4- Operadores de comparação

Operador	Significado
<	Inferior a
<=	Inferior ou igual a
>	Superior a
>=	Superior ou igual a
=	Igual a
<>	Diferente de
Like	Igualdade de cadeias de caracteres
Is	Comparação entre duas variáveis objectos
IsNot	Comparação entre duas variáveis objectos

2.4.3. ESTRUTURAS DE DECISÃO

As estruturas de decisão orientarão a execução do código em função dos valores que poderão tomar uma expressão de teste.

Temos duas estruturas de decisão:

- ✚ Estrutura If
- ✚ Estrutura Select case

ESTRUTURA IF

Esta instrução verifica-se se um valor boolean vale True. Nesse caso o programa segue certas instruções. Se for False, o programa ignora essas instruções.

Quatro sintaxes são utilizadas para a instrução If:

✚ **If-Then**
If condição **then** instrução

✚ **If-Then-End If**
If condição **then**
Instrução 1
...
Instrução n
End If

✚ **If-Then-Else**
If condição **then**
Instrução 1
...
Instrução n
Else
Instrução 1
...
Instrução n
End If

✚ **If-Then-ElseIf-Else**
If condição **then**
Instrução 1
...
Instrução n
ElseIf
Instrução 1
...
Instrução n
Else
Instrução 1
...
Instrução n
End If

ESTRUTURA SELECT CASE

A estrutura Select Case é idêntica à estrutura If, mas oferece uma melhor legibilidade ao código. A sintaxe é a seguinte:

```
Select case-Case-Case Else-End Select  
Selecte case variavel  
Case valor 1  
Bloco de código 1  
Case valor 2  
Bloco de código 2  
Case else  
Bloco de código 3  
End select
```

2.4.4. ESTRUTURAS DE CICLO

As estruturas de ciclo executarão uma parte do código num certo número de vezes, até que uma condição seja satisfeita ou enquanto uma condição é satisfeita.

Estão disponíveis quatro estruturas em Visual Basic.Net:

```
While ... End While  
Do ... Loop  
For ... Next  
For Each ... Next
```

ESTRUTURA WHILE...END WHILE

```
While condição  
Bloco de código  
End While
```

Esta sintaxe permite a execução do bloco de código enquanto a condição é True. É possível prever uma saída prematura do ciclo usando a instrução Exit While.

ESTRUTURA DO...LOOP

```
Do  
Bloco de código  
Loop While condição
```

O funcionamento desta sintaxe é idêntico ao da estrutura While-End While, a diferença é que o bloco de código é executado pelo menos uma vez pois a condição é verificada no final do bloco de código.

ESTRUTURA FOR... NEXT

É preferível utilizar a estrutura For ... Next quando sabemos o número de iterações a realizar. Para utilizar esta instrução, uma variável de contador deve ser declarada no código, para o ciclo.

A sintaxe geral é a seguinte:

```
Dim Contador As Integer
For Contador = valorInicial To valorFinal Step X
'Bloco de código
Next
```

No início do ciclo a variável Contador é inicializada com *valorInicial* depois o bloco de código é executado. A declaração Next incrementa *X* à variável *Contador* e compara o valor obtido com a *valorFinal*. Se a variável contador é inferior ou igual ao *valorFinal*, o bloco de código é executado novamente, caso contrário a execução continua na instrução a seguir a *Next*. Se *Step* é omissa VB.Net conta de 1 em 1.

ESTRUTURA FOR EACH... NEXT

A estrutura For Each... Next permite executar um bloco de código para cada elemento contido em uma lista.

A sintaxe geral desta declaração é o seguinte:

```
For Each elemento In List
'Bloco de código
Next
```

A variável *elemento* é usada para extrair os elementos da lista para que o bloco de código os possa manipular.

2.5. OS PROCEDIMENTOS E FUNÇÕES

Em Visual Basic.Net, todas as instruções devem ser colocadas num procedimento ou função. Esses procedimentos ou funções permitem-nos criar blocos de código que podem ser chamados noutras partes do programa.

Dividir o programa em procedimentos e funções facilita a depuração (debugging), podemos reutilizá-los várias vezes no programa e, neste caso, se for necessário modificar as instruções, só serão alteradas apenas uma vez.

Os procedimentos e funções devem ser nomeados. Esse nome é usado durante a sua chamada. É possível passar os dados (variáveis) sobre as quais irão trabalhar. Os valores desses argumentos serão especificados no momento da chamada.

2.5.1. PROCEDIMENTOS

Os procedimentos são pequenos programas que recebem dados, calculam o resultado e executam as instruções.

O código de um procedimento deve ser colocado entre as palavras-chave Sub e End Sub. O parêntesis após o nome são usados para especificar os argumentos que o procedimento precisa para trabalhar. Eles são obrigatórios, mesmo que nenhum parâmetro seja requerido.

A sintaxe geral da instrução é a seguinte:

```
Public Sub NomeProcedimento(Argumentos as tipoDeDados)
'Instruções a executar
End Sub
```

Para solicitar a execução do procedimento basta especificar o seu nome e passar os argumentos, se houver. Exemplo:

```
NomeProcedimento(Argumentos)
```

2.5.2. FUNÇÕES

As funções são procedimentos que retornam um valor.

Uma função é declarada usando as palavras-chave Function e End Function. Dado que a função deve retornar um valor para o código de chamada, é necessário especificar o tipo de valor que ela vai enviar (double, boolean, string). O valor reenviado pela função é aquele que é precedido pela palavra-chave Return.

A sintaxe da declaração é a seguinte:

```
Public Function NomeFunção(ByVal ListaArgumentos) As tipoDados
'Instruções
Dim UmValor As tipoDados
Return UmValor
End Function
```

O ideal é armazenar todas as funções em arquivos de classe, para impedir que o código de interface se misture com o código que explora os verdadeiros cálculos no programa.

A chamada de uma função é diferente da chamada de um procedimento. Pois uma função representa um valor, nós chamamos a função afectando o nome da função a uma variável. Exemplo:

```
Dim Valor As tipoDeDados
Valor =NomeFunção(ListaArgumentos)
```

O Visual Basic.Net possui uma série de funções pré-definidas. As mais úteis para os cálculos matemáticos encontram-se no ficheiro de classe Math. Exemplos de algumas funções pré-definidas na classe Math:

Tabela 5- Funções da classe math

Função	Operação realizada
Math.abs (número)	Retorna o valor absoluto do número
Math.cos (ângulo)	Retorna o cosseno de um ângulo
Math.sin (ângulo)	Retorna o seno de um ângulo
Math.tan (ângulo)	Retorna a tangente de um ângulo
Math.sqrt (número)	Retorna a raiz quadrada de um número
Math.min (número 1, número 2)	Retorna o mínimo de dois números
Math.max (número 1, número 2)	Retorna o máximo de dois números

2.6.PROGRAMAÇÃO ORIENTADA POR OBJECTOS

O Visual Basic.NET fornece a capacidade para trabalhar em programação orientada por objectos. A ideia principal por trás da programação orientada por objectos é dividir o programa em objectos separados que interajam uns com os outros. Deste modo, os programas serão mais fáceis de escrever, modificar e reutilizar.

A criação de objectos em Visual Basic.NET passa por:

1. A criação de um ficheiro de classe;
2. A declaração de variáveis da classe;
3. Escrita dos métodos do objecto, que são procedimentos ou funções;
4. Declaração de uma variável noutra parte do programa, que representa o ficheiro de classe.

2.6.1. CRIAÇÃO DE UMA CLASSE

A criação de uma classe passa pela declaração da classe usando as palavras-chave Class e End Class.

```
Public Class NomeDeClasse
End Class
```

2.6.2. DECLARAÇÕES DE VARIÁVEIS DE CLASSE

As variáveis que serão utilizadas na classe devem ser declaradas no seu começo.

```
Dim NomeVariavel As TipoDados
```

2.6.3. DECLARAÇÃO DAS PROPRIEDADES

É possível criar variáveis para armazenar informações numa classe, mas as propriedades fornecem uma vantagem de flexibilidade e controle sobre o armazenamento de informações numa classe. Elas permitem que a classe proteja e valide os seus próprios dados.

Uma propriedade representa os dados que o resto do programa tem acesso, para armazenar ou para ler os dados.

A propriedade é definida entre as palavras-chave *Property* et *End Property*. Entre estas duas palavras, dois blocos de código são definidos usando as palavras *Get ... End Get* e *Set ... End Set*. O bloco de código *Get* é executado quando a propriedade é lida, enquanto que o bloco de código *SET* é executado quando um valor é atribuído à propriedade.

```
Property NomePropriedade() As TipoDados
    Get
        Return NomeVariavel
    End Get
    Set(ByVal value As TipoDados)
        NomeVariavel = value
    End Set
End Property
```

2.6.4. ESCRITA DE MÉTODOS DE OBJECTOS

Os métodos são procedimentos ou funções definidas dentro de uma classe. Eles são usados para manipular as variáveis intrínsecas do objecto. Os métodos podem ser declarados como *Public*, se os quisermos utilizar fora da classe, ou *Private*, se quisermos que eles sejam inacessíveis fora da classe.

```
Public Function nomeMetodo() As TipoDados
    'Código BASIC
End Function
```

Para poder usar um método, é necessário prefixar o nome do método pelo nome do objecto:

```
NomeDeClasse.nomeMetodo ( )
```

2.6.5. DECLARAÇÃO DE UMA VARIÁVEL

A utilização de uma classe num programa passa pela declaração de uma variável que permita a criação do objecto.

As variáveis objecto são diferentes das variáveis convencionais pelo facto de que a variável não contém directamente os dados mas sim uma referência sobre onde encontrar informações. Como todas as variáveis, devem ser declaradas antes da sua utilização. A declaração é feita de forma idêntica à de uma variável clássica.

```
Dim nomeVariavel As new NomeDeClasse
```

Aqui está um exemplo de como criar um objecto aço, com as propriedades área, diâmetro e número:

```
Public Class Aço
    Dim _area As Double
    Dim _diametro As Double
    Dim _numero As Double

    Property area () As Double
        Get
            Return _area
        End Get
        Set(ByVal value As Double)
            _area = value
        End Set
    End Property

    Property diametro () As Double
        Get
            Return _diametro
        End Get
        Set(ByVal value As Double)
            _diametro = value
        End Set
    End Property

    Property numero ) As Double
        Get
            Return _numero
        End Get
        Set(ByVal value As Double)
            _numero = value
        End Set
    End Property
```

Depois da criação do objecto podemos criar uma função auxiliar para facilitar o preenchimento do objecto:

```
Public Function GetAço(ByVal diametro As Double, ByVal numero As
Double) As Aço
    Dim resultado As New Aço
    resultado.area = Math.PI * diametro ^ 2 / 4
    resultado.diametro = diametro
    resultado.numero = numero
    Return resultado
End Function
End Class
```

3

Análise dos eurocódigos

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentadas as evoluções e os princípios fundamentais da legislação europeia, EC2, em termos de betão armado em relação ao BAEL. As diferenças com o BAEL são comparadas em termos das fórmulas de dimensionamento e das disposições construtivas.

Esta análise dos eurocódigos permite definir os pontos de intervenção no código do antigo programa baseado no BAEL.

3.2. MATERIAIS

3.2.1 BETÃO

RESISTÊNCIA DO BETÃO À COMPRESSÃO

O EC2 permite o uso de betões de 12 MPa e limita o seu domínio de aplicação a betões com resistências inferiores ou iguais a 90 MPa de resistência em cilindros. Este valor, com a notação f_{ck} , corresponde a um valor característico da resistência à compressão aos 28 dias. Ele corresponde a um quartil de 5%. Em França, até agora, o quartil do f_{c28} era de 5% para betões de resistência superior a 30 MPa e de 10% para betões $f_{c28} \leq 30$ MPa. Por estes últimos, pode-se considerar que f_{ck} , de 25 MPa é equivalente a f_{c28} 27 MPa.

A resistência de cálculo é dada por:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{EC2 - 3.15})$$

Com:

$\gamma_c = 1,5$ (1,2 se accidental)

$\alpha_{cc} = 1$, que até agora era igual a 0,85 no BAEL.

Este valor de f_{cd} tem que ser deduzido de 10%, se a secção de betão é reduzida para a área de máxima compressão.

A resistência média à compressão, com a notação f_{cm} , é dada por:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (\text{EC2 - T 3.1})$$

RESISTÊNCIA DO BETÃO A TRACÇÃO

A resistência média à tracção f_{ctm} é dada pela fórmula:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ para betões de classe C12 a C50} \quad (\text{EC2 - T 3.1})$$

A resistência característica à tracção, $f_{ctk,0,05}$ (quartil 5% inferior) ou máximo $f_{ctk,0,95}$ (quartil 5% superior), correspondentes respectivamente a $0,7 f_{ctm}$ e a $1,3 f_{ctm}$.

A resistência de cálculo à tracção, f_{ctd} pode ser tomada igual a:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} \quad (\text{EC2 - 3.15})$$

Com: $\alpha_{ct}=1$, $\gamma_c=1.5$

DEFORMAÇÃO DO BETÃO

O módulo de elasticidade do betão sob cargas de curta duração é identificado por E_{cm} . Ele representa o valor médio do módulo secante à curva tensão deformação do betão correspondente a $0,4 f_{ck}$. O valor do módulo é:

$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (\text{EC2 - T 3.1})$$

Para um betão de classe C25/30 obtemos um módulo $E_{cm}=31000$ MPa, esse valor é inferior ao que é encontrado no BAEL (32,164 MPa).

Ao módulo de elasticidade instantâneo do betão E_{cm} está associado um módulo a longo prazo, denominado $E_{cd,eff}$, igual a:

$$E_{cd,eff} = \frac{E_{cd}}{1+\varphi_{eff}} \quad (\text{EC2 - 5.27})$$

Com:

$$E_{cd} = E_{cm} / 1,2$$

φ_{eff} é o coeficiente de fluência efectivo.

FLUÊNCIA

O fenómeno de fluência do betão corresponde ao encurtamento do betão sob carga constante.

Para calcular o coeficiente de fluência, o EC2 oferece duas possibilidades. Uma delas é a partir de ábacos em função do tipo de cimento, da secção e do grau de humidade relativa RH. A outra é apresentada no anexo B. Um método de cálculo com equações (mais fácil de programar que os ábacos). Os valores dos dados da fluência dados pelo EC2 são para tensões de compressão no betão inferiores a $0,45f_{ck}$.

Em seguida é apresentado o método pelas fórmulas do apêndice B.

O coeficiente de fluência, $\varphi(t, t_0)$, pode ser calculado pela fórmula:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta(t, t_0) \quad (\text{EC2 - B. 1})$$

Com,

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (\text{EC2 - B. 2})$$

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_o}} \text{ para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left(1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_o}} \cdot \alpha_1\right) \cdot \alpha_2 \text{ para } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{EC2} - \text{B.3a})$$

Onde: RH é a humidade relativa, em %

$$h_o = \frac{2Ac}{u} \text{ (mm)} \quad (\text{EC2} - \text{B.6})$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} \quad \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} \quad (\text{EC2} - \text{B.8c})$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{EC2} - \text{B.4})$$

$$\beta(t_o) = \frac{1}{(0,1 + t_o^{0,2})} \quad (\text{EC2} - \text{B.5})$$

Onde: $t_o = t_{o,T} \left(\frac{9}{2+t_{o,T}^{1,2}} + 1\right)^\alpha$

$t_{o,T}$ - é a idade do betão no momento do carregamento

α - depende do tipo de cimento :

= -1 para cimentos de classe S

= 0 para cimentos de classe N

= 1 para cimentos de classe R

$$\beta_c(\infty, t_o) = 1 \quad (\text{EC2} - \text{B.7})$$

O eurocódigo define um coeficiente de fluência efectivo φ_{ef} , que é considerado igual ao coeficiente $\varphi(\infty, t_o)$ multiplicado pela relação das cargas quase permanente e o total das cargas últimas sem os efeitos de segunda ordem:

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_o) \frac{M_{OEqp}}{M_{oEd}} \quad (\text{EC2} - 5.19)$$

Onde:

M_{OEqp} é o momento de primeira ordem para a combinação quase permanente

M_{oEd} é o momento primeira de ordem para a combinação última.

O coeficiente de fluência efectivo pode ser ignorado, $\varphi_{ef} = 0$, se estas condições forem verificadas:

$$\begin{cases} \varphi(\infty, t_o) \leq 2 \\ \lambda \leq 75 \\ \frac{M_{oed}}{N_{ed}} \geq h \end{cases}$$

O BAEL adoptava 2 como valor do coeficiente de fluência.

DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO EM COMPRESSÃO

O EC2, para os cálculos em ELU, propõe quatro tipos de diagramas:

- ✚ Para o caso de análise estrutural não linear (cálculo de flechas, rotulas plásticas, cálculo da encurvadura, etc.)

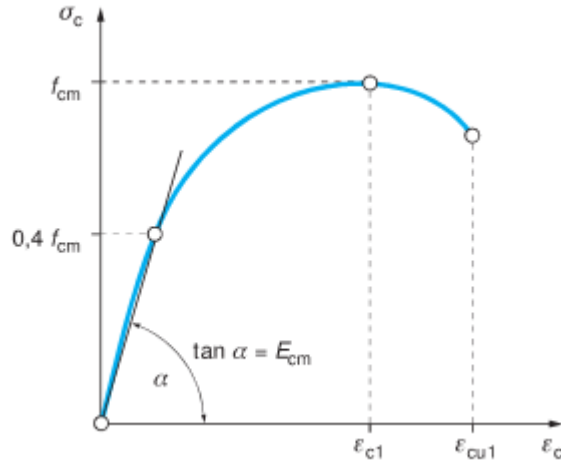


Fig. 2- Diagrama tensão-deformação do betão para análise estrutural

- ✚ Para a verificação das sessões transversais: o diagrama parábola rectângulo, bilinear ou rectangular simplificado.

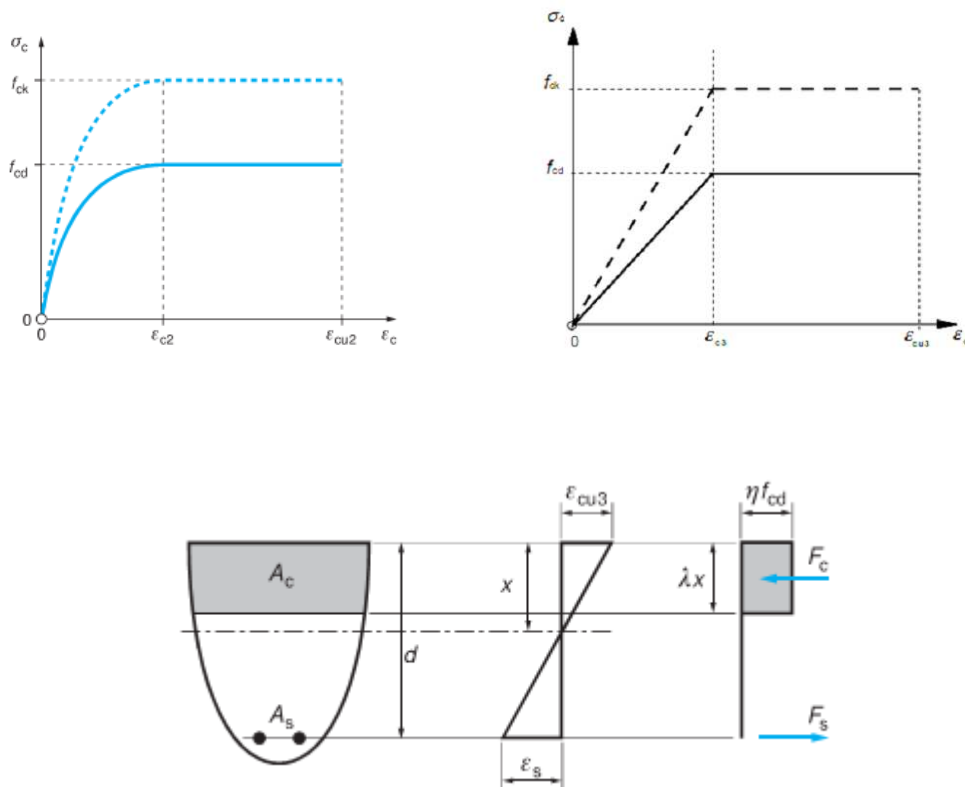


Fig. 3 – Diagramas tensão deformação de cálculo para o betão

O diagrama de cálculo clássico é a parábola rectângulo, mas o EC2 permite o uso de diagramas simplificados como o diagrama bilinear e o rectangular simplificado.

No diagrama bilinear a parábola é substituída por uma linha recta, seguida por outra recta horizontal.

No diagrama rectangular de compressão o coeficiente λ representa a altura da zona de compressão e o coeficiente η define a resistência efectiva.

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa, tomamos:

$$\lambda = 0,8 \quad (\text{EC2 - 3.19})$$

$$\eta = 1 \quad (\text{EC2 - 3.21})$$

Para $50 < f_{ck} \leq 90$ MPa, tomamos:

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad (\text{EC2 - 3.20})$$

$$\eta = 1 - (f_{ck} - 50)/200 \quad (\text{EC2 - 3.22})$$

2.2.2 AÇOS

TIPOS DE AÇOS

Os aços das armaduras de betão armado utilizados pelo EC2 situam-se na gama de 400 a 600 MPa de limite elástico. O EC2 vai mais longe que o BAEL, que limitava os aço ao Fe 500. Em França, o limite elástico corrente de aços de alta aderência (HA) é de 500 MPa.

Na norma EN 10080 e no Anexo C do EC2 são distinguidas três classes de ductilidade:

- ✚ A- aços de ductilidade normal
- ✚ B - aço com alta ductilidade
- ✚ C - aço com muita alta ductilidade

DIAGRAMA TENSÃO DEFORMAÇÃO

O EC2 adopta dois tipos de diagramas:

- ✚ Um diagrama com uma primeira recta com inclinação E_s , até o limite de elasticidade f_{yk} e uma segunda recta superior, limitando o alongamento do aço a $\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk}$. Esta é uma novidade em relação ao BAEL que, na prática, é um pequeno ganho no limite de elasticidade dos aços de cerca de 6%.
- ✚ Ou um diagrama de ramo superior horizontal sem limite para a deformação do aço.

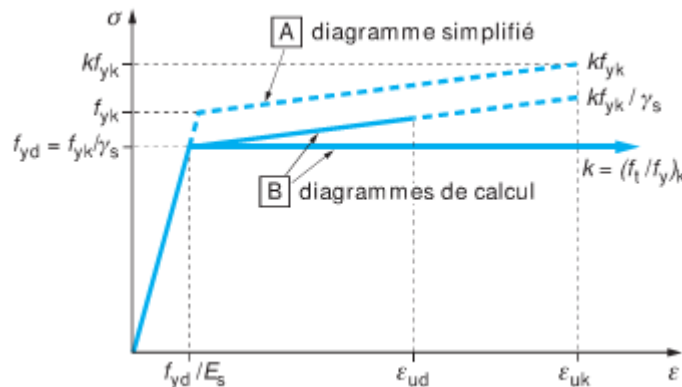


Fig. 4- Diagrama simplificado e de cálculo para a determinação dos aços em betão armado

O eurocódigo 2 define, para o cálculo da resistência das secções, uma tensão de cedência de cálculo dos aços igual a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (\text{EC2 -3.15})$$

Com $\gamma_s=1.15$ (1 accidental).

O módulo de elasticidade é considerado igual a $E_s = 200\,000\text{MPa}$.

3.2.3. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA

Em relação aos materiais as modificações necessárias no programa são:

- ✚ As novas classes de resistência do betão;
- ✚ As novas fórmulas para o cálculo da resistência do betão e aço. É permitido ao utilizador modificar os coeficientes de redução de resistência, γ_c e γ_s , em vez dos tradicionais valores de 1,5 e 1,15, respectivamente;
- ✚ As fórmulas para calcular o módulo de elasticidade do betão;
- ✚ Os diagramas tensão - deformação de cálculo, que intervirão na determinação de secções das armaduras. A reter especialmente para o betão o diagrama rectangular e para o aço o diagrama com o patamar horizontal;
- ✚ Criar uma nova função para calcular o coeficiente fluência e o coeficiente fluência efectivo – ver organigrama no anexo A.3.2 e código no anexo A.4.2. Para isso devem ser solicitadas informações adicionais, que não estava previsto no programa antigo, tais como: t_0 , RH e classe de cimento.

3.3. DURABILIDADE

A durabilidade é a capacidade de um material suportar os vários provas a que é submetido durante a vida da obra.

Os requisitos para a durabilidade dizem respeito aos recobrimentos e à abertura de fendas.

3.3.1. CLASSE AMBIENTAL

Dependendo do tipo de ambiente e das suas características, estão definidas no EC2 as classes de exposições (Tabela 4.2).

A classe de exposição caracteriza as condições físicas e químicas a que a estrutura está exposta. Essa classe vai da classe X0 onde não há risco de corrosão ou ataque químico, até á classe XA3 que caracteriza um ambiente de forte agressividade química.

O anexo E do EC2 dá, a título indicativo, as classes de betão a adoptar em função das condições ambientais.

3.3.2 CLASSE ESTRUTURAL

As classes estruturais estão relacionadas com o tempo de vida da obra. Elas são definidas nos anexos nacionais. A classe mínima é designada por S1 e a máxima é designada por S6. A classe estrutural de base é a S4 que corresponde a uma duração de vida da obra de 50 anos.

3.3.3. RECOBRIMENTO

O EC2 define o recobrimento como a distância entre a superfície da armadura e a superfície de betão mais próxima.

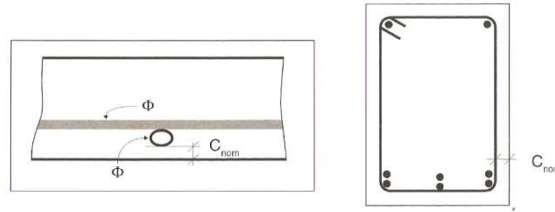


Fig. 5 – Recobrimento

Um recobrimento mínimo c_{min} deve ser previsto de modo a assegurar uma transmissão correcta das forças de aderência, a protecção das armaduras contra a corrosão e uma resistência adequada ao fogo. Para satisfazer as exigências relativas às duas primeiras condições, é necessário que:

$$c_{min} = \max[C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10 \text{ mm}] \quad (\text{EC2- 4.2})$$

Onde:

- ✚ $C_{min,b}$ é o diâmetro da armadura, majorado de 5 mm se o maior agregado é superior a 32mm. (EC2 - 4.4.1.2) (3)
- ✚ C_{min} é o recobrimento mínimo em função da classe de exposição da classe estrutural. (EC2 - Tab 4.4 N)
- ✚ $\Delta C_{dur,\gamma}$ = margem de segurança (0 recomendado) (EC2 - 4.4.1.2(6))
- ✚ $\Delta C_{dur,st}$ = redução em caso de aço inoxidável (0 caso corrente) (EC2 - 4.4.1.2(7))
- ✚ $\Delta C_{dur,add}$ = redução em caso de protecção (0 caso corrente) (EC - 4.4.1.2(8))

Tabela 6- Valores do recobrimento mínimo $c_{min,dur}$

Classe estrutural	Requisito ambiental para $c_{min,dur}$ (mm)						
	Classe de exposição de acordo com o Quadro 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

O revestimento nominal que é apresentado nos planos dado por:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta C_{dev} \quad (\text{EC2 - 4.1})$$

$$\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm} \quad (\text{EC2 - 4.4.1.3})$$

Esta abordagem para os recobrimentos é muito diferente da abordagem do BAEL.

3.3.4. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA

Para esta novidade dos Eurocódigos (a durabilidade) em relação ao BAEL foi necessário intervir sobretudo nas interfaces. É necessário pedir ao utilizador a classe estrutural e a classe ambiental. Estes dados irão intervir no cálculo do recobrimento mínimo e no valor máximo permitido para a abertura de fendas.

3.4. SOLICITAÇÕES

3.4.1. PRINCÍPIOS DE CÁLCULO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

As estruturas são calculadas em função das solicitações a que estão sujeitas: momento, esforço axial, esforço transversal, momento torsor.

Encontramos as mesmas noções de cálculo de solicitações aos estados limites últimos definidos no BAEL:

- ✚ *Estado limite último (ELU)*, para o qual se verifica que nenhum dos materiais, betão e aço, ultrapassam o seu ponto limite de ruptura sob cargas majoradas. Segundo a teoria semi-probabilística, onde são associados coeficientes de segurança aplicados aos materiais e as acções visando garantir a não ocorrência de ruptura da estrutura segundo as probabilidades de ruptura predefinidas. Em ELU os materiais seguem uma lei de comportamento elásto-plástico.
- ✚ *Estado limite de serviço (ELS)*, para o qual é verificado o “bom funcionamento” da estrutura sob as cargas realmente aplicadas. As verificações, que dependem de três estados, característico, frequente e quase-permanente, dizem respeito aos estados de tensões, deformações e aberturas de fendas. Os materiais seguem uma lei de comportamento elástico.

3.4.2. ACÇÕES

O Eurocódigo 0 distingue três classes de acções:

- ✚ *Acções permanentes (G)*, devido principalmente ao peso próprio dos elementos da estrutura e dos equipamentos.
- ✚ *Acções variáveis (Q)*, são as cargas de exploração, e as acções do vento ou as cargas da neve.
- ✚ *Acções acidentais (A)*, devido a explosões ou choques de veículos.

3.4.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

O eurocódigo 0 fornece as regras e os métodos para estabelecer as combinações de acções. Ele fornece igualmente os valores de cálculo recomendados para as ponderações das acções.

No ELU as acções aplicadas às estruturas são ponderadas por coeficientes de segurança γ . No caso de edifícios, o EC0 permite definir:

$$\sum \gamma_{Gsup} G_{sup} + \sum \gamma_{Ginf} G_{inf} + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki} \quad (\text{EC0 - 6.10})$$

Com :

$$\gamma_{G,sup} = 1.35$$

$$\gamma_{G,inf} = 1.0$$

$$\gamma_{Q1} = 1.5 \text{ se desfavorável (0 se favorável)}$$

$$\gamma_{Qi} = 1.5 \text{ se desfavorável (0 se favorável)}$$

Em edifícios, no caso de haver uma só carga variável, deverá ser verificado:

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ 1.0G + 1.5Q \end{cases}$$

Estes coeficientes 1.35 para as cargas permanentes e 1.5 para as cargas variáveis encontram-se também no BAEL.

No ELS o eurocódigo 0 distingue três combinações:

✚ Combinação característica

$$\sum G_{sup} + \sum G_{inf} + Q_{k1} + \sum \Psi_{0i} Q_{ki} \quad (\text{EC0} - 6.14)$$

✚ Combinação frequente

$$\sum G_{sup} + \sum G_{inf} + \Psi_{11} Q_{k1} + \sum \Psi_{2i} Q_{ki} \quad (\text{EC0} - 6.15a)$$

✚ Combinação quase-permanente

$$\sum G_{sup} + \sum G_{inf} + \sum \Psi_{2i} Q_{ki} \quad (\text{EC0} - 6.16a)$$

Os valores recomendados dos coeficientes Ψ , são dados na tabela do anexo A do EC0. Eles dependem da categoria do edifício. Por exemplo num edifício de habitação (categoria A): $\Psi_0=0.7$, $\Psi_1=0.5$, $\Psi_3=0.3$ [ver tabela A.1.3].

3.4.4. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA

As únicas modificações no programa em relação a esta parte são os Ψ utilizados para as combinações de cargas no ELS, visto que para o ELU continuam a utilizar os valores de 1.35 e 1.5 para as cargas permanentes e variáveis, respectivamente. Para isso terá de ser pedido ao utilizador para introduzir a categoria do edifício.

3.5. ADERÊNCIA

O material betão armado só pode existir porque o aço e o betão são aderentes, isto é, as suas deformações são as mesmas sob as solicitações que lhes são aplicadas (os seus coeficientes de dilatação térmicos são semelhantes).

3.5.1. TENSÃO ÚLTIMA DE ADERÊNCIA

A tensão última de aderência é dada por:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (\text{EC2} - 8.2)$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (\text{EC2} - 3.16)$$

$f_{ctk,0.05}$ limitado a 3,1Mpa

$$\alpha_{ct} = 1$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\eta_1 = \begin{cases} 1 & \text{para boas condições de aderência} \\ 0,7 & \text{para fracas condições de aderência} \end{cases}$$

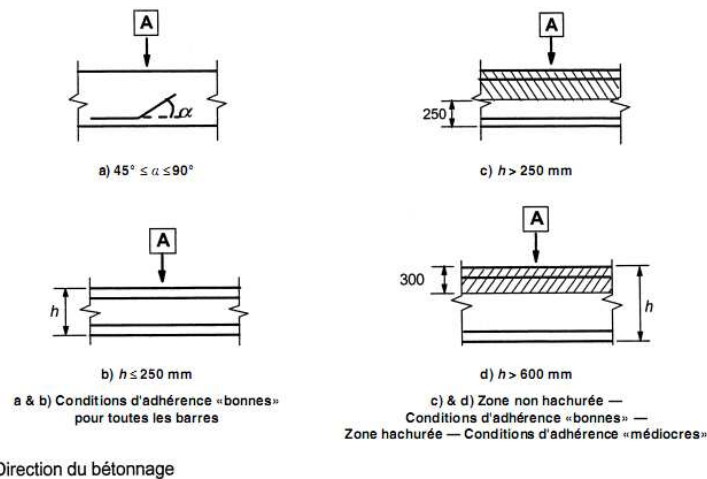


Fig. 6 – Ilustração das condições de aderência

$$\eta_2 = \begin{cases} 1 & \text{para } \phi \leq 32 \\ \frac{(132 - \phi)}{100} & \text{para } \phi > 32 \end{cases}$$

3.5.2. COMPRIMENTO DE AMARRAÇÃO

Uma amarração pode ser realizada por meio de barras rectilíneas ou barras curvas com ângulos de 90°, 135°, 150° ou 180°. Neste último caso o comprimento rectilíneo para lá da curva deverá ser no mínimo de 5 vezes o diâmetro da barra, para permitir a amarração da máquina de dobragem.

O EC2 não considera a melhoria de aderência na parte curva, como fazia os antigos regulamentos franceses. Assim, o comprimento a tomar em conta é o que se desenvolve a partir da extremidade ao longo do seu eixo, quer a barra seja rectilínea ou curva.

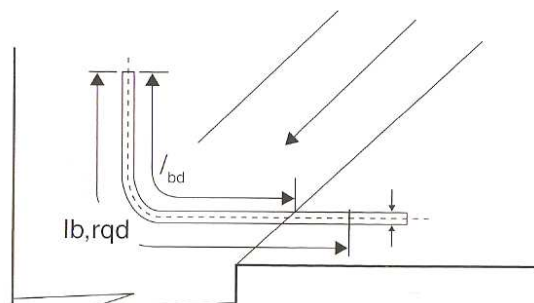


Fig. 7 – Comprimento de amarração

O comprimento de amarração de referencia é dado por:

$$L_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (\text{EC2 - 8.3})$$

onde σ_{sd} é a tensão de calculo do varão de aço

O comprimento de amarração mínimo é :

$$L_{b,min} = \begin{cases} \max[0,3L_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}] & \text{para barras tracionadas} \end{cases} \quad (\text{EC2 - 8.6})$$

$$\begin{cases} \max[0,6L_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}] & \text{para barras comprimidas} \end{cases} \quad (\text{EC2 - 8.7})$$

O comprimento de amarração de cálculo é igual a:

$$l_{b,d} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 L_{b,rqd} \geq L_{b,min} \quad (\text{EC2 - 8.4})$$

Nos casos correntes, para evitar que custos do cálculo do comprimento de amarração seja mais caro que a economia de aço obtida, pode-se definir 1 para os todos os coeficientes α .

3.5.3. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA

Foi criada uma nova função para determinar os novos comprimentos de amarração dos varões – ver organigrama no anexo A.3.3 e código no anexo A.4.3.

3.6. CÁLCULO DAS ARMADURAS NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

3.6.1 HIPÓTESES FUNDAMENTAIS

Para o cálculo ao ELU o eurocódigo 2 retoma as mesmas hipóteses que o BAEL: as secções permanecem planas, as armaduras aderentes sofrem as mesmas deformações que o betão adjacente, a resistência do betão à tracção é ignorada.

Para betões de resistência ≤ 50 MPa, o encurtamento relativo do betão está limitado a $\epsilon_{c2}=3,5.10^{-3}$ em flexão e $\epsilon_{c2} = 2.0 \times 10^{-3}$ em compressão simples.

Para os aços, a extensão ϵ_{ud} é limitada a 4,5% (de aço tipo A) ou 2,25% (aços B e C) quando utilizamos o ramo inclinado do diagrama de tensão deformação, e não é limitado se usarmos o ramo horizontal. No BAEL a extensão do aço estava limitada a 10%, o que corresponde ao pivô A, isto é, a determinação das armaduras é feita supondo a ruptura da secção pelo aço.

Com o eurocódigo 2 as noções de pivôs do BAEL perderam-se um pouco, pois se tomarmos o diagrama com o patamar horizontal não temos limite de extensão para o aço e, portanto, estamos sempre no Pivô B, isto é, a determinação das armaduras é feita supondo a ruptura da secção pelo betão.

3.6.2. COMPRESSÃO SIMPLES

Para os elementos estudados (vigas, sapatas e pilares) nunca temos o caso de compressão simples. Onde eventualmente poderíamos ter seria nos pilares, mas o eurocódigo 2 obriga a dimensionar a peça com um momento mínimo, devido às imperfeições geométricas.

3.6.3. TRACÇÃO SIMPLES

A área de aço em tracção simples é dada por:

$$A_s = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \geq \frac{A_c \times f_{ctm}}{f_{yd}}$$

3.6.4. FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA EM SECÇÃO RECTANGULAR

Toma-se o diagrama rectangular simplificado para o betão, e o diagrama com o patamar horizontal, para o aço. O que simplifica as fórmulas.

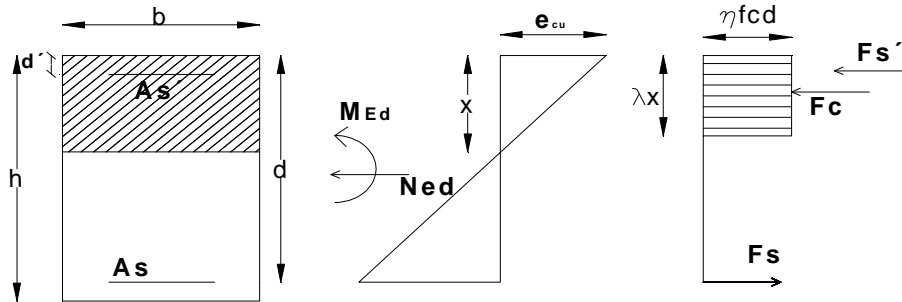


Fig. 8 – Distribuição rectangular de tensões para uma secção rectangular

O cálculo das armaduras em flexão composta pode ser feito a partir das equações de equilíbrio, da secção sob as acções N_{Ed} e M_{Ed} aplicadas no centro de gravidade secção.

$$\begin{cases} 0 = N_{Ed} + F_s - F_{s'} - F_c \\ M_{Ed} = F_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right) + F_{s'} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) + F_c \left(\frac{h}{2} - \frac{\lambda}{2}x\right) \end{cases}$$

Com:

$$F_c = \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b$$

$$\lambda = \begin{cases} 0,8 & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa} \\ 0,8 - \frac{f_{ck}}{400} & \text{para } 50 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa} \\ 1 - \frac{(f_{ck}-50)}{200} & \text{para } 50 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$F_s = A_s \cdot \sigma_s \quad (\text{Hipótese : os aços inferiores estão traccionados})$$

$$F_{s'} = A_{s'} \cdot \sigma_{s'} \quad (\text{Hipótese : os aços superiores estão comprimidos})$$

$A_{s'} = k \cdot A_s$ onde k é a relação entre a área de aço superior e inferior. Se $k = 1$ as armaduras são iguais, se $k = 0$ não há armaduras superiores.

Numa primeira iteração considera-se como hipótese que as duas armaduras estão plastificadas:

$$\sigma_{s'} = \sigma_s = \frac{f_{yk}}{E_s}$$

Então, no final da primeira iteração temos de verificar a validade das hipóteses. No caso de estas não se verificarem, temos diversas soluções:

- ✚ Se as armaduras superiores estiverem traccionadas (isto é, quando o eixo neutro se encontra entre a fibra mais comprimida e as armaduras superiores) - Este evento acontece quando o momento é muito mais importante que o esforço normal. Nestes casos não há necessidade de termos armadura simétrica e, portanto, devemos reduzir a armadura superior.
- ✚ Se as armaduras superiores estão comprimidos, mas não plastificados – deve-se refazer o cálculo com a tensão dos aços superiores obtida.
- ✚ Se as armaduras inferiores estão comprimidos - Este caso ocorre quando a força axial de compressão é mais importante que o momento. Nestes casos, deve refazer o cálculo com as armaduras inferiores comprimidas.

- ✚ *Se as armaduras inferiores estão traccionadas mas não plastificadas* - Este caso surge porque há muita armadura. A ruptura é frágil. Nestes casos, devemos introduzir a armadura de compressão para garantir a ductilidade na resposta última.

A flexão simples é um caso particular da flexão composta, em que simplificamos as equações de equilíbrio fazendo $N_{Ed} = 0$ e $k = 0$ ($F_{s'} = 0$, não existe armadura de compressão). Devemos verificar também se os aços traccionados atingiram o limite de cedência. Se não devemos acrescentar armadura de compressão (aumentar k)

3.6.5. FLEXÃO SIMPLES, SECÇÃO EM T

Para as vigas em T, se o eixo neutro estiver no banzo, o cálculo das armaduras é feito como no caso anterior, calculado como secção rectangular.

Se o eixo neutro estiver na alma as equações de equilíbrio para o cálculo da armadura de flexão simples serão semelhantes as usadas em [3.6.4].

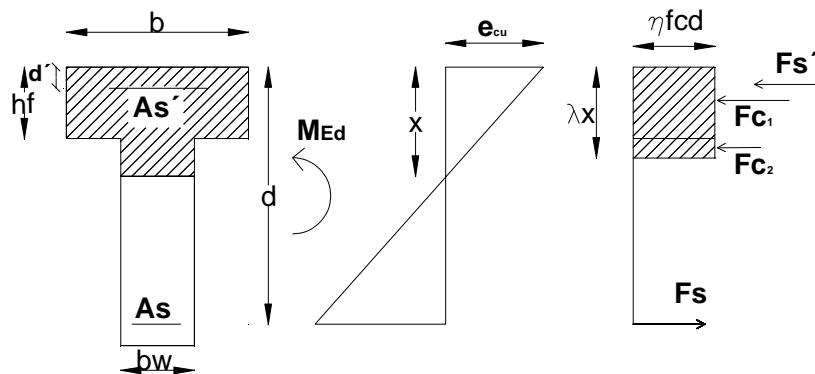


Fig. 9 – Distribuição rectangular de tensões para uma secção em T

$$\begin{cases} 0 = F_s - F_{s'} - F_{c1} - F_{c2} \\ M_{Ed} = F_s \times (d - d') + F_{s'} \times (d - d') + F_{c2} \left(d - \frac{\lambda x - hf}{2} \right) + F_{c1} \left(d - \frac{hf}{2} \right) \end{cases}$$

Com:

$$F_{c1} = hf \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b$$

$$F_{c2} = (\lambda \cdot x - hf) \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot bw$$

$$\lambda = \begin{cases} 0,8 & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,8 - \frac{f_{ck}}{400} & \text{para } 50 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1 - (f_{ck} - 50)/200 & \text{para } 50 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases}$$

$F_s = A_s \cdot \sigma_s$ (Hipótese : os aços inferiores estão traccionados)

$$F_{s'} = A_{s'} \cdot \sigma_{s'}$$

Numa primeira iteração não temos aços de compressão ($A_{s'} = 0$) e vamos verificar se o aço traccionado atingiu o patamar de cedência. Se não, devemos acrescentar aço de compressão.

3.6.6. FLEXÃO DESVIADA

É fácil calcular as tensões em flexão desviada para uma secção homogénea mas para uma secção fissurada o cálculo é complicado. Por isto o EC2 propõe fórmulas simplificadas para o cálculo das armaduras em flexão desviada:

- ✚ Uma primeira etapa consiste em efectuar o cálculo separado em cada direcção principal, sem tomar em conta a flexão desviada;
- ✚ Nenhuma outra verificação é necessária se:

$$0,5 \leq \frac{\lambda_y}{\lambda_z} \leq 2 \quad (\text{EC2 - 5.38a})$$

e

$$\frac{e_y/h}{e_z/b} \leq 0,2 \text{ ou } \frac{e_z/b}{e_y/h} \leq 0,2 \quad (\text{EC2 - 5.38b})$$

Onde :

b,h são a largura e altura da secção

λ_y, λ_z representam os coeficientes de esbelteza igual a l_0/i segundo os eixos y e z

e_z, e_y são as excentricidades nas direcções z e y

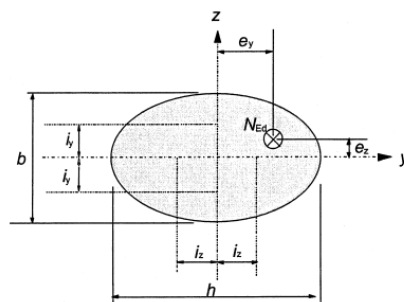


Fig. 10 – Definição das excentricidades e_y e e_z

- ✚ Se as condições anteriores não forem satisfeitas é necessário considerar a flexão desviada. Na ausência de um cálculo rigoroso, pode utilizar-se o seguinte critério:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1 \quad (\text{EC2 - 5.39})$$

Onde :

M_{Rdy} et M_{Rdz} são os momentos resistentes

M_{Edy} et M_{Edz} são os momentos actuantes de cálculo, incluindo o momento de 2ª ordem

a é um expoente, função da relação do esforço normal actuante/esforço normal resistente

Tabela 7- expoente a

Secções rectangulares	Circulares		
Ned/Nrd	0,1	0,7	1
a	1	1,5	2

3.6.7. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA

Para a determinação das armaduras foi necessário introduzir nos cálculos os novos valores de resistência de cálculo dos materiais.

Foi também necessário criar novas funções:

- ✚ Para o cálculo em tracção simples;
- ✚ Cálculo das armaduras em flexão simples ou composta para uma secção rectangular, fazendo o equilíbrio de forças – ver organigrama no anexo A.3.6;
- ✚ Determinação dos aços em flexão simples para uma secção em T, fazendo o equilíbrio de forças – ver organigrama no anexo A.3.7;
- ✚ Cálculo em flexão desviada, pelo método simplificado do EC2 – ver organigrama no anexo A.3.8.

3.7. CÁLCULO DE PILARES

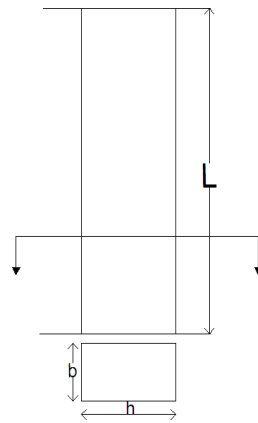


Fig. 11 – Pilar

Um pilar é um elemento em que a maior dimensão transversal (h) é inferior a 4 vezes a mais pequena dimensão transversal (b).

O programa de cálculo de pilares aplica-se a elementos comprimidos isolados.

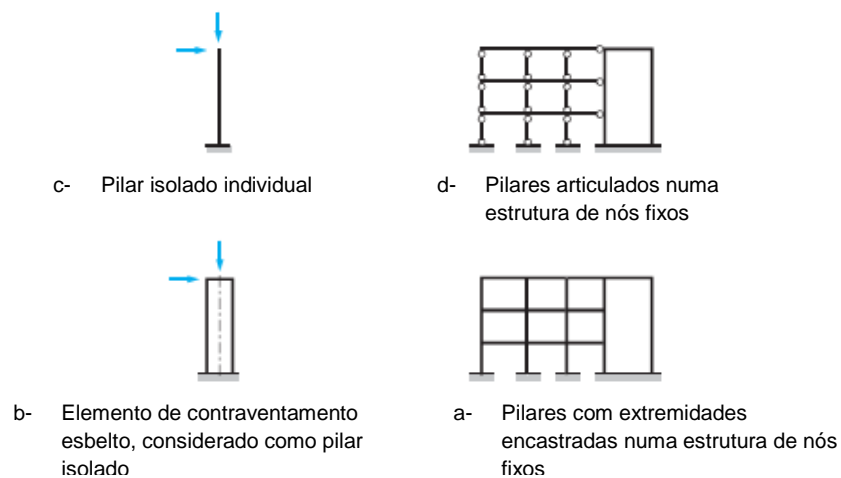


Fig. 12 – Tipos de elementos comprimidos isolados

3.7.1. IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

Na análise dos elementos das estruturas deve-se ter em conta os efeitos desfavoráveis das imperfeições geométricas eventuais da estrutura, bem como excentricidades na posição das cargas.

Quando uma estrutura recebe cargas verticais deve-se ter em conta eventuais efeitos das imperfeições. Estas podem ser analisadas aplicando à estrutura uma inclinação θ_i em relação à vertical.

No caso de elementos isolados (exemplo: pilares isolados) nas estruturas contraventadas, o EC2 autoriza um cálculo simplificado da excentricidade:

$$e_i = L_o/400 \quad \text{onde } L_o \text{ é o comprimento efectivo} \quad (\text{EC2 - 5.2(7)})$$

O eurocódigo impõe uma excentricidade mínima:

$$e_o = \max[2 \text{ cm}; h/30] \quad \text{com } h \text{ a altura da secção} \quad (\text{EC2 - 6.1(4)})$$

O momento devido à excentricidade é dado por:

$$M_{oi} = N_{Ed} \times \max[e_i; e_o] \quad \text{onde } N_{Ed} \text{ é a carga axial}$$

As imperfeições geométricas devem ser tidas em conta apenas na direcção onde elas terão um efeito mais desfavorável.

3.7.2. ENCURVADURA

A compressão tem como efeito acentuar as excentricidades. Quando o comprimento da peça é grande em relação às suas outras dimensões existe o risco de se produzir um fenómeno de instabilidade chamado encurvadura.

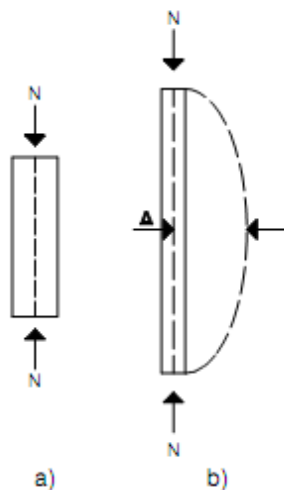


Fig. 13 – Elementos isolados: a) pilar curto; b) Pilar esbelto

O comprimento de encurvadura (L_o) de um pilar depende das suas condições de extremidades e em particular das suas condições de encastramento. O EC2 dá-nos uma forma simplificada os valores dos comprimentos de encurvadura para elementos comprimidos isolados. Esses valores estão representados na Fig. 14.

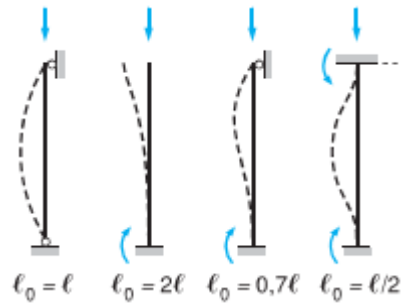


Fig. 14 – Comprimentos de encurvadura de elementos comprimidos isolados

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados se:

- ✚ Representarem menos de 10% dos efeitos de primeira ordem correspondentes ;
- ✚ Para um elemento isolado, a esbelteza $\lambda \leq \lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$ (5.13N) com :

$$\lambda = \frac{L_0}{i} \quad (EC2 - 5.14)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \text{ onde } I \text{ é a inércia e } A \text{ é a área de aço}$$

L_0 é o comprimento eficaz

$$A = \frac{1}{1 + \varphi_{eff}} \text{ (se } \varphi_{eff} \text{ desconhecido } A=0,7)$$

$$B = \sqrt{1 + 2w} \text{ (se } w \text{ desconhecido } B=1,1)$$

$$w = \frac{A_s F_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

$$C = 1,7 - r_m \text{ (se } r_m \text{ desconhecido } C=0,7)$$

$$r_m = \begin{cases} \frac{M_{01}}{M_{02}} \text{ com } |M_{02}| \geq |M_{01}| \\ 1 \text{ se elementos não contraventados ou} \\ \text{elementos contraventados onde momentos de 1 ordem devem-se a cargas transversais ou imperfeições geométricas} \end{cases}$$

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c f_{cd}}$$

No caso de flexão desviada este critério de esbelteza pode ser verificado separadamente.

3.7.3. CÁLCULO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Quando os efeitos de segunda ordem devem ser considerados, o eurocódigo 2 define um método geral e dois métodos simplificados:

- ✚ *Método geral*, baseia-se numa análise não linear de segunda ordem;
- ✚ *Método baseado numa rigidez nominal*, é um método simplificado que tem em conta os efeitos da fendilhação, da não linearidade dos materiais e da fluência;
- ✚ *Método baseado numa curvatura nominal*, é um método simplificado de cálculo de elementos isolados submetidos a um esforço normal constante e que dá um valor aproximado por excesso da deformada de segunda ordem.

MÉTODO BASEADO NUMA CURVATURA NOMINAL

O método que será descrito e utilizado no programa para o cálculo dos efeitos de segunda ordem é o método baseado numa curvatura nominal.

Consiste no cálculo da curvatura de uma deformada sinusoidal, como o método de Faessel (BAEL). Desta curvatura deduz-se um momento de segunda ordem.

O momento de cálculo vale:

$$M_{Ed} = M_{oEd} + M_2 \quad (\text{EC2 - 5.31})$$

com :

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \quad (\text{EC2 - 5.33})$$

N_{Ed} = esforço axial de cálculo

M_{oEd} = momento de primeira ordem, incluindo os efeitos das imperfeições geométricas

No caso dos momentos de primeira ordem nas extremidades M_{01} e M_{02} serem diferentes, com $|M_{01}| > |M_{02}|$, adopta-se um momento de primeira ordem equivalente :

$$M_{oEd} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02} \quad (\text{EC2 - 5.32})$$

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{L_0^2}{c} \quad \text{onde } \frac{1}{r} \text{ é a curvatura e } c = \begin{cases} 10 & \text{se momento sinusoidal} \\ 8 & \text{se momento constante} \\ 12 & \text{se momento triangular} \\ 9,6 & \text{se momento parabólico} \end{cases}$$

Curvatura

No caso de elementos de secções constantes e simétricas, incluindo armaduras, o eurocódigo 2 estima a curvatura pela equação:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi 1/r_0 \quad (\text{EC2 - 5.34})$$

Com :

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1 \quad (\text{EC2 - 5.36})$$

onde :

$$n = \frac{N_{ed}}{A f_{cd}}$$

$$n_{bal} = 0,4$$

$$n_u = 1 + w, \text{ com } w = \frac{A_s F_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (\text{EC2 - 5.37})$$

onde :

φ_{ef} é o coeficiente de fluência efectivo

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}, \text{ com } \lambda \text{ a esbelteza.}$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d}$$

Onde :

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

d é a altura útil da secção

3.7.4. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS DOS PILARES

ARMADURAS LONGITUDINAIS

O diâmetro das armaduras longitudinais não devem ser inferiores a $\phi_{\min}=8$ mm, mas este valor pode ser corrigido pelo anexo nacional.

Deve ser colocada pelo menos um varão nos ângulos de um pilar e pelo menos quatro num pilar circular.

A secção das armaduras longitudinais não deve ser inferior a $A_{s,\min}$ nem superior a $A_{s,\max}$, os valores recomendado são:

$$A_{s,\min} = 0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} > 0,002Ac \quad (\text{EC2} - 9.12\text{N})$$

$$A_{s,\max} = \begin{cases} 0,04 Ac & \text{fora das zonas de emenda} \\ 0,08 Ac & \text{das zonas de emenda} \end{cases}$$

A área de aço será dividida pelos quatro lados do pilar rectangular, e cada lado terá sempre esta secção mínima de aço.

Comparativamente ao BAEL as condições do diâmetro mínimo e comprimento de emenda são mais penalizantes. Porém encontramos menos aço com o EC2 para os pilares armados com a percentagem mínima.

O comprimento de emenda dos varões longitudinais é dado por:

$$L_o = 1,5.L_{bd} \geq \max(15\phi, 20 \text{ cm})$$

ARMADURAS TRANSVERSAIS

Convém que o diâmetro das armaduras transversais não seja inferior a 6 mm nem a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais.

O espaçamento máximo das armaduras transversais deve ser:

$$s_{cl,\max} = \max \begin{cases} 20\phi_{l,\min} \\ b \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

Este espaçamento deve ser reduzido de 0.6 nos seguintes casos:

- ✚ Nas zonas sob e sobre a laje, numa altura igual à maior dimensão do pilar;
- ✚ Nas zonas de emenda de varões se $\phi_l \geq 14$ prevendo pelo menos 3 cintas.

Todos os varões dispostos nos ângulos devem ser travados por armaduras transversais. As armaduras longitudinais dispostas nas faces do pilar podem não estar travadas se elas se encontrarem a menos de 15 cm de um varão travado.

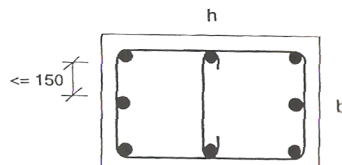


Fig. 15 – Distância máxima entre varões travados

3.7.5. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA

As modificações efectuadas no cálculo do pilar foram:

- ✚ Criação das funções de verificação da encurvadura – ver organigrama no anexo A.3.4 e código no anexo A.4.4 - e cálculo dos momentos de segunda ordem (pelo método da curvatura nominal) – ver organigrama no anexo A.3.5;
- ✚ Criação das funções para calcular as imperfeições geométricas – ver organigrama no anexo A.3.1 e código no anexo A.4.1;
- ✚ Verificação da percentagem de armadura mínima e máxima, pelas fórmulas do eurocódigo;
- ✚ Determinação das cintas a colocar pelas novas fórmulas;
- ✚ Cálculo dos novos comprimentos de emenda;
- ✚ Verificação, ao nível do desenho, da distância máxima entre varões não travados.

3.8. CÁLCULO DE SAPATAS

As sapatas são calculadas de tal modo que:

- ✚ A tensão no solo, devido à carga na base do pilar e ao peso próprio da sapata, não exceda a tensão limite do solo;
- ✚ A armadura inferior aguenta os esforços calculados pelo método de flexão ou o método das bielas;
- ✚ As armaduras superiores devem ser calculadas, se elas forem necessárias, tendo em conta os esforços de tracção no solo devido aos momentos (EC2 - 9.8.2.1 (3));
- ✚ O esforço transversal V_{ed} ao longo de todo o perímetro de controlo situado a uma distância a da superfície do pilar compreendida entre 0 e 2 vezes a altura útil da sapata, não ultrapassa o valor limite V_{rd} (EC2 - 6.4.4);
- ✚ A armadura inferior deve ser correctamente amarrada (EC2 - 9.8.2.2);

3.8.1. DIMENSIONAMENTO EM PLANTA DE UMA SAPATA CENTRADA

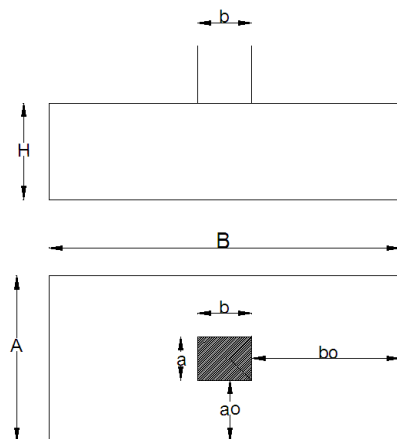


Fig. 16 – Sapata

Para determinar as dimensões de uma sapata, utiliza-se uma tensão, designada por σ_{sol} , tensão máxima possível de ser mobilizada na fundação sem perigo de assentamento e ruptura do solo, e a tensão solicitante no solo, designada por σ_{ref} . O dimensionamento da sapata é feito para o ELU de modo que $\sigma_{sol} \geq \sigma_{ref}$.

Para calcular os diagramas de tensão aplicados no solo recorreu-se as recomendações profissionais francesas (o DTU 13.12), que nos permite calcular com diagramas lineares, triangulares ou trapezoidais.

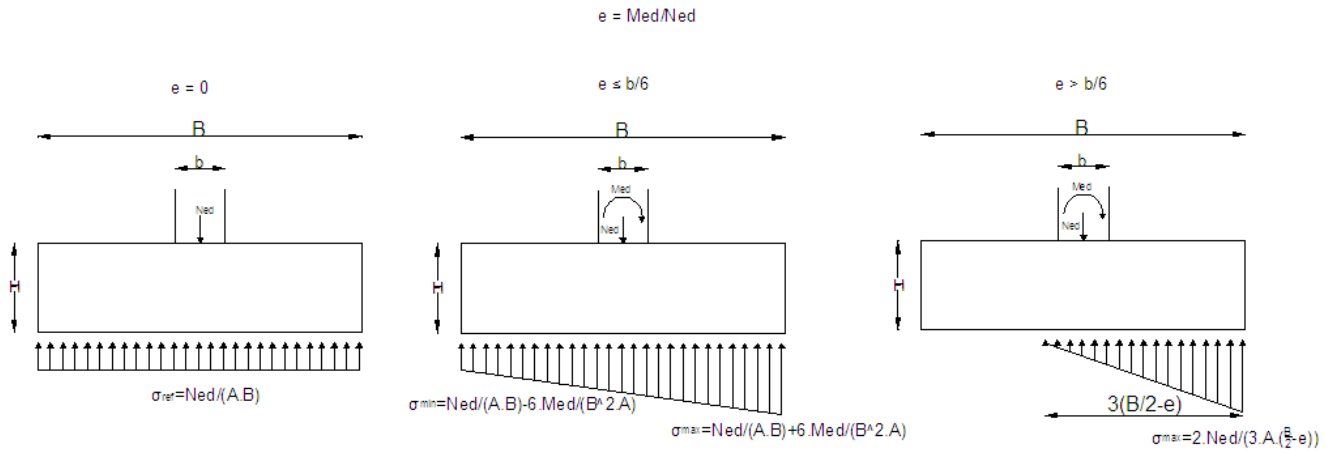


Fig. 17- Distribuição das tensões por baixo de uma sapata

A tensão de referencia é definida por:

$$\sigma_{ref} = \frac{3}{4} \sigma_{Max} + \frac{1}{4} \sigma_{Min}$$

No programa podemos escolher uma destas maneiras de dimensionar a sapata:

- ✚ Quadrada: $A=B$;
- ✚ Bordos equidistantes: $B-b=A-b$;
- ✚ Homotética: $A/B=a/b$;
- ✚ Com a relação entre as duas dimensões conhecida : $A=k.B$;
- ✚ Proporcionada (em relação aos momentos) : Sapata quadrada + 2 x a excentricidade (em cada direcção);
- ✚ Impor uma dimensão ou as duas.

Para termos sapatas rígidas que resistam ao punçoamento a altura útil da sapata, d , deve ser superior a: $ao/2$ e $bo/2$, escolhendo o maior valor.

3.8.2. CÁLCULO DA ARMADURA INFERIOR

As sapatas flexíveis têm tendência a deformar-se da seguinte forma:

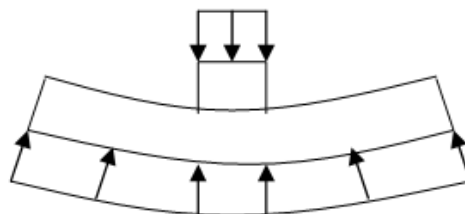


Fig. 18 – Sapata flexível

A parte de betão que está traccionada encontra-se na parte inferior da sapata. É então necessário posicionar os varões em baixo. As sapatas são agora calculadas desta forma segundo o eurocódigo 2.

No BAEL a maioria das sapatas eram calculadas como rígidas, pelo método das bielas. Este método é autorizado pelo EC2, mas com algumas modificações em relação ao BAEL.

O diâmetro mínimo dos varões permitido pelo eurocódigo é de 8 mm.

MÉTODO DAS BIELAS

Este método pode ser utilizado no caso de uma carga centrada.

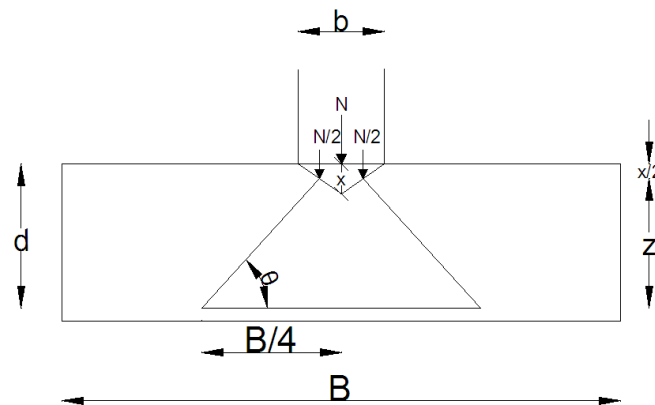


Fig. 19 – Cálculo da armadura inferior de uma sapata pelo método das bielas

As modificações deste método, segundo o eurocódigo, em relação ao do BAEL é que agora o cálculo da inclinação da biela é feito a partir de um ponto situado a $x/2$ mais baixo, sendo X a altura do triângulo de tensões na base do pilar.

O eurocódigo retém então um ângulo diferente, $\tan\theta = \begin{cases} \frac{d - \frac{x}{2}}{\frac{B}{4} - \frac{b}{4}} \\ \text{ou} \\ \frac{b}{2x} \end{cases}$

O valor de X é dado por:

$$x = d - \sqrt{d^2 - b \cdot \left(\frac{A}{4} - \frac{b}{4}\right)}$$

A área de armadura é calculada pela fórmula:

$$A_s = \frac{N}{b \cdot f_{yk}} \cdot x$$

Obtêm-se uma majoração da armadura de aproximadamente 10%, em relação ao BAEL.

MÉTODO DE FLEXÃO

Com este método as armaduras inferiores são calculadas a partir do momento actuante na secção de referência, situado a $0.15b$ no interior da extremidade do pilar de largura b .

O momento flector é calculado tomando em conta a totalidade das reacções do solo actuantes na parte da sapata limitada pela secção de referência.

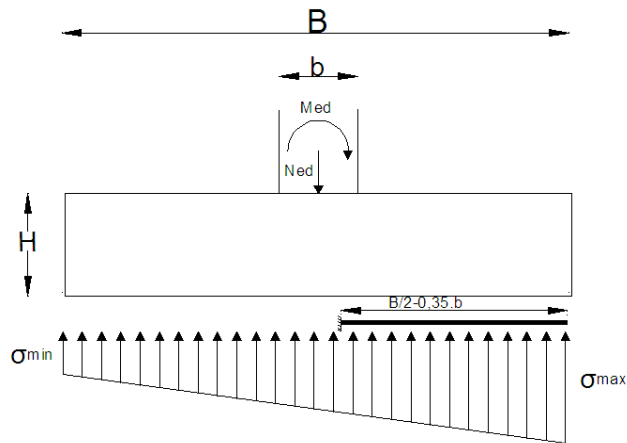


Fig. 20 – Cálculo da armadura inferior de uma sapata pelo método de flexão

Depois de determinado o momento as armaduras inferiores são calculadas em flexão simples [3.7.5].

A percentagem mínima de armaduras longitudinais de flexão é dada por:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d \text{ (condição de não fragilidade)} \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \text{ (percentagem mínima)} \end{array} \right. \quad (9.1N)$$

Onde b_t é a largura da zona tracionada.

3.8.3. CÁLCULO DA ARMADURA SUPERIOR

Serão calculados os aços na parte superior da sapata se houver esforços de tracção no solo.

A armadura deve ser determinada de modo a resistir ao momento, provocado pelo peso do solo em cima da sapata.

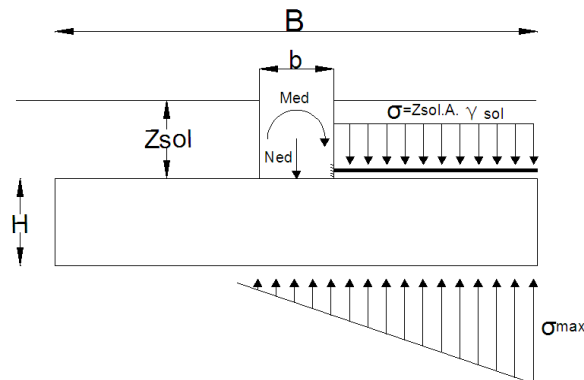


Fig. 21 – Cálculo da armadura superior de uma sapata

3.8.4. RECOBRIMENTO

Nas sapatas convém majorar o recobrimento calculado em [EC2 - 3.4.3]. Os valores mínimos para os recobrimentos nominais são dados pelo anexo nacional francês:

- ✚ 30 mm para as sapatas sobre betão de limpeza ($k_1 = 30$ mm [EC2 - 4.4.1.3 (4)])
- ✚ 65 mm para sapatas apoiadas directamente no solo ($k_2 = 65$ mm [EC2 - 4.4.1.3 (4)])

3.8.5. VERIFICAÇÃO DO PUNÇOAMENTO

O eurocódigo 2 admite que no caso de uma carga ou uma reacção concentrada devemos verificar o esforço de corte ao longo de um perímetro de referência u_1 , estabelecido a uma distância a da área carregada inferior a $2d$, sendo d a altura útil média da sapata.

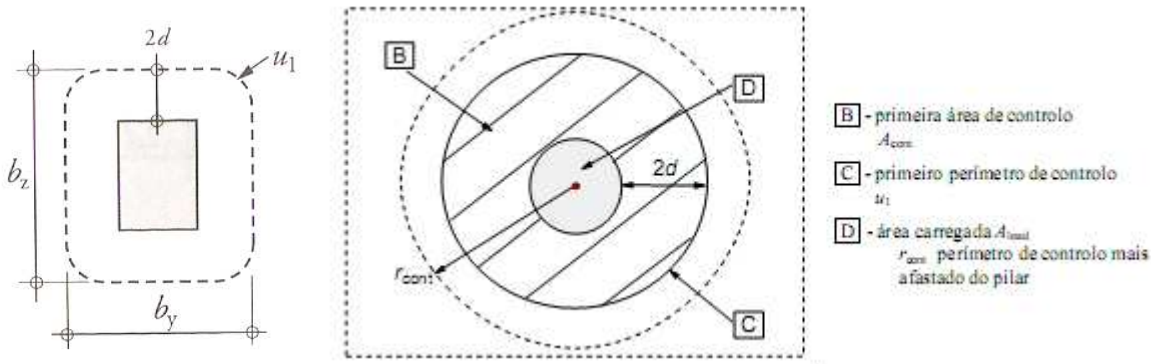


Fig. 22 – Perímetro de controle do punçoamento

O valor do esforço de corte resistente sem armadura de esforço transversal, ao nível da secção de controle de referência u é igual a:

$$V_{rd} = C_{Rd,c} k (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \times \frac{2d}{a} \geq 0,035 k^2 \cdot f_{ck}^{0,5} \cdot \frac{2d}{a} \quad (\text{EC2 - 6.47})$$

Com:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

$$d = \frac{d_x d_y}{2} \quad (\text{EC2 - 6.32})$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (d \text{ em mm})$$

$$\rho_x = \frac{A_{s,x}}{d_x A_x} \quad \rho_y = \frac{A_{s,y}}{d_y B_y} \quad \rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0,02$$

O valor do esforço transversal solicitante é dado por :

$$V_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed,red}}{u_i d} \quad (\text{EC2 - 6.38})$$

com :

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (EC2 - 6.48)$$

onde : v_{Ed} é o esforço transversal aplicado

u_i perímetro do perímetro de controlo considerado

ΔV_{Ed} é a reacção no interior do contorno de controlo considerado. No caso de uma sapata trata-se da reacção diminuída do peso próprio da sapata.

$$\beta = \begin{cases} 1 & \text{para um carregamento centrado} \\ 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,red}} \cdot \frac{u_1}{w_1} & \text{se carregamento excêntrico numa direcção} \\ 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} & \text{se carregamento excêntrico nas duas direcções} \end{cases} \quad (EC2 - 6.39)$$

$$\quad \quad \quad (EC2 - 6.43)$$

Com:

b_z e b_y as dimensões do contorno de controlo

u_1 perímetro do 1 perímetro de controlo

Valores de k:

Tabela 8- valores de k

c1/c2	≤0,5	1	2	≥3,0
k	0,45	0,6	0,7	0,8

$$W = 0,5b^2 + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d + 16d^2 + 2\pi d \cdot c_1 \quad (EC2 - 6.41)$$

Onde: c_1 é dimensão do pilar na direcção paralela á excentricidade da carga;

c_2 é dimensão do pilar na direcção perpendicular á excentricidade da carga.

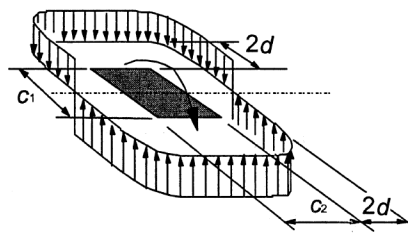


Fig. 23 – Distribuição de tensões tangenciais devido a um momento

Devemos verificar que para todos os perímetros temos $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$. Se isto não for verificado devemos prever armadura de esforço transversal ou aumentar a altura da sapata.

Na área carregada convém que:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (EC2 - 6.53)$$

3.9.5. VERIFICAÇÃO DA AMARRAÇÃO DAS ARMADURAS INFERIORES

O eurocódigo 2 impõe que o esforço de tracção nas armaduras seja determinado a partir das condições de equilíbrio, tomando em conta o efeito das fendas inclinadas. A tracção F_s na abcissa x , deve ser amarrada antes desta distância x , tomada a partir do bordo da sapata. Para varões com ganchos, não é necessária fazer esta verificação. No caso do nosso programa serão utilizados varões inferiores com ganchos, logo não é necessário fazer esta verificação.

3.8.6. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA

Para dimensionar as sapatas pelos eurocódigos devemos:

- ✚ Modificar o método das bielas e o método de flexão;
- ✚ Fazer as verificações de armadura mínima de flexão, com as novas fórmulas do EC2;
- ✚ Criar uma função para o cálculo da armadura superior, se necessário;
- ✚ Recalcular o recobrimento mínimo para uma sapata;
- ✚ Criar uma função de verificação do punçoamento segundo o EC2 – ver organigrama no anexo A.3.9.

3.9. CÁLCULO DE VIGAS

Um elemento é considerado como uma viga quando a relação entre o vão L e a altura total h da secção é tal que $L/h \geq 3$.

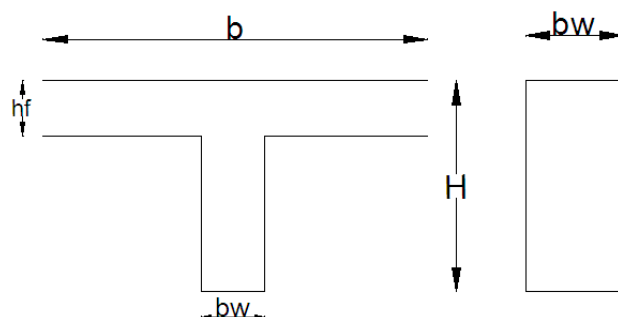
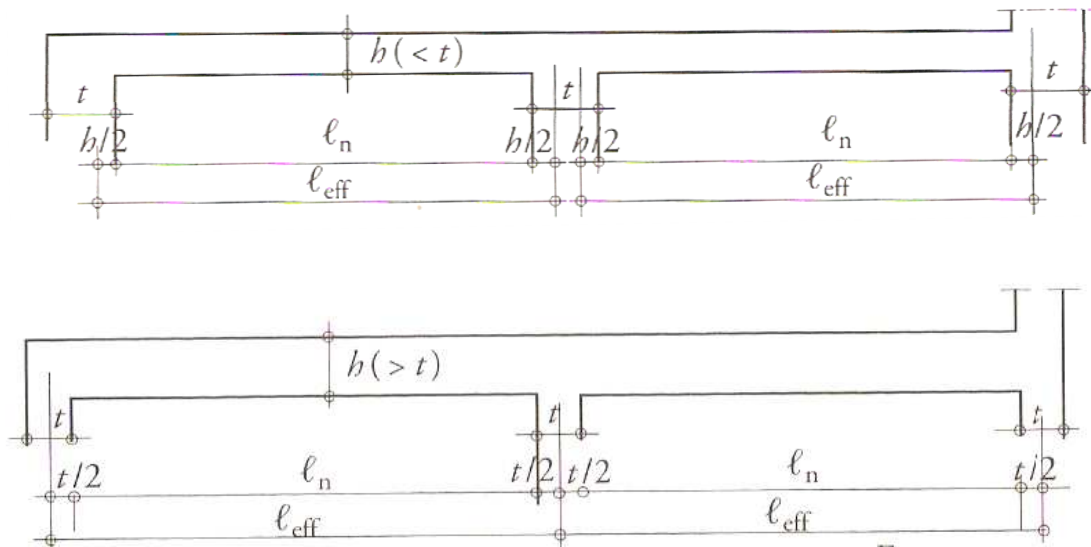


Fig. 24 – Secção de uma viga

3.9.1. VÃO DE CÁLCULO DAS VIGAS

O vão de cálculo das vigas não é o vão entre extremidades de apoios como definia o BAEL, mas sim entre os eixos de apoios com uma correcção para os apoios muito largos. Ele é definido por l_{eff} .



$$l_{\text{eff}} = l_n + a_1 + a_2 \quad (\text{EC2} - 5.8)$$

Com :

l_n é o vão entre extremidades de apoios.

$a_i = \min\left(\frac{t}{2}; \frac{h}{2}\right)$ onde : t é a largura do apoio ;

h é a altura da viga.

O eurocódigo 2 permite-nos 4 tipos de análise:

- ✚ Linear elástica;
- ✚ Linear elástica com redistribuição;
- ✚ Não linear;
- ✚ Plástica.

A análise utilizada no programa é a elástica linear, segundo a resistência dos materiais (RDM) clássica. Ela pode ser utilizada para os estados limites de serviço e para os estados limites últimos.

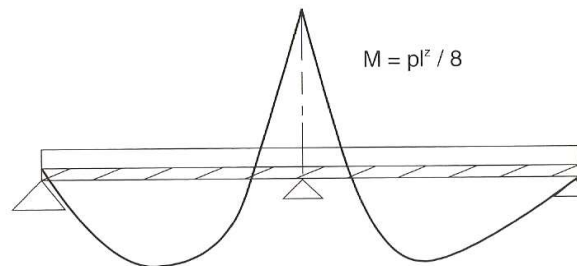


Fig. 26 – Traçado do diagrama de momentos elásticos

3.9.2. DIMINUIÇÃO DO MOMENTO FLECTOR SOBRE OS APOIOS

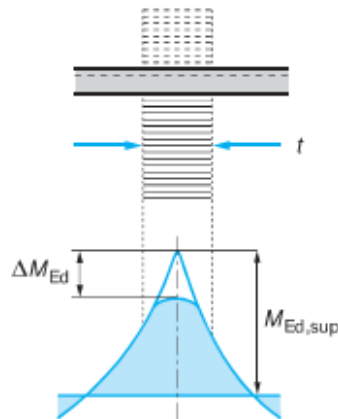


Fig. 27 – Diminuição do momento flector sobre os apoios

Os momentos flectores sobre apoios calculados com os vãos entre eixos podem ser diminuídos dum valor de:

$$\Delta M = F_{ed,sup} \cdot \frac{t}{8} \quad (\text{EC2 - 5.9})$$

Onde :

t é a largura do apoio;

F_{ed,sup} representa a reacção do apoio.

3.9.3. ARMADURAS LONGITUDINAIS

A percentagem mínima de armaduras longitudinais de flexão é dada por:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d \text{ (condição de não fragilidade)} \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \text{ (percentagem mínima)} \end{array} \right. \quad (\text{EC2 - 9.1N})$$

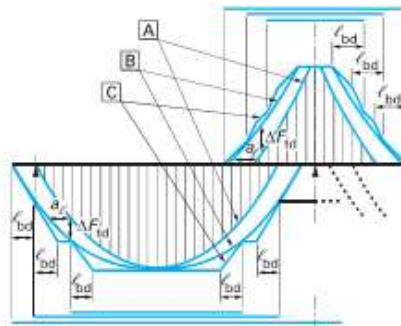
onde b_t é a largura da zona tracionada.

O valor recomendado para a percentagem máxima de armadura numa secção é :

$$A_{s,max} = 0,04 A_c \quad (\text{EC2 - 9.2.1.1(3)})$$

Onde : A_c é a área de betão da secção transversal.

3.9.4. INTERRUPTÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL



[A] - Envolvente de $M_{Ed}/z + N_{Ed}$ [B] - força de tracção actuante F_t [C] - força de tracção resistente F_{Rd}

Fig. 28 – Interrupção da armadura longitudinal

O eurocódigo impõe que as armaduras longitudinais traccionadas sejam capazes de resistir a um esforço de tracção suplementar gerado pelo esforço transverso. Para isso impõe-se uma translação à curva de momentos de:

$$a_l = z \frac{\cot\theta - \cot\alpha}{2} \quad (\text{EC2 - 9.2})$$

Onde : z é o braço das forças internas
 α é o ângulo de inclinação dos estribos
 θ é o ângulo de inclinação das bielas

Para $z=0.9d$ e bielas a 45° , obtêm-se $a_l=0.45d$. É metade do valor dado pelo BAEL.

Constata-se que quanto menor é o ângulo θ , menos estribos são necessários. Em contrapartida a translação da curva de momentos é maior.

As barras cortadas devem ser amarradas de um comprimento l_{bd} [ver 3.6.2], a partir do ponto onde elas não serão mais úteis. O diagrama da força de tracção resistente decresce linearmente ao longo do comprimento l_{bd} .

3.9.5. AMARRAÇÃO DAS ARMADURAS SOBRE APOIO DE EXTREMIDADE

Quando um apoio de extremidade não é considerado como um encastramento, convém que a secção de armadura longitudinal inferior prolongada até aos apoios seja de pelo menos uma fracção de β_2 da secção a meio vão. O valor recomendado é 0,25 mas em França definiu-se $\beta_2=0$ no anexo nacional (deve-se amarrar somente o esforço transverso, eventualmente reduzido).

O esforço de tracção a amarrar nas extremidades das vigas pode ser determinado por:

$$F_E = |V_{Ed}| \cdot \frac{a_l}{z} + N_{Ed} \quad (\text{EC2 - 9.3})$$

É uma novidade em relação ao BAEL, que amarra a totalidade do esforço transverso.

Obtêm-se uma secção mínima, inferior, de armadura nos apoios de :

$$A_{s,appui} = \frac{F_E}{f_{yd}}$$

O comprimento de amarração sobre apoios, das armaduras inferiores é ajustado a :

$$l_{bd,aj} = \frac{F_E}{A_{s,appui} \cdot f_{yd}} \cdot l_{bd}$$

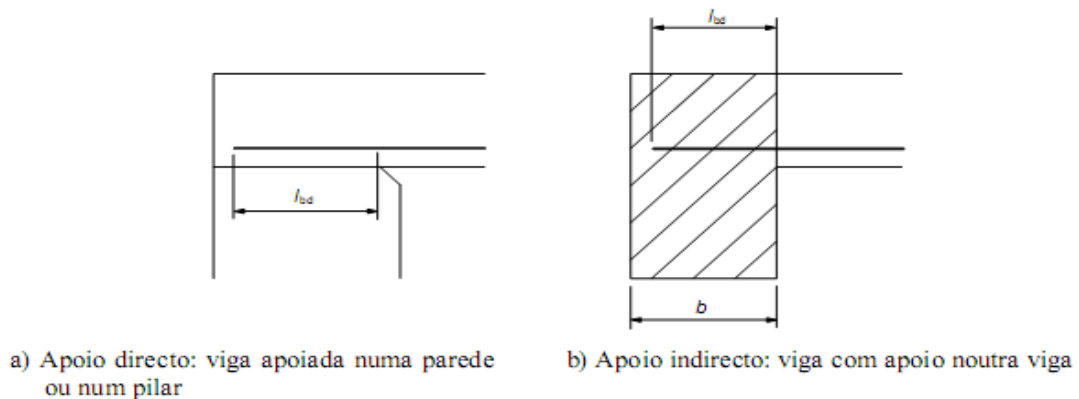


Fig. 29 – Amarração das armaduras inferiores sobre apoios de extremidade

3.9.6. AMARRAÇÃO DAS ARMADURAS SOBRE APOIOS INTERMÉDIOS

A secção mínima a amarrar e o comprimento de amarração são determinados como para um apoio de extremidade.

O comprimento dos varões sobre o apoio deve ser de pelo menos 10Φ ou com varões de continuidade.

3.9.7. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO

Para a verificação da resistência ao esforço transversal, o eurocódigo 2 define os valores:

- ✚ V_{Ed} – esforço transversal actuante na secção considerada ;
- ✚ $V_{Rd,c}$ - esforço transversal resistente do elemento na ausência de armadura de esforço transversal;
- ✚ $V_{Rd,s}$ - esforço transversal que poderá ser suportado pelas armaduras de esforço transversal, trabalhando no limite elástico;
- ✚ $V_{Rd,max}$ - valor de cálculo do esforço transversal máximo, limitado pelo esmagamento das escoras de compressão.

O eurocódigo 2 define, para o cálculo das armaduras transversais, o modelo de treliça com escoras e tirantes. A inclinação do ângulo θ das escoras não é tomada como 45° , como no BAEL mas pode ser escolhido em função do esforço transversal, entre $21,8^\circ$ e 45° .

As armaduras de esforço transversal podem tomar um ângulo entre 45° e 90° , com o eixo horizontal do elemento.

As armaduras transversais devem ser calculadas de tal modo que:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Rd,s}}{z \cdot f_{yd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin(\alpha)} \quad (\text{EC2 - 6.8})$$

Onde :

A_{sw} é a área das armaduras de esforço transversal.

s é o espaçamento dos estribos.

z é o braço das forças internas. Pode ser tomado igual a $0,9d$.

O EC2 impõe uma armadura transversal mínima para as vigas de:

$$\left(\frac{A_{sw,min}}{s}\right)_{min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b_w \cdot \sin\alpha \quad (\text{EC2 - 9.4 et 9.5N})$$

O espaçamento longitudinal máximo entre os estribos é igual a :

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) \quad (\text{EC2 - 9.5})$$

O espaçamento transversal entre ramos de estribos deve ser inferior a :

$$s_{t,max} = 0,75d < 60 \text{ cm} \quad (\text{EC2 - 9.8N})$$

Em todos os pontos do elemento o esforço transversal deve ser inferior à capacidade de esmagamento das escoras:

$$V_{rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot z \cdot f_{cd} \cdot b_w v_1}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (\text{EC2 - 6.9})$$

Onde :

$\alpha_{cw}=1$ em flexão simples

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

Se a resistência das escoras é insuficiente, podemos :

- ✚ Limitando a tensão de tracção dos aços $0,8 f_{yw}$, aumentar o coeficiente v_1 ao valor de :

$$v_1 = \begin{cases} 0,6 & \text{pour } f_{ck} \leq 60 \\ 0,9 - \frac{f_{ck}}{200} \leq 0,5 & \text{pour } f_{ck} > 60 \end{cases}$$

- ✚ Aumentar o ângulo das escoras até 45° .

3.9.8. TRANSMISSÃO DIRECTA DAS CARGAS AOS APOIOS

No caso de cargas situadas perto dos apoios, admite-se uma transmissão directa pela escora ao apoio de uma parte da carga, diminuindo o esforço transversal a ser suportado pelos estribos. Esta redução não é tomada em conta na verificação do $V_{Rd,max}$.

Se a viga, de altura útil d , é submetida principalmente a cargas distribuídas, a verificação ao esforço transversal deve ser feita a uma distância d do apoio. As armaduras necessárias são mantidas até ao centro do apoio.

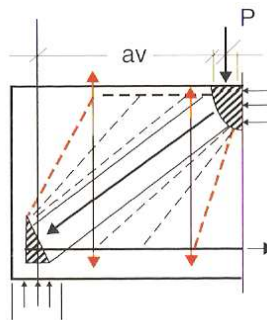


Fig. 30 – Transmissão directa da carga sobre os apoios

Para as cargas concentradas aplicadas a uma distância $a_v < 2d$ da extremidade do apoio, poderá ser tomada apenas uma fracção β dessas cargas:

$$\beta = \max \left(0,25; \frac{a_v}{2d} \right)$$

3.9.9. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA

Em relação ao cálculo das vigas pelo BAEL, as modificações introduzidas no programa foram as seguintes:

- ✚ Os novos vãos de cálculo entre eixos de apoios;
- ✚ Não se interveio no cálculo dos estribos, para isso fixou-se o $\theta=45^\circ$ e obtém-se a mesma fórmula do BAEL. Contudo, são feitas as verificações de armadura mínima transversal, da compressão das escoras, e também são verificados os espaçamentos mínimos, modificados pelo EC2;

- ✚ Abaixamento do momento negativo sobre apoio central, e esforço transversal;
- ✚ Novas fórmulas para as verificações da armadura longitudinal mínima e máxima de uma viga;
- ✚ As verificações dos comprimentos de amarração e das áreas mínimas das armaduras inferiores sobre os apoios;
- ✚ Novas fórmulas para a translação do diagrama de momentos e comprimento de amarração das barras. O que irá alterar o comprimento dos varões longitudinais.

3.10. VERIFICAÇÕES DE SERVIÇO

A fim de validar a armadura a colocar num elemento é necessário efectuar as verificações, que permitam certificar o bom comportamento da peça em condições de utilização normal.

Estas verificações englobam:

- ✚ A limitação das tensões;
- ✚ A limitação da fendilhação;
- ✚ A limitação da deformação.

3.10.1. LIMITAÇÃO DAS TENSÕES

As tensões de tracção nas armaduras devem ser limitadas para evitar as deformações inelásticas assim como um nível de fissuração ou de deformação inaceitável.

O eurocódigo 2 relembra que uma tensão de compressão no betão excessiva pode conduzir a uma micro-fissuração ou a uma fluência elevada.

Critérios de verificação:

- Tensão de compressão no betão

- ✚ Combinação característica : $\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}$ para as zonas submetidas as classe de exposição XD, XF e XS.
- ✚ Combinação quase-permanente: $\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}$

-Tensão de tracção dos aços

- ✚ Combinação característica : $\sigma_{st} \leq 0,8 f_{yk}$

3.10.2. LIMITAÇÃO DA FENDILHAÇÃO

A fissuração é quase inevitável para as obras de betão armado submetidas a flexão, ao esforço de corte, à torção ou à tracção. No entanto ela deve ser limitada a fim de não prejudicar o bom funcionamento da estrutura e de não tornar o seu aspecto inaceitável.

Os critérios de verificação da abertura das fendas são verificados na combinação quase-permanente. O valor recomendado para o limite da abertura das fendas w_{max} , sob combinação quase-permanente é:

- ✚ 40 mm para as classes de exposição X0 e XC1
- ✚ 30 mm para as classes de exposição XC2, XC3, XC4, XD1, XD2, XS1, XS2, XS3

O eurocódigo reenvia aos anexos nacionais para fixar estes limites. A França propõe outros valores:

Classes d'exposition	Éléments en BA
	Combinaison quasi permanente de charges
X0, XC1	0,40 mm ⁽¹⁾ pas de limite fixée, sauf demande des DPM
XC2, XC3, XC4	0,30 mm ^{(1) (2)}
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	0,20 mm

1) A verificação da fissuração é supostamente assegurada pelas disposições construtivas expostas no capítulo 9 do EC2. Então o cálculo de w_{max} não é necessário.
2) No caso de edifícios de categoria de utilização A a D (ver EC1), a verificação da fissuração é supostamente assegurada, menos no caso de pedido específico das DPM (documentos particulares do mercado), para as disposições construtivas mínimas expostas no capítulo 9 do EC2. Então o cálculo de w_{max} não é necessário.

Fig. 31 – Limite para a abertura de fendas. Modificações feitas pelo anexo nacional francês

Para o controlo da fendilhação e em alternativa ao cálculo da abertura de fendas, o eurocódigo 2 propõe um método que consiste em limitar a tensão, o diâmetro e o espaçamento dos aços. Porém o método baseado no cálculo directo é mais simples de programar.

CÁLCULO DE ABERTURA DE FENDAS

A abertura de fendas, w_k , pode ser calculada em função do espaçamento máximo entre as fendas, da deformação média do betão ϵ_{cm} e da deformação média dos varões ϵ_{sm} :

$$w_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (EC2 - 7.8)$$

Com :

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (EC2 - 7.9)$$

onde :

σ_s é a tensão na armadura traccionada

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad \text{com} \quad A_{c,eff} = b_w \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 2.5(h - d) \\ \frac{h-x}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right. \quad (EC2 - 7.10)$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm}$$

$$k_t = 0,4$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + \frac{0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} \quad (EC2 - 7.11)$$

onde :

ϕ é o diâmetro equivalente

c é o recobrimento das armaduras (mm)

$$k_1 = 0,8$$

$$k_2 = \begin{cases} 0,5 & \text{se flexão} \\ 1 & \text{se tracção} \end{cases}$$

$$k_3 = \begin{cases} 3,4 & \text{para } \phi \leq 25 \\ 3,4 \cdot \left(\frac{25}{\phi}\right)^{2/3} & \text{para } \phi > 25 \end{cases}$$

3. 10.3. LIMITAÇÃO DA DEFORMAÇÃO

Por razões de bom funcionamento ou de aspecto, o eurocódigo limita as deformações. Ele faz referência à norma ISO 4356 que dá os limites das flechas sob cargas quase-permanentes em função do vão L:

- ✚ L/250 para condições de utilização normal;
- ✚ L/500 se as deformações provocam danos nas paredes divisórias.

O eurocódigo não impõe o cálculo das flechas de um elemento se a sua relação entre o vão e a altura útil é inferior a limites definidos pelas seguintes fórmulas, estabelecidas admitindo que a tensão do aço traccionado da secção mais solicitada é igual a 310 MPa no ELS.

$$\frac{l}{d} = \begin{cases} K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_o}{\rho} - 1 \right)^{\frac{2}{3}} \right] & \text{se } \rho \leq \rho_o \quad (\text{EC2} - 7.14a) \\ K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho}} \right] & \text{se } \rho > \rho_o \quad (\text{EC2} - 7.14b) \end{cases}$$

Com :

$$\rho_o = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ percentagem de armadura traccionada na secção mais solicitada}$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} \text{ percentagem de armadura comprimida na secção mais solicitada}$$

K é um coeficiente que depende do sistema estrutural. Os valores recomendados são dados pela tabela 7.4N mas o eurocódigo 2 deixa a possibilidade de os modificar em anexo nacional. A França modificou-os.

Tabela 9- valores de k em função do sistema estrutura

Sistema estrutural	K
Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direcções	1,0
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa direcção ou de uma laje armada em duas direcções contínua ao longo do lado maior	1,3
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direcções	1,5
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme) (em relação ao maior vão)	1,2
Consola	0,4

As relações limite obtêm-se multiplicando a relação inicial dada pelas fórmulas anteriores por factores correctores:

- Se a tensão dos aços traccionados ao ELS for diferente de 310MPa, convém multiplicar os valores obtidos pela relação:

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{f_{yk} \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}} \quad \text{onde: } A_{s,prov} \text{ é a secção de armaduras que vai ser colocada;}$$

$A_{s,req}$ é a secção de aço estritamente necessária pelo cálculo ao ELU.

- Para as secções em T, quando a relação entre a largura do banzo e da alma é superior a 3, os valores devem ser multiplicados por 0,8;
- Para vigas com um vão superior a 7 m, estes valores devem ser multiplicados por $7/l_{eff}$.

VERIFICAÇÃO DA FLECHA PELO CÁLCULO

Quando o cálculo é necessário, as deformações devem ser calculadas nas condições de carregamento que são objecto da verificação. Neste caso a verificação é feita para a combinação quase-permanente.

A flecha de uma viga em betão armado é difícil de calcular pois a inércia de uma viga varia ao longo do seu desenvolvimento, as secções pouco solicitadas não estão fissuradas e por outro lado as secções muito solicitadas estão fissuradas. Por isto o eurocódigo descreve um método simplificado para avaliar a flecha de uma viga de betão armado, que consiste em avaliar a flecha supondo a viga não fissurada, depois supondo-a inteiramente fissurada, e de seguida interpolar utilizando a seguinte fórmula:

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I \quad (\text{EC2 - 7.18})$$

Onde :

α_I é a flecha da viga, considerando que está não esta fendilhada;

α_{II} é a flecha da viga, considerando que está completamente fendilhada;

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2 \geq 0 \quad (\text{EC2-7.19})$$

Com: $\beta = 0.5$ para um carregamento prolongado

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{I_h}{h-y} \quad \text{onde : } I_h \text{ é a inércia não fissurada da secção}$$

y é a distância do centro de gravidade da secção à zona mais traccionada

Podemos avaliar a flecha máxima, a partir da curvatura numa secção submetida ao momento máximo, pela fórmula:

$$f = k \cdot \frac{M_{c,q-p} \cdot L^2}{E_{c,eff} \cdot I}$$

onde :

L é a distância entre apoios

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

I é a inércia da secção mais solicitada, fissurada para verificar a flecha fissurada e não fissurada para verificar a secção não fissurada.

O coeficiente k depende da forma do diagrama de momentos. Ele é dado por:

$$k = 0,104 \cdot \left(1 - \frac{M_A - M_B}{M_t} \cdot 10\right)$$

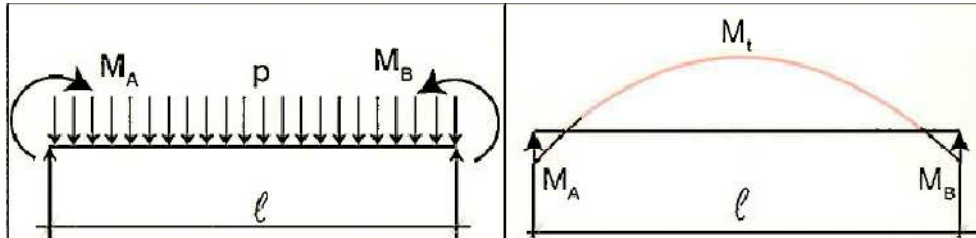


Fig. 32 – Diagrama de momento de uma viga submetida a um carregamento uniformemente distribuído

3.10.4. MODIFICAÇÕES NO PROGRAMA

Para satisfazer as verificações de serviço impostas nos eurocódigos devemos:

- ✚ Verificar as tensões nos programas de cálculo de pilares e vigas;
- ✚ Criar novas funções de verificação das aberturas de fendas e de flechas, para as integrar no programa de cálculo de vigas – ver organigramas nos anexos A.3.10, A.3.11 e A.3.12 e código no anexo A.4.5.

4

Utilização do programa e exemplos de cálculo

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentadas as interfaces do utilizador do novo programa e o seu modo de funcionamento. Serão também apresentados alguns exemplos de cálculo e feita a comparação dos resultados obtidos com o antigo programa desenvolvido com base no BAEL.

A interface de todos os módulos (pilares, vigas e sapatas) é constituída por uma barra de utensílios, menus, separadores (*Assistant, Paramètres, Géométrie, Charges et Modif Auto* para os pilares e sapatas e *Assistant, Paramètres NdC, File, Travée, Charges et Modif Auto* para as vigas). Nos separadores temos: caixas de texto para introduzir os valores pedidos, caixas de escolha, para escolher entre as diversas opções, e botões para realizar uma acção.

As interfaces foram desenvolvidas para serem o mais intuitivas possível. O programa foi feito para responder a todas as necessidades de cálculo, encontraremos nas interfaces todos os casos mais correntes de cálculo.

A utilização do programa consiste em introduzir os dados (dimensões das secções, características dos materiais, cargas, etc). Depois é feito o cálculo (menu *Calcul* – item *Calculer élément en cours*). Pode-se ver os resultados mostrando as notas de cálculo sob forma de Word (menu *NDC* – item *Voir NDC*), ou mostrando os desenhos (menu *Dessin* – item *Voir élément en cours*).

Os exemplos apresentados permitem explorar as potencialidades do programa e verificar os resultados obtidos pelo programa.

4.2. PILAR

4.2.1. PILAR 1 (CARGA CENTRADA)

DADOS

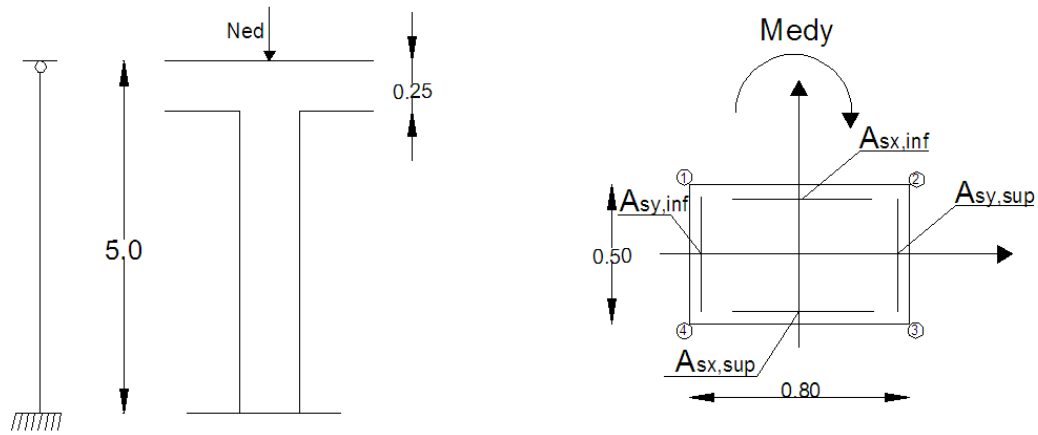


Fig. 33 Características do pilar a calcular

Dimensões:	0,50 m x 0,80m		
Altura do pilar:	5,00 m		
Altura da laje:	0,25 m		
Lo:	0,7 x L		
Betão:	$f_{ck}=30$ MPa		
Aço:	$f_{yk}=500$ MPa		
Cargas permanentes:	NG=1000 kN	$M_x=0$	$M_y=0$
Cargas de exploração:	NQ=300 kN	$M_x=0$	$M_y=0$
Classe de exposição:	XC1		
Classe estrutural:	S3		
Categoria:	A (habitação)		
to:	28 dias		
RH:	80%		
Classe de cimento:	N		

INTERFACES

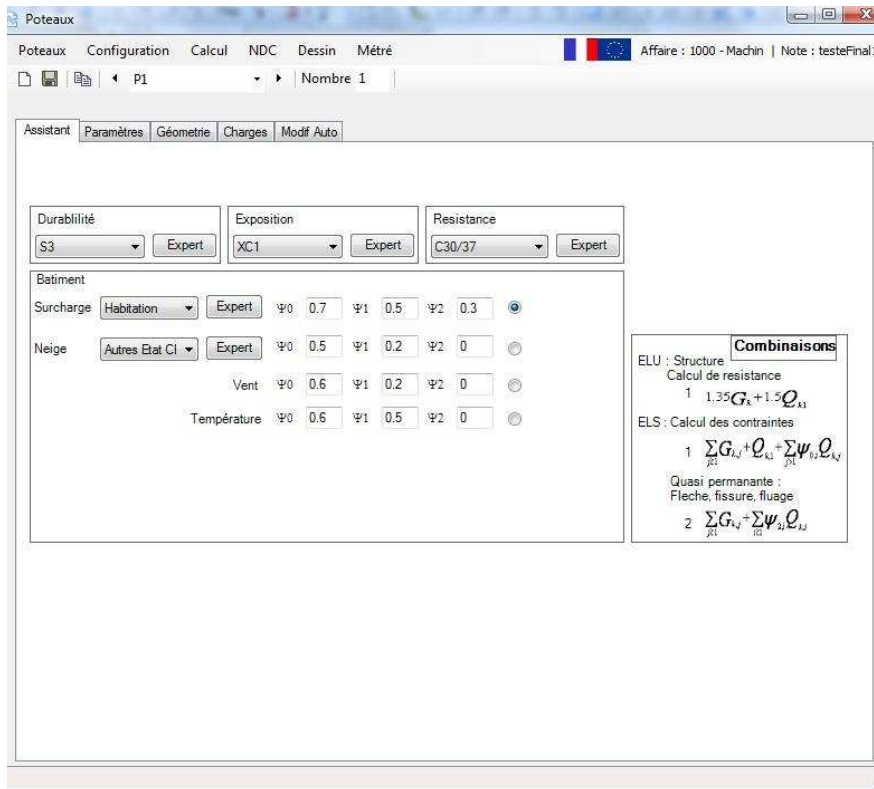


Fig. 34 – Separador Assistant da interface dos pilares

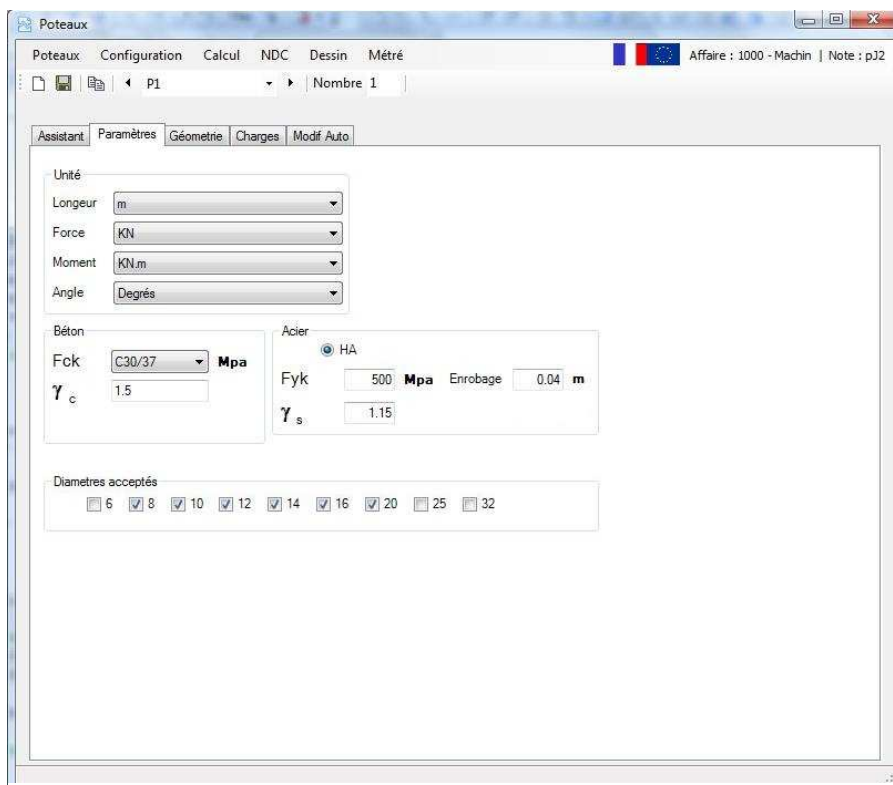
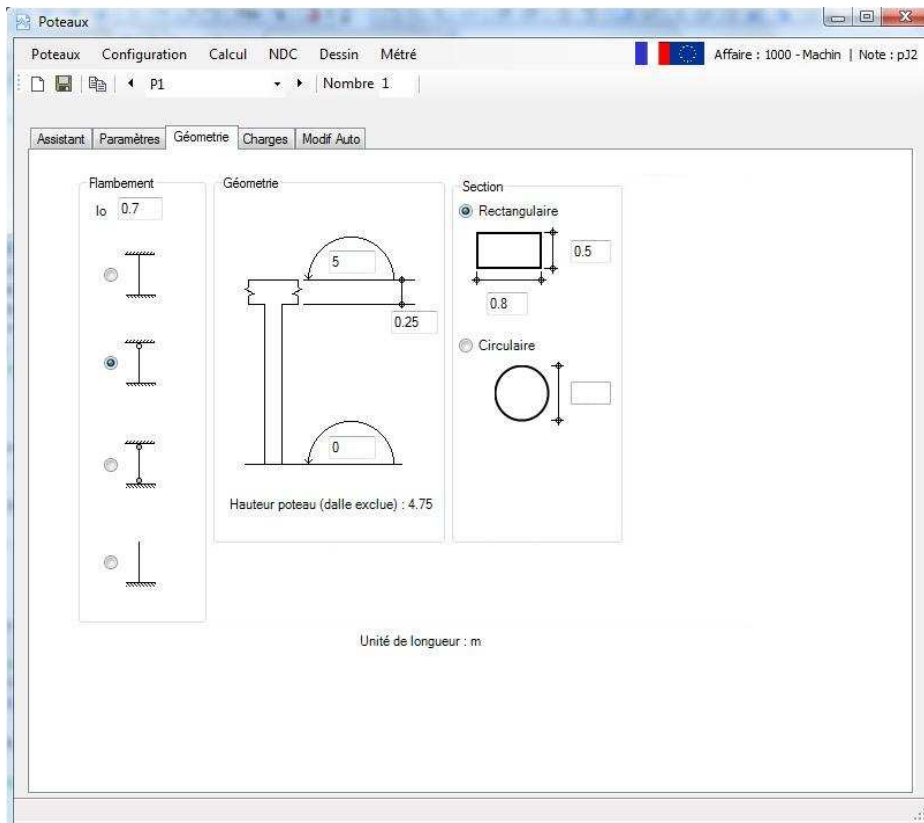
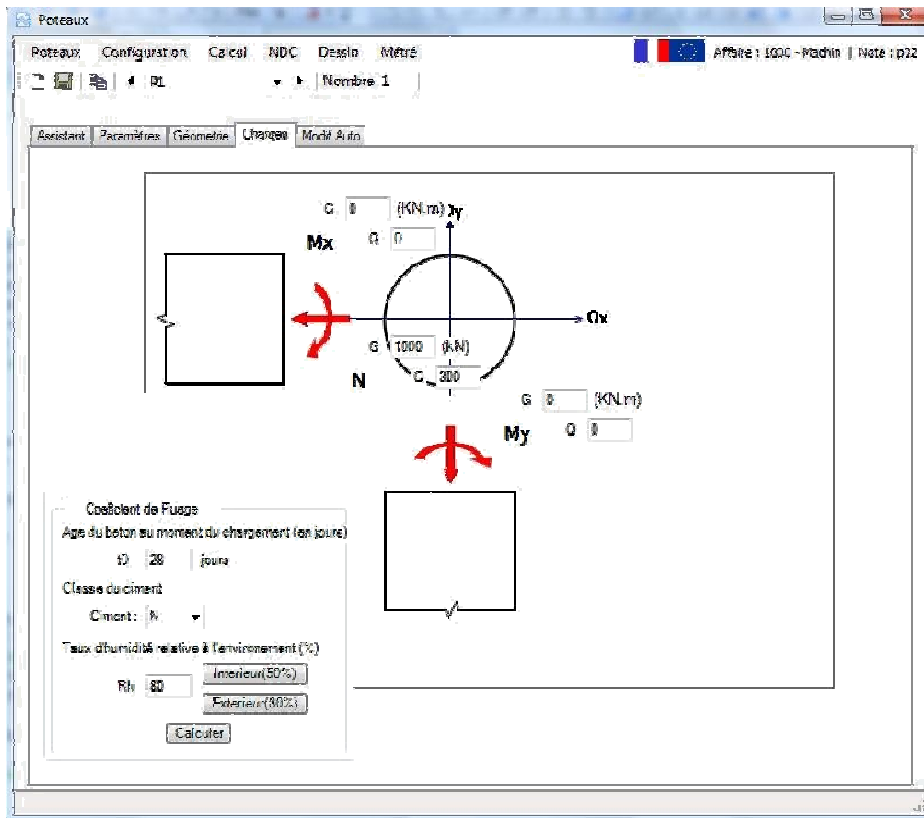


Fig. 35 – Separador Paramètres da interface dos pilares



NOTA DE CÁLCULO

Affaire : Tests

Note de Calcul : Charge Centre

Titre

Poteau : P1

Nombre : 1

Données

Géométrie

Hauteur du poteau : 5.00 m
Epaisseur de la dalle : 0.25 m

Dim. X : 0.8 m
Dim. Y : 0.5 m
lo : 3.5 m

Charges

	N KN	Mx KN.m	My KN.m
G	1000	0	0
Q	300	0	0

Resultats

Contraintes ELS

$\sigma_{c1} = 3.15$ Mpa $\sigma_{c2} = 3.15$ Mpa
 $\sigma_{c4} = 3.15$ Mpa $\sigma_{c3} = 3.15$ Mpa

Flambement

	λ	λ_{limite}	Calcul ao Flambement
Direction X	24.25	23.05	Oui
Direction Y	15.16	23.05	Non

Efforts ELU

Ned= 1 800 KN

Direction X

1er Ordre: Mo1=0.00 KN.m
Mo2=0.00 KN.m
Moimp=48.00 KN.m (ei=0.03)
2eme Ordre: M2=37.09 KN.m (e2=0.02)
Total: Med=85.09 KN.m

Direction Y

1er Ordre: Mo=0.00 KN.m
Moimp=N/A
Total: Med=0.00 KN.m

Ferrailage

	Direction X			Direction Y		
AS _{sup} :	2.00 cm2	2HA10 (2.07)	1HA8	2.00 cm2	2HA10 (2.07)	1HA8
AS _{inf} :	2.00 cm2	2HA10 (2.07)	1HA8	2.00 cm2	2HA10 (2.07)	1HA8

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste exemplo obteve-se uma armadura total 8 cm^2 , o que corresponde à armadura mínima – ver desenho no anexo A.2.1.

Para o mesmo pilar calculado com o programa segundo o BAEL obteve-se $10,4 \text{ cm}^2$, que é também a percentagem mínima segundo o BAEL. Como previsto obtêm-se menos aço, com o EC2, para um pilar armado com a percentagem mínima.

4.2.2. PILAR 2 (COM CARGA EXCÊNTRICA)

Recalcula-se o mesmo pilar, adicionando um momento $M_x=300 \text{ KN.m}$ constante em todo o comprimento do pilar.

NOTA DE CALCULO

Affaire : Tests

Note de Calcul :Charge excentre

Titre

Poteau : P2

Nombre : 1

Données

Géométrie

Hauteur du poteau : 5.00 m
Epaisseur de la dalle : 0.25 m

Dim. X : 0.8 m
Dim. Y : 0.5 m
lo : 3.5 m

Charges

	N KN	Mx KN.m	My KN.m
G	1000	300	0
Q	300	0	0

Resultats

Contraintes ELS

$\sigma_{c1} = -1.19$ Mpa $\sigma_{c2} = -1.19$ Mpa
 $\sigma_{c4} = 7.35$ Mpa $\sigma_{c3} = 7.35$ Mpa

Flambement

	λ	λ_{limite}	Problèmes de stabilité
Direction X	24.25	24.87	Non
Direction Y	15.16	24.87	Non

Efforts ELU

Ned= 1 800 KN

	Direction X	Direction Y
1er Ordre:	Mo=405.00 KN.m	Mo=0.00 KN.m
	Moimp=48.00 KN.m (ei=0.03)	Moimp=N/A
Total:	Med=453.00 KN.m	Med=0.00 KN.m

Ferrailage

	Direction X		Direction Y	
As _{sup} :	5.99 cm2	2HA12 (6.79)	4HA12	2.00 cm2 2HA12 (2.26)
As _{inf} :	5.99 cm2	2HA12 (6.79)	4HA12	2.00 cm2 2HA12 (2.26)

As_{total} = 15.98 cm2

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Agora obteve-se mais armadura do que a área mínima, na direcção X. Obteve-se uma área total de $15,98 \text{ cm}^2$ – ver desenho no anexo A.2.2.

Com o antigo programa obteve-se $13,15 \text{ cm}^2$. Esta diferença deve-se, entre outros factores, ao aumento do momento devido às imperfeições geométricas, nos eurocódigos.

4.3. SAPATAS

4.3.1. SAPATA S1

DADOS

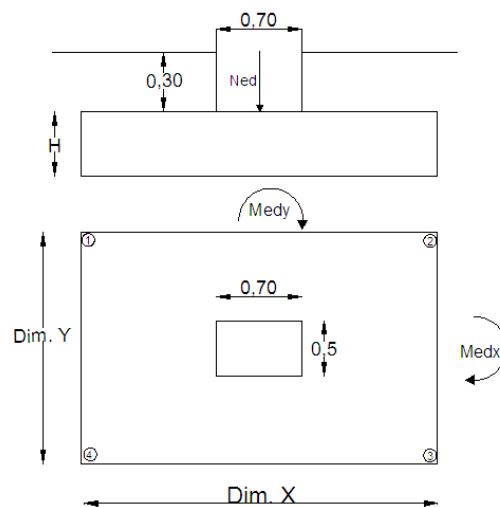


Fig. 38 – Características da sapata a calcular

Dimensões da sapata: ? X ?

Dimensões do pilar: 0,70 m x 0,50m

Profundidade: 0,30 m

Betão: $f_{ck}=25\text{MPa}$

Aço: $f_{yk}=500 \text{ MPa}$

Cargas permanentes: $N_G=2000 \text{ kN}$ $M_x=0$

$M_y=20 \text{ kN.m}$

Cargas de exploração: $N_Q=100 \text{ kN}$ $M_x=0$

$M_y=0$

Classe de exposição: XC2

Classe estrutural: S3

Categoria: A (Habitação)

Tipo de dimensionamento: Proporcionada

Tensão Max. Sol (ELS): 570 kPa

INTERFACES

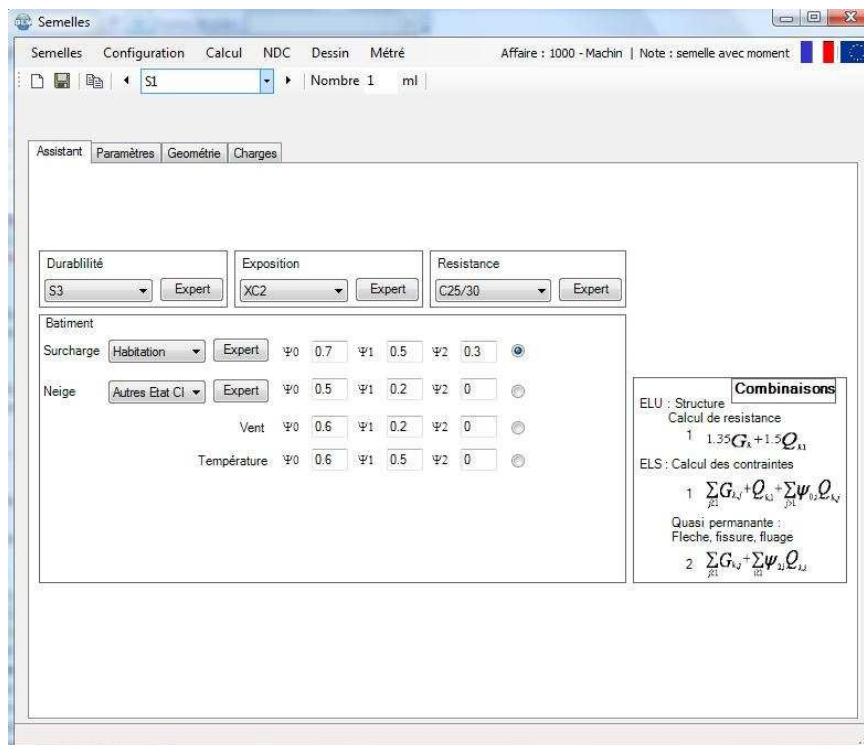


Fig. 39 – Separador Assistant da interface das sapatas

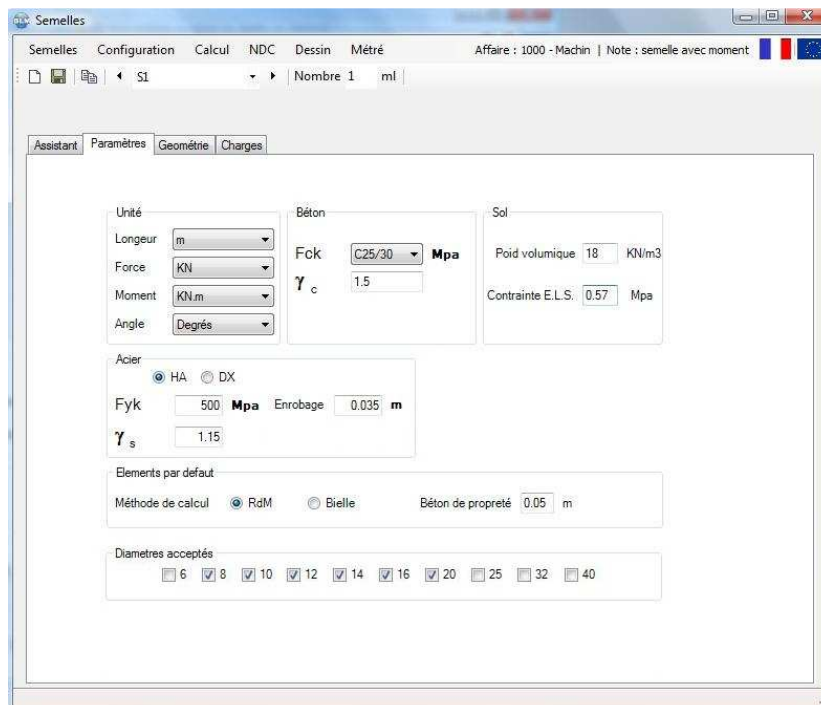


Fig. 40 - Separador Paramètres da interface das sapatas

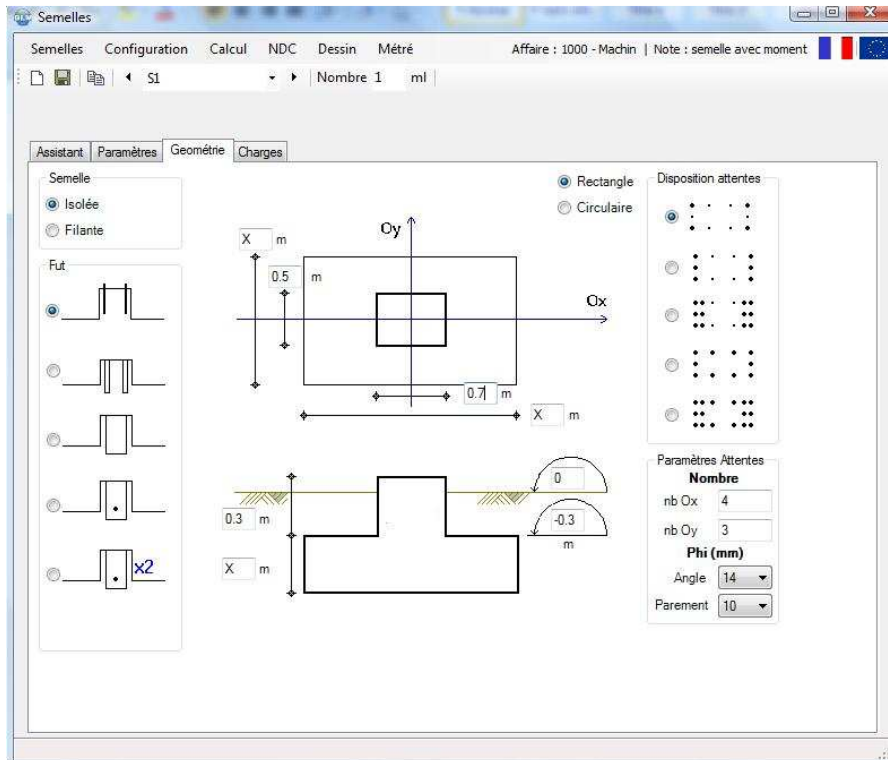


Fig. 41 – Separador Géométrie da interface das sapatas

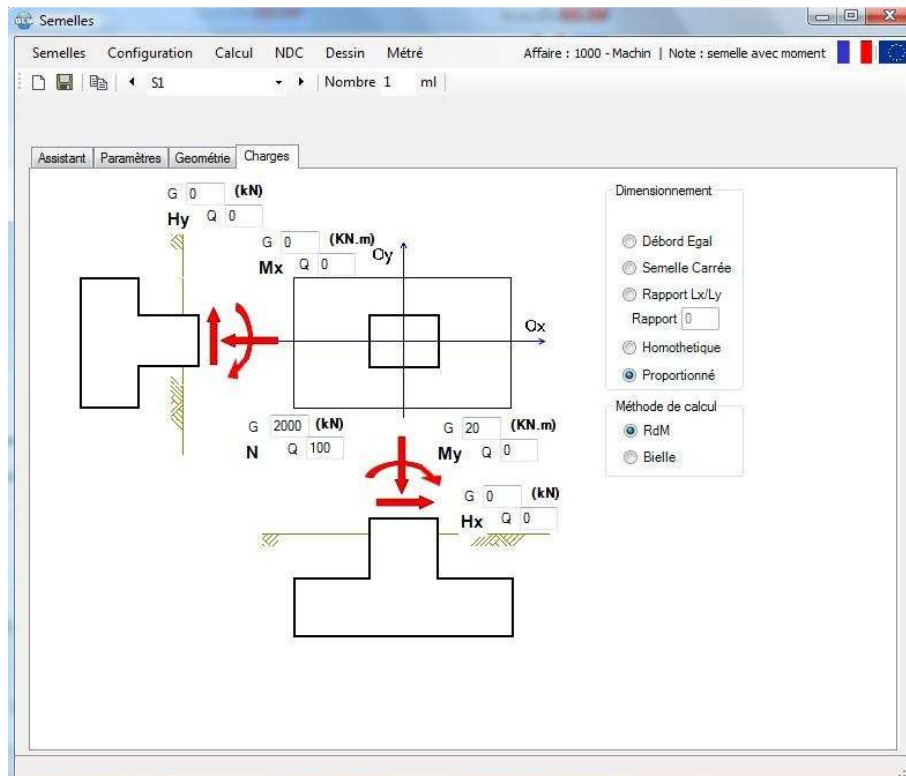


Fig. 42 - Separador Charges da interface das sapatas

NOTA DE CÁLCULO

Titre

Affaire : Tests

Note de Calcul : semelle avec moment

Semelle : S1

Données

Géométrie

	Dim. x (m)	Dim. y (m)	Hauteur (m)
Semelle	Calc.	Calc.	Calc.
Fut	0.70	0.50	0.30

Niv. Sol : 0.00m Niv. Semelle: -0.30m

Charges

	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Hx (KN)	Hy (KN)
G	2000	0	20	0	0
Q	100	0	0	0	0

Resultats

Géométriques

	Dim. X (m)	Dim. Y (m)	Hauteur (m)
Semelle	2.05	2.05	0.50

Contraintes ELS

$\sigma_1=0.501$ MPa $\sigma_2=0.529$ MPa
 $\sigma_4=0.502$ MPa $\sigma_3=0.530$ MPa

Poinçonnement: ved/vrd= 0.87

Ferrailage

$A_{s_x} = 25.43$ cm² $A_{s_y} = 29.99$ cm²
 13 HA 16 (26.14) 15 HA 16 (30.16)

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste exemplo obteve-se uma sapata com as dimensões de 2.05m x2.05m e uma altura de 0.50m. Uma área de aço de 25,43 cm² segundo o eixo dos X e 29,99 cm² segundo o eixo dos Y– ver desenho no anexo A.2.3.

Utilizando o antigo programa obteve-se uma área de aço de $A_{sx}=22,44$ cm² e $A_{sy}=27,42$ cm². É ligeiramente inferior ao que se obtêm com o EC2. O que pode ser justificado, entre outros factores, pelo aumento do comprimento da consola no método de flexão segundo os eurocódigos, que obriga a escolher o encastramento a uma distância de $0.15b$ no interior do pilar de largura b .

4.3.2. SAPATA S2

Recalcula-se agora a sapata dimensionada anteriormente, mas agora retirando o momento.

NOTA DE CALCULO

Affaire : Tests

Note de Calcul : Charge centre

Titre

Semelle : S2

Données

Géométrie

	Dim. x (m)	Dim. y (m)	Hauteur (m)
Semelle	2.05	2.05	0.50
Fut	0.70	0.50	0.30

Niv. Sol : 0.00m Niv. Semelle: -0.30m

Charges

	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Hx (KN)	Hy (KN)
G	2000	0	0	0	0
Q	100	0	0	0	0

Resultats

Contraintes ELS

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 0.517 \text{ Mpa} & \sigma_2 &= 0.517 \text{ Mpa} \\ \sigma_4 &= 0.517 \text{ Mpa} & \sigma_3 &= 0.517 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Poinçonnement: $v_{ed}/v_{rd} = 0.90$

Ferraillage

$$\begin{aligned} A_{s_x} &= 21.96 \text{ cm}^2 & A_{s_y} &= 26.15 \text{ cm}^2 \\ &7 \text{ HA } 20 \text{ (21.99)} & &17 \text{ HA } 14 \text{ (26.17)} \end{aligned}$$

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para a sapata S2 obteve-se $A_{sx}=21,96\text{cm}^2$ e $A_{sy}=26,15 \text{ cm}^2$ contra $21,03 \text{ cm}^2$ e $25,81 \text{ cm}^2$ – ver desenho no anexo A.2.4. Estes valores são também semelhantes.

4.4. VIGA

DADOS

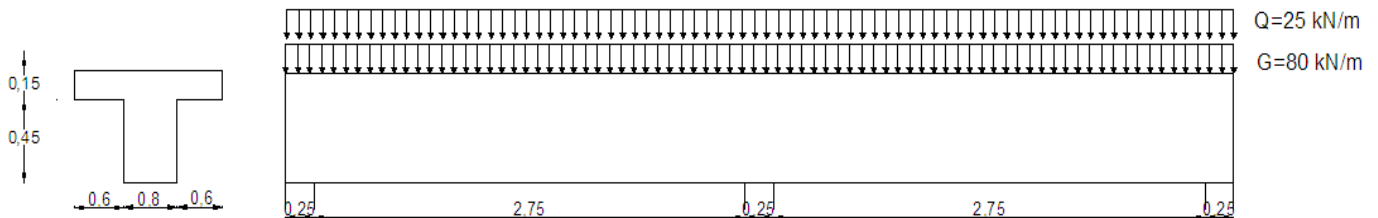


Fig. 43 - Características da viga a calcular

- b** 2,0 m
- b_w** 0,80 m
- h** 0,60 m
- h_f** 0,15 m
- Betão:** $f_{ck}=25$ MPa
- Aço:** $f_{yk}=500$ MPa
- Cargas permanentes:** $G=80$ kN/m
- Cargas de exploração:** $Q=25$ kN/m
- Classe de exposição:** XC4
- Classe estrutural:** S4
- Categoria:** Escritórios
- t_o:** 28 dias
- RH:** 80%
- Classe de cimento:** N
- θ bielas** 45°
- α estribos** 90°

INTERFACES

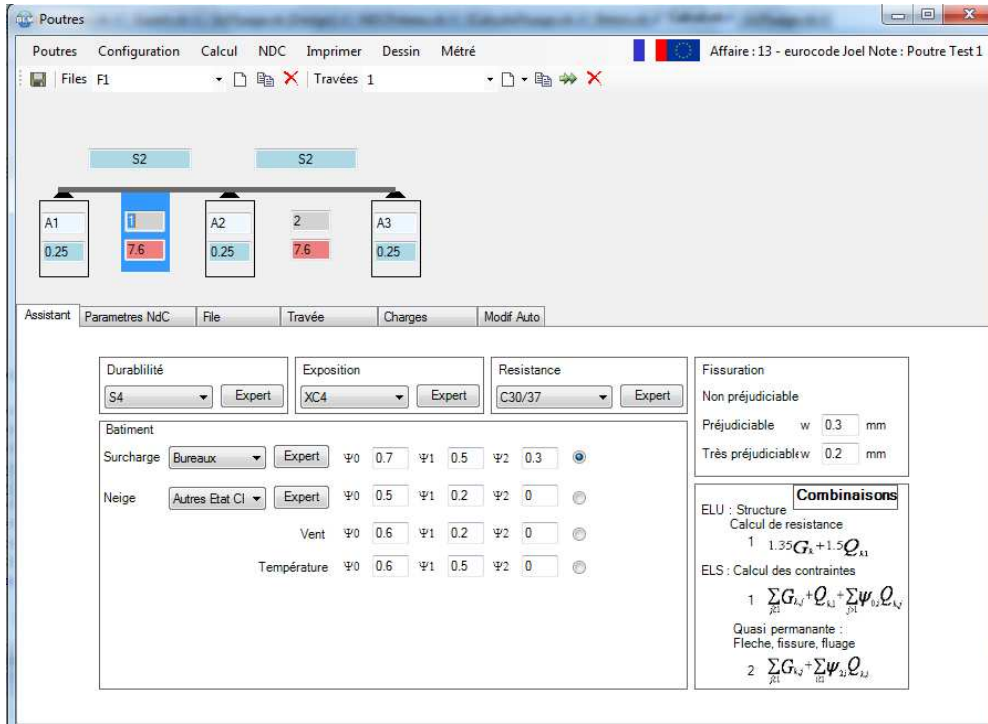


Fig. 44 – Separador Assistant da interface das vigas

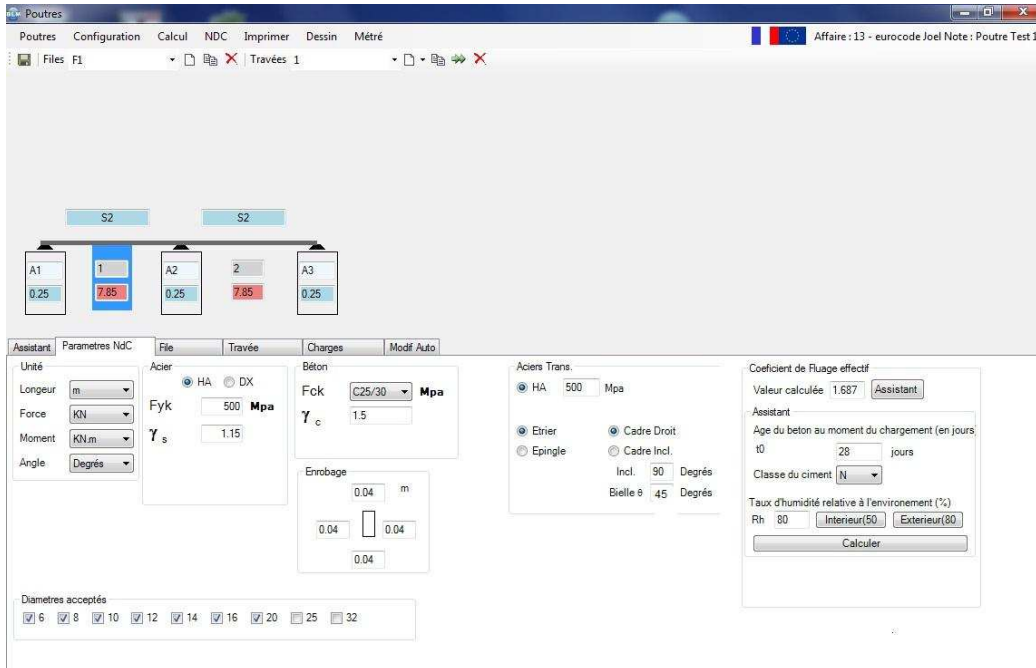


Fig. 45 - Separador Paramètres da interface das vigas

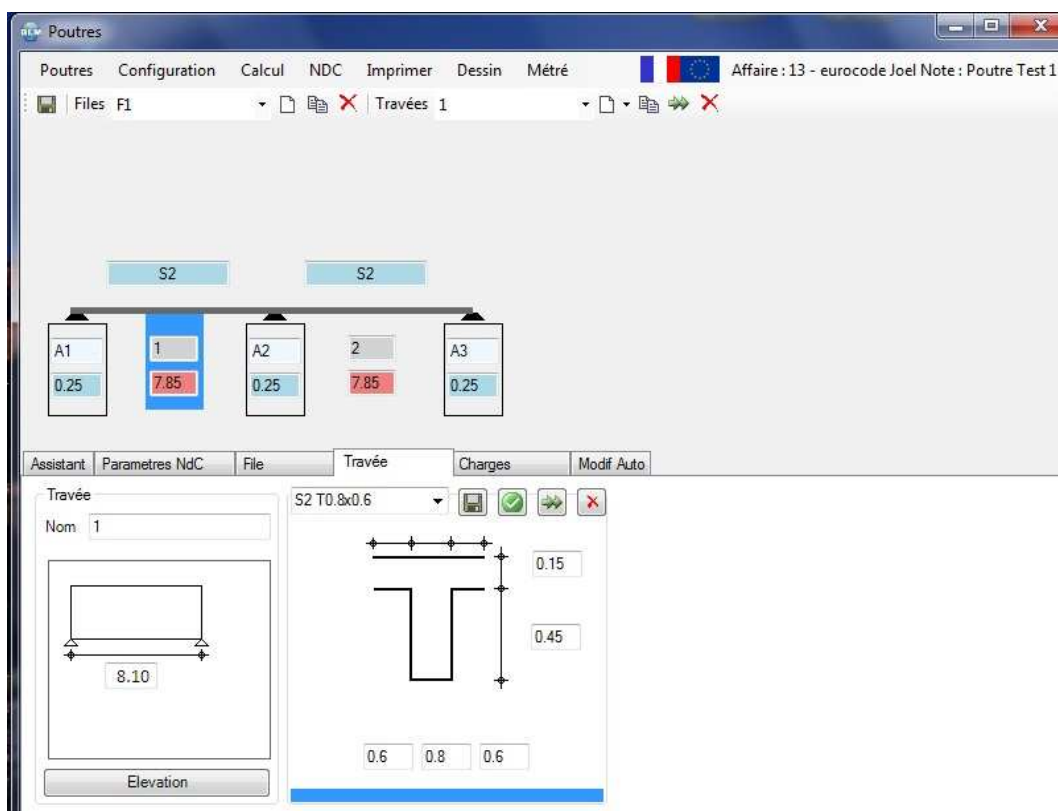


Fig. 47 - Separador Travée da interface das vigas

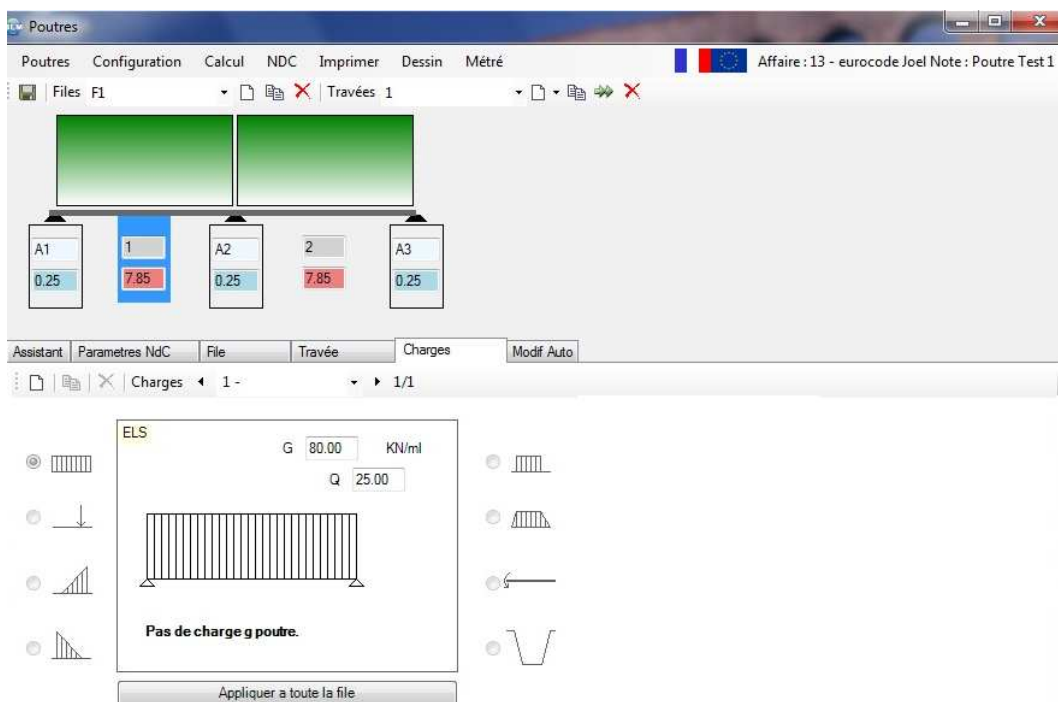


Fig. 46 - Separador Charges da interface das vigas

Affaire : Tests

Note de Calcul : Poutre Test 1

Titre

Poutre 1

Géométrie

Appuis G A1	Porté	Appuis D A2	Section 1 S2
0,25	7,85	0,25	0,80*0,60ht//0, 60/0,60 0,60+0,60h

Charges (E.L.S)

N°	Nom	Type	Début (m)	Fin (m)	Ch. Perma. (kN/ml)	Surcharges (kN/ml)
1		Rep. Unif.	0	7,85	9,06	2,55

Efforts (E.L.U.) - Maximun

MTr (T.m)	MAp G (T.m)	MAp D (T.m)	TAp G (T)	TAp D (T)	ATr (cm ²)	AAp G (cm ²)	AAp D (cm ²)	AComp. (cm ²)
6,88	0,00	-114,49	47,76	-74,21	34,45	0,00	66,48	0,00

Efforts (E.L.U.) - Enveloppe

Distance (m)	MPos (T.m)	MNeg (T.m)	TPos (T)	TNeg (T)	AInf (cm ²)	ASup (cm ²)	AComp (cm ²)	ATranch (cm ² /ml)
0,00	0,00	0,00	47,76	0,00	10,98	0,00	0,00	21,89
0,41	18,13	0,00	41,79	0,00	7,85	0,00	0,00	19,15
0,81	33,82	0,00	35,90	0,00	14,79	0,00	0,00	16,45
1,22	47,08	0,00	30,09	0,00	20,75	0,00	0,00	13,79
1,62	57,90	0,00	24,35	0,00	25,67	0,00	0,00	11,16
2,03	66,30	0,00	18,69	0,00	29,53	0,00	0,00	8,57
2,43	72,26	0,00	13,11	0,00	32,29	0,00	0,00	6,40
2,84	75,79	0,00	7,60	-3,40	33,94	0,00	0,00	6,40
3,24	76,88	0,00	2,59	-7,69	34,45	0,00	0,00	6,40
3,65	75,55	0,00	0,00	-12,81	33,83	0,00	0,00	6,40
4,05	71,78	0,00	0,00	-18,00	32,07	0,00	0,00	8,25
4,46	65,57	0,00	0,00	-23,28	29,20	0,00	0,00	10,67
4,86	56,94	0,00	0,00	-28,63	25,23	0,00	0,00	13,12
5,27	45,87	0,00	0,00	-34,05	20,20	0,00	0,00	15,61
5,67	32,37	0,00	0,00	-39,56	14,14	0,00	0,00	18,13
6,08	16,43	-8,11	0,00	-45,14	7,10	4,80	0,00	20,69
6,48	0,71	-22,00	0,00	-50,80	4,80	10,07	0,00	23,28
6,89	0,00	-38,73	0,00	-56,53	0,00	18,20	0,00	25,91
7,29	0,00	-59,25	0,00	-62,35	0,00	28,99	0,00	28,58
7,70	0,00	-85,65	0,00	-68,24	0,00	44,91	0,00	31,28
8,10	0,00	-114,49	0,00	-74,21	0,00	66,48	0,00	34,01

Efforts sur appuis (T)

	Appui gauche : A1	Appui droit : A2
E.L.S	Réaction : 34,36 Soulèvement : 0,00	Réaction : 107,10 Soulèvement : 0,00
E.L.U	Réaction : 47,76 Soulèvement : 0,00	Réaction : 148,41 Soulèvement : 0,00

Affaire : Tests

Note de Calcul : Poutre Test 1

Titre2

Poutre 2

Géométrie

Appuis G	Porté	Appuis D	Section 1
A2		A3	S2
			0,80*0,60ht/0,
			60/0,60
0,25	7,85	0,25	0,60+0,60h

Charges (E.L.S)

N°	Nom	Type	Début (m)	Fin (m)	Ch. Perma. (kN/ml)	Surcharges (kN/ml)
1		Rep. Unif.	0	7,85	9,06	2,55

Efforts (E.L.U.) - Maximun

∅Tr (T.m)	M _{Ap G} (T.m)	M _{Ap D} (T.m)	T _{Ap G} (T)	T _{Ap D} (T)	A _{Tr} (cm ²)	A _{Ap G} (cm ²)	A _{Ap D} (cm ²)	A _{Comp.} (cm ²)
6,88	-114,49	0,00	74,21	-47,76	34,45	66,48	0,00	0,00

Efforts (E.L.U.) - Enveloppe

∅scisse (m)	M _{Pos} (T.m)	M _{Neg} (T.m)	T _{Pos} (T)	T _{Neg} (T)	A _{Inf} (cm ²)	A _{Sup} (cm ²)	A _{Comp} (cm ²)	A _{Tranch} (cm ² /ml)
0,00	0,00	-114,49	74,21	0,00	0,00	66,48	0,00	34,01
0,41	0,00	-85,65	68,24	0,00	0,00	44,91	0,00	31,28
0,81	0,00	-59,25	62,35	0,00	0,00	28,99	0,00	28,58
1,22	0,00	-38,73	56,53	0,00	0,00	18,20	0,00	25,91
1,62	0,71	-22,00	50,80	0,00	4,80	10,07	0,00	23,28
2,03	16,43	-8,11	45,14	0,00	7,10	4,80	0,00	20,69
2,43	32,37	0,00	39,56	0,00	14,14	0,00	0,00	18,13
2,84	45,87	0,00	34,05	0,00	20,20	0,00	0,00	15,61
3,24	56,94	0,00	28,63	0,00	25,23	0,00	0,00	13,12
3,65	65,57	0,00	23,28	0,00	29,20	0,00	0,00	10,67
4,05	71,78	0,00	18,00	0,00	32,07	0,00	0,00	8,25
4,46	75,55	0,00	12,81	0,00	33,83	0,00	0,00	6,40
4,86	76,88	0,00	7,69	-2,59	34,45	0,00	0,00	6,40
5,27	75,79	0,00	3,40	-7,60	33,94	0,00	0,00	6,40
5,67	72,26	0,00	0,00	-13,11	32,29	0,00	0,00	6,40
6,08	66,30	0,00	0,00	-18,69	29,53	0,00	0,00	8,57
6,48	57,90	0,00	0,00	-24,35	25,67	0,00	0,00	11,16
6,89	47,08	0,00	0,00	-30,09	20,75	0,00	0,00	13,79
7,29	33,82	0,00	0,00	-35,90	14,79	0,00	0,00	16,45
7,70	18,13	0,00	0,00	-41,79	7,85	0,00	0,00	19,15
8,10	0,00	0,00	0,00	-47,76	10,98	0,00	0,00	21,89

Efforts sur appuis (T)

Appui gauche : A2

Appui droit : A3

E.L.S

Réaction : 107,10
Soulèvement : 0,00

Réaction : 34,36
Soulèvement : 0,00

E.L.U

Réaction : 148,41
Soulèvement : 0,00

Réaction : 47,76
Soulèvement : 0,00

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste exemplo obteve-se uma secção de armadura longitudinal de $34,45 \text{ cm}^2$ a meio vão e de $66,48 \text{ cm}^2$ sobre apoio central. Como armadura de esforço transversal obteve-se $21,89 \text{ cm}^2/\text{m}$ sobre apoios de extremidades e $34,01 \text{ cm}^2/\text{m}$ sobre apoio central, com um $\theta=45^\circ$. Os detalhes das disposições da armadura, assim como a interrupção dos varões longitudinais, encontram-se nos anexos A.2.5 e A.2.6.

Refez-se o mesmo exemplo com o programa segundo o BAEL e obteve-se secções menores: para a armadura longitudinal $32,18 \text{ cm}^2$ a meio vão e $60,15 \text{ cm}^2$ sobre apoio central; para a armadura de esforço transversal $21,17 \text{ cm}^2/\text{m}$ sobre apoios de extremidades e $32,89 \text{ cm}^2/\text{m}$ sobre apoio central. Estas diferenças podem ser justificadas, entre outros factores, pelo aumento do vão de cálculo com os eurocódigos.

5

Conclusão

Os eurocódigos trouxeram importantes mudanças em relação ao BAEL. Apesar de encontrarmos semelhanças: estados limites últimos, estados limites de serviço, coeficientes 1.35 e 1.5 para as acções permanentes e variáveis, 1.5 e 1.15 para os materiais betão e aço, diagrama parábola rectângulo para a relação tensão deformação do betão. As novidades mais importantes são:

- ✚ O cálculo de vigas com comprimentos entre eixos de apoio, conduzindo a solicitações mais elevadas;
- ✚ O cálculo do coeficiente de fluência;
- ✚ O cálculo complexo dos pilares – cálculo de imperfeições geométricas, verificação da encurvadura, cálculo dos efeitos de 2ª ordem, um cálculo sempre em flexão composta ou desviada mesmo na ausência de um momento de primeira ordem;
- ✚ As percentagens mínimas para os pilares são inferiores às do BAEL;
- ✚ A determinação dos comprimentos de amarração e dos recobrimentos é mais elaborada;
- ✚ As modificações aos materiais oferecem uma metodologia mais lógica, que consiste em aproveitar ao máximo as capacidades do betão e determinar em seguida a armadura correspondente;
- ✚ Resultados apresentam maiores valores que o BAEL, para o cálculo da armadura transversal nas vigas, devido ao conceito da inclinação variável das escoras.
- ✚ Aumento da quantidade de armadura, em relação ao BAEL, para as sapatas calculadas com o método das escoras e tirantes (diminuição do z) e método de flexão (encastramento considerado no interior do pilar e não no face do apoio).

Verificou-se, com os testes, que se obtém um ligeiro aumento de armadura com os eurocódigos em relação ao BAEL, excepção para os pilares armados com a percentagem mínima.

Tive a oportunidade no decorrer deste estágio de aprofundar os meus conhecimentos no domínio do betão armado, resistência de materiais e dos eurocódigos. Tive de rever as aulas relativas a: flexão simples, composta, desviada, encurvadura, punçoamento, esforço transversal, verificação de fendilhação, e flecha, de cálculo de pilares, vigas e sapatas entre outras. Coloquei em prática toda a teoria aprendida na faculdade.

No domínio da informática, este estágio permitiu-me aprender a organizar o cálculo (organigramas) e conhecer a programação, mais especificamente a programação em Visual Basic.NET. As noções de algoritmos, variáveis, ciclos, programação orientada por objectos, já não me são desconhecidas.

Este estágio permitiu-me também conhecer o funcionamento de um gabinete de estudo de estruturas e da forma como são feitos os estudos (determinação de cargas, cálculo de estruturas, desenho de projectos).

O programa ficou concluído a nível dos cálculos, restando somente corrigir alguns detalhes nas interfaces e a sua ligação com os cálculos e também alguns pormenores nas notas de cálculo.

Para mim este estágio foi muito interessante trabalhar num programa que calcula e desenha pilares, vigas e sapatas em alguns segundos, quando me lembro de passar algumas horas na escola para fazer a mesma coisa.

BIBLIOGRAFIA

Calgaro, J.-A, et CORTADE J. *Applications de l'eurocode 2 : calcul des bâtiments en béton*. Presses des Ponts et Chaussées, 2005, 295 paginas.

Capra, Alain et DAVIDOVIC Victor. *Guide Pratique d'utilisation des règles B.A.E.L 80*. Éditions Eyrolles, 1980, 259 paginas.

DTU 13.12, *Collectif CSTB*, Règles pour le calcul des fondations superficielles, 2007

Frank, Roger. *Calcul des fondations superficielles et profondes*. Presses des Ponts et Chaussées, Janvier 2003, 141 paginas

Groussard, Thierry. *Visual Basic.Net*. Editions ENI, Avril 2008, 510 paginas.

Guillemont, Pierre. *Aide-mémoire Béton armé*. Editions Le Moniteur, Novembre 2006, 300 paginas.

En 1990, *Eurocode 0, Bases de calcul des structures*, AFNOR, 203, 72 paginas.

En 1991-1-1, *Eurocode 1 - Actions sur les structures*, AFNOR, 2003, 37 paginas.

En 1992-2, *Eurocode 2 – Calcul des structures en béton*, AFNOR, 2003, 90 paginas.

Paille, Jean-Marie. *Calcul des structures en béton*. Éditions Eyrolles, 2009, 619 paginas.

Roux, Jean. *Pratique de l'eurocode 2*. Éditions Eyrolles, Février 2009, 626 paginas.

Roux, Jean. *Maîtrise de l'eurocode 2*. Éditions Eyrolles, Mars 2009, 332 paginas.

Thonier, Henry. *Conception et Calcul des structures de bâtiment - Tome 7*, Presses des Ponts et Chaussées, Février 2010, 581 paginas.

Wang, Wallace. *Visual Basic.Net Pour les Nuls*. Hungry Minds, Inc, 2002, 438 paginas.

Anexos

Anexo 1 - Tabelas dos eurocódigos

Classes de résistance du béton														Expression analytique Commentaires	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ fractile 5 %
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ fractile 95 %
E_{cm} (GPa) (1)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 [(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} en MPa)
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	voir figure 2 $\epsilon_{c1} (\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ϵ_{cu1} (‰)	3,5								3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	voir figure 2 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu1} (\text{‰}) = 2,8 + 27 [(98 - f_{cm})/100]^4$	
ϵ_{c2} (‰)	2,0								2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	voir figure 3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c2} (\text{‰}) = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$	
ϵ_{cu2} (‰)	3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	voir figure 3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$	
n	2,0								1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$	
ϵ_{c3} (‰)	1,75								1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	(cf. § 3.1.7) pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c3} (\text{‰}) = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$	
ϵ_{cu3} (‰)	3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	(cf. § 3.1.7) pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3} (\text{‰}) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$	

Tabela A1. 1 – Características de resistência e deformação dos betões

Désignation de la classe	Description de l'environnement	Exemples informatifs (1) illustrant le choix des classes d'exposition
1. Aucun risque de corrosion ni d'attaque		
X0	Béton non armé et sans pièces métalliques noyées : toutes expositions sauf en cas de gel/dégel, d'abrasion et d'attaque chimique Béton armé ou avec des pièces métalliques noyées : très sec	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible
2. Corrosion induite par carbonatation		
XC1	Sec ou humide en permanence	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible Béton submergé en permanence dans de l'eau
XC2	Humide, rarement sec	Surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau Un grand nombre de fondations
XC3	Humidité modérée	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé Béton extérieur abrité de la pluie
XC4	Alternativement humide et sec	Surfaces de béton soumises au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans la classe d'exposition XC2
3. Corrosion induite par les chlorures		
XD1	Humidité modérée	Surfaces de béton exposées à des chlorures transportés par voie aérienne
XD2	Humide, rarement sec	Piscines Éléments en béton exposés à des eaux industrielles contenant des chlorures
XD3	Alternativement humide et sec	Éléments de ponts exposés à des projections contenant des chlorures Chaussées Dalles de parcs de stationnement de véhicules
4. Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer		
XS1	Exposé à l'air véhiculant du sel marin mais pas en contact direct avec l'eau de mer	Structures sur ou à proximité d'une côte
XS2	Immergé en permanence	Éléments de structures marines
XS3	Zones de marnage, zones soumises à des projections ou à des embruns	Éléments de structures marines
5. Attaque gel/dégel		
XF1	Saturation modérée en eau, sans agent de déverglaçage	Surfaces verticales de béton exposées à la pluie et au gel
XF2	Saturation modérée en eau, avec agents de déverglaçage	Surfaces verticales de béton des ouvrages routiers exposés au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglaçage
XF3	Forte saturation en eau, sans agents de déverglaçage	Surfaces horizontales de béton exposées à la pluie et au gel
XF4	Forte saturation en eau, avec agents de déverglaçage ou eau de mer	Routes et tabliers de pont exposés aux agents de déverglaçage Surfaces de béton verticales directement exposées aux projections d'agents de déverglaçage et au gel Zones des structures marines soumises aux projections et exposées au gel
6. Attaques chimiques		
XA1	Environnement à faible agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol
XA2	Environnement d'agressivité chimique modérée selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol
XA3	Environnement à forte agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol

Tabela A1. 2 – Classes de exposição em função das condições ambientais

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1.1) :			
Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
Catégorie D : commerces	0,7	0,7	0,6
Catégorie E : stockage	1,0	0,9	0,8
Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30 kN et 160 kN	0,7	0,5	0,3
Catégorie H : toits	0	0	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3) ^{a)} :			
Finlande, Islande, Norvège, Suède	0,70	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H > 1\ 000$ m a.n.m.	0,70	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H \leq 1\ 000$ m a.n.m.	0,50	0,20	0
Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTE Les valeurs des coefficients ψ peuvent être données dans l'Annexe Nationale.			
a) Pour des pays non mentionnés dans ce qui suit, se référer aux conditions locales appropriées.			

Tabela A1. 3 – Valores recomendados dos coeficientes Ψ para os edifícios

Situations de projet durables et transitoires	Actions permanentes		Action variable dominante	Actions variables d'accompagnement ^{*)}		Situations de projet durables et transitoires	Actions permanentes		Action variable dominante ^{*)}	Actions variables d'accompagnement ^{*)}	
	Défavorables	Favorables		Principale (le cas échéant)	Autres		Défavorables	Favorables		Principale	Autres
(Eq. 6.10)	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	(Eq. 6.10a)	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
						(Eq. 6.10b)	$\xi \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

*) Les actions variables sont celles considérées au Tableau A1.1.

NOTE 1 Le choix entre 6.10, ou 6.10a et 6.10b, sera dans l'Annexe Nationale. Dans le cas de 6.10a et 6.10b, l'Annexe Nationale peut en outre modifier 6.10a pour n'y inclure que les actions permanentes.

NOTE 2 Les valeurs des coefficients γ et ξ peuvent être données dans l'Annexe Nationale. Les valeurs suivantes des coefficients γ et ξ sont recommandées pour l'usage de 6.10 ou 6.10a et 6.10b.

$\gamma_{G,sup} = 1,35$
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ si défavorable (0 si favorable)
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ si défavorable (0 si favorable)
 $\xi = 0,85$ (de sorte que $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$).

Voir aussi les EN 1991 à EN 1999 pour les valeurs de γ à utiliser pour les déformations imposées.

NOTE 3 Les valeurs caractéristiques de toutes les actions permanentes d'une même origine sont multipliées par $\gamma_{G,sup}$ si l'effet total résultant de ces actions est défavorable, et $\gamma_{G,inf}$ si cet effet est favorable. Par exemple, toutes les actions provenant du poids propre de la structure peuvent être considérées comme émanant d'une même origine ; cela s'applique également si différents matériaux sont concernés.

NOTE 4 Pour des vérifications particulières, les valeurs de γ_G et de γ_Q peuvent être subdivisées en γ_G , γ_Q et γ_{Sd} coefficient d'incertitude de modélisation. Une valeur de γ_{Sd} prise dans l'intervalle 1,05 à 1,15 peut être utilisée dans la plupart des cas et peut être modifiée dans l'Annexe Nationale.

Tabela A1. 4 – Valores de cálculo das acções

Anexo 2-Resultados gráficos dos exemplos de cálculo

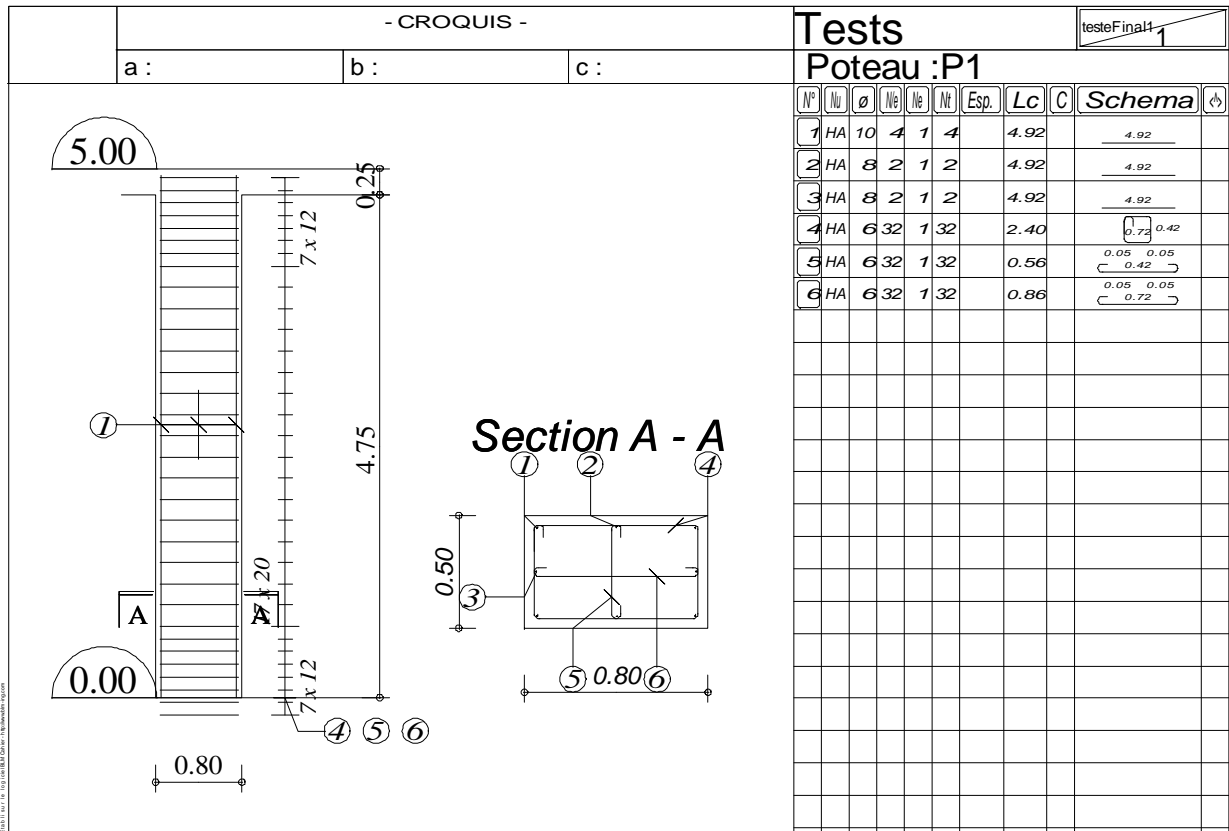


Fig. A.2. 1 – Pilar P1

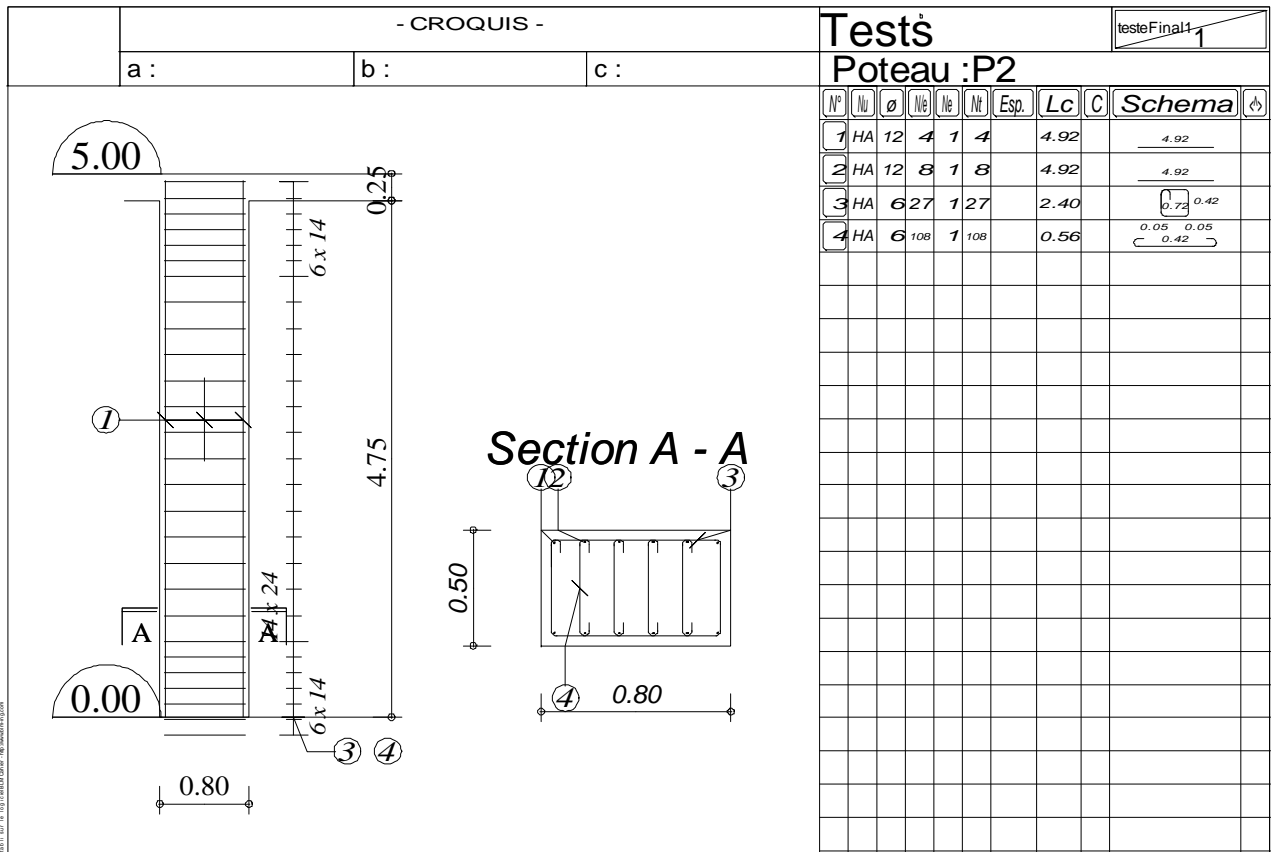


Fig. A.2. 2 – Pilar P2

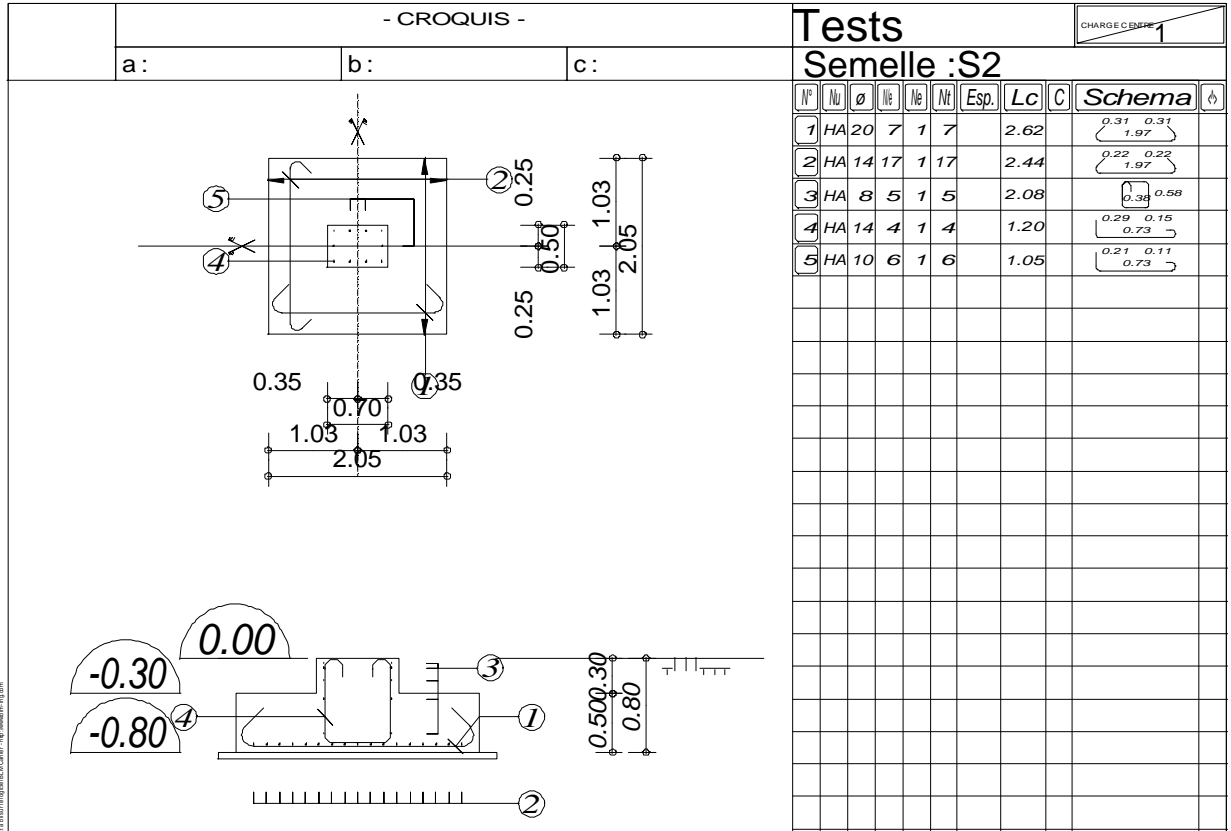


Fig. A.2. 4 - Sapata S2

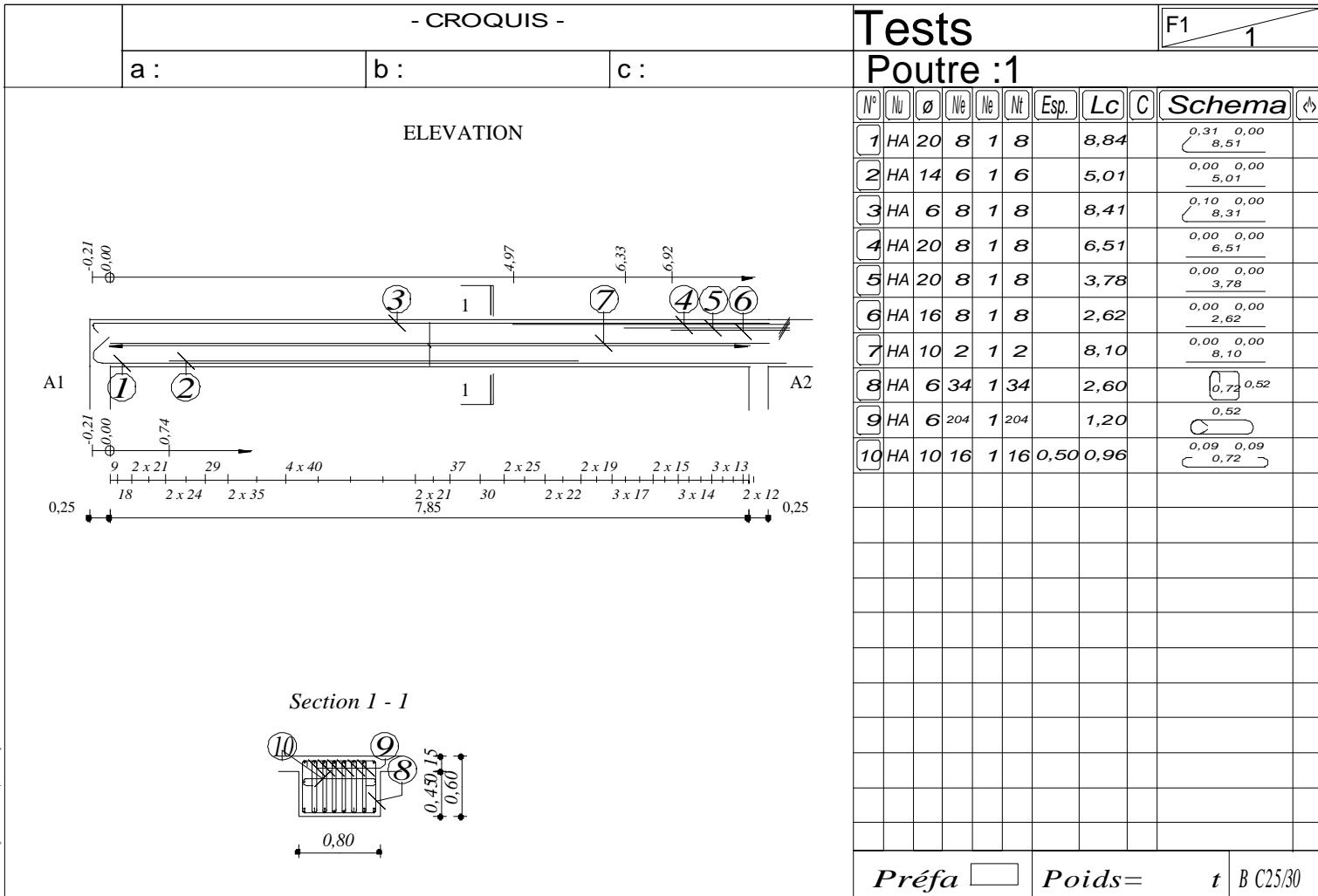


Fig. A.2. 5 – Viga 1, vão 1

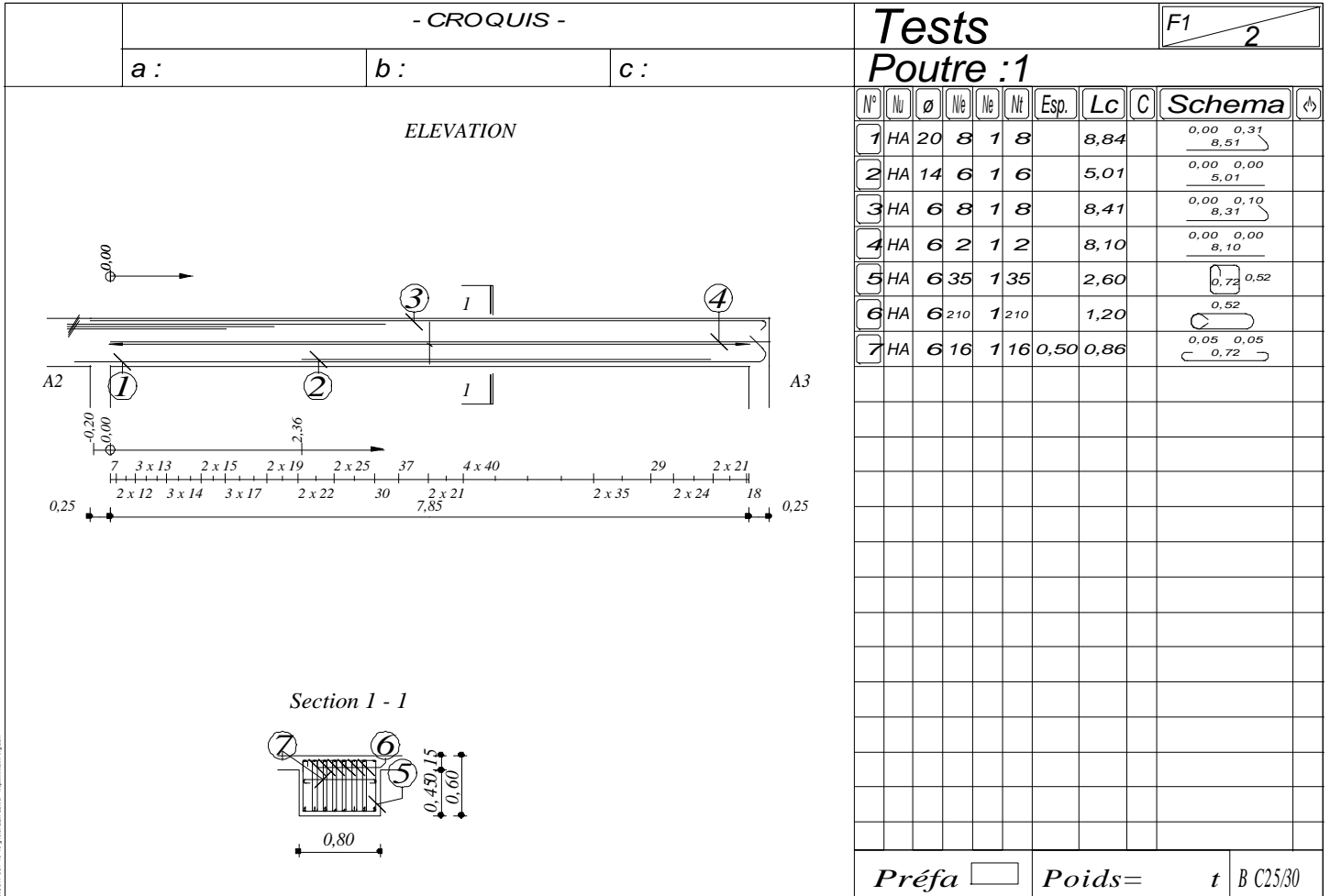
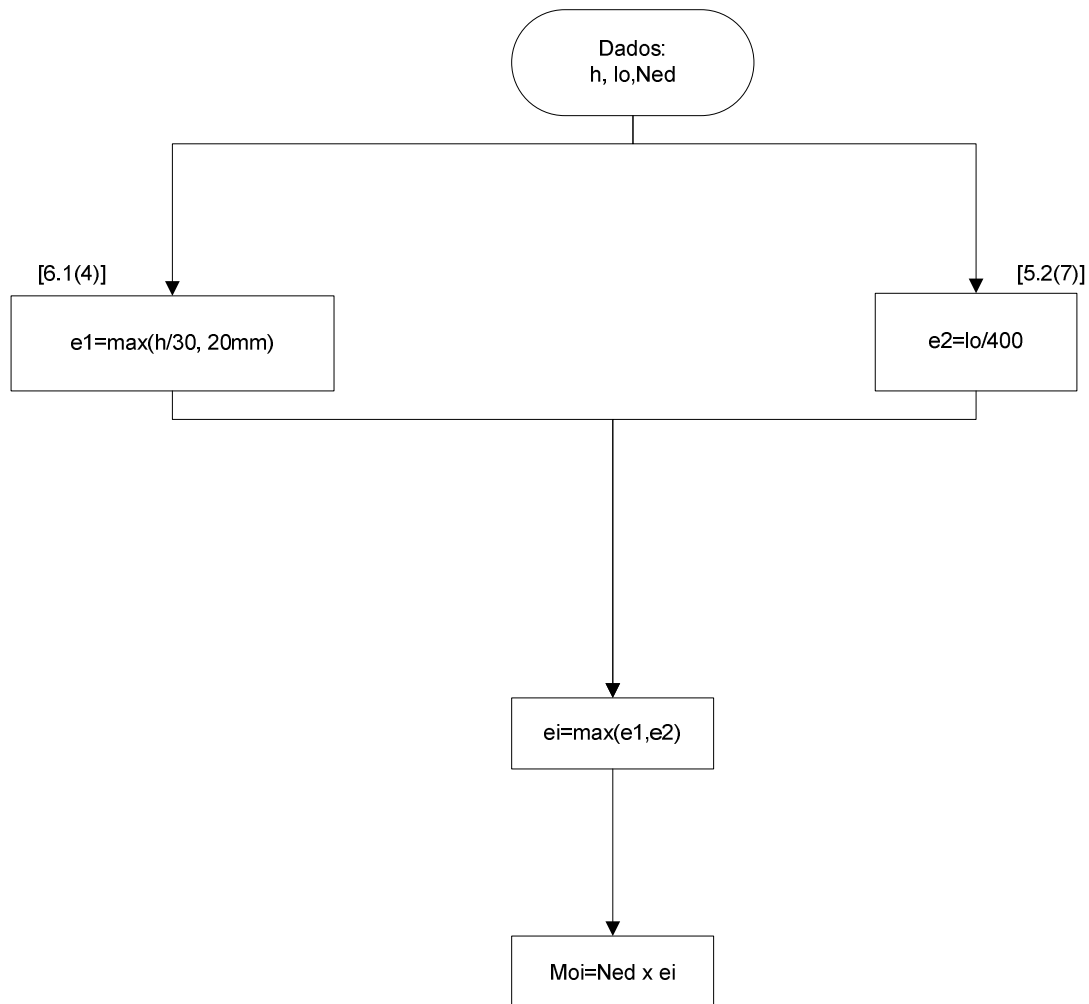


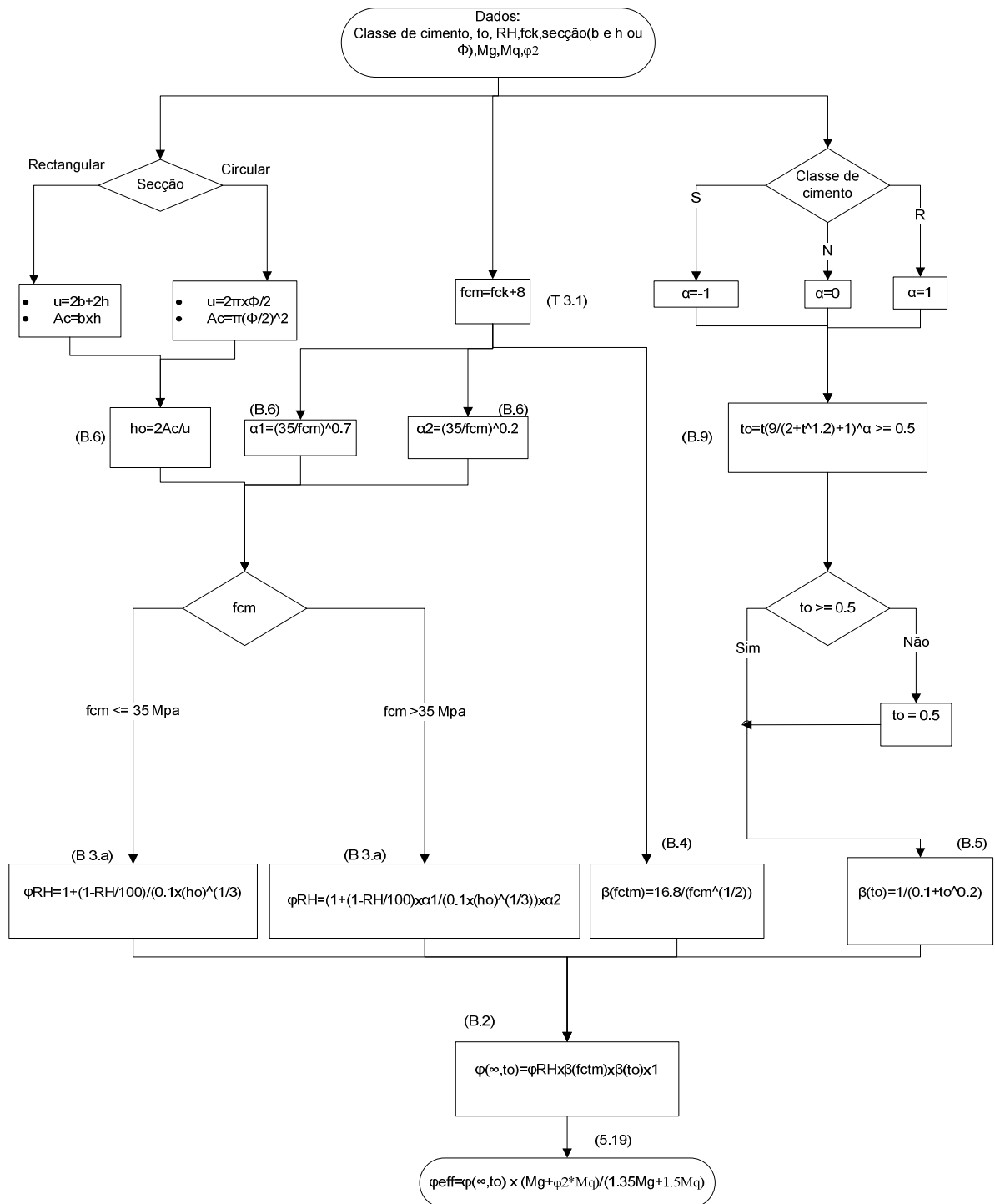
Fig. A.2. 6 - Viga 1, vão 2

Anexo 3 : Organigramas

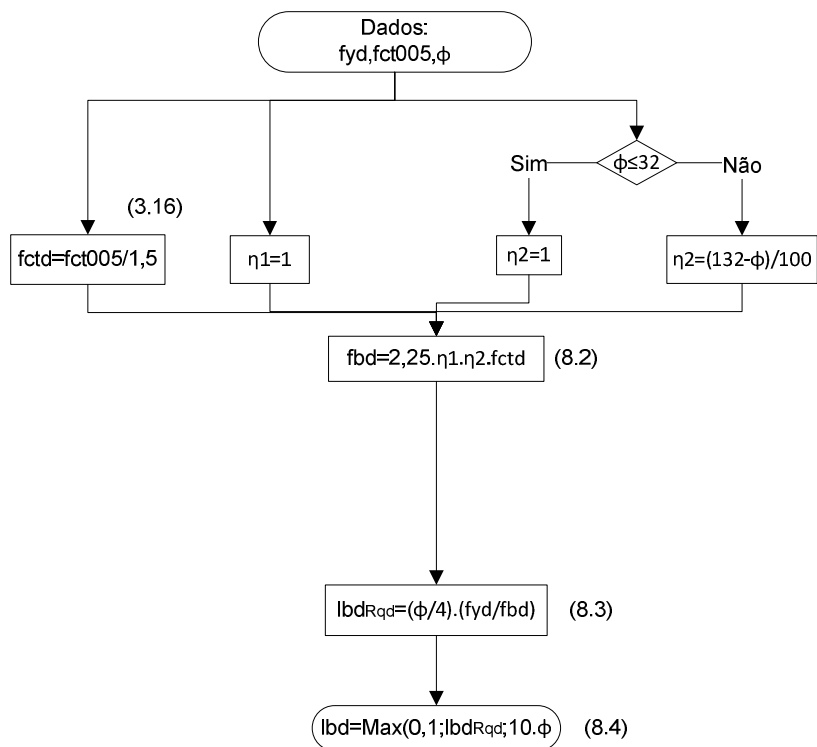
A.3.1 – Determinação das imperfeições geométricas



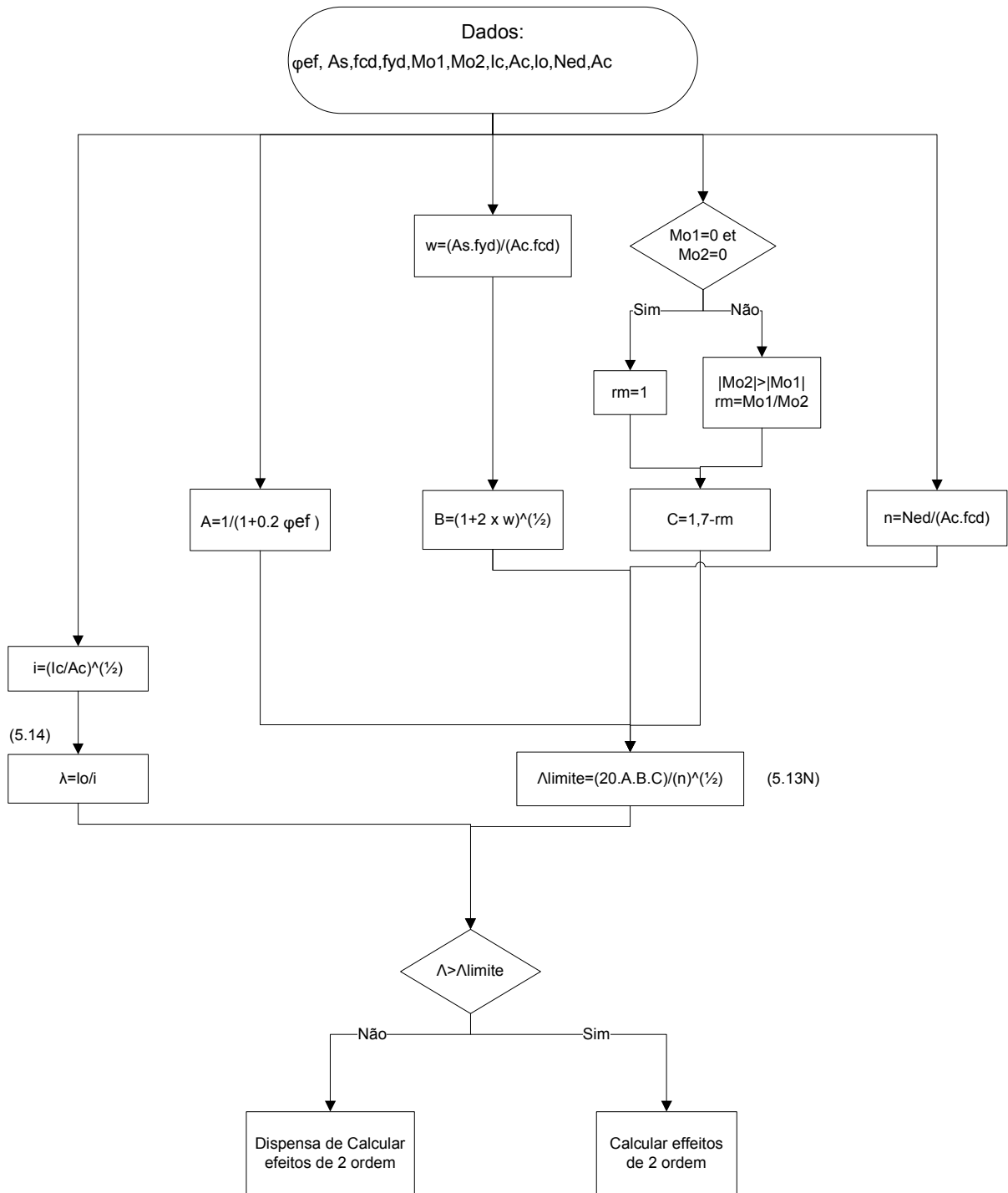
A.3.2 – Determinação do coeficiente de fluência efectiva



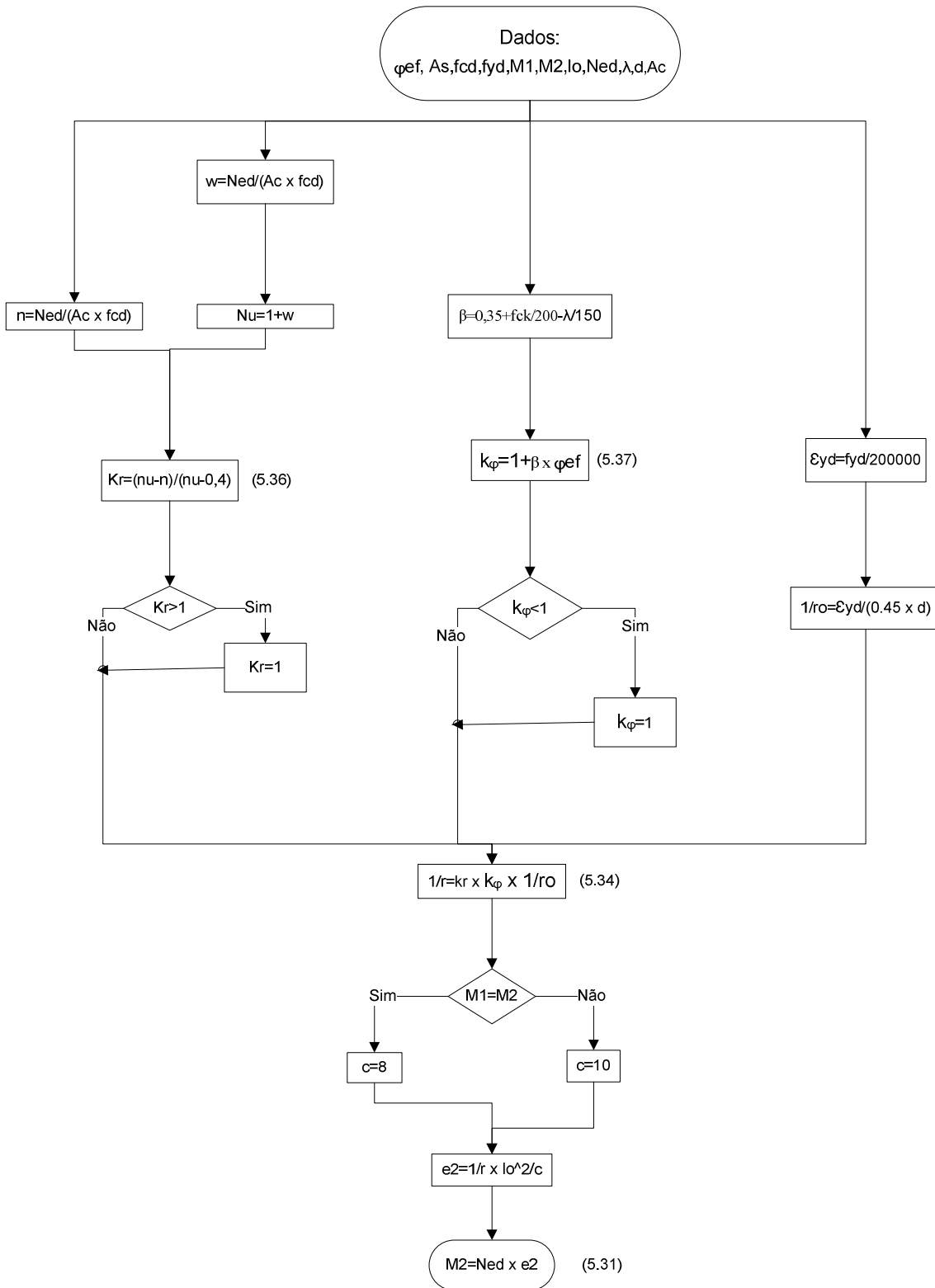
A.3. 3 – Determinação do comprimento de amarração



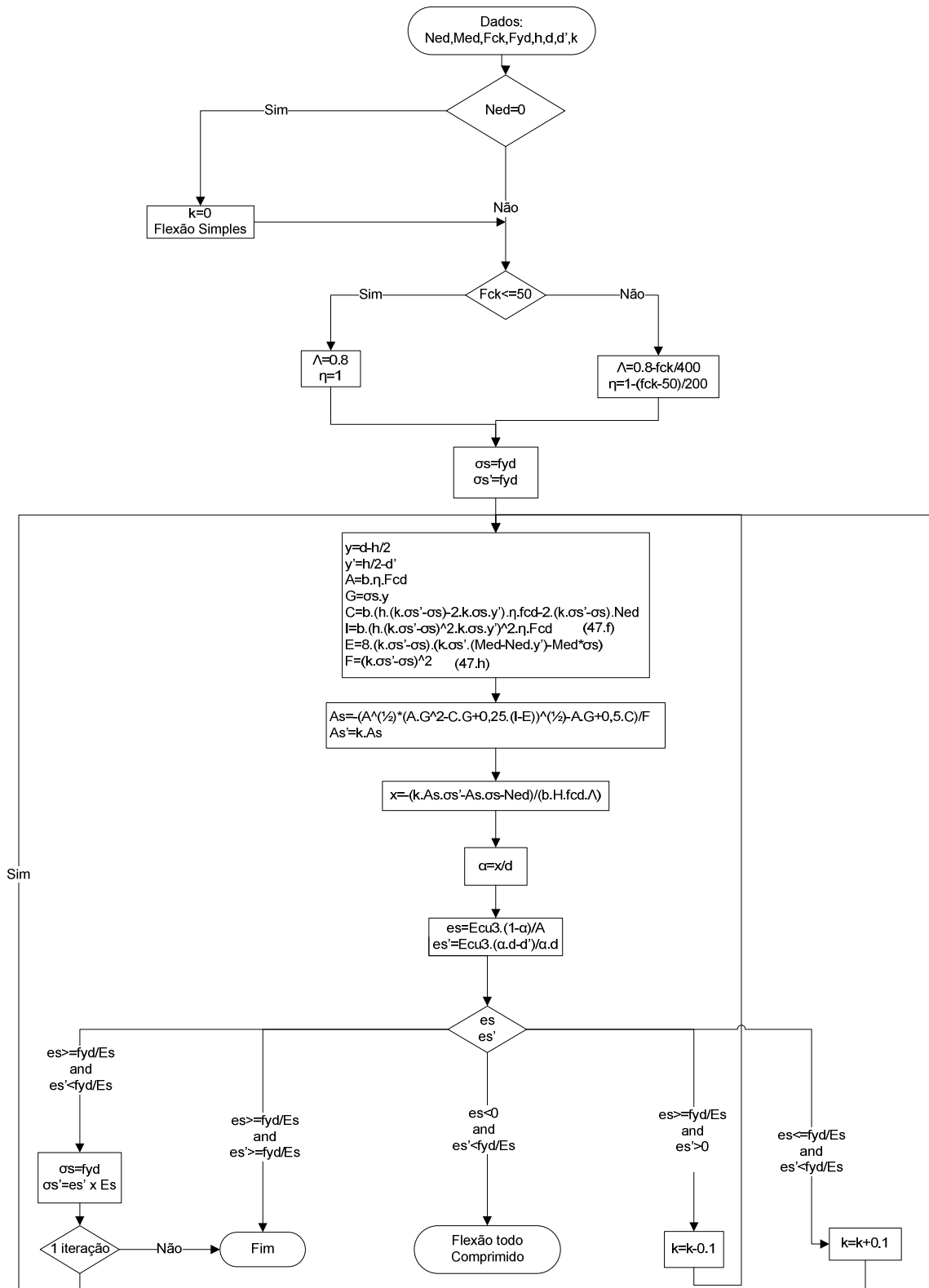
A.3.4 – Verificação da dispensa dos efeitos de 2 ordem



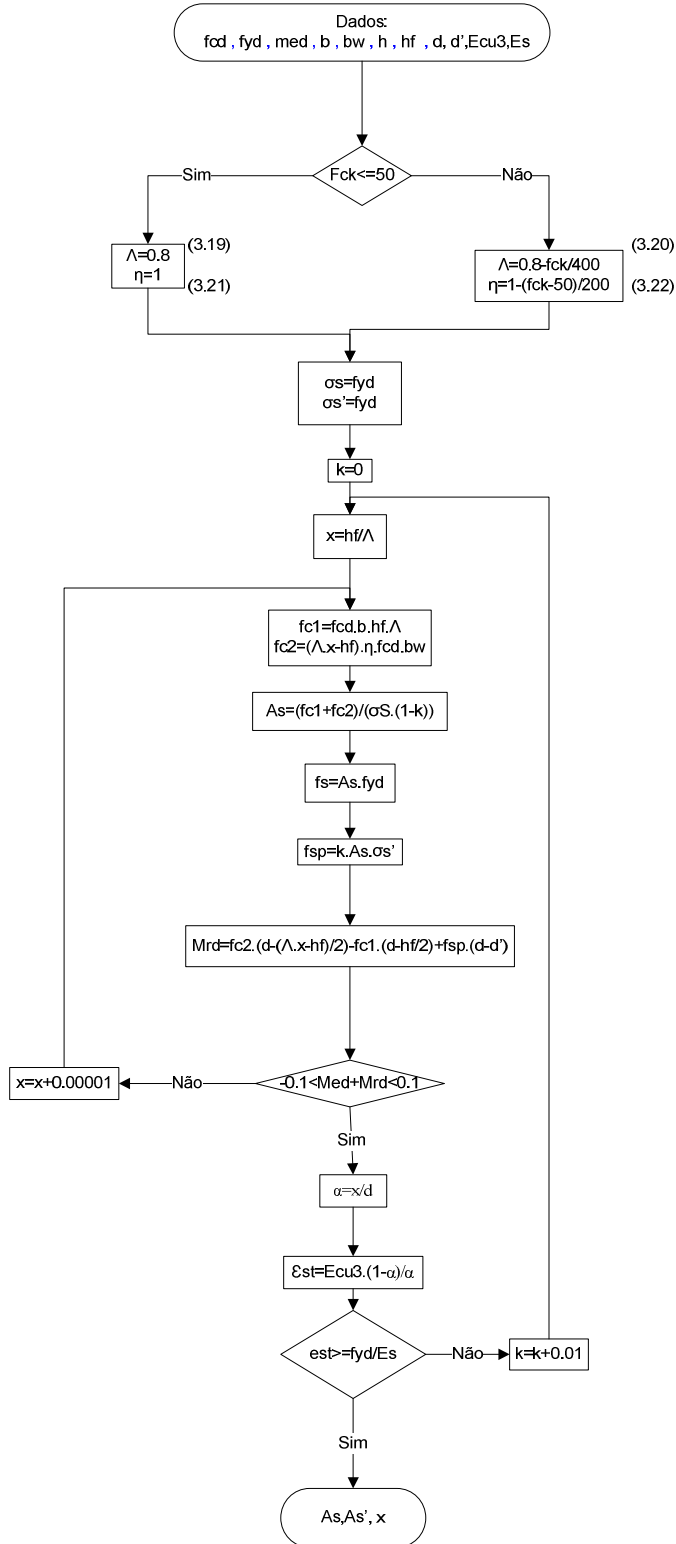
A.3.5 - Método baseado numa curvatura nominal



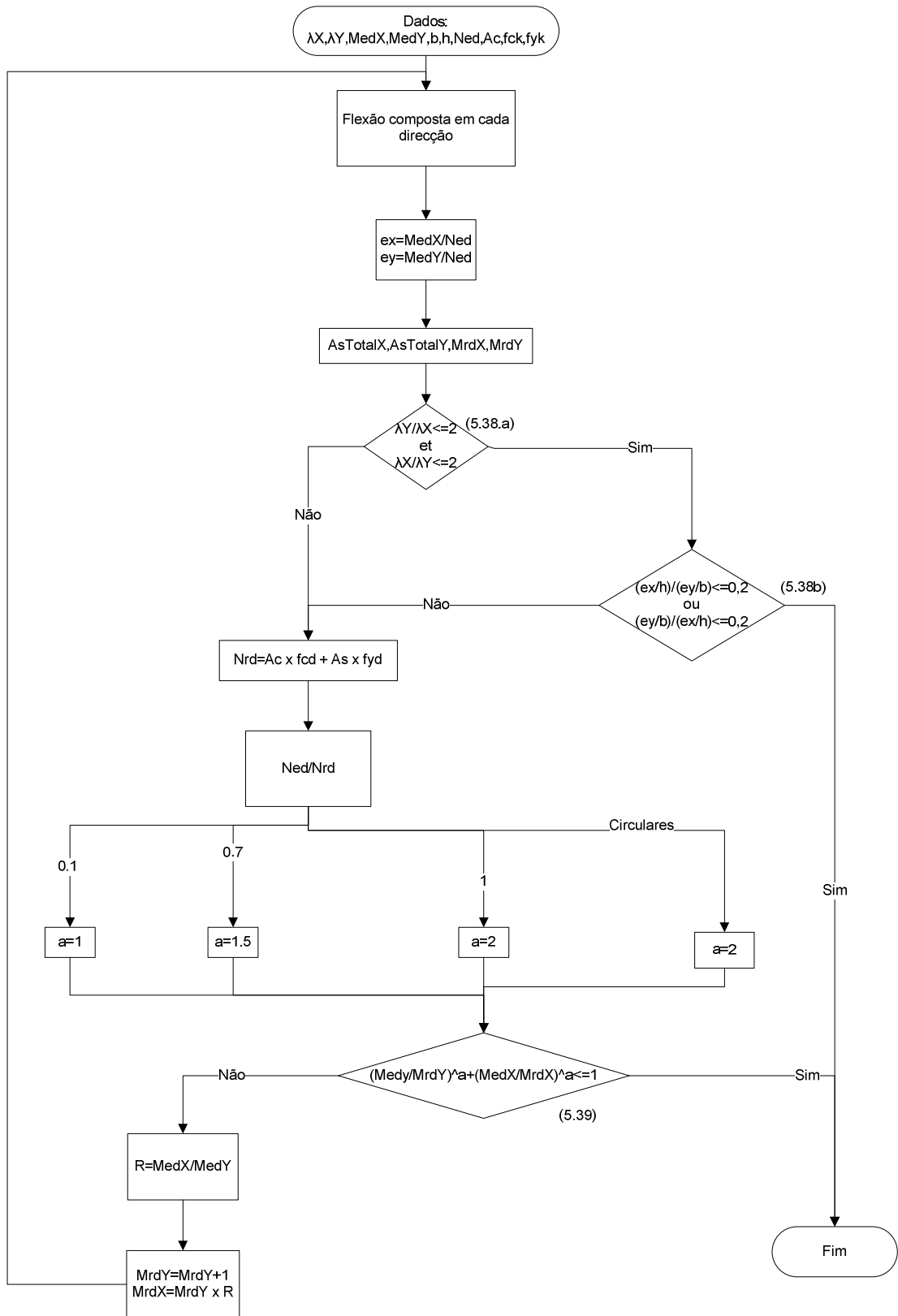
A.3.6 - Flexão simples e composta, secção rectangular



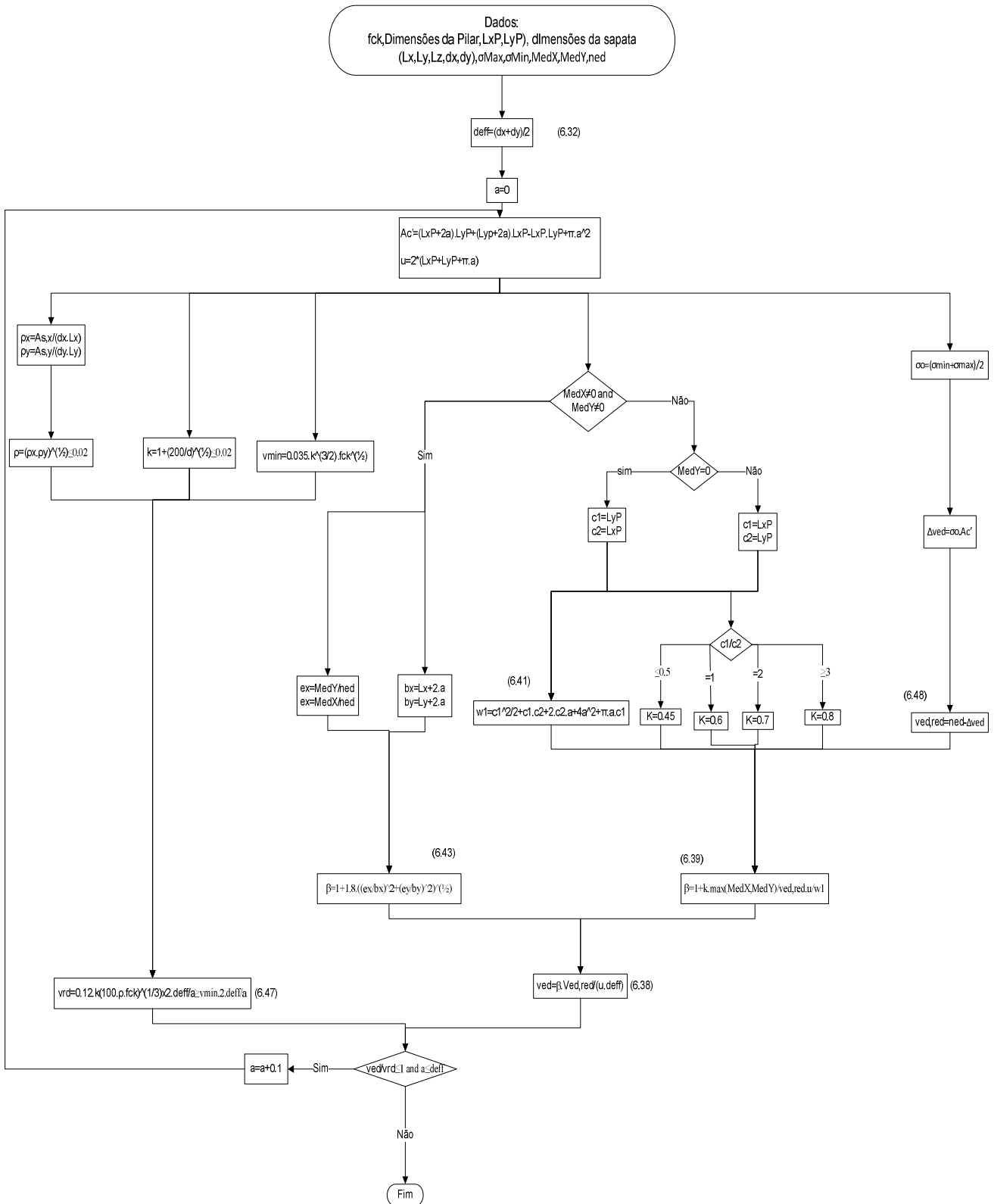
A.3.7 - Flexão simples, secção em T



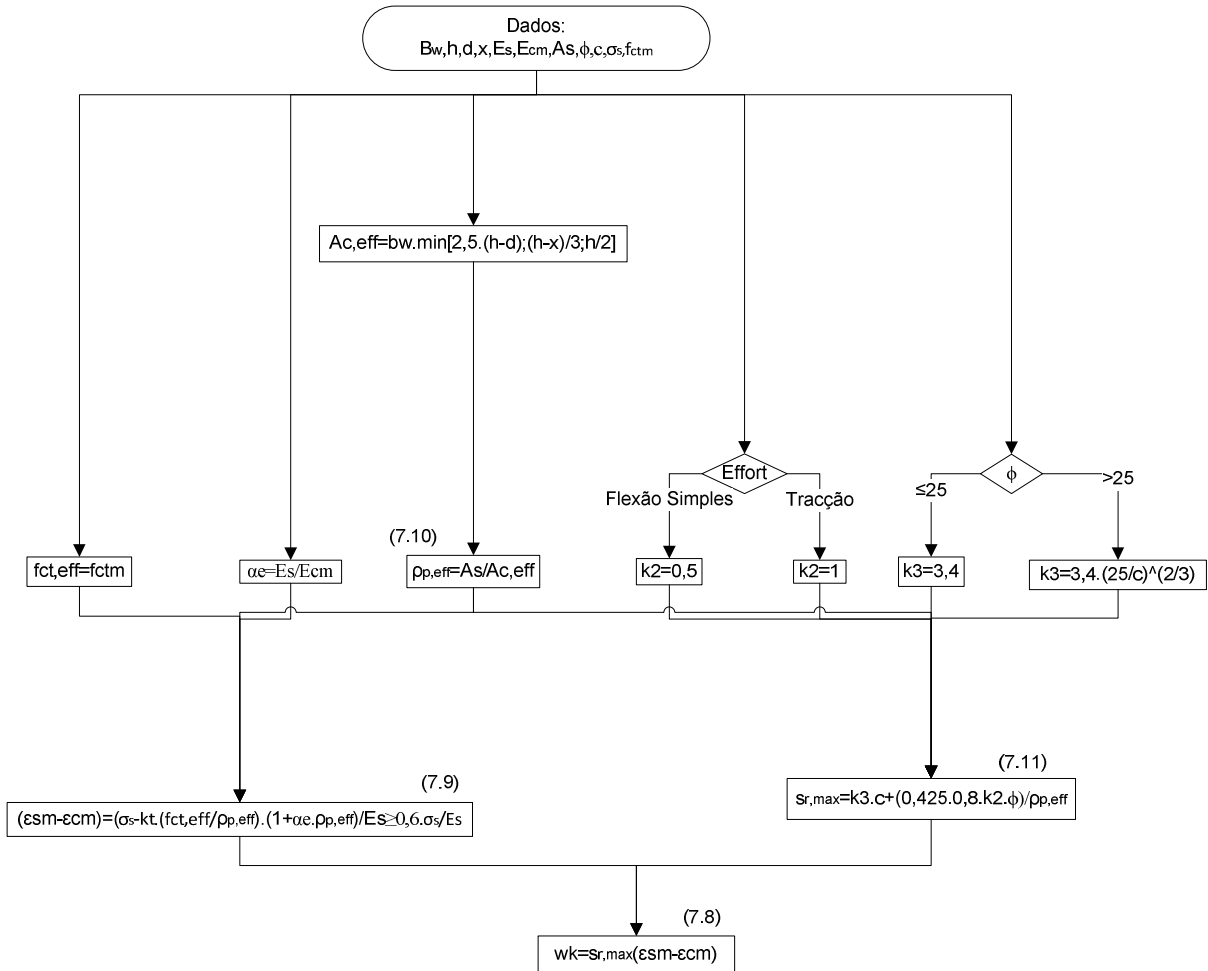
A.3.8 – Flexão desviada



A.3.9 – Verificação do punçoamento



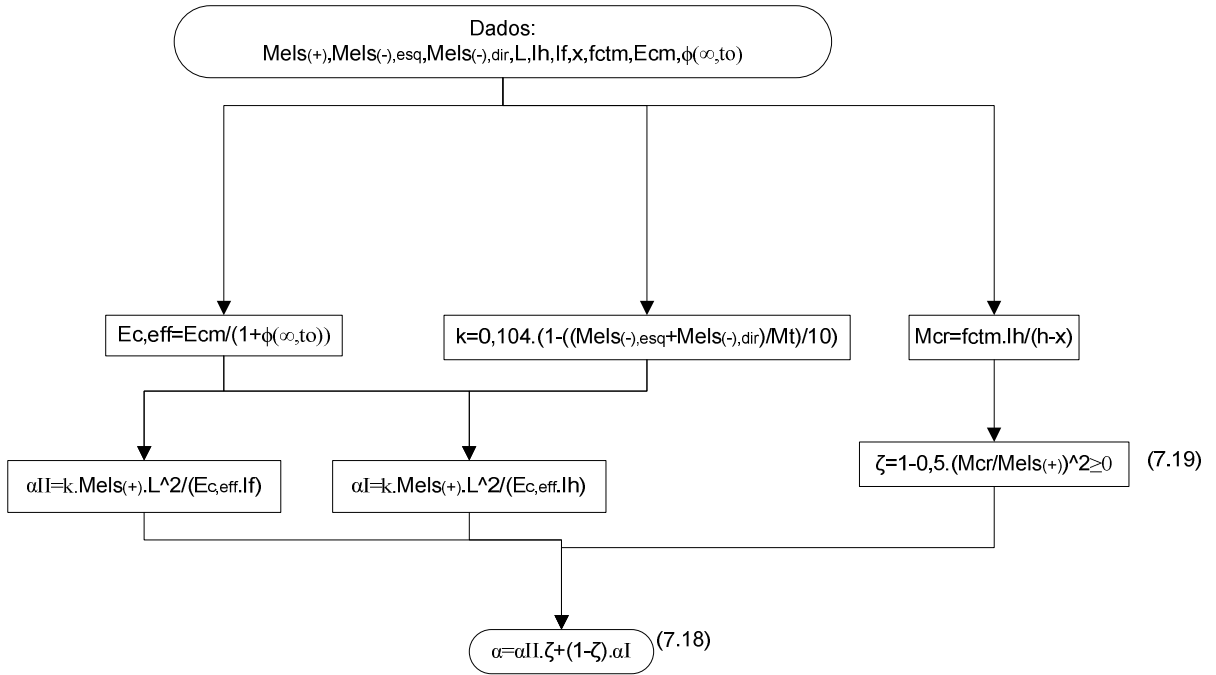
A.3.10 – Calculo de abertura de fendas



A.3.11- Verificação da flecha



A.3.12 – Cálculo da flecha



Anexo 4 – Exemplo de código

A.4.1. Determinação das imperfeições geométricas

```
''' <summary>
''' Calcul du moment due aux imperfections géométriques
''' </summary>
''' <param name="h">hauteur de la section </param>
''' <param name="lo">longueur efficace du poteau</param>
''' <param name="ned">Valeur de calcul de l'effort
normal</param>
''' <returns>Moi</returns>
```

```
Private Function ImperGeometriques(ByVal h As Double, ByVal lo As
Double, ByVal ned As Double) As ImperfectionsGeom
```

```
    Dim e1 As Double = Math.Max(h / 30, 0.02) 'm
```

```
    Dim e2 As Double = lo / 400 'm
```

```
    Dim ei As Double = Math.Max(e1, e2)
```

```
    Dim moi As Double = ei * ned
```

```
    Dim resulta As ImperfectionsGeom = New ImperfectionsGeom(moi, ei)
    Return resulta
```

```
End Function
```

A.4.2. Détermination du coefficient de fluência efectivo

```

''' <summary>
    ''' Calcul du coefficient de fluage effective
    ''' </summary>
    ''' <param name="rh">est l'humidité relative de l'environnement
ambiant en %</param>
    ''' <param name="fck">Résistance caractéristique en compression
du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours</param>
    ''' <param name="t"> l'âge du béton au moment du
chargement</param>
    ''' <param name="ciment">Puissance qui dépend du type de
ciment</param>
    ''' <param name="ac">aire de la section</param>
    ''' <param name="u">perimetre de la section</param>
    ''' <param name="mG">Moment flechissant permanent</param>
    ''' <param name="mQ"> Moment flechissant variable </param>
    ''' <param name="psi2">coefficient définissant la valeur
représentative des actions quasi-permanentes</param>
    ''' <returns> phiEff </returns>
Private Function CoefFluageInfinite(ByVal rh As Double, ByVal fck As
Double, ByVal t As Double, ByVal ciment As Beton.AlphaCiment, ByVal
ac As Double, ByVal u As Double,) As Double

Dim alf1, alf2, t0, alphaciment, phiRH, betaFcm, betaT0, fcm,
listDeFck(13), ho As Double, ByVal mG As Double, ByVal mQ As Double,
ByVal psi2, coefFluageInf As Double)

    fcm = Beton.GetFcm(fck)
    alf1 = (35 / fcm) ^ 0.7
    alf2 = (35 / fcm) ^ 0.2

    alphaciment = ciment
    t0 = t * (9 / (2 + t ^ 1.2) + 1) ^ alphaciment

    ho = (2 * ac) * 1000 / u

    Select Case fcm

        Case Is <= 35
            phiRH = 1 + (1 - rh / 100) / (0.1 * (ho) ^ (1 / 3))
        Case Is > 35
            phiRH = (1 + (1 - rh / 100) * alf1 / (0.1 * (ho) ^ (1 /
3))) * alf2
    End Select

    betaFcm = 16.8 / (fcm) ^ (1 / 2)
    betaT0 = 1 / (0.1 + t0 ^ 0.2)

    coefFluageInf =phiRH * betaFcm * betaT0

Return coefFluageInf * (mG+ps2*mQ) / (1.35*mG+1.5*mQ)
End Function

```

A.4.3. Determinação do comprimento de amarração

```
''' <summary>
''' Determination de ka longueur d'ancrage
''' </summary>
''' <param name="fyd">Resitence de calcul de l'acier</param>
''' <param name="fctk005">Resistence a la tration du
beton</param>
''' <param name="diam">diametre de l'acier</param>
''' <param name="aireAcier">aire acier </param>
''' <returns>lbd</returns>
```

```
Public Shared Function GetLbd(ByVal fyd As Double, ByVal
fctk005 As Double, ByVal diam As Double) As Double
```

```
Dim fctd, eta1, eta2, fbd, lbdRqd, lbdMin As Double
```

```
fctd = fctk005 / 1.5
```

```
eta1 = 1
```

```
If diam <= 32 Then
```

```
    eta2 = 1
```

```
Else
```

```
    eta2 = (132 - diam) / 100
```

```
End If
```

```
fbd = 2.25 * eta1 * eta2 * fctd
```

```
lbdRqd = (diam) / 4 * fyd / fbd
```

```
Return Math.Max(0.1, Math.Max(lbdRqd, Math.Max(10 * (diam),
0.1)))
```

```
End Function
```

A.4.4. Verificação da dispensa dos efeitos de 2 ordem

```

''' <summary>
''' Verification s'il y a risque de flambement ou pas
''' <param name="coefFluEff">coefficient de fluage effective </param>
''' <param name="fck">Résistance caractéristique en compression du béton,
mesurée sur cylindre à 28 jours</param>
''' <param name="ac">aire de la section</param>
''' <param name="ned">Valeur de calcul de l'effort normal agissant (positive si
compression)</param>
''' <param name="fyk">Limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton
armé</param>
''' <param name="aireDeAcier">l'aire totale de la section des armatures
longitudinales</param>
''' <param name="mo1">moments d'extrémité du premier ordre </param>
''' <param name="mo2">moments d'extrémité du premier ordre </param>
''' <param name="lo">longueur efficace du poteau</param>
''' <param name="ic">l'inertie de la section</param>
''' <returns> Remplie l'objet flambement </returns>

```

```

Private Function GetElancementLimite(ByVal coefFluEff As Double,
ByVal fck As Double, ByVal ac As Double, ByVal mo2 As Double, ByVal
ned As Double, ByVal fyk As Double, ByVal aireDeAcier As Double,
ByVal mo1 As Double, ByVal coefGamaBeton As Double, ByVal
coefGamaAcier As Double, ByVal lo As Double, ByVal ic As Double) As
Double

```

```

Dim a, b, c, rm, n, w, raionDeGiration, elancementSection,
elancementLimite As Double

```

```

    raionDeGiration = Math.Sqrt(ic / ac)
    elancementSection = lo / raionDeGiration
    a = 1 / (1 + 0.2 * coefFluEff)

```

```

    If aireDeAcier = 0 Then

```

```

        b = 1.1

```

```

    Else

```

```

        w = aireDeAcier / 10000 * Aciers.GetFyd(fyk,
coefGamaAcier) / (ac * Beton.GetFcd(fck, coefGamaBeton))

```

```

        b = Math.Sqrt(1 + 2 * w)

```

```

    End If

```

```

    If mo1 = 0 And mo2 = 0 Then

```

```

        rm = 1

```

```

    Else

```

```

        rm = mo1 / mo2

```

```

    End If

```

```

    c = 1.7 - rm

```

```

    n = ned / (ac * Beton.GetFcd(fck, coefGamaBeton) * 1000)

```

```

    elancementLimite = (20 * a * b * c) / Math.Sqrt(n)

```

```

    Dim resulta As Flambement = New Flambement(direction,
elancementSection, elancementLimite, lo)

```

```

Return result

```

```

End Function

```

A.4.5. Verificação da flecha

```

''' <summary>
''' Verification de la dispense du calcule de la fleche
''' </summary>
''' <param name="k">coefficient dependant du type de structure</param>
''' <param name="fck">resistence caracteristique du beton a la compression
a 28 jour</param>
''' <param name="asProv">aire d'acier inferrieur mise en place</param>
''' <param name="asSup"> aire d'acier superieur mise en place</param>
''' <param name="bw">larguer de l'ame de la poutre</param>
''' <param name="d">hauteur utile</param>
''' <param name="fyk">Limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton
armé</param>
''' <param name="asReq">aire d'acier inferrieur strictement nécessaire au
calcul à l'ELU</param>
''' <param name="b">larguer de la table de compression de la poutre</param>
''' <param name="l">longuer de la portee</param>
Public Shared Function GetVerificationFleche(ByVal k As
KtipeDeTravee, ByVal fck As Double, ByVal asProv As Double, ByVal
asSup As Double, ByVal bw As Double, ByVal d As Double, ByVal fyk As
Double, ByVal asReq As Double, ByVal b As Double, ByVal l As Double)
As Double
    Dim ro0, ro, roPrime, lSurDLim, lSurDReel As Double

    lSurDReel = l / d
    ro0 = Math.Sqrt(fck) * 10 ^ -3
    ro = asProv / (bw * d)
    roPrime = asSup / (bw * d)

    If ro <= roPrime Then
        lSurDLim = k * (11 + 1.5 * (fck) ^ (1 / 2) * ro0 / ro +
        3.2 * (fck) ^ (1 / 2) * (ro0 / ro - 1) ^ (3 / 2))
    Else
        lSurDLim = k * (11 + 1.5 * (fck) ^ (1 / 2) * ro0 / (ro -
        roPrime) + 1 / 12 * (fck) ^ (1 / 2) * (roPrime / ro) ^ (1
        / 2))
    End If

    If b / bw >= 3 Then

        lSurDLim = lSurDLim * 0.8
    End If

    If l > 7 Then

        lSurDLim = lSurDLim * 7 / l
    End If

    lSurDLim = lSurDLim * 500 / (fyk * asProv / asReq)

    Return lSurDReel / lSurDLim
End Function

```