

DETERMINAÇÃO DE ARMADURAS EM ELEMENTOS LAMINARES (PAREDES) CARREGADAS NO SEU PRÓPRIO PLANO

JOÃO AUGUSTO MOREIRA ALVES

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

Orientador: Professor Nelson Vila Pouca

Co-Orientador: Professor Rui Faria

FEVEREIRO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ mipec@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 - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

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

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

Aos meus Pais

"Estamos a afogar-nos em informação e esfomeados de conhecimento"

Rogers

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar expresso o meu apreço ao Professor Nelson Vila Pouca, orientador científico desta tese, pela disponibilidade com que acompanhou o meu trabalho, desempenhando um importante papel na solução de vários problemas com que me deparei, e prestando uma valiosa ajuda na escrita deste documento.

A interacção com o Engº André Correia (*Fase - Estudos e Projectos S.A.*) foi bastante útil, principalmente no que concerne a questões relacionadas com o programa de análise estrutural utilizado nesta dissertação, SAP2000.

A todos os meus colegas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, que sempre me motivaram para o desenvolvimento deste trabalho. Em especial, gostaria de destacar a imensurável ajuda do meu companheiro e amigo Nelson Carvalho, sem o qual, o caminho para a finalização deste trabalho teria sido muito mais árduo.

Aos amigos Rémy Faria, Nelson Carvalho.

A toda a minha família e, em especial aos meus pais, a quem dedico este trabalho, pelo constante estímulo académico e pela dedicação exemplar ao longo de minha vida.

Também não posso deixar de estender a minha gratidão à Juliana, que sempre me acompanhou com toda a paciência, compreensão e afecto.

RESUMO

O presente trabalho tem como objectivo principal a determinação de armaduras em paredes carregadas no seu próprio plano, tendo como dados de partida os resultados obtidos na análise linear elástica efectuada com o programa de elementos finitos, SAP2000.

Tendo em conta este objectivo, efectuou-se inicialmente um estudo referente à utilização do SAP2000 na análise de estruturas de betão armado, admitindo o comportamento linear elástico.

Esta análise com base no método de elementos finitos (MEF) conduz-nos a tensões que variam de ponto para ponto, sendo então necessário um procedimento especial para dimensionar as armaduras. No anexo F da versão de 2004 do EC2, é referido este procedimento, de grande utilidade para o projecto corrente. Assim, adoptou-se esta recente metodologia para o dimensionamento dos elementos de parede. Este método permite calcular a quantidade de armadura, disposta ortogonalmente, em estruturas de betão carregadas no próprio plano.

Esta formulação foi implementada num programa de cálculo automático, designado por *DIM MEMBRANE*. Além das propriedades dos materiais intervenientes, fazem também parte dos dados desta ferramenta as tensões obtidas da análise linear elástica com o programa SAP2000. Este último foi também utilizado para pos-processamento dos resultados obtidos com o *DIM MEMBRANE*. A validação desta metodologia e do programa aqui apresentado, é efectuada comparando os resultados obtidos por anteriores investigadores na análise de diversos exemplos. Destes exemplos constam elementos de parede submetidos a socitações de membrana, de diferentes geometrias, com ou sem aberturas.

O presente trabalho termina com a apresentação das conclusões extraídas da investigação desenvolvida, e com recomendações para futuras investigações.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas laminares, paredes, betão armado, dimensionamento, MEF.

ABSTRACT

The objective of this paper is the reinforcement design of walls subjected to in-plane loading, using the results of linear elastic finite-element analysis made with the finite-elements program, SAP2000.

Given this objective, was made initially a study based on the use of SAP2000 in the analysis of reinforced concrete structures, assuming the linear elastic behavior.

This analysis based on the finite element method (FEM) leads us to stress that vary from point to point, being then require a special procedure to reinforcement design. Annex F of the 2004 version of EC2, show this procedure, that is a very useful in current projects.

This formulation was implemented in a program of automatic calculation, called DIM MEMBRANE. In addition to the properties of the materials involved, are also part of the data of this tool, the stresses obtained from the linear elastic analysis with the SAP2000 program. The design program DIM MEMBRANE makes use of SAP2000 finite element program as a provider of the structural elastic analysis results and as a post-processor for the presentation of the reinforcement results.

The validation of this methodology and of the program presented here, was done by comparing the results obtained by previous researchers in the analysis of several examples.

In the conclusion are summarized the discussions and the conclusions of the present work and the recommendations for future researches.

KEYWORDS: Thin surface structures, walls, reinforced concrete, design, finite element method (FEM).

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	
1.1 Estruturas laminares – conceitos básicos	1
1.2. Análise e dimensionamento de estruturas laminares.....	2
1.3. Objectivos	3
1.4.Organização do trabalho.....	4
2. ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA UTILIZANDO O PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS “SAP2000”	
2.1 Introdução.....	5
2.2. Fundamentos básicos do MEF	6
2.3. Breve referencia à modelação por elementos finitos – SAP 2000.....	7
2.3.1. Apresentação do programa SAP2000.....	7
2.3.2. Elementos finitos do programa SAP2000.....	7
2.4.Validação dos resultados do programa SAP2000 vs. 9.0, análise da sua convergência	10
2.4.1. Problema 1: laje quadrada.....	11
2.4.1.1. Solução analítica (Formulação de Timoshenko).....	12
2.4.1.2 Análise dos resultados, para a carga uniforme.....	13
2.4.1.3. Análise dos resultados, para a carga concentrada.....	16
2.4.2. Problema 2: laje rectangular.....	17
2.4.2.1. Solução analítica (Formulação de Timoshenko).....	18
2.4.2.2 Análise dos resultados.....	19
2.4.3. Problema 3: lajes em viés.....	22
2.4.3.1. Análise dos resultados.....	23
2.4.4. Problema 4: Parede.....	25
2.4.4.1. Solução analítica (Formulação de Timoshenko).....	26
2.4.4.2 Análise dos resultados.....	27
2.5. Considerações finais.....	28
3. MODELO DE DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE MEMBRANA	
3.1. Introdução.....	29
3.2. Equilíbrio do modelo de membrana	30
3.3. Metodologia apresentada pelo EC2 (anexo f).....	36
3.3.1. Dimensionamento das armaduras.....	36
3.3.2. Verificação da rotura do betão.....	38

4. IMPLEMENTAÇÃO AUTOMÁTICA

4.1. Introdução.....	39
4.2. Apresentação do programa “DIM MEMBRANE”	40
4.3. Linguagem de programação.....	41
4.4. Algoritmo de cálculo	42
4.5. Pré-processamento com o SAP (para obtenção do ficheiro de dados).....	43
4.6. Funcionamento da interface gráfica	45
4.7 Pós- processamento com o SAP.....	47
4.8 Considerações finais	50

5. EXEMPLOS DE VALIDAÇÃO

5.1. Introdução.....	51
5.2. Exemplo 1: Viga – parede com abertura.....	52
5.2.1. Geometria, carregamento, propriedades dos materiais.....	52
5.2.2. Análise com o SAP 2000 (malha de elementos finitos, deformada, tensões).....	53
5.2.3. Análise com o auxílio da ferramenta “DIM MEMBRANE”	55
5.2.4. Comparação com os resultados obtidos por Lourenço (1992)	56
5.2.5. Verificação do esmagamento do betão.....	58
5.2.6. Dimensionamento.....	59
5.2.7. Comparação com os resultados obtidos por Schlaich (1987).....	60
5.3. Exemplo 2: Viga ou Viga – parede?.....	61
5.3.1. Geometria, carregamento, discussão da especificidade do problema.....	61
5.3.2. Análise elástica com o programa SAP 2000.....	62
5.3.3. Análise com o auxílio da ferramenta “Dim_membrane.....	64
5.3.4. Comparação com os resultados obtidos por Souza (2004).....	68
5.3.5. Dimensionamento, utilizando um modelo de viga	69
5.3.6. Comparação entre as diversas alternativas adoptadas para o dimensionamento.....	72
5.4. Exemplo 3: Centro de Artes do Espectáculo de Portalegre.....	73
5.4.1. Descrição geral.....	73
5.4.2. Análise com o SAP 2000.....	74
5.4.3. Análise com o auxílio da ferramenta “Dim_membrane.....	75

6. CONCLUSÕES.....79

A1: EXEMPLOS DE APLICAÇÃO NUMÉRICA DO MODELO APRESENTADO PELO EC2 (ANEXO F)

A2: DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS REGULAMENTARES PARA PAREDES E VIGAS – PAREDE

A3: CÓDIGO IMPLEMENTADO

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 – Exemplo de uma estrutura laminar do tipo parede. Faculdade de Arquitectura da Universidade do Porto.....	1
Fig.1.2 – Exemplo de uma laje de betão armado de um edifício residencial em construção.	2
Fig.1.3 – Exemplo de uma estrutura tipo casca. Pavilhão Multiusos de Gondomar.....	2
Fig.2.1 – Discretização por elementos finitos.....	5
Fig.2.2 – Programa SAP2000.....	7
Fig.2.3 – Discretização por elementos finitos, no SAP2000.....	7
Fig.2.4 – Janela “Área Section Data”.....	8
Fig.2. 5 – Descrição dos diferentes tipos de comportamento do elemento.....	8
Fig.2.6 – Nós do elemento Shell.....	9
Fig.2.7 – Definição do erro da solução numérica.....	10
Fig.2.8 – Laje quadrada – condições de apoio	11
Fig.2.9 – Laje quadrada – casos de carga.....	11
Fig.2.10 – Avaliação do erro associado aos deslocamentos, para as diferentes condições de apoio consideradas.....	14
Fig.2.11 – Avaliação do erro associado aos momentos flectores, para as diferentes condições de apoio consideradas.....	15
Fig.2.12 – Avaliação do erro associado aos deslocamentos, para as diferentes condições de apoio consideradas.....	17
Fig.2.13 – Dimensões das lajes estudadas.....	17
Fig.2.14 – Avaliação do erro associado aos deslocamentos, para a laje com relação entre vãos de 1,5.....	20
Fig.2.15 – Avaliação do erro associado aos deslocamentos, para a laje com relação entre vãos de 2,0.....	21
Fig.2.16 – Avaliação do erro associado aos deslocamentos, considerando diferentes relações entre os vãos de uma laje simplesmente apoiada.....	21
Fig.2.17 – Avaliação do erro associado aos deslocamentos, considerando diferentes relações entre os vãos de uma laje encastrada.....	22
Fig.2.18 – Geometria da laje de betão armado em viés.....	23
Fig.2.19 – Condições de apoio: a) Simplesmente apoiada em todo o contorno; b)apoiada apenas em 2 bordos.....	23
Fig.2.20 – Avaliação do erro associado aos deslocamentos, para as diferentes condições de apoio da laje em viés.....	24
Fig.2.21 – Imagem representativa do problema em estudo.....	25

Fig.2.22 – Apresentação esquemática das variáveis ‘x’ e ‘c’, associadas ao problema em estudo.....	26
Fig.2.23 – Avaliação do erro associado aos deslocamentos para as diferentes malhas de elementos finitos.....	28
Fig.3.1 – Processo de dimensionamento dos elementos de membrana, com recurso à modelação através de elementos finitos.....	29
Fig.3.2 – Elemento de betão armado submetido ao EPT	30
Fig.3.3 – A contribuição do betão, expressa nas suas componentes x e y.....	31
Fig.3.4 – Fronteira entre os quatro casos de carregamento.....	35
Fig.3.4 – Fronteira entre os quatro casos de carregamento.....	39
Fig.4.1 – Definição do problema: “Como obter as armaduras de forma automática?”	39
Fig.4.1 – Definição do problema: “Como obter as armaduras de forma automática?”	42
Fig.4.3 – Algoritmo base do programa “DIM MEMBRANE”	42
Fig.4.4 – Procedimento para obtenção das tabelas de resultados.....	43
Fig.4.5 – Tabelas a exportar / Procedimento para exportar os resultados para Excel.....	44
Fig.4.6 – Interface gráfica do programa DIM MEMBRANE”	45
Fig.4.7 – Ajuda.....	46
Fig.4.8 – Procedimento para a obtenção da janela de importação de dados.....	47
Fig.4.9 – a) Ficheiros de resultados a importar (Asx, Asy, Betão); b) Relatório de importação.....	48
Fig.4.10 – Visualização dos resultados. À esquerda as áreas de armadura (Asx) e à direita o esmagamento do betão (Betão).....	49
Fig.4.11 – Informação nodal dos resultados.....	49
Fig.5.1 – Ilustração dos exemplos utilizados na validação da metodologia do EC2 e do Programa “Dim Membrane”	51
Fig.5.2 – Geometria e cargas da viga parede.....	52
Fig.5.3 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo da viga parede.....	53
Fig.5.4 – Deformada.....	53
Fig.5.1 – Viga Parede – tensões σ_{xx} , σ_{yy} , τ_{xy} [kPa].....	54
Fig.5.6 – Viga – Parede, Áreas de armadura Asx e Asy (m ² /m).....	55
Fig.5.7 – a) áreas de armadura (m ² /m) para a direcção x; b) áreas de armadura (m ² /m) para a direcção y.....	56
Fig.5.8 – Vista geral da malha com a localização das secções estudadas.....	56

Fig.5.9 – Esmagamento do betão.....	58
Fig.5.10 – Proposta para a distribuição das armaduras na viga-parede.....	60
Fig.5.16 – Viga parede dimensionada pelo modelo de escoras e tirantes por Schlaich.....	60
Fig.5.12 – Geometria (cm) e cargas da viga parede.....	61
Fig.5.13 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo da viga parede.....	62
Fig.5.14 – Deformada da estrutura.....	62
Fig.5.15 – Viga simplesmente apoiada – tensões σ_{xx} , σ_{yy} e τ_{xy}	63
Fig.5.16 – Viga simplesmente apoiada – Áreas de armadura A_{sx} e A_{sy} (m ² /m) e esmagamento do betão.....	64
Fig.5.17 – Armadura horizontal (cm ² /m) necessária para a secção A.....	65
Fig.5.18 – Distribuição da armadura longitudinal em altura.....	65
Fig.5.19 – Área de armadura (cm ² /m) para a direcção y.....	66
Fig.5.2 – Solução final de armaduras obtida para a viga, com o auxílio do programa “Dim_membrane”.....	67
Fig.5.21 – Folha de cálculo utilizada por Souza [26] na determinação das armaduras.....	68
Fig.5.22 – Esquema do posicionamento das forças internas.....	69
Fig.5.23 – Centro de Artes do Espectáculo de Portalegre.....	73
Fig.5.24 – Alçado da parede a estudar.....	73
Fig.5.25 – a) Aspecto geral da malha de elementos finitos; b) Deformada.....	74
Fig.5.26 – Tensões na parede em estudo [kPa].....	75
Fig. 5.27 – Áreas de armadura (m ² /m).....	75

1

INTRODUÇÃO

1.1. ESTRUTURAS LAMINARES – CONCEITOS BÁSICOS

Na indústria da construção civil são correntemente aplicadas estruturas laminares. Por estrutura laminar entende-se toda aquela que possui duas das suas dimensões muito maiores que a terceira dimensão, a sua espessura.

Assim, as estruturas laminares são normalmente agrupadas em três domínios: as paredes (ou membranas), as lajes e as cascas.

As primeiras, aqui denominadas de estruturas tipo parede, são estruturas planas sujeitas apenas a acções no seu plano e desenvolvem somente esforços de membrana (Fig.1.1).



Fig.1.1 – Exemplo de uma estrutura laminar do tipo parede. Faculdade de Arquitectura da Universidade do Porto.

As lajes, são também estruturas planas, mas com a particularidade de estarem sujeitas a acções perpendiculares ao seu plano médio, desenvolvendo assim, esforços principais de flexão (Fig.1.2).



Fig.1.2 – Exemplo de uma laje de betão armado de um edifício residencial em construção.

Por último, temos as cascas, que correspondem ao caso mais geral de uma estrutura laminar. As cascas são estruturas sujeitas aos dois grupos de esforços anteriores, esforços de membrana e momentos flectores. Estas estruturas, não têm restrições no que diz respeito às acções e desenvolvem comportamento de membrana e flexão (Fig.1.3).



Fig.1.3 – Exemplo de uma estrutura tipo casca. Pavilhão Multiusos de Gondomar.

As estruturas laminares, requerem uma atenção especial, nomeadamente no que se refere ao dimensionamento, devido à complexidade do seu comportamento, ao reduzido número de disposições regulamentares aplicáveis. Assim, pelo facto de não serem analisadas em detalhe na generalidade dos cursos de engenharia civil, não são dominadas em profundidade pela generalidade dos projectistas de estruturas.

1.2. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS LAMINARES

O dimensionamento de estruturas laminares nas décadas de 50, 60 e 70 do anterior século, era fundamentalmente apoiado em tabelas. Estas tabelas, fundamentavam-se na teoria da elasticidade, e os seus valores eram obtidos por intermédio de métodos analíticos desenvolvidos por diversos investigadores (Mindlin, Timoshenko [28], etc...). Contudo, estas tabelas forneciam, geralmente, apenas os esforços e os deslocamentos em determinados pontos da estrutura. Além disto, as estruturas analisadas nestas tabelas cobriam apenas um número reduzido de casos práticos, dada a complexidade que os métodos analíticos apresentam no calculo de estruturas com geometria irregular, constituídas por diversos materiais, com condições de apoio de difícil simulação analítica e solicitadas por acções complexas.

Com o avanço dos computadores desenvolveram-se métodos numéricos para analisar estruturas complexas, nomeadamente, o método dos elementos finitos. De facto, nos últimos anos tem-se assistido ao proliferar de códigos computacionais que, recorrendo ao método dos elementos finitos, permitem simular o comportamento de estruturas laminares, em todo o seu domínio. A utilização de

programas de elementos finitos por projectistas de estruturas de betão também tem aumentado consideravelmente nos últimos anos, de tal modo que, hoje em dia, os modelos computacionais de análise estrutural baseados no método dos elementos finitos constituem uma ferramenta normal e de uso generalizado no apoio ao projecto de estruturas. Este facto, deve-se quer ao número de programas de âmbito comercial disponíveis no mercado, quer às crescentes facilidades de pré e pós-processamento que os mesmos incorporam. Quando devidamente utilizado, este método é uma ferramenta bastante versátil e útil para simular o comportamento linear e não linear geométrico e material de estruturas. Porém, é habitual verificarem-se não só deficientes discretizações da estrutura, como também incorrectas interpretações dos resultados, consequência de uma fraca preparação teórica dos utilizadores.

Obtidos os esforços provenientes da análise linear elástica com o MEF, surge o problema da determinação da armadura necessária e da verificação de tensões no betão. As armaduras correspondentes podem ser obtidas por aplicação dos modelos de dimensionamento constantes da regulamentação (Eurocódigo 2 [9], CEB-FIP Model Code 1990 [6], ACI [1], REBAP [21])

A regulamentação mais recente de estruturas de betão armado, nomeadamente o EC2, estabelecem alguns critérios e disposições que permitem vencer algumas dificuldades no dimensionamento deste tipo de estruturas. No entanto, a sua aplicação em situações de projecto reveste-se de algumas dificuldades associadas nomeadamente aos meios de análise envolvidos e à avaliação e tratamento dos resultados obtidos. Neste sentido, o estabelecimento de uma metodologia, envolvendo ferramentas auxiliares de cálculo, que permita a aplicação directa das recomendações regulamentares no projecto reveste-se de grande importância.

Assim, no que diz respeito especificamente à análise e dimensionamento de membranas (paredes), existem inúmeros trabalhos desenvolvidos no passado mais recente (Vecchio, Nielsen [19], Marti [18], Gupta [12]).

Neste trabalho, é apresentada uma metodologia para o dimensionamento destas estruturas baseada nas recomendações do EC2 [9]. A metodologia assenta fundamentalmente na utilização de um programa comercial de elementos finitos e na aplicação de uma ferramenta auxiliar de cálculo desenvolvida no âmbito deste trabalho, visando a sua aplicação em situações correntes de projecto.

1.3. OBJECTIVOS

A análise de paredes com base no método de elementos finitos (MEF) conduz, num referencial Oxy definido no folheto médio, a tensões σ_x , σ_y e τ_{xy} que variam de ponto para ponto, sendo então necessário um procedimento especial para dimensionar as armaduras.

No anexo F da versão de 2004 do EC2, é referido este procedimento, de grande utilidade para o projecto corrente. É objectivo deste trabalho explorar a utilização deste procedimento no dimensionamento de paredes de diferentes geometrias, com ou sem aberturas, solicitadas por acções verticais e horizontais, pretendendo-se a implementação num algoritmo a desenvolver, que receberá as tensões (σ_x , σ_y e τ_{xy}) obtidas na análise da parede pelo MEF, e efectuará a determinação das armaduras necessárias.

Em termos gerais, este trabalho tem como principais objectivos os seguintes tópicos:

- Estudo e análise do comportamento dos elementos de parede (membrana) de betão armado;
- Apresentar e promover a discussão da metodologia referida no EC2, para o dimensionamento de estruturas laminares (nomeadamente paredes).
- Aplicação do programa comercial SAP 2000, utilizando recursos de análise linear elástica. Sendo um dos objectivos deste trabalho o estudo de estruturas laminares envolvendo análises lineares elásticas com o MEF, impõe-se a necessidade de estudar a variabilidades de diversos factores que influenciam de forma preponderante os resultados do calculo estrutural, como é o caso da discretização da malha de elementos finitos utilizada na modelação estrutural. Para a validação dos resultados do programa de cálculo SAP 2000, são analisados vários exemplos.
- Implementação da metodologia aqui apresentada num algoritmo a desenvolver que, a partir das tensões σ_x , σ_y e τ_{xy} obtidas na análise linear elástica pelo MEF (SAP 2000), efectua a determinação das armaduras necessárias tendo por base as recomendações do EC2.
- Aplicação e validação da ferramenta de calculo automático desenvolvida.

1.4. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho encontra-se organizado em 6 capítulos.

No **capítulo 2**, procura-se aprofundar determinadas questões associadas à análise linear elástica apoiada no método dos elementos finitos, com a utilização do programa SAP 2000. Avalia-se o seu desempenho, por forma a possibilitar ao engenheiro mais confiança e clareza na utilização desta ferramenta. Apresenta-se um estudo, referente à dimensão da malha de elementos finitos a utilizar neste tipo de análises. Todo este processo de avaliação do programa SAP 2000, é acompanhado de exemplos numéricos.

O **capítulo 3**, apresenta uma abordagem teórica do dimensionamento dos elementos de membrana (parede). Recorrendo ao equilíbrio das várias forças que actuam num elemento, apresenta-se a solução para estados planos de tensão. Ainda nesta segunda parte do trabalho, enuncia-se e explora-se a metodologia apresentada pelo EC2 (anexo F), não só de forma teórica, mas também com exemplos numéricos de aplicação. Este capítulo resulta de uma pesquisa relativamente exaustiva e pretende apresentar, de forma crítica e sistematizada, a clarificação dos procedimentos de dimensionamento dos elementos de membrana (parede).

O **capítulo 4**, apresenta todo o processo de implementação automática do procedimento apresentado pelo EC2 (anexo F). É dado a conhecer o programa de cálculo desenvolvido, DIM MEMBRANE, expondo o sua estrutura organizacional e o algoritmo de cálculo.

No **capítulo 5**, são apresentados dois exemplos de aplicação, que ilustram a aplicação e validação do Programa DIM MEMBRANE. Nestes exemplos, trabalhados de forma extensa, efectua-se ainda a comparação das soluções obtidas com resultados obtidos por outros investigadores.

O **capítulo 6** encerra o presente trabalho, pelo que se sumariam as conclusões mais importantes e são apresentadas algumas sugestões visando desenvolvimentos futuros.

2

ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA UTILIZANDO O PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS “SAP2000”

2.1. INTRODUÇÃO

A adopção das técnicas de elementos finitos como suporte à análise estrutural, surgiu da necessidade da utilização de modelos estruturais que descrevessem o comportamento das estruturas, de forma mais realista (Fig. 2.1).

No entanto, a utilização deste método só se tornaria viável no âmbito do projecto após o surgimento dos computadores, que permitiram obter respostas rápidas para o grande volume de cálculo envolvido. Assim, com o aumento da velocidade de processamento dos computadores, o método também se pôde desenvolver de maneira impressionante, sendo actualmente aplicado nas mais diversas áreas.

Neste capítulo, descrevem-se alguns aspectos importantes do MEF, procurando debater algumas questões associadas à análise linear elástica utilizando o programa de elementos finitos – SAP 2000. Destaca-se a apresentação de um estudo referente à discretização da malha de elementos finitos a utilizar neste tipo de análises.

A breve descrição do MEF apresentada neste capítulo pode ser complementada com a consulta de livros da especialidade (Zienkiewicz [31], Azevedo [2], Bathe [3], Reddy [22]).

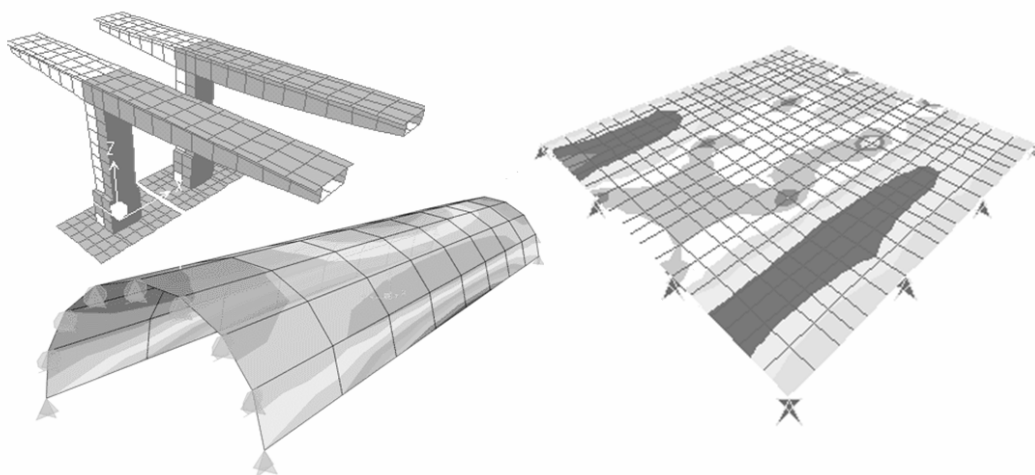


Fig.2.1 – Discretização por elementos finitos.

2.2. FUNDAMENTOS BÁSICOS DO MEF

A ideia base do método dos elementos finitos é encontrar a solução de um problema complexo através da substituição do problema inicial por vários outros problemas de simples resolução.

Assim, de início, discretiza-se o problema inicial em vários elementos de dimensão bastante reduzida, os chamados elementos finitos. Os elementos finitos são definidos através dos nós, que são pontos onde uma solução aproximada pode ser adoptada e onde equações de equilíbrio podem ser estabelecidas.

Também inicialmente, dado o desconhecimento dos campos de deslocamentos e tensões, assume-se que a sua variação dentro dos elementos finitos possa ser aproximada por funções simples, chamadas de funções de interpolação, que são definidas em termos dos valores dos campos variáveis nos nós.

Os valores nodais dos campos variáveis são conhecidos após a resolução das equações de equilíbrio. Então, as funções de interpolação são utilizadas para descrever o comportamento de todos os nós da estrutura.

De seguida, apresentam-se os passos que constam do processo de aplicação do MEF, no estudo de estruturas de comportamento elástico linear (na presente exposição, adoptou-se a formulação do método em deslocamentos):

- **Seleção do tipo de representação estrutural**

A estrutura pode ser caracterizada como: estrutura reticulada, laje, casca, sólido tridimensional, etc.

- **Discretização**

Divisão do domínio em sub-domínios, denominados elementos finitos. A interacção entre os elementos faz-se através de um número finito de pontos, os pontos nodais. As incógnitas do problema, são os deslocamentos dos pontos nodais.

- **Formulação do elemento**

No interior de um elemento, admite-se uma aproximação das variáveis fundamentais do problema com base num conjunto de funções, as funções de interpolação ou funções de forma. No caso da formulação em deslocamentos, as variáveis fundamentais são os deslocamentos. Deste modo, o campo de deslocamentos no interior do elemento é obtido em termos das funções de interpolação e dos valores dos deslocamentos nos pontos nodais. O tensor das deformações no interior do elemento é função dos deslocamentos nodais e da matriz de deformação, que se calcula a partir das derivadas das funções de interpolação. Para meios elásticos, o tensor das tensões é obtido a partir do tensor das deformações, através da matriz constitutiva. Finalmente, a aplicação do Princípio dos Trabalhos Virtuais, permite determinar a matriz de rigidez do elemento, a qual estabelece as equações de equilíbrio do elemento, relacionando as forças nodais com os deslocamentos nodais.

- Formação das equações de equilíbrio global

A matriz de rigidez global da estrutura, relacionando o vector de deslocamentos nodais com vector das forças exteriores aplicadas, permite estabelecer as equações de equilíbrio global. Esta matriz é obtida a partir das matrizes de rigidez elementares. O vector das forças exteriores é obtido pela sobreposição das diversas cargas aplicadas. A matriz de rigidez global deve então ser alterada para ter em conta as condições de apoio, que correspondem à imposição de deslocamentos (nulos ou de valor conhecido) em certos pontos nodais.

- Determinação de deslocamentos e tensões

A solução do sistema de equações lineares, representando o equilíbrio da estrutura, permite determinar o vector dos deslocamentos nodais. Os deslocamentos, deformações e tensões em todos os elementos podem então ser calculados, utilizando, respectivamente, as funções de interpolação, e as matrizes de deformação e de elasticidade.

2.3. BREVE REFERÊNCIA À MODELAÇÃO POR ELEMENTOS FINITOS – SAP 2000

2.3.1. PROGRAMA SAP 2000

No presente trabalho, utiliza-se o programa comercial SAP 2000, para análises elásticas. De seguida são apresentados alguns aspectos de funcionamento deste programa. Todas as considerações que serão apresentadas na análise do SAP2000, referem-se à versão 9.0 do programa. Note-se que, no caso de utilizarmos outras versões poderão surgir pontualmente algumas diferenças. Para maiores informações do programa SAP 2000, recomenda-se a leitura do trabalho efectuado por Wilson [30], [23].



Fig.2.2 – Programa SAP2000.

2.3.2. ELEMENTOS FINITOS DO PROGRAMA SAP2000

A ideia base da modelação por elementos finitos, consiste em dividir o elemento em questão em partes pequenas, as quais possuem diversas características (geometria, material, condições fronteira). No caso do programa SAP2000, esta discretização do problema inicial em vários elementos de dimensão reduzida, é efectuada definindo elementos de área. Estes elementos de área, podem ser de três tipos: Shell, Plane or Axisymmetric Solid. Neste trabalho apenas serão abordados os elementos Shell.

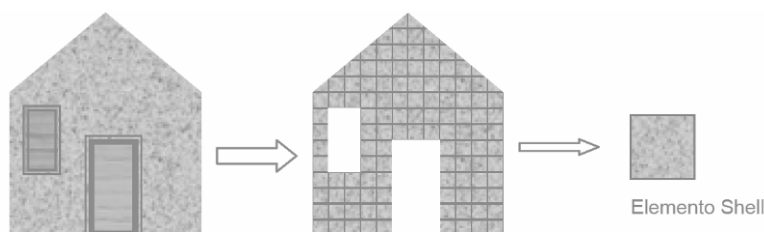


Fig.2.3 – Discretização por elementos finitos, no SAP2000.

O elemento Shell, pode ser usado para modelar paredes, lajes, cascas, etc. Para cada elemento Shell é possível definir um conjunto de características, tais como o tipo de comportamento que será considerado (Shell, Membrane, Plate), a espessura, o tipo de material, etc. (Fig.2.4)

Seguidamente são apresentados os aspectos mais importantes na definição dos elementos de área. Assim, ao seleccionar **Define/Area Section**, teremos:

Section Name: Atribui o nome da secção;
Material Name: Material associado à secção;
Material Angle: Utiliza-se quando se trabalha com materiais ortotrópicos;
Thickness: refere-se à espessura da secção;
Membrane (th): define a espessura utilizada no elemento shell associado a esforços de membrana, assim como para calcular o peso próprio e a massa de cada secção;
Bending (thb): espessura utilizada para calcular a rigidez associada à flexão em elementos de Shell e placa (laje). Normalmente os valores de “th” e “thb” são iguais, em alguns casos podemos ter a necessidade de definir valores diferentes de “thb” e “th”.
Type: define que tipo de comportamento será considerado para o elemento. Recomenda-se a selecção do comportamento completo de Shell (Fig. 2.5).
 Type = Membrane: comportamento de membrana puro, permite deformações axiais e rotações em torno do eixo3;
 Type = Plate: comportamento de placa (laje) puro, permite deformações segundo o eixo 3, e rotações em torno dos eixos locais 1 e 2;
 Type = Shell: comportamento de casca. É a combinação dos 2 tipos de comportamento anteriormente descritos, permite rotações e deslocamentos em torno de todos os eixos locais do elemento. (recomenda-se a utilização deste tipo).

Fig.2.4 – Janela “Área Section Data”

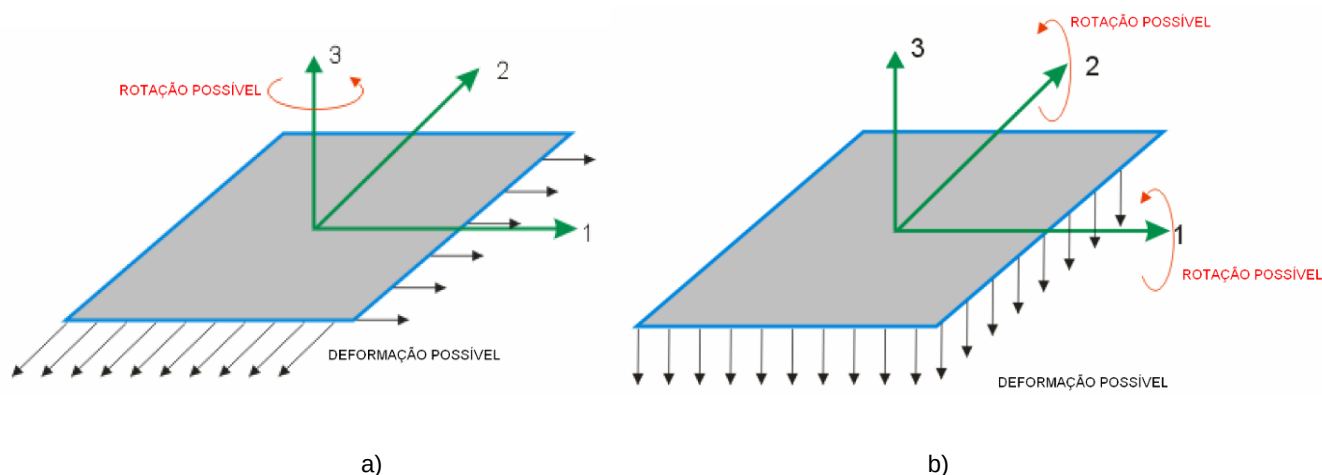


Fig.2. 5 – Descrição dos diferentes tipos de comportamento do elemento

a) Comportamento de membrana; b) Comportamento de placa (laje)

Ainda na caixa “Type”, o utilizador pode incluir as deformações por corte na análise. Ao escolher a opção “Thick Plate”, as deformações por corte são incluídas através da formulação de Mindlin/Reissner. Por outro lado, se a opção “Thick Plate” não for selecionada, é usada a formulação de Kirchhoff, desprezando-se neste caso as deformações de corte (“Thin Plate”).

Os manuais do SAP recomendam a utilização da opção “Thick Plate”, a menos que estejamos a usar uma malha distorcida, caso saibamos que a deformação por corte será baixa, ou se estamos à procura do valor da solução da formulação “Thin Plate”.

No botão “Set Modifiers”, podem ainda ser alterados os factores de rigidez associados a cada grau de liberdade através de um coeficiente que é aqui definido..

Para estabelecer a rigidez do elemento Shell, é usada uma formulação de integração numérica variável de 4 a 8 nós (Fig. 2.6).

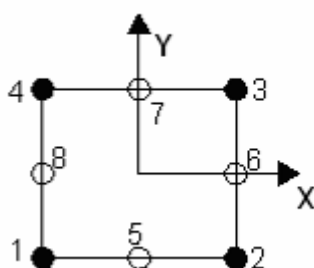


Fig.2.6 – Nós do elemento Shell

As funções de forma são dadas por:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= (1 - X)(1 - Y) / 4 & N_5 &= (1 - X^2)(1 - Y) / 2 \\
 N_2 &= (1 + X)(1 - Y) / 4 & N_6 &= (1 + X)(1 - Y^2) / 2 \\
 N_3 &= (1 + X)(1 + Y) / 4 & N_7 &= (1 - X^2)(1 + Y) / 2 \\
 N_4 &= (1 - X)(1 + Y) / 4 & N_8 &= (1 - X)(1 - Y^2) / 2
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

As primeiras quatro funções de forma são as funções de forma standard para um elemento de 4 nós. As últimas quatro funções de forma dos nós médios, são uma adição às funções de forma standard e são chamadas de funções de forma hierárquicas.

Na maioria dos programas de elementos finitos, em elementos isoparamétricos, as **tensões** são calculadas nos pontos de Gauss. Em muitos desses programas de cálculo, as tensões são apresentadas ou desenhadas nestes pontos.

No SAP [23] (como noutros programas), as tensões são calculadas pelo programa nos pontos de Gauss (2x2), e em seguida extrapoladas para os pontos nodais. São estes valores nodais que são apresentados ao utilizador.

2.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS COM O PROGRAMA SAP2000 VS. 9.0

Com o objectivo de comprovar a boa prestação do programa de cálculo SAP 2000, e por forma a analisar a convergência desta ferramenta de cálculo, analisaram-se alguns modelos simples, nos quais se calcularam deslocamentos e esforços considerando diferentes discretizações na malha de elementos finitos, diferentes condições de apoio e ainda diferentes casos de carga.

Assim, nas subsecções seguintes serão estudados alguns problemas, por forma a atingir os objectivos anteriormente referidos.

Para a validação dos resultados do programa de cálculo, utilizaram-se soluções analíticas conhecidas para este tipo de problemas. Estas soluções analíticas permitiram avaliar o erro associado à discretização e comparar o desempenho dos diversos tipos de malha de elementos finitos. Os resultados a validar correspondem a deslocamentos e os esforços de flexão, provenientes de uma análise linear elástica efectuada com o programa de cálculo SAP 2000.

A percentagem de erro da solução numérica obtida através do programa SAP2000, é calculada pela seguinte expressão (Fig. 2.7):

$$\% \text{ erro} = \left(\frac{V_{\text{SAP2000}} - V_{\text{analítico}}}{V_{\text{SAP2000}}} \right) \times 100 \quad (2.1)$$

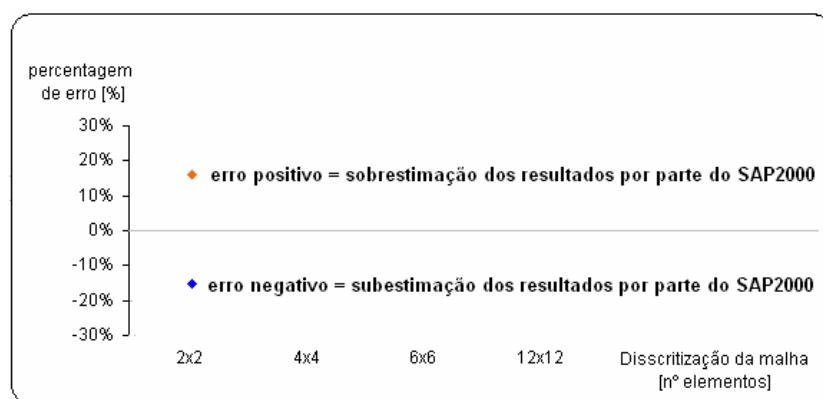


Fig.2.7 – Definição do erro da solução numérica

Este estudo é extremamente importante, pois o tamanho dos elementos tem influência significativa na convergência da solução, e por isso, deve ser definido com algum cuidado. O número de elementos a ser escolhido geralmente está relacionado com a precisão desejada. Um acréscimo no número de elementos conduz normalmente a uma melhoria na solução do problema, no entanto, existe um certo limite para o qual o erro estabiliza. Para além disso, o refinamento exagerado tem como desvantagem o tempo dispendido pelo programa de cálculo automático e o grande volume de informação gerada que é necessário tratar posteriormente.

2.4.1 PROBLEMA 1: LAJE QUADRADA

Este primeiro problema, corresponde ao estudo de uma laje de betão quadrada, considerando-se várias condições de carregamento e condições de apoio.

Embora o presente trabalho se centre no estudo de paredes, optou-se por incluir neste estudo elementos de laje, pois a análise do seu comportamento estrutural é mais perceptível e intuitiva para a generalidade dos projectistas. O mesmo, já não acontece no caso dos elementos de parede.

Os dados do problema encontram-se descritos nos tópicos seguintes, nomeadamente: a geometria do elemento em estudo, as propriedades da classe de betão utilizado, as condições fronteira e os casos de carga analisados.

- Laje de betão armado quadrada
- Dimensões em planta: $6 \times 6 \text{ m}^2$
- Espessura da laje de 0,2 m
- Betão classe C25/30 ($\gamma = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$; $E = 31 \text{ GPa}$; $\nu = 0,2$)
- Condições de apoio:

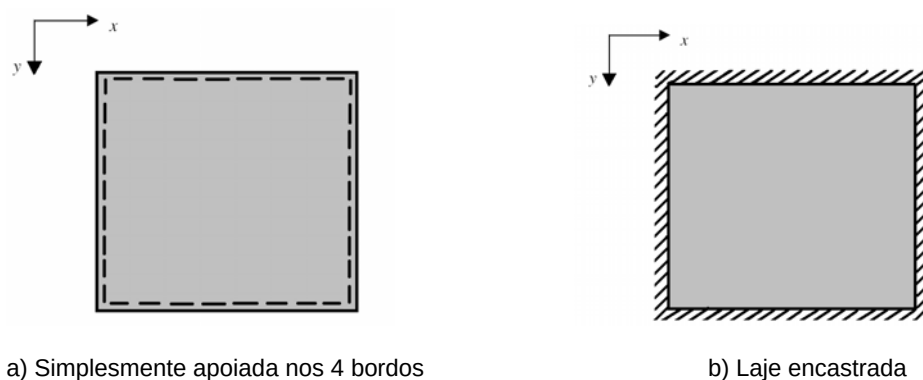


Fig.2.8 – Laje quadrada – condições de apoio

- Casos de carga

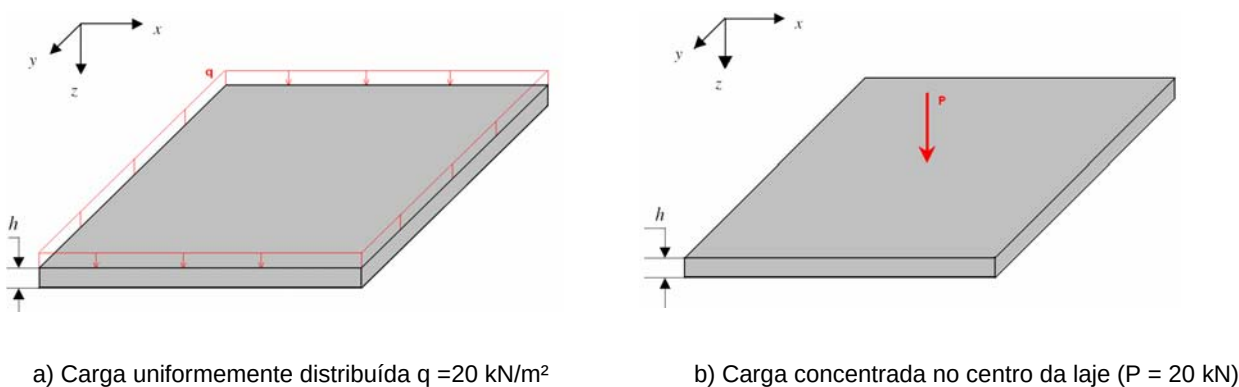


Fig.2.9 – Laje quadrada – casos de carga

2.4.1.1. SOLUÇÃO ANALÍTICA (FORMULAÇÃO DE TIMOSHENKO)

No presente caso recorreu-se às soluções analíticas obtidas em "Theory of plates and shells" da autoria de Timoshenko e S. Woinowsky-Krieger [28], por forma a proceder à validação dos resultados do programa de cálculo SAP 2000.

De seguida apresentam-se as soluções analíticas para o problema aqui em estudo.

Quadro 2.1 – Expressões analíticas para a determinação dos deslocamentos e esforços numa laje quadrada submetida a uma carga uniformemente distribuída, função das condições de apoio.

		Deslocamento no centro da laje	Momento no centro da laje	Momento no encastramento
Condições de apoio	Simplemente apoiada	$w = 0,00406 \times \frac{qL^4}{D}$	$M = 0,0442 qL^2$	_____
	Encastrada	$w = 0,00126 \times \frac{qL^4}{D}$	$M = 0,0213 \cdot qL^2$	$M = -0,0513 qL^2$

Quadro 2.2 – Expressões analíticas para a determinação dos deslocamentos numa laje quadrada submetida a uma carga concentrada aplicada no centro, função das condições de apoio.

		Deslocamento no centro da laje
Condições de apoio	Simplemente apoiada	$w = 0,0116 \times \frac{PL^2}{D}$
	Encastrada	$w = 0,0056 \times \frac{PL^2}{D}$

Notas:

O símbolo “D” presente nos quadros anteriores, representa a rigidez à flexão do elemento de laje, $D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$;

“q” corresponde à carga uniformemente distribuída na laje;

“P” corresponde à carga concentrada aplicada no centro da laje;

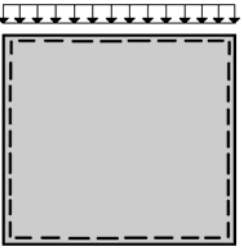
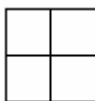
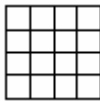
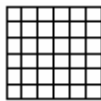
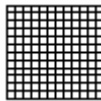
“L” corresponde ao menor vão

Os valores apresentados nos quadros anteriores, têm como fonte o livro "Theory of plates and shells" da autoria de Stephen P. Timoshenko e S. Woinowsky-Krieger.

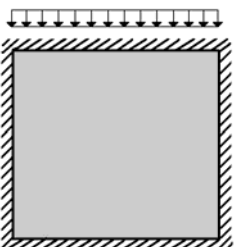
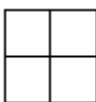
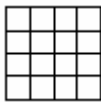
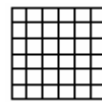
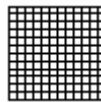
2.4.1.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS, PARA A CARGA UNIFORME

O elemento estrutural em estudo foi modelado no programa de cálculo SAP 2000 vs. 9.0. com elementos finitos, considerando a hipótese de laje fina (Thin-Plate), na qual se desprezam as deformações por esforço transversal. A modelação no SAP 2000, foi efectuada considerando diferentes discretizações na malha de elementos finitos, apresentando-se nos quadros 2.3 e 2.4 os resultados obtidos e a sua comparação com a solução analítica.

Quadro 2.3 – Deslocamentos e momentos no centro da laje simplesmente apoiada submetida à carga distribuída.

	Discretização da malha de elementos finitos				Solução analítica (Timoshenko)
					
	2x2	4x4	6x6	12x12	
Deslocamento [m]	0,00455	0,00487	0,00488	0,00489	0,00489
Erro [%]	-6,95%	-0,41%	-0,20%	0,00%	
Momento [kN.m]	40,8	33,23	32,42	31,97	31,82
Erro [%]	28,21%	4,41%	1,86%	0,45%	

Quadro 2.4 – Deslocamentos e momentos no centro da laje encastrada nos 4 bordos, submetida à carga distribuída.

	Discretização da malha de elementos finitos				Solução analítica (Timoshenko)
					
	2x2	4x4	6x6	12x12	
Deslocamento [m]	0,00188	0,00176	0,00164	0,00155	0,00152
Erro [%]	-23,68%	15,79%	7,89%	1,97%	
Momento no centro [kN.m]	32,4	19,07	16,90	15,64	15,19
Erro [%]	113,30%	25,54%	11,26%	2,96%	
Momento no bordo [kN.m]	-24	-34,99	-36,11	-36,74	-36,94
Erro [%]	-26,91%	-5,28%	-2,25%	-0,54%	

A Figura 2.10 relaciona a percentagem de erro associada aos deslocamentos com a discretização da malha de elementos finitos, na presença de carga uniforme, e para as diferentes condições de apoio anteriormente consideradas.

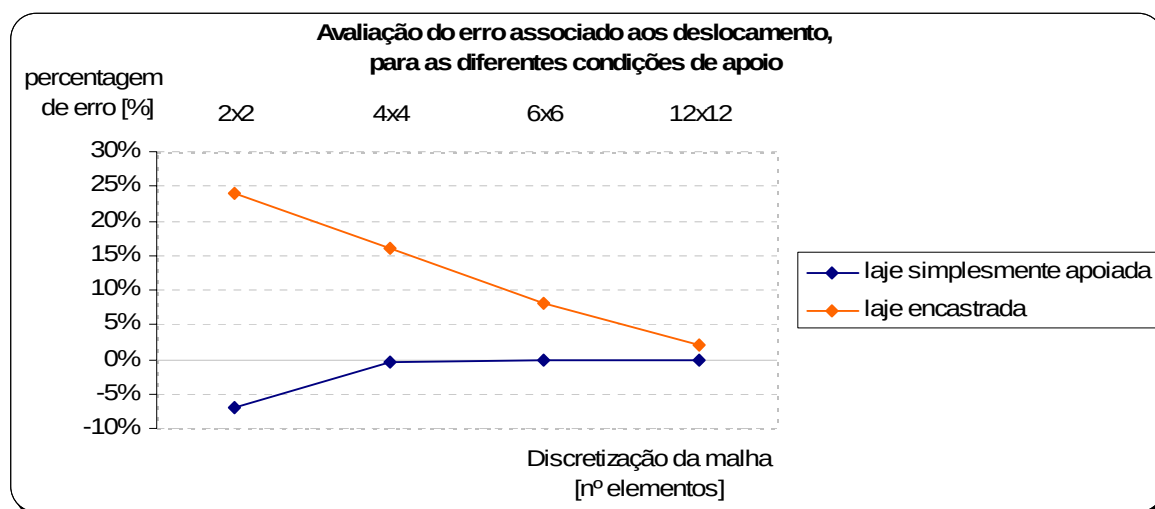


Fig.2.10 – Avaliação do erro associado aos deslocamentos, para as diferentes condições de apoio consideradas.

A análise da informação contida no gráfico 2.10 permite retirar as seguintes conclusões:

Para a laje simplesmente apoiada, observa-se:

- Notória convergência mais rápida, em comparação com a laje encastrada;
- Erro praticamente nulo para uma malha de 4x4;
(correspondente a uma dimensão do elemento finito de 1,5 m)
- Resultados pouco aceitáveis para a malha de 2x2;
(correspondente a uma dimensão do elemento finito de 3 m)

Para o caso da laje encastrada, temos:

- Convergência mais lenta em comparação com a laje simplesmente apoiada;
- Erro admissível (<5 %) alcançado só para uma malha de 12x12;
(correspondente a uma dimensão do elemento finito de 0,5 m)
- Resultados inaceitáveis para a malha de 2x2, à semelhança do que acontece na laje simplesmente apoiada (correspondente a uma dimensão do elemento finito de 3 m).

A avaliação do erro associado aos momentos flectores, para as diferentes condições de apoio consideradas é apresentada na Figura 2.11.

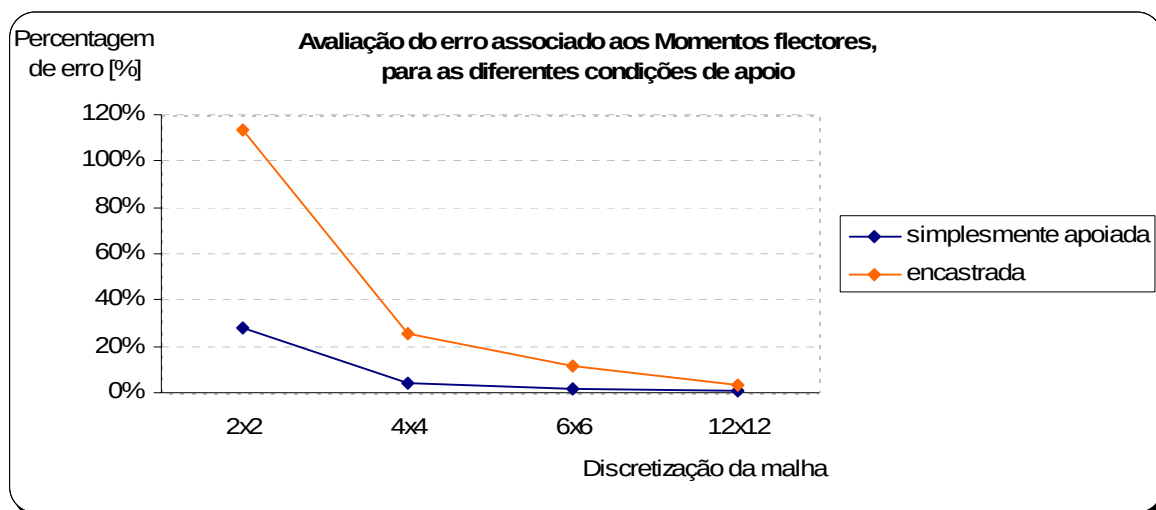


Fig.2.11 – Avaliação do erro associado aos momentos flectores, para as diferentes condições de apoio consideradas.

Para o caso da laje simplesmente apoiada, verifica-se que:

- Os erros relativamente aos momentos são claramente superiores, aos erros obtidos para os deslocamentos;
- A Convergência é mais rápida em comparação com a laje encastrada;
- O erro já é reduzido para uma malha de 6x6 (dimensão do elemento finito de 1,0 m) e é praticamente nulo (0,45%) para uma malha de 12x12;
- Os Resultados são inaceitáveis para a malha de 2x2
(correspondente a uma dimensão do elemento finito de 3 m).

Por outro lado, temos a laje encastrada, a qual apresenta:

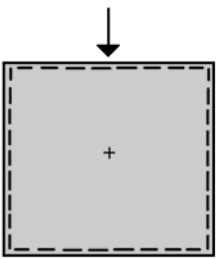
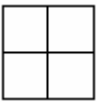
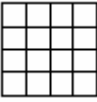
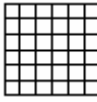
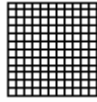
- Convergência lenta em comparação com a laje simplesmente apoiada;
- Erro admissível alcançado só para uma malha de 12x12 (2,96 %)
(correspondente a uma dimensão do elemento finito de 0,5 m);
- Resultados inaceitáveis para a malha de 2x2 e 4x4;
- Erro ainda substancial para a malha de 6x6 (11,26%)
(correspondente a uma dimensão do elemento finito de 1 m).

2.4.1.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS, PARA A CARGA CONCENTRADA

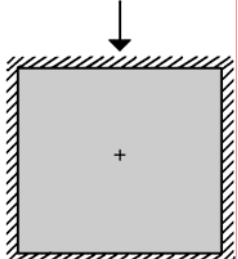
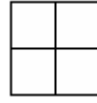
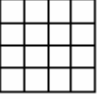
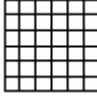
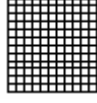
Na sequência do ponto anterior, apresentam-se agora os resultados para o caso de termos uma carga concentrada aplicada no centro da laje. Tal como no caso de carga anterior (carga uniforme distribuída), também neste caso, o elemento estrutural em estudo foi modelado no programa de cálculo SAP 2000 vs. 9.0. com elementos finitos, considerando a hipótese de laje fina (Thin- Plate), na qual se desprezam as deformações por esforço transversal. A modelação no SAP 2000, foi efectuada considerando diferentes discretizações na malha de elementos finitos.

Os resultados obtidos utilizando o programa SAP2000, conjuntamente com os respectivos resultados analíticos, são apresentados nos quadros 2.5 e 2.6.

Quadro 2. 5 – Deslocamentos no centro da laje simplesmente apoiada submetida à carga concentrada aplicada no centro.

	Discretização da malha de elementos finitos				Solução analítica (Timoshenko)
					
	2x2	4x4	6x6	12x12	
Deslocamento [m]	0,000505	0,000424	0,000406	0,000394	0,000388
Erro [%]	30,15%	9,28%	4,64%	1,55%	

Quadro 2.6 – Deslocamentos no centro da laje encastrada nos 4 bordos submetida à carga concentrada aplicada no centro.

	Discretização da malha de elementos finitos				Solução analítica (Timoshenko)
					
	2x2	4x4	6x6	12x12	
Deslocamento [m]	0,000209	0,000214	0,000202	0,000193	0,000187
Erro [%]	11,76%	14,44%	8,02%	3,21%	

A avaliação do erro associado aos deslocamentos, para as diferentes condições de apoio consideradas é apresentada na Figura 2.12.

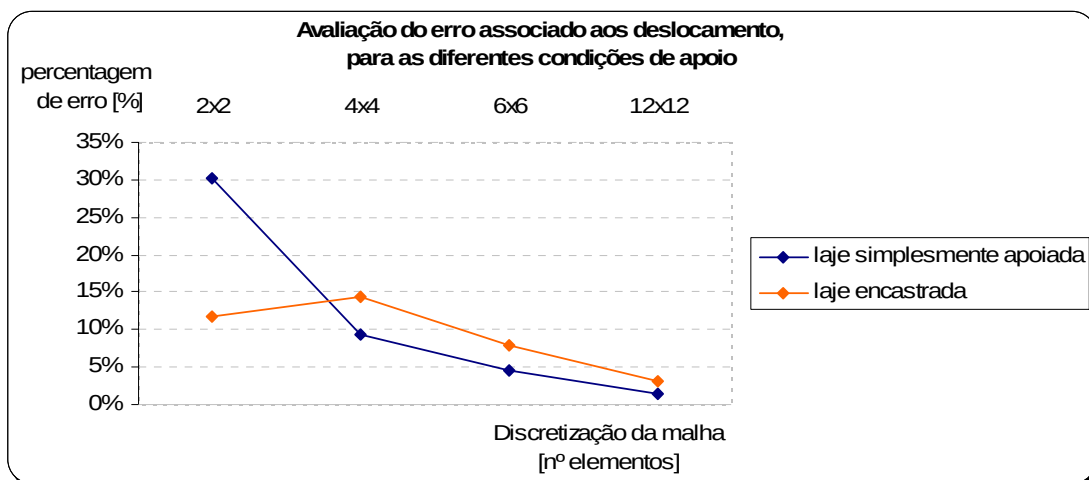


Fig.2.12 – Avaliação do erro associado aos deslocamentos, para as diferentes condições de apoio consideradas.

Ao analisar a informação do gráfico anterior, verifica-se que neste caso da carga concentrada, os erros associados aos deslocamentos são superiores aos obtidos para a carga uniforme. Implicando assim, uma maior necessidade de refinamento da malha de cálculo (em particular na vizinhança do ponto de aplicação da carga concentrada).

2.4.2. PROBLEMA 2: LAJE RECTANGULAR

O problema 2 surge na sequência do problema anterior, e da necessidade que o autor sentiu em alargar o problema 1 a elementos com diferentes relações de vãos.

Tal como referido anteriormente, o problema agora apresentado surge na linha do anterior, com a particularidade de que nesta secção serão estudadas lajes com a seguinte relação de vãos: 1,5 e 2,0 respectivamente. Os dados referentes ao segundo problema encontram-se descritos nos tópicos seguintes:

Laje de betão armado quadrada

Dimensões em planta: $4 \times 6 \text{ m}^2$ e $4 \times 8 \text{ m}^2$

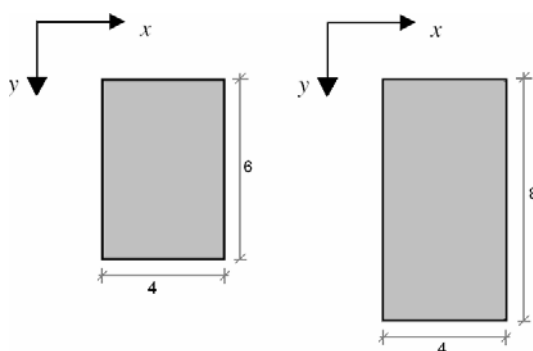


Fig.2.13 – Dimensões das lajes estudadas

- Espessura da laje de 0,2 m
- Betão classe C25/30 ($\gamma = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$; $E = 31 \text{ GPa}$; $\nu = 0,2$)
- Condições de apoio: Laje simplesmente apoiada nos 4 bordos e laje encastrada nos quatro bordos
- Casos de carga: Carga uniformemente distribuída $q = 20 \text{ kN} / \text{m}^2$

2.4.2.1. SOLUÇÃO ANALÍTICA (FORMULAÇÃO DE TIMOSHENKO)

À semelhança do problema anterior, recorreu-se às soluções analíticas provenientes do livro "Theory of plates and shells" da autoria de Timoshenko e S. Woinowsky-Krieger [28], por forma a proceder à validação dos resultados do programa de cálculo SAP 2000.

De seguida apresentam-se as soluções analíticas para o problema aqui em estudo.

Quadro 2. 7 – Expressões analíticas para a determinação dos deslocamentos no ponto central, função da relação entre vãos e das condições de apoio.

Carga Uniforme		
Relação b/a	Simplemente apoiada	Encastrada
b/a=1,5	$w = 0,00772 \times \frac{qL^4}{D}$	$w = 0,00220 \times \frac{qL^4}{D}$
b/a=2,0	$w = 0,01013 \times \frac{qL^4}{D}$	$w = 0,00254 \times \frac{qL^4}{D}$

Notas:

O símbolo “D” presente nos quadros anteriores, representa a rigidez à flexão do elemento de laje, $D = \frac{E t^3}{12(1 - \nu^2)}$;

“q” corresponde à carga uniformemente distribuída na laje;

“L” corresponde ao menor vão da laje;

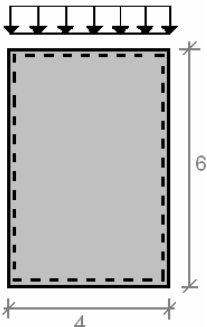
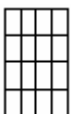
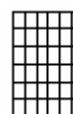
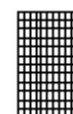
Neste problema (2) não foi efectuada a análise para a carga concentrada, porque a solução analítica para relação de 1,5 não é apresentada na bibliografia que serviu de base a este estudo (Timoshenko).

2.4.2.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

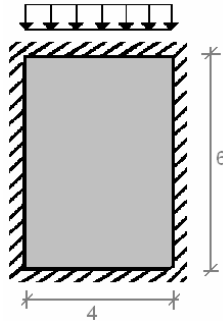
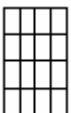
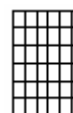
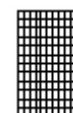
Tal como anteriormente, a modelação no SAP 2000, foi efectuada considerando diferentes discretizações na malha de elementos finitos.

Os resultados referentes à laje com relação entre vãos de 1,5 são apresentados nos quadros 2.8 e 2.9. Nos quadros 2.10 e 2.11 são apresentados os resultados obtidos para a laje com uma relação entre vãos de 2,0.

Quadro 2.8 – Deslocamentos no centro da laje simplesmente apoiada submetida à carga distribuída. Laje com relação entre vãos de 1,5.

	Discretização da malha de elementos finitos				Solução analítica (Timoshenko)
					
	2x2	4x4	6x6	12x12	
Deslocamento [m]	0,00173	0,00183	0,00184	0,00184	0,00184
Erro [%]	-5,98%	-0,54%	0,00%	0,00%	

Quadro 2.9 – Deslocamentos no centro da laje, encastrada nos 4 bordos e submetida à carga distribuída Laje com relação entre vãos de 1,5.

	Discretização da malha de elementos finitos				Solução analítica (Timoshenko)
					
	2x2	4x4	6x6	12x12	
Deslocamento [m]	0,000654	0,000595	0,000556	0,000531	0,000523
Erro [%]	25,05%	13,77%	6,31%	1,53%	

A avaliação do erro associado aos deslocamentos, para o caso da laje com relação entre vãos de 1,5, é apresentada na Figura 2.14.

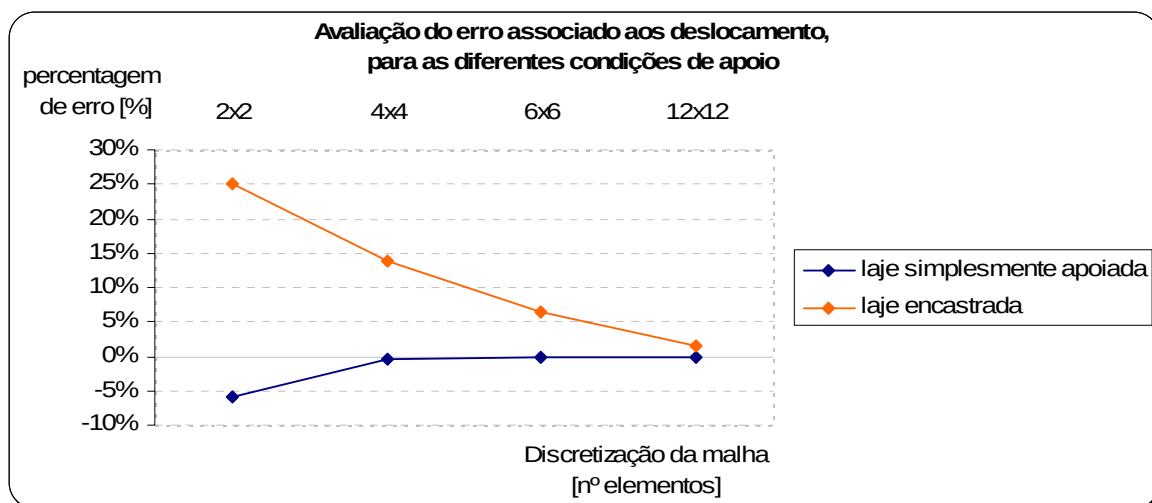
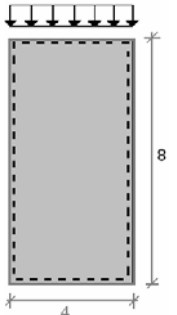
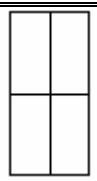
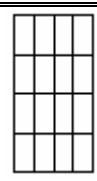
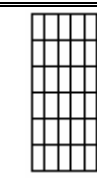
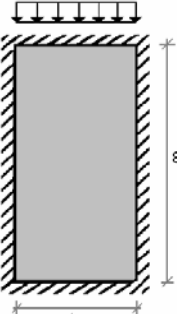
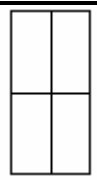
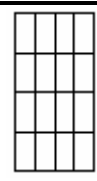
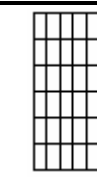
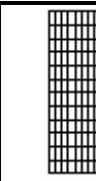


Fig.2.14 – Avaliação do erro associado aos deslocamentos, para a laje com relação entre vãos de 1,5.

Quadro 2.10 – Deslocamentos no centro da laje simplesmente apoiada, submetida à carga distribuída. Laje com relação entre vãos de 2

	Discretização da malha de elementos finitos				Solução analítica (Timoshenko)
					
	2x2	4x4	6x6	12x12	
Deslocamento [m]	0,00233	0,00242	0,00241	0,00241	0,00241
Erro [%]	-3,32%	0,41%	0,00%	0,00%	

Quadro 2.11 – Deslocamentos no centro da laje, encastrada nos 4 bordos e submetida à carga distribuída. Laje com relação entre vãos de 2.

	Discretização da malha de elementos finitos				Solução analítica (Timoshenko)
					
	2x2	4x4	6x6	12x12	
Deslocamento [m]	0,000782	0,000672	0,000632	0,000610	0,000604
Erro [%]	29,47%	11,26%	4,64%	0,99%	

A avaliação do erro associado aos deslocamentos, para o caso da laje com relação entre vãos de 2,0 é apresentada na Figura 2.15.

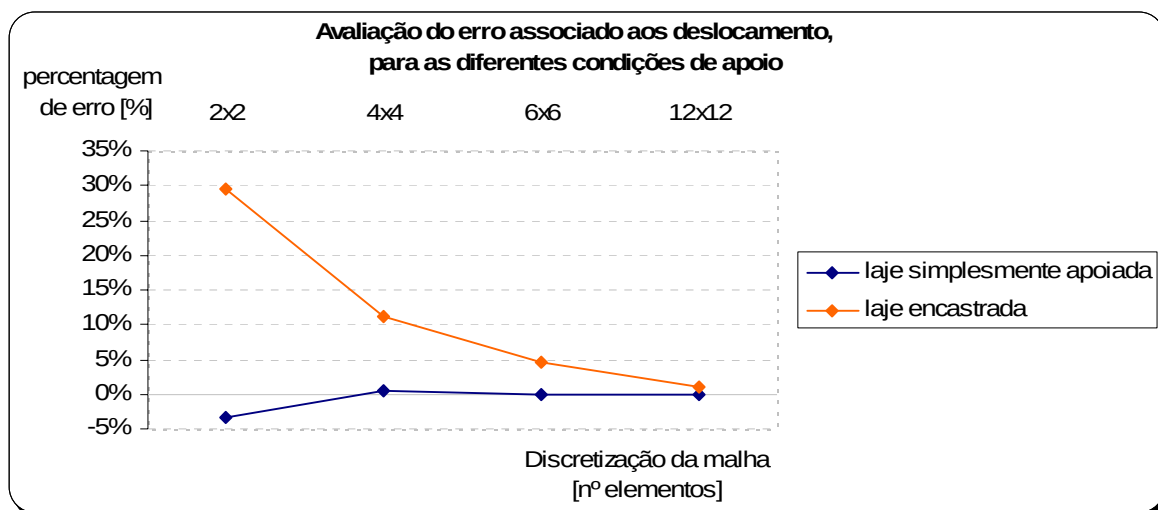


Fig.2.15 – Avaliação do erro associado aos deslocamentos, para a laje com relação entre vãos de 2,0.

A avaliação individual dos gráficos anteriores, que retratam a análise de lajes com relação entre vãos de 1,5 e 2,0 respectivamente, não permite a extracção de mais conclusões do que aquelas que já foram obtidas na análise do diagrama da laje quadrada (com uma relação entre vãos unitária).

Assim, para se perceber melhor como varia o erro para diferentes relações dos vãos, é necessário reunir essa informação no mesmo gráfico, ver figura 2.16.

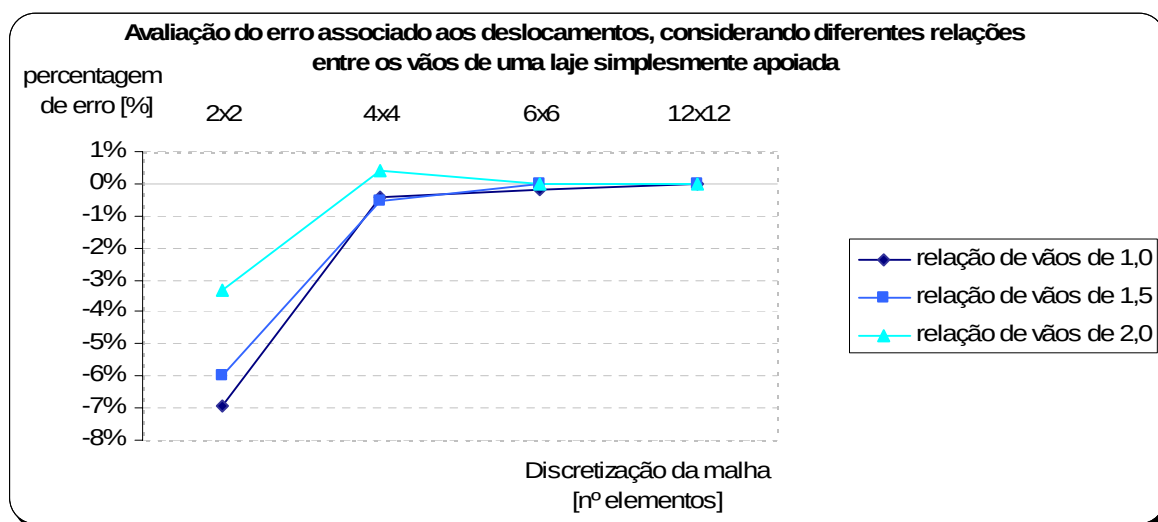


Fig.2.16 – Avaliação do erro associado aos deslocamentos, considerando diferentes relações entre os vãos de uma laje simplesmente apoiada.

Ao observarmos a figura 2.16, concluímos que para relações superiores a 1 o erro é menor para a mesma discretização podendo este facto estar associado à menor incidência do efeito de canto nos resultados, deslocamento e momento, no centro da laje das lajes mais alongadas.

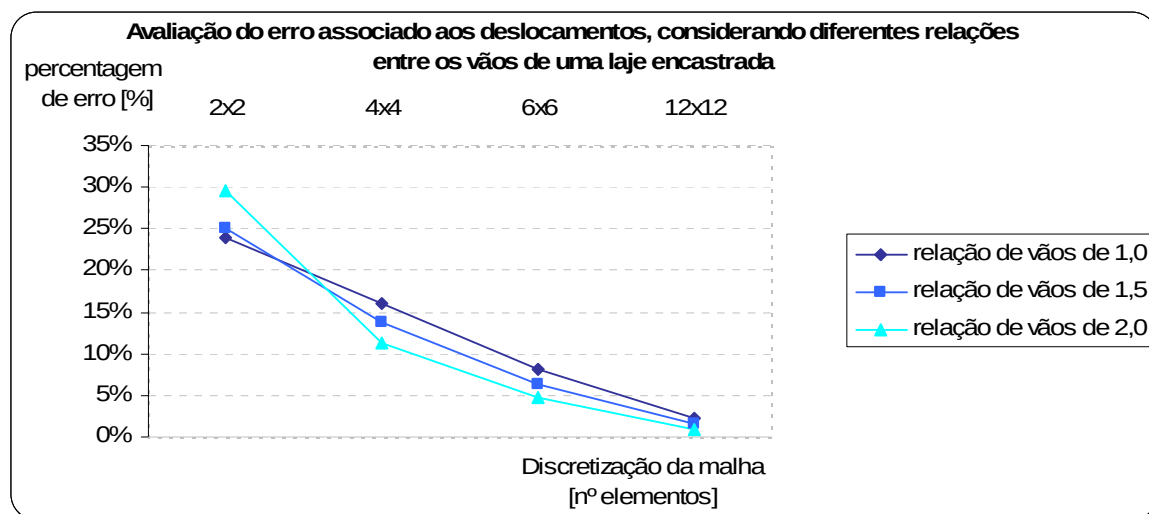


Fig.2.17 – Avaliação do erro associado aos deslocamentos, considerando diferentes relações entre os vãos de uma laje encastrada.

A análise da informação contida nas 2 figuras anteriores (2.16 e 2.17), permite concluir que ao aumentar a relação entre vãos, diminui o erro associado ao deslocamento do ponto central da laje, para as duas condições de apoio estudadas (simplesmente apoiada e encastrada).

Outro aspecto curioso, é o facto de que no caso da laje simplesmente apoiada submetida a carga uniformemente distribuída, a convergência para a solução teórica, em termos de deslocamentos, processa-se por valores inferiores à solução exacta. Neste caso o modelo numérico do SAP apresenta deslocamentos inferiores à solução exacta (o modelo numérico é por assim dizer mais rígido)

Por outro lado, temos o caso da laje encastrada submetida a carga uniformemente distribuída, que apresenta deslocamentos superiores à solução exacta, pelo que a convergência se processa por valores superiores (o modelo numérico é mais flexível que a solução teórica).

2.4.3. PROBLEMA 3: LAJES EM VIÉS

O problema 3 aborda a análise de lajes em viés (lajes com a forma de um paralelogramo oblíquo). O comportamento estrutural das lajes enviesadas apresenta algumas singularidades, sobretudo quando o ângulo de viés se acentua, que tornam mais difícil a sua análise. Em termos de modelo estrutural é possível mostrar (Timoshenko [28]) que as tensões de flexão tendem para infinito na junção de dois bordos em canto obtuso (excepto se ambos os bordos forem livres ou encastrados), ou seja, existe um comportamento singular junto aos cantos obtusos.

Justificam-se assim os problemas mais frequentes associados a este tipo de lajes, nomeadamente, a fissuração junto aos cantos, o movimento dos apoios e a deformação e (ou) vibração excessivas. Apesar destas dificuldades a utilização de pontes em laje enviesada tem sido incrementada sobretudo por força da satisfação de crescentes exigências de traçado geométrico das vias de tráfego. Por razões arquitectónicas ou outras, este tipo de lajes tem vindo a ser mais utilizado em edifícios.

O procedimento para comprovar a boa prestação do programa de cálculo SAP 2000, e analisar a convergência desta ferramenta para este tipo característico de lajes foi o mesmo que o utilizado para o caso das lajes rectangulares. Tal como nas lajes rectangulares, a validação dos resultados do programa de cálculo, baseou-se nas soluções analíticas protagonizadas por Timoshenko [28].

A definição do problema encontra-se descrita nos tópicos seguintes:

- Laje de betão armado em viés, com a seguinte geometria:

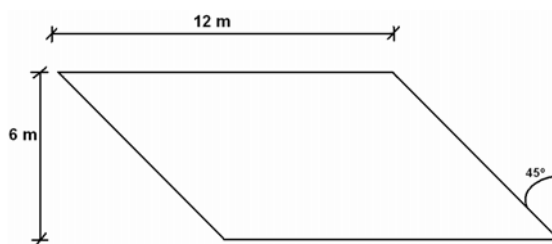


Fig.2.18 – Geometria da laje de betão armado em viés

- Espessura da laje de 0,2 m;
- Betão classe C25/30 ($\gamma = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$; $E = 31 \text{ GPa}$; $\nu = 0,2$)
- Condições de apoio: Simplesmente apoiada em todo o contorno e apoiada apenas em 2 bordos;

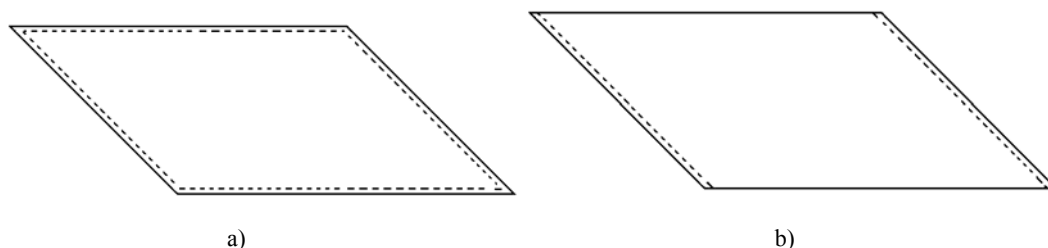


Fig.2.19 – Condições de apoio: a) Simplesmente apoiada em todo o contorno; b) apoiada apenas em 2 bordos.

Foram escolhidas estas condições de apoio, pois são as mais usuais para este tipo de lajes.

- Casos de carga: Carga uniformemente distribuída $20 \text{ kN} / \text{m}^2$

2.4.3.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS

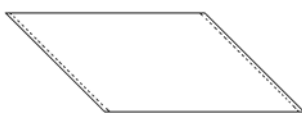
Tal como anteriormente, a modelação no SAP 2000, foi efectuada considerando diferentes discretizações na malha de elementos finitos.

Os resultados referentes à laje em viés simplesmente apoiada em todo o contorno são apresentados no quadro 2.12. Já o quadro 2.13 ilustra os resultados obtidos para a laje em viés apoiada apenas em 2 bordos.

Quadro 2. 12– Deslocamentos no centro da laje em viés simplesmente apoiada em todo o contorno

	Discretização da malha de elementos finitos				Solução analítica (Timoshenko)
	2x2	4x4	6x6	12x12	
Deslocamento [m]	0,02345	0,01385	0,01226	0,01127	0,01129
Erro [%]	107,71%	22,67%	8,59%	-0,18%	

Quadro 2.13 – Deslocamentos no centro da laje em viés apoiada apenas em 2 bordos.

	Discretização da malha de elementos finitos				Solução analítica (Timoshenko)
	2x2	4x4	6x6	12x12	
Deslocamento [m]	0,08986	0,08721	0,08606	0,08509	0,08524
Erro [%]	5,42%	2,31%	0,96%	-0,18%	

A Figura 2.20 relaciona a percentagem de erro associada aos deslocamentos com a discretização da malha de elementos finitos, para as diferentes condições de apoio consideradas.

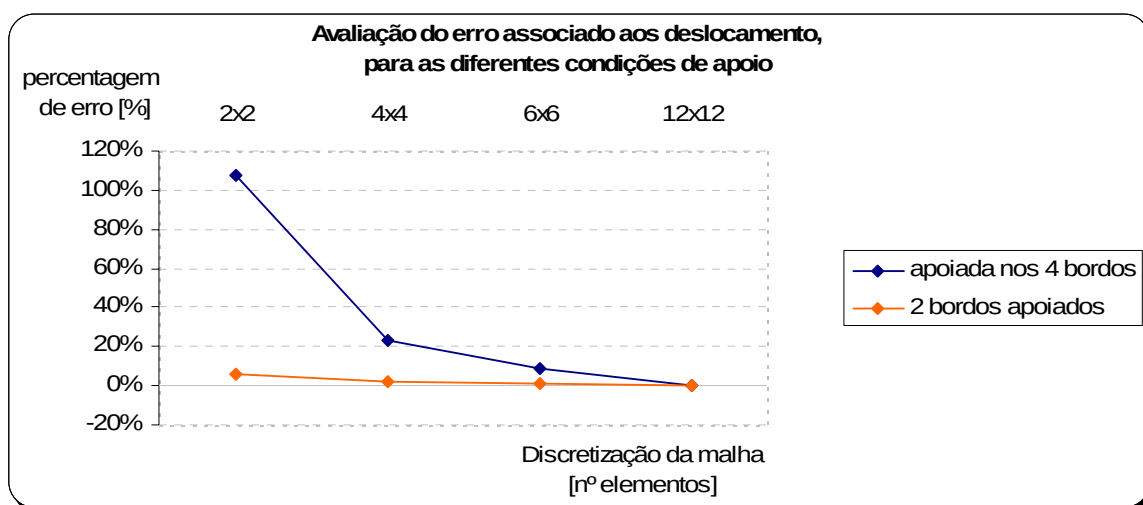


Fig.2.20 – Avaliação do erro associado aos deslocamentos, para as diferentes condições de apoio da laje em viés

A análise da informação contida no gráfico 2.20 permite concluir que:

Para o caso da laje apoiada nos 4 bordos, os erros associados aos primeiros níveis de discretização são significativos, daí que neste caso se aconselhe, a utilização de malhas com um número de elementos superior ao que habitualmente se utiliza para lajes não enviesadas.

Outro aspecto importante a reter, é o facto que a precisão tende a deteriorar-se quando temos elementos finitos com distorção excessiva.

Os manuais do SAP, discutem este problema, apresentando algumas recomendações. Assim, para o caso da utilização de elementos finitos quadriláteros, os manuais do SAP aconselham que:

O ângulo interno cada canto deve ser menor que 180° , obtêm-se melhores resultados quando estes ângulos são próximos de 90° , ou pelo menos situados no intervalo de 45° a 135° (ver Manual do SAP 2000 [23]).

F 2.4.4. PROBLEMA 4: PAREDE

Este último problema apresenta uma parede de betão na qual está presente unicamente esforços de membrana. Pretende-se avaliar o nível de precisão que diversos níveis de discretização (uma dada malha de cálculo) permitem atingir. Para isso, são avaliados os deslocamentos na extremidade superior da parede.

Os dados do problema encontram-se descritos nos tópicos seguintes, nomeadamente: a geometria do elemento em estudo, as propriedades da classe de betão utilizado, as condições fronteira e os casos de carga analisados.

Parede de betão armado

- Dimensões: $4 \times 18 \text{ m}^2$ (relação $L/H = 4.5$, não tem deformação de corte significativa)
- Espessura da parede: 0,2 m
- Betão classe C25/30 ($\gamma = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$; $E = 31 \text{ GPa}$; $\nu = 0,2$)
- Condições de apoio: encastrada na base
- Caso de carga: Carga concentrada localizada na extremidade superior ($P = 20 \text{ kN}$).

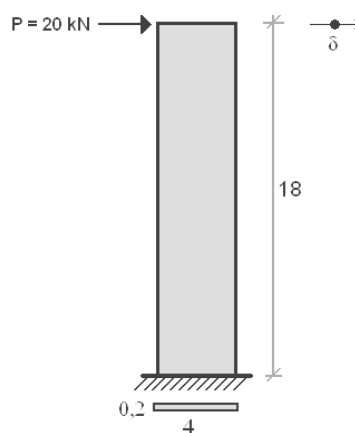


Fig.2.21 – Imagem representativa do problema em estudo

2.4.4.1. SOLUÇÃO ANALÍTICA (FORMULAÇÃO DE TIMOSHENKO)

No presente caso recorreu-se às soluções analíticas provenientes do livro “Theory of Elasticity” (third edition) da autoria de S.P. Timoshenko e J.N. Goodier [29], por forma a proceder à validação dos resultados do programa de cálculo SAP 2000. De seguida apresentam-se a solução analítica para o problema aqui em estudo. Expressão analítica para a determinação do deslocamento na extremidade superior, para o problema em estudo:

$$y = \frac{P \cdot x^3}{6 \cdot EI} - \frac{P \cdot l^2 \cdot x}{2 \cdot EI} + \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot EI} + \frac{P \cdot c^2}{2 \cdot IG} \cdot (l - x) \quad (2.2)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (2.3)$$

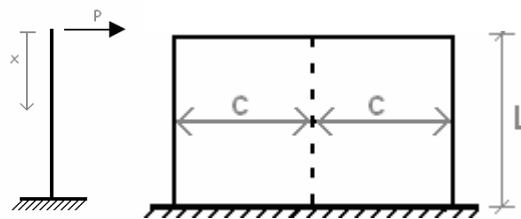


Fig.2.22 – Apresentação esquemática das variáveis ‘x’ e ‘c’, associadas ao problema em estudo

Para o presente caso, com $l = 18$ m e $c = 2$ m, obtemos:

- Não considerando a deformação por corte, temos:

$$y = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot EI}$$

$$y = \frac{20 \cdot 18^3}{3 \cdot 31 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{0,2 \cdot 4^3}{12} \right)} = 0,001176 \text{ m}$$

- Considerando a deformação por corte:

$$y = \frac{P \cdot x^3}{6 \cdot EI} - \frac{P \cdot l^2 \cdot x}{2 \cdot EI} + \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot EI} + \frac{P \cdot c^2}{2 \cdot IG} \cdot (l - x)$$

$x = 0$, resultando assim

$$y = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot EI} + \frac{P \cdot c^2}{2 \cdot IG} \cdot (l - x)$$

$$y = \frac{20 \cdot 18^3}{3 \cdot 31 \times 10^6 \cdot \left(\frac{0,2 \cdot 4^3}{12} \right)} + \frac{20 \cdot 2^2}{2 \cdot \left(\frac{0,2 \cdot 4^3}{12} \right) \cdot 12916667} \cdot (18 - 0)$$

$$y = 0,001228 \text{ m}$$

2.4.4.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

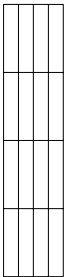
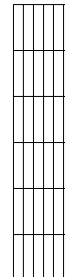
O elemento estrutural em estudo foi modelado no programa de cálculo SAP 2000 vs. 9.0. considerando duas hipóteses, a primeira com um elemento de barra único e a segunda hipótese com elementos finitos.

Os resultados referentes à modelação com um elemento de barra, são apresentados no quadro 2.14. O quadro 2.15, ilustra os resultados da modelação com elementos finitos.

Quadro 2.14 – Deslocamentos na extremidade superior da parede – modelo de barra

Modelo de barra	Deslocamento [m]	
	Considerando a deformação por corte	Não considerando a deformação por corte
Solução analítica (Timoshenko)	0,00123	0,00118
Solução Numérica (SAP2000)	0,00122	0,00118
Erro [%]	-0,81	0

Quadro 2.15 – Deslocamentos na extremidade superior da parede – modelo de elementos finitos

Modelo de elementos finitos (considerando a deformação por corte)	Discretização da malha de elementos finitos				Solução analítica (Timoshenko)
					
	2x2	4x4	6x6	12x12	
Deslocamento [m]	0,00112	0,00119	0,00121	0,00122	0,00123
Erro [%]	-8,94%	-3,25%	-1,63%	-0,81%	

A Figura 2.23 relaciona a percentagem de erro associada aos deslocamentos com a discretização da malha de elementos finitos

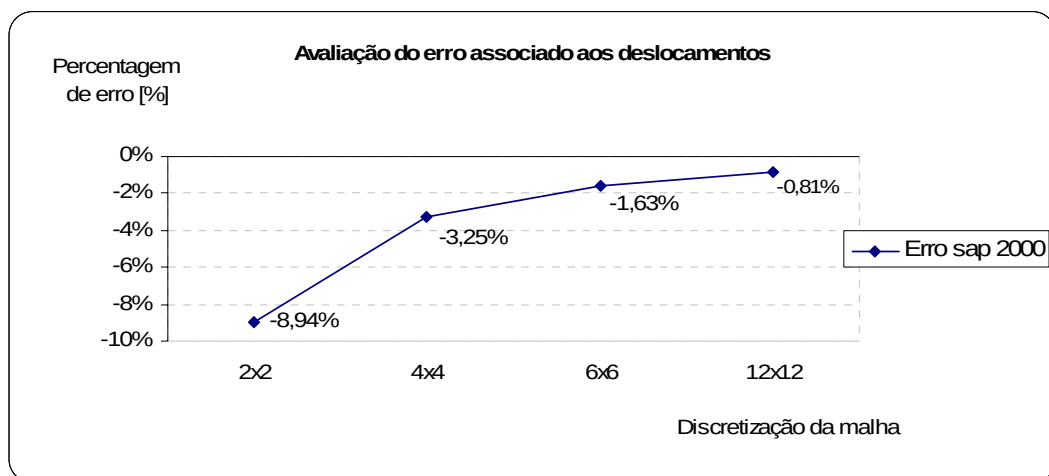


Fig.2.23 – Avaliação do erro associado aos deslocamentos para as diferentes malhas de elementos finitos

O erro neste problema é relativamente baixo, quando comparado com aquele que foi obtido para os problemas anteriores.

No entanto obtêm-se melhores resultados quando a relação entre as dimensões (máxima e mínima) do elemento são próximas da unidade, ou pelo menos inferior a 4 (ver Manual do SAP 2000 [23]).

2.5. Considerações finais

Uma solução numérica de elementos finitos representa uma aproximação ao comportamento da estrutura real. A precisão dos resultados depende da adequação do modelo à situação real, e do nível de discretização adoptado. A precisão da solução numérica do SAP2000, foi assim avaliada através do estudo de problemas para os quais se conheciam soluções analíticas, por exemplo, da Teoria da Elasticidade. Nestes casos, foi possível comparar o desempenho dos diversos tipos de elemento, e avaliar a convergência da solução numérica para a solução exacta. A análise dos problemas anteriores, também permitiu apurar o grau de precisão que um dado nível de discretização (uma dada malha de cálculo) permite atingir.

Observou-se, tal como era de esperar, que na presença de um maior nível de discretização, a solução tende a ser mais precisa (mais próxima da solução analítica).

Com o trabalho desenvolvido neste subcapítulo, constatou-se que a modelação com uma malha de 12x12, permite obter soluções muito próximas da solução analítica exacta (erros entre 0 e 1%),

Em termos práticos, a modelação com este nível de discretização (12x12) corresponde a uma dimensão do elemento finito de cerca de 0,5 m, isto para situações de vãos correntes na ordem dos 6 m. Assim, com este nível de discretização, obtêm-se erros praticamente nulos, sem que haja necessidade de um trabalho computacional significativo. Desta forma reduz-se o tempo de modelação e o tempo de processamento.

Assim, de um modo geral, pode-se afirmar que o elemento finito do SAP é convergente e apresenta bons resultados, não só quando tem uma configuração regular, mas também quando existem pequenas distorções da sua geometria.

3

MODELO DE DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE MEMBRANA

3.1. INTRODUÇÃO

O método de análise e dimensionamento de elementos de membrana cuja apresentação e discussão se realiza na secção seguinte pretende definir um procedimento que, em concordância com o estabelecido nos códigos de prática correntes, possibilite ultrapassar algumas dificuldades no dimensionamento deste tipo de estruturas.

A análise de paredes com base no método de elementos finitos (MEF) conduz, num referencial O_{xy} definido no folheto médio, a tensões σ_x , σ_y e τ_{xy} que variam de ponto para ponto, sendo então necessário um procedimento especial para dimensionar as armaduras. No anexo F da versão de 2004 do EC2, é referido este procedimento, de grande utilidade para o projecto corrente.

Este capítulo apresenta uma abordagem teórica do dimensionamento dos elementos de membrana (parede). Recorrendo ao equilíbrio das várias forças que actuam num elemento, apresenta-se a solução para estados planos de tensão. Ainda nesta parte do trabalho, enuncia-se e explora-se a metodologia apresentada pelo EC 2 (Anexo F – Armaduras de tracção para tensões no próprio plano), não só nos aspectos de ordem teórica, mas também com exemplos numéricos de aplicação.

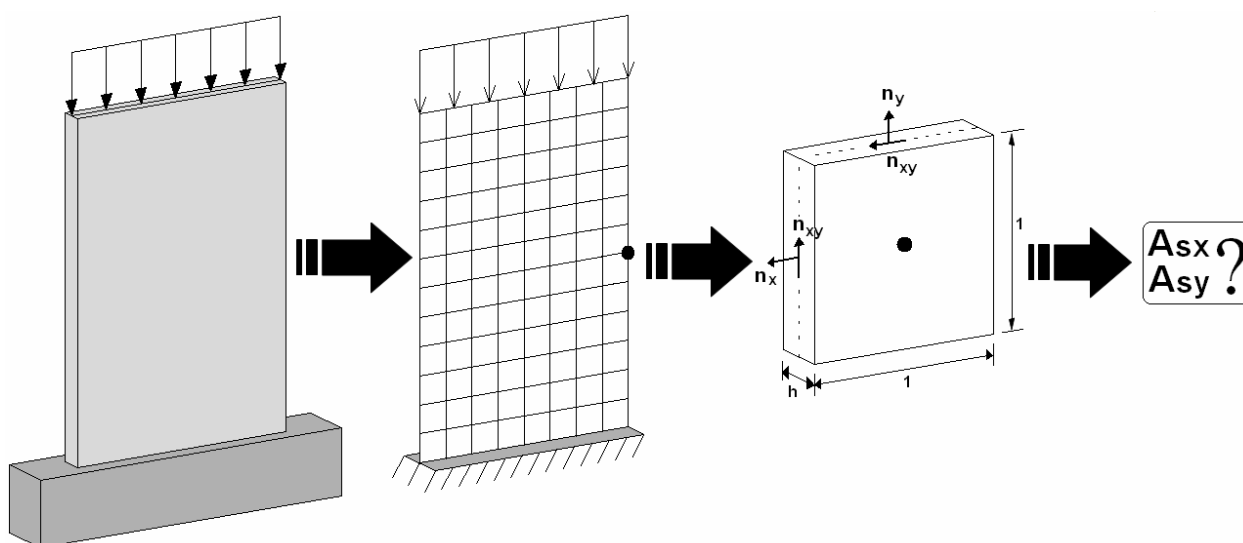


Fig.3.1 – Processo de dimensionamento dos elementos de membrana, com recurso à modelação através de elementos finitos.

3.2. EQUILÍBRIO DO MODELO DE MEMBRANA

O problema que se põe é, como determinar a armadura partindo dos esforços de membrana. Assim, por forma a resolver este problema, recorre-se às equações de equilíbrio e aos conceitos da teoria da plasticidade.

Considere-se o elemento de parede com a espessura h , submetido a forças de membrana aplicadas (por unidade de comprimento), designadas por n_x , n_y , n_{xy} (ver figura 3.2 a). O elemento de membrana está reforçado com varões ortogonais nas direcções x e y (Fig. 3.2 b).

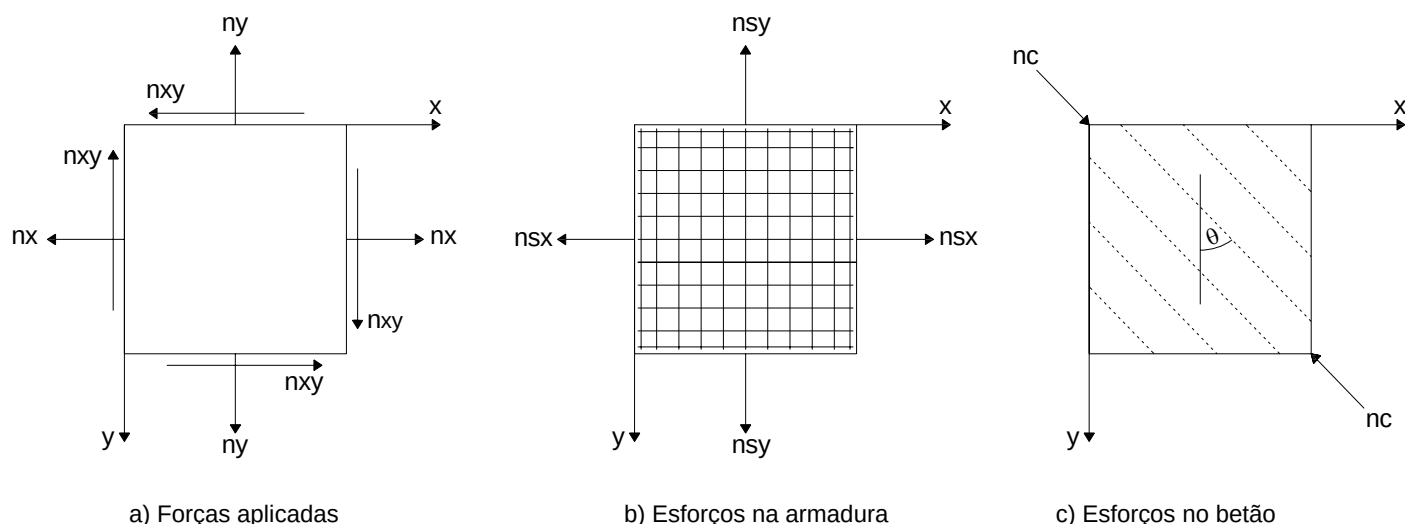


Fig.3.2 – Elemento de betão armado submetido ao EPT:

Dado estes esforços actuantes, temos agora que procurar os esforços resistentes que os equilibram. Dos esforços resistentes, fazem parte os esforços que são suportados pela armadura existente na direcção x e y (a qual pode ser diferente), designados por n_{sx} , n_{sy} ; e as forças no betão n_{cx} , n_{cy} e n_{cxy} . Ou seja, as forças aplicadas são equilibradas à custa da contribuição da armadura e do betão, podendo escrever-se as seguintes equações de equilíbrio (3.1):

$$n_x = n_{sx} + n_{cx} \quad (3.1.1)$$

$$n_y = n_{sy} + n_{cy} \quad (3.1.2)$$

$$n_{xy} = n_{cxy} \quad (3.1.3)$$

A contribuição do betão, quando estamos a fazer o dimensionamento em estado limite último (ELU), faz-se desprezando a resistência do betão à tracção e só considerando as compressões. Admite-se que o betão pode estar fendilhado numa dada direcção e portanto a formação de uma série de escoras.

A contribuição do betão, pode ser expressa nas suas componentes x e y, da seguinte forma (equações 3.2):

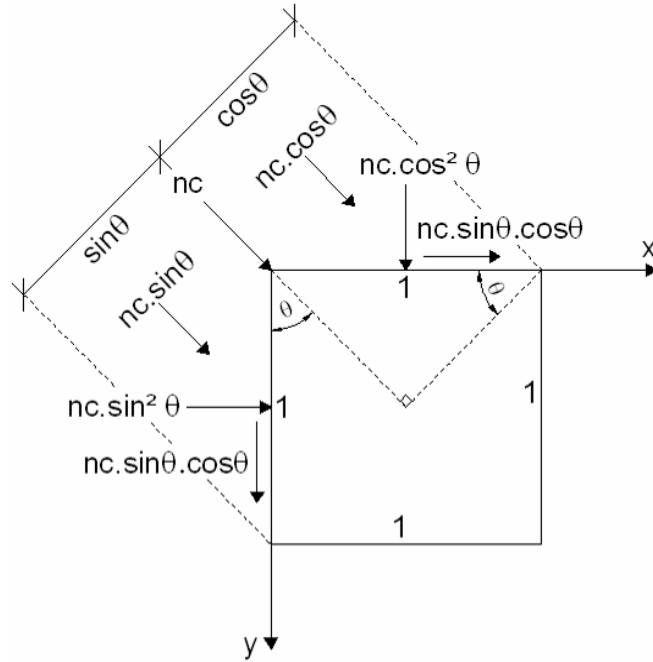


Fig.3.3 – A contribuição do betão, expressa nas suas componentes x e y.

$$n_{cx} = n_c \cdot \sin^2 \theta \quad (3.2.1)$$

$$n_{cy} = n_c \cdot \cos^2 \theta \quad (3.2.2)$$

$$n_{cxy} = -n_c \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (3.2.3)$$

Estas são as forças do betão que actuam em cada face. De salientar uma vez mais a não inclusão das forças de tracção no betão.

Substituindo as equações (3.2) nas equações (3.1), resultam as equações de equilíbrio, expressas do seguinte modo (equações 3.3):

$$n_x = n_{sx} + n_c \cdot \sin^2 \theta \quad (3.3.1)$$

$$n_y = n_{sy} + n_c \cdot \cos^2 \theta \quad (3.3.2)$$

$$n_{xy} = -n_c \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (3.3.3)$$

Note-se que, para a definição das expressões anteriores, os esforços de compressão são considerados negativos. Resolvendo as equações anteriores (3.3) em ordem às incógnitas do problema, que são:

- Os esforços nas armaduras (n_{sx}, n_{sy}), por forma a determinar as quantidades de armadura;
- O esforço no betão (n_c), para verificação das tensões no betão.

Obtém-se:

$$n_{sx} = n_x + n_{xy} \cdot \tan \theta \quad (3.4.1)$$

$$n_{sy} = n_y + n_{xy} \cdot \cot \theta \quad (3.4.2)$$

$$n_c = \frac{-n_{xy}}{\sin \theta \cdot \cos \theta} \quad (3.4.3)$$

O problema surge neste momento, pois existem 3 equações, para 4 incógnitas (n_{sx} , n_{sy} , n_c , θ). O procedimento habitual é arbitrar o ângulo θ (ângulo de inclinação das escoras), conduzindo o problema por forma a ter-se o máximo de economia. A maximização económica obtém-se essencialmente poupando na armadura, o que corresponde a fixar o ângulo θ em 45° . Este problema, é um pouco semelhante ao que acontece no problema da determinação da armadura transversal das vigas, em que se fixa $\theta = 45^\circ$, gastando mais armadura nos estribos, mas prolongando menos a armadura longitudinal.

Uma outra forma de resolver o problema é minimizar a armadura total, ou seja, obter o valor mínimo da expressão que traduz o cálculo da totalidade da armadura.

$$n_{sx} + n_{sy} = n_x + n_y + n_{xy} \cdot (\tan \theta + \cot \theta) \quad (3.5)$$

Dado que o último termo da equação anterior terá de ser positivo, os valores de n_{xy} e θ deverão ter o mesmo sinal. Deste modo, o valor mínimo do total de armadura corresponde a $\theta = \pm \frac{\pi}{4}$.

Assim, no caso de existirem 4 incógnitas, a forma de resolver o problema é impor $\theta = \pm 45^\circ$.

No entanto, só deve ser considerado $\theta = \pm 45^\circ$ se o elemento está armado nas duas direcções, isto é, se se verificarem as seguintes condições: $n_{sx} \geq 0$ e $n_{sy} \geq 0$

Este aspecto é importante, porque nos casos em que não há necessidade de colocar armadura, arbitrar $\theta = \pm 45^\circ$, pode conduzir a valores maiores de armadura.

Veja-se por exemplo um caso em que o esforço necessário na armadura na direcção x é negativo, não havendo assim necessidade de colocar armadura nesta direcção. O que se deve fazer neste caso é tomar na expressão (3.4.1) $n_{sx} = 0$ e desta equação retirar o valor de θ , sem o ter que arbitrar, resultando assim:

$$\theta = \arctan\left(\frac{-n_x}{n_{xy}}\right) \quad (3.6)$$

Deste modo somos conduzidos a 4 casos distintos, definidos de seguida.

• Caso 1: (necessária armadura segundo x e y)

$$n_{sx} \geq 0 \text{ e } n_{sy} \geq 0 \quad \theta = \pm 45^\circ$$

$$\begin{array}{lll} n_{sx} = n_x + n_{xy} \cdot \tan \theta & \xrightarrow{\theta = \pm 45^\circ} & n_{sx} = n_x + n_{xy} \\ n_{sy} = n_y + n_{xy} \cdot \cot \theta & \tan 45 = 1 & n_{sy} = n_y + n_{xy} \end{array}$$

Posto isto, as condições iniciais $n_{sx} \geq 0$ e $n_{sy} \geq 0$, só se verificam, se:

$$n_x \geq -|n_{xy}|$$

$$n_y \geq -|n_{xy}|$$

A força máxima no betão por unidade de comprimento, vem:

$$n_c = \frac{-n_{xy}}{\sin \theta \cdot \cos \theta} \quad \text{com } \theta = \pm 45^\circ, \text{ obtemos } n_c = -2|n_{xy}|$$

• Caso 2: (apenas necessária armadura segundo y)

$$n_{sx} < 0 \text{ e } n_{sy} > 0$$

$$n_{sx} = n_x + n_{xy} \cdot \tan \theta \quad \text{tomando } n_{sx} = 0 \quad n_x < -|n_{xy}|$$

$$n_{sx} = n_x + n_{xy} \cdot \tan \theta \quad \text{fazendo } n_{sx} = 0 \quad \tan \theta = -\frac{n_x}{n_{xy}}$$

Tomando a equação $[n_{sy} = n_y + n_{xy} \cdot \cot \theta]$ e considerando $\left[\tan \theta = -\frac{n_x}{n_{xy}} \right]$ obteremos:

$$n_{sy} = n_y - \frac{n_{xy}^2}{n_x} \quad \text{neste caso } n_{sy} \geq 0 \text{ só se verifica, se: } n_y \geq -\frac{n_{xy}^2}{n_x}$$

Assim, a força máxima no betão por unidade de comprimento, vem:

$$n_c = n_x + \frac{n_{xy}^2}{n_x}$$

• Caso 3: (apenas necessária armadura segundo x)

$$n_{sx} > 0 \text{ e } n_{sy} < 0$$

$$n_{sy} = n_y + n_{xy} \cdot \cot \theta \quad \text{tomando } n_{sy} = 0 \quad n_y < -|n_{xy}|$$

Partindo da equação $n_{sy} = n_y + n_{xy} \cdot \cot \theta$ fazendo $n_{sy} = 0$, obtém-se: $\tan \theta = -\frac{n_{xy}}{n_y}$

Substituindo $\tan \theta = -\frac{n_{xy}}{n_y}$ na expressão $n_{sx} = n_x + n_{xy} \cdot \tan \theta$ resulta:

$$n_{sx} = n_x - \frac{n_{xy}^2}{n_y} \quad \text{neste caso } n_{sx} \geq 0 \text{ só se verificam, se: } n_x \geq -\frac{n_{xy}^2}{n_y}$$

Assim, a força máxima no betão por unidade de comprimento, vem:

$$n_c = n_y + \frac{n_{xy}^2}{n_y}$$

• Caso 4: (não são necessárias armaduras segundo x e y)

$$\begin{cases} n_x < -|n_{xy}| \\ n_y < \frac{n_{xy}^2}{n_x} \end{cases} \quad \text{ou} \quad \begin{cases} n_y < -|n_{xy}| \\ n_x < \frac{n_{xy}^2}{n_y} \end{cases}$$

$$n_{c1,c2} = \frac{n_x + n_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{n_x - n_y}{2}\right)^2 + n_{xy}^2}$$

Sendo $n_{c1,c2}$, as duas tensões principais de compressão no betão.

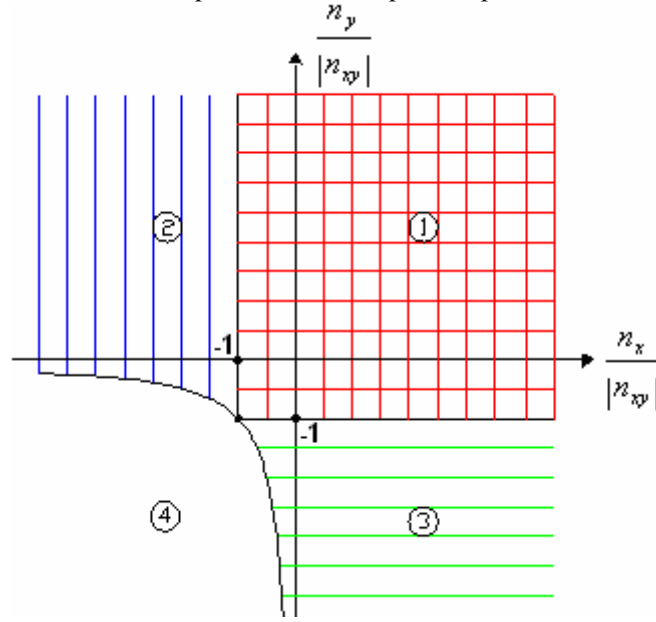
Quando existem esforços de compressão de tal ordem nas duas direcções, formam-se duas escoras ortogonais e não há necessidade de armadura.

O quadro 3.1 reúne de forma sintetizada os casos anteriormente expostos.

Quadro 3. 1– Quadro resumo dos casos anteriormente expostos

Caso	Necessidade armaduras	Condições	n_{sx}	n_{sy}	θ	n_c
1	$A_{sx} \ A_{sy}$	$n_{sx} \geq 0$ $n_{sy} \geq 0$	$n_x + n_{xy} $	$n_y + n_{xy} $	$\pm 45^\circ$	$-2 n_{xy} $
2	A_{sy}	$n_{sx} < 0$ $n_{sy} > 0$	0	$n_y - \frac{n_{xy}^2}{n_x}$	$\arctan\left(\frac{-n_x}{n_{xy}}\right)$	$n_x + \frac{n_{xy}^2}{n_x}$
3	A_{sx}	$n_{sx} > 0$ $n_{sy} < 0$	$n_x - \frac{n_{xy}^2}{n_y}$	0	$\arctan\left(-\frac{n_{xy}}{n_y}\right)$	$n_y + \frac{n_{xy}^2}{n_y}$
4	—	$n_{sx} < 0$ $n_{sy} < 0$	0	0	—	$\frac{n_x + n_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{n_x - n_y}{2}\right)^2 + n_{xy}^2}$

A figura 3.4 mostra as fronteiras entre os quatro casos, os quais requerem diferentes disposições de armaduras.



<u>Caso 1:</u> $n_x \geq - n_{xy} \Rightarrow \frac{n_x}{ n_{xy} } \geq -1$ $n_y \geq - n_{xy} \Rightarrow \frac{n_y}{ n_{xy} } \geq -1$	
<u>Caso 2:</u> $n_x < - n_{xy} \Rightarrow \frac{n_x}{ n_{xy} } < -1$	
<u>Caso 3:</u> $n_y < - n_{xy} \Rightarrow \frac{n_y}{ n_{xy} } < -1$	
<u>Caso 4:</u> $n_x \cdot n_y \leq -n_{xy}^2$ $\frac{n_y}{n_{xy}} \leq \frac{n_{xy}}{n_x}$	

Fig.3.4 – Fronteira entre os quatro casos de carregamento.

Obtidos os esforços nas armaduras, $n_{sx} \geq 0$, $n_{sy} \geq 0$ e o esforço no betão n_c , determinam-se as áreas de armadura e verifica-se a tensão no betão.

$$A_{sx} = \frac{n_{sx}}{f_{syd}} \quad A_{sy} = \frac{n_{sy}}{f_{syd}} \quad \sigma_c = \frac{n_c}{h} \quad (3.7)$$

Sendo:

A_{sx} - Área de armadura na direcção x

A_{sy} - Área de armadura na direcção y

f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência da armadura

h - Espessura do elemento

3.3. METODOLOGIA APRESENTADA PELO EC2 (ANEXO F)

3.3.1. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

A metodologia apresentada pelo EC2 [29], está em total correspondência com as expressões analisadas anteriormente, com a diferença de trabalhar em tensões em vez de esforços. Além disso, no EC2 as tensões de compressão são consideradas positivas, com $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$, o que leva a que haja a necessidade de trocar o sinal.

$$\sigma_{Edx} = \frac{n_x}{h} \quad \sigma_{Edy} = \frac{n_y}{h} \quad \tau_{Edxy} = \frac{n_{xy}}{h} \quad (3.8)$$

Sendo:

σ_{Edx} - Valor de cálculo da tensão normal actuante na direcção x

σ_{Edy} - Valor de cálculo da tensão normal actuante na direcção y

τ_{Edxy} - Valor de cálculo da tensão de corte

h - Espessura do elemento

O Eurocódigo converte o esforço na armadura (n_{sx}) numa tensão fictícia que exista naquela área de betão. No entanto, esta tensão fictícia não é mais do que a percentagem de armadura multiplicada pela tensão de cálculo de cedência da armadura.

$$f_{tdx} = \frac{n_{sx}}{h} \Leftrightarrow f_{tdx} = \frac{n_{sx}}{f_{syd}} \cdot \frac{f_{syd}}{h} \Leftrightarrow f_{tdx} = A_{sx} \cdot \frac{f_{syd}}{h} \Leftrightarrow f_{tdx} = \rho_x \cdot f_{syd} \quad (3.9)$$

Assim o EC2, estabelece:

- Nas zonas em que σ_{Edx} e σ_{Edy} são ambas de tensões de compressão e $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau_{Edxy}^2$, não são necessárias armaduras. Esta condição para a não necessidade de armaduras, está em correspondência directa com o caso 4, proveniente do equilíbrio do modelo (ver condições do caso 4 apresentado na página anterior).
- Nas zonas em que σ_{Edy} é uma tensão de tracção ou em que $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$, são necessárias armaduras. Nestes casos, as quantidades óptimas de armadura, identificadas pelo índice superior ' e a correspondente tensão no betão são determinadas por:

$$\text{Para } \sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}| \quad (3.10)$$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx}$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy}$$

$$\sigma_{cd} = 2 |\tau_{Edxy}|$$

$$\text{Para } \sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}| \quad (3.11)$$

$$f'_{tdx} = 0$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy}$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \cdot \left(1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right)$$

Obtidas as tensões f'_{tdx} , f'_{tdy} , determinam-se as áreas de armadura A_{sx} e A_{sy} da seguinte forma:

$$A_{sx} = \frac{f'_{tdx}}{f_{syd}} \cdot h$$

$$A_{sy} = \frac{f'_{tdy}}{f_{syd}} \cdot h$$

Esta informação pode ser organizada sob a forma de um organigrama, à semelhança do que acontecia na versão anterior do EC 2.

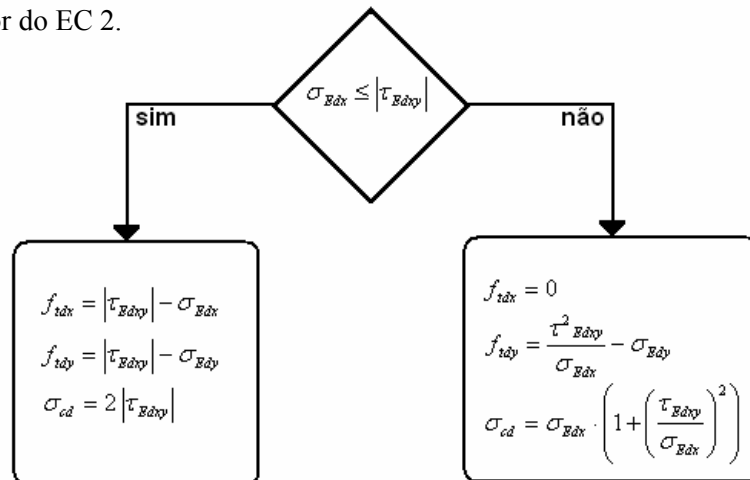


Fig.3.5 – Organigrama que reúne o caso em que são necessárias armaduras.

3.3.2. VERIFICAÇÃO DA ROTURA DO BETÃO

Para todos os casos a condição de não esmagamento do betão deve ser verificada.

- De acordo com o Eurocódigo 2 [9], tem-se:

Para os casos 1, 2 e 3, zonas fendilhadas:

$$\sigma_c \leq \nu \cdot f_{cd} \quad \text{com } \nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (3.12)$$

A seguinte condição também deve ser verificada:

$$|\tau_{xy}| \leq \frac{1}{2} \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (3.13)$$

Para o caso 4, zonas não fendilhadas:

$$\sigma_c \leq f_{cd} \quad (3.14)$$

- De acordo com as disposições do código modelo 1990 [6], tem-se:

Para os casos 1, 2 e 3, nos quais o betão se encontra fendilhado:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (3.15)$$

Para o caso 4, corresponde a zonas fendilhadas:

$$\sigma_c \leq 0,85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (3.16)$$

O quadro 3.2, reúne as expressões para a verificação do betão, segundo as normas.

Quadro 3.2 – Quadro resumo da verificação da tensão no betão, segundo o EC2 e o MC 90.

	MC 90	EC 2
Casos 1,2 e 3, (zonas fendilhadas)	$\sigma_c \leq 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$	$\sigma_c \leq 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$
Caso 4 (zonas não fendilhadas)	$\sigma_c \leq 0,85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$	$\sigma_c \leq f_{cd}$

Como se pode ver pelo quadro anterior, para o caso das zonas fendilhadas os limites para a tensão do betão são iguais. Por outro lado, para as zonas não fendilhadas os limites são diferentes, e até algo questionáveis por alguns especialistas, os quais discutem o facto do EC 2 abandonar o factor $\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$, factor este directamente relacionado com os betões de alta resistência.

Exemplos de aplicação numérica do modelo apresentado pelo EC2 (anexo F) são apresentadas com maior detalhe no Anexo A1.

4

IMPLEMENTAÇÃO AUTOMÁTICA

4.1. INTRODUÇÃO

O avanço computacional das últimas décadas possibilitou o desenvolvimento de programas computacionais para o cálculo de armaduras em elementos laminares. Diversos programas comerciais como ROBOT e SAP já dispõem nas suas versões mais recentes de funcionalidades que permitem a resolução deste problema. Contudo, nestas ferramentas comerciais o utilizador nunca terá conhecimento do verdadeiro conteúdo das hipóteses adoptadas no cálculo, mesmo possuindo bons manuais da utilização da ferramenta.

Além disso, a competitividade entre as empresas e as exigências da generalidade dos utilizadores, tendem a conduzir a situações em que as bases de cálculo perdem importância em relação à facilidade de utilização dos programas e à obtenção rápida de resultados que permitam a elaboração do projecto.

Assim, é notória a importância da existência de programas auxiliares para o dimensionamento deste tipo de elementos estruturais, sobre os quais o utilizador tem completo domínio.

No âmbito deste trabalho, foi desenvolvido o programa “DIM MEMBRANE” para a determinação das armaduras em elementos laminares (paredes) carregadas no seu próprio plano. O seu desenvolvimento visou em particular dois objectivos, (i) um primeiro que se prende com a necessidade sentida numa ferramenta com este carácter para se fazer, uma discussão sobre a aplicação do método proposto no EC2 para o dimensionamento de paredes; e um segundo objectivo (ii), procurar-se uma ferramenta que permita a aplicação dos critérios do EC2 em situações correntes de projecto e com meios perfeitamente controlados pelo projectista, neste sentido, estabeleceu-se uma estreita ligação desta ferramenta com um programa comercial corrente utilizado no projecto de estruturas.



Fig.4.1 – Definição do problema: “Como obter as armaduras de forma automática?”

4.2. APRESENTAÇÃO DO PROGRAMA “DIM MEMBRANE”

O programa “DIM MEMBRANE” desenvolveu-se no âmbito deste trabalho em linguagem Matlab, e baseia-se no procedimento do anexo F da versão de 2004 do EC 2, apresentado no capítulo 3 do presente trabalho.

O programa “DIM MEMBRANE” foi desenvolvido por forma a usar os resultados do programa de elementos finitos “SAP 2000” 9.0, resultados estes correspondentes às tensões obtidas através de uma análise elástica linear. O mesmo programa, SAP 2000, é também utilizado para o pós-processamento gráfico dos resultados da ferramenta “DIM MEMBRANE” (áreas de armadura e as zonas onde ocorre o esmagamento do betão).

Desta forma, os resultados obtidos com o programa “DIM MEMBRANE”, ou seja armaduras e tensões no betão, podem ser visualizados no modelo estrutural do programa SAP 2000 com todas as vantagens inerentes à possível visualização destes resultados, na mesma malha estrutural que serviu de base à avaliação de tensões.

O esquema seguinte ajuda a perceber os processos de funcionamento desta ferramenta.

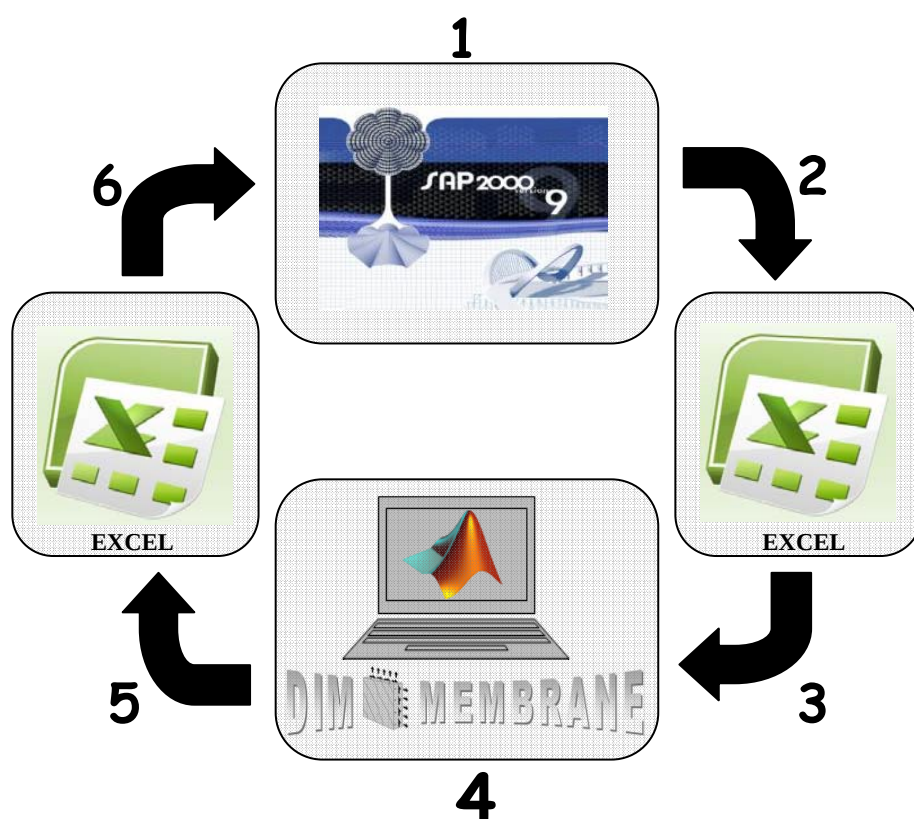


Fig.4.2 – Fluxograma geral do funcionamento do procedimento, usando o programa “DIM MEMBRANE”.

Processo de funcionamento da ferramenta:

- 1-Análise linear elástica com o programa de elementos finitos "SAP 2000";
- 2-Exportação de resultados (σ_{xx} , σ_{yy} , τ_{xy}) para uma folha de Excel;
- 3-Leitura da folha de Excel pela ferramenta "DIM MEMBRANE" (ferramenta programada em linguagem Matlab);
- 4-Cálculo das armaduras (A_{sx} , A_{sy}) segundo a metodologia do EC 2 (Anexo F);
- 5-A ferramenta "DIM MEMBRANE" gera três folhas de Excel (A_{sx} , A_{sy} e Betão) segundo o formato de importação do SAP;
- 6-Importação das folhas de Excel para a visualização dos mapas de armadura no SAP 2000.

4.3. LINGUAGEM DE PROGRAMAÇÃO

"DIM MEMBRANE" foi desenvolvido em Matlab. Matlab (MATrix LABoratory – Laboratório de Matrizes) é um programa de computador de uso específico, otimizado para executar cálculos científicos e de engenharia. Nasceu como um programa para operações matemáticas sobre matrizes, mas ao longo dos anos transformou-se em um sistema computacional flexível capaz de resolver essencialmente qualquer problema técnico.

O programa Matlab implementa a linguagem MATLAB, e oferece uma ampla biblioteca de funções predefinidas para que a programação técnica se torne mais fácil e eficiente. Essa variedade extremamente ampla de funções torna muito mais fácil resolver problemas técnicos em Matlab do que em outras linguagens, como Fortran ou C.

Matlab tem muitas vantagens, em comparação com linguagens computacionais convencionais, para resolver problemas técnicos. Dentre elas, podem destacar-se:

- Facilidade de uso,

Matlab é uma linguagem interpretada, assim como diversas versões de Basic, os programas podem ser facilmente escritos e modificados no ambiente integrado de desenvolvimento. Como a linguagem é muito fácil de usar, ele é ideal para o desenvolvimento rápido de protótipos para novos programas;

- Funções predefinidas,

Matlab possui uma grande biblioteca de funções predefinidas. Por exemplo, para calcular as estatísticas relacionadas com um conjunto de dados de entrada. Na maioria das linguagens, seria preciso escrever sub-rotinas próprias ou funções para implementar os cálculos de média aritmética, desvio-padrão, mediana, etc. Além da grande biblioteca de funções presentes na linguagem Matlab básica, diversas ferramentas específicas estão disponíveis para ajudar a resolver problemas complexos em áreas específicas.

4.4. ALGORITMO DE CÁLCULO

Em seguida, apresenta-se o algoritmo base do programa “DIM MEMBRANE”. Conforme se pode verificar pela figura seguinte, não foi seguida uma arquitectura clássica de entrada de dados. Isto porque, a entrada dos dados específicos do programa é feita não só de forma interactiva mas também por leitura de um ficheiro em formato xls (Excel).

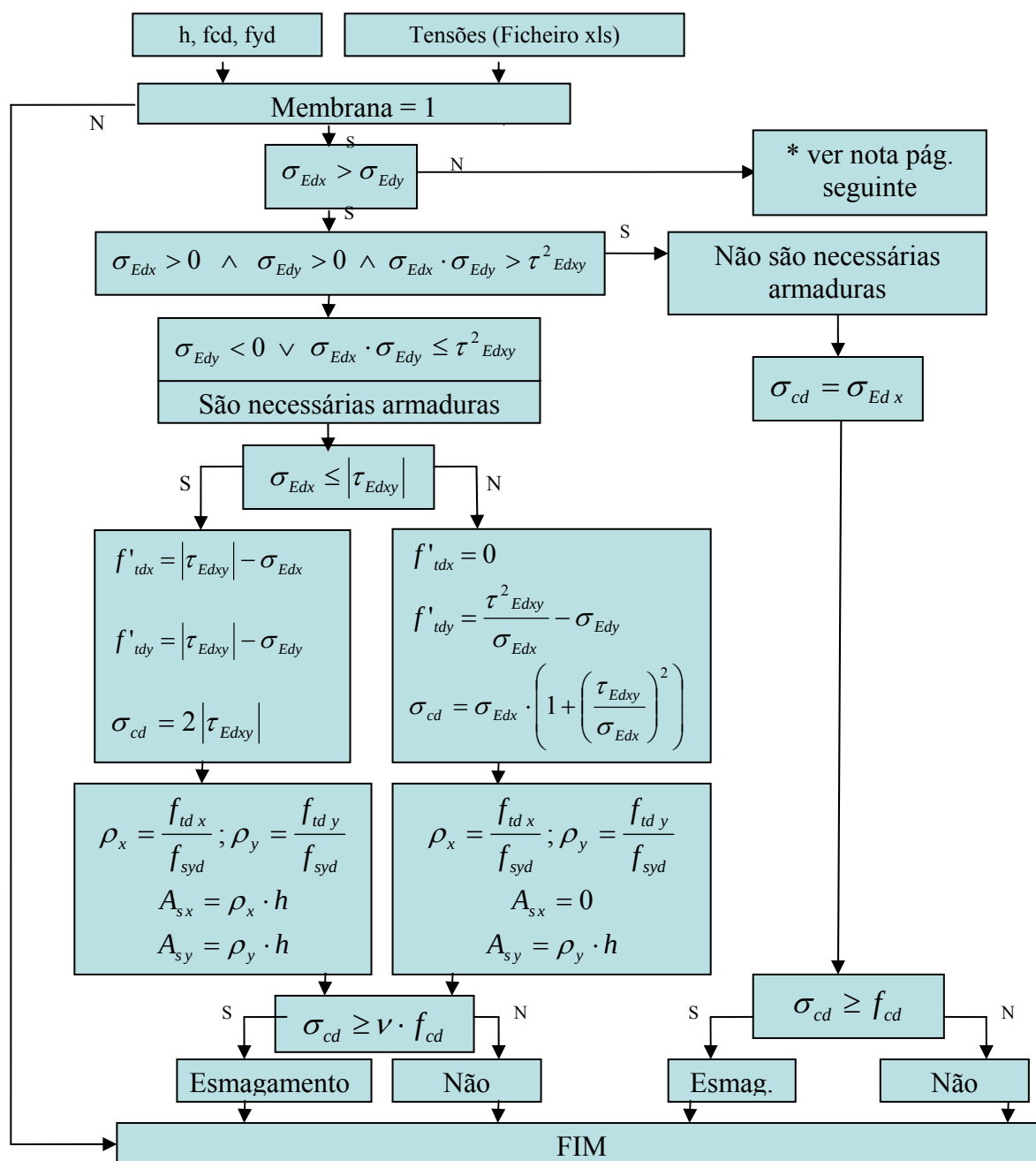


Fig.4.3 – Algoritmo base do programa “DIM MEMBRANE”.

Nota: No algoritmo da página anterior apenas aparece a parte que diz respeito ao caso em que $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$, não sendo apresentada o caso no qual $\sigma_{Edy} > \sigma_{Edx}$. Este facto acontece, não só por uma questão de organização de espaço, como também porque desta forma o esquema fica menos confuso. Contudo, é de salientar que o programa em causa contempla também o caso não apresentado no esquema ($\sigma_{Edy} > \sigma_{yEdx}$). (ver capítulo 3)

Falta ainda referir a verificação do esmagamento do betão. Assim, após a determinação da tensão do betão (σ_{cd}) para cada nó, o programa verifica se ocorre ou não esmagamento do betão. Um aspecto particular, mas indispensável à compreensão da apresentação gráfica dos resultados em SAP (pós-processamento), é o modo como se processa internamente a esta verificação da ruptura do betão. Assim, internamente o programa tem uma variável que traduz a existência de esmagamento do betão, tomando o valor “1” neste caso, e “0” no caso de não ocorrer ruptura do betão.

4.5. PRÉ-PROCESSAMENTO COM O SAP (PARA OBTENÇÃO DO FICHEIRO DE DADOS)

Para que os resultados finais do SAP possam ser lidos eficazmente pela ferramenta DIM MEMBRANE, existem alguns aspectos que têm de ser definidos de determinado modo, nomeadamente no que se refere à definição dos casos de carga e combinações. Assim, apenas pode ser criada uma combinação, única e exclusivamente, podendo esta ser composta por vários casos de carga, ou em alternativa um único caso de carga. Esta limitação do programa, explica-se, pois no caso de não ser definida nenhuma combinação a tabela é exportada com todos casos de carga existentes, causando problemas não só ao nível da programação, mas também dificuldades ao nível da limitação do Excel. No caso de se pretender confrontar as armaduras correspondentes a dois ou mais casos de carga terá que se repetir os procedimentos para cada caso de carga e calcular as armaduras correspondentes de forma separada.

Como se pode ver no organigrama da figura 4.3, para que o programa proceda ao cálculo das armaduras, necessita da leitura de um ficheiro de Excel (xls) que contém a informação relativa aos resultados da análise linear elástica, efectuada no SAP2000, nomeadamente σ_x , σ_y e τ_{xy} .

De seguida apresenta-se o procedimento exacto para a obtenção deste ficheiro. Assim, depois de efectuar a análise elástica linear do elemento em estudo com o SAP 2000, o utilizador deve aceder à categoria “Display” disponível na barra de ferramentas do SAP, e escolher a opção “Show Tables”, como mostra a figura 4.4.

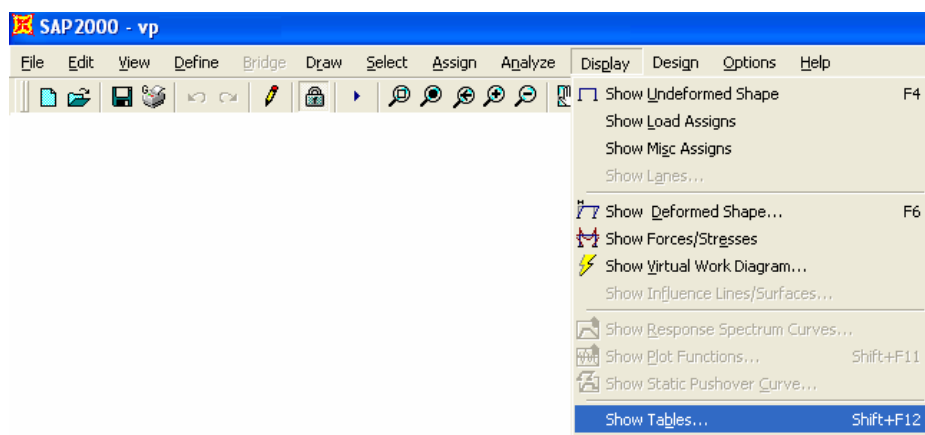


Fig.4.4 – Procedimento para obtenção das tabelas de resultados

Abrir-se-á então uma nova janela denominada “Choose Tables for Display”, onde tal como o nome indica, o utilizador poderá escolher as tabelas que deseja visualizar. Nesta janela, o utilizador deverá seleccionar as seguintes tabelas (ver figura 4.5):

- “Program Control” (referente as definições);
- “Element Stresses – Area Shells” (tabela que reúne a informação relativa às tensões).

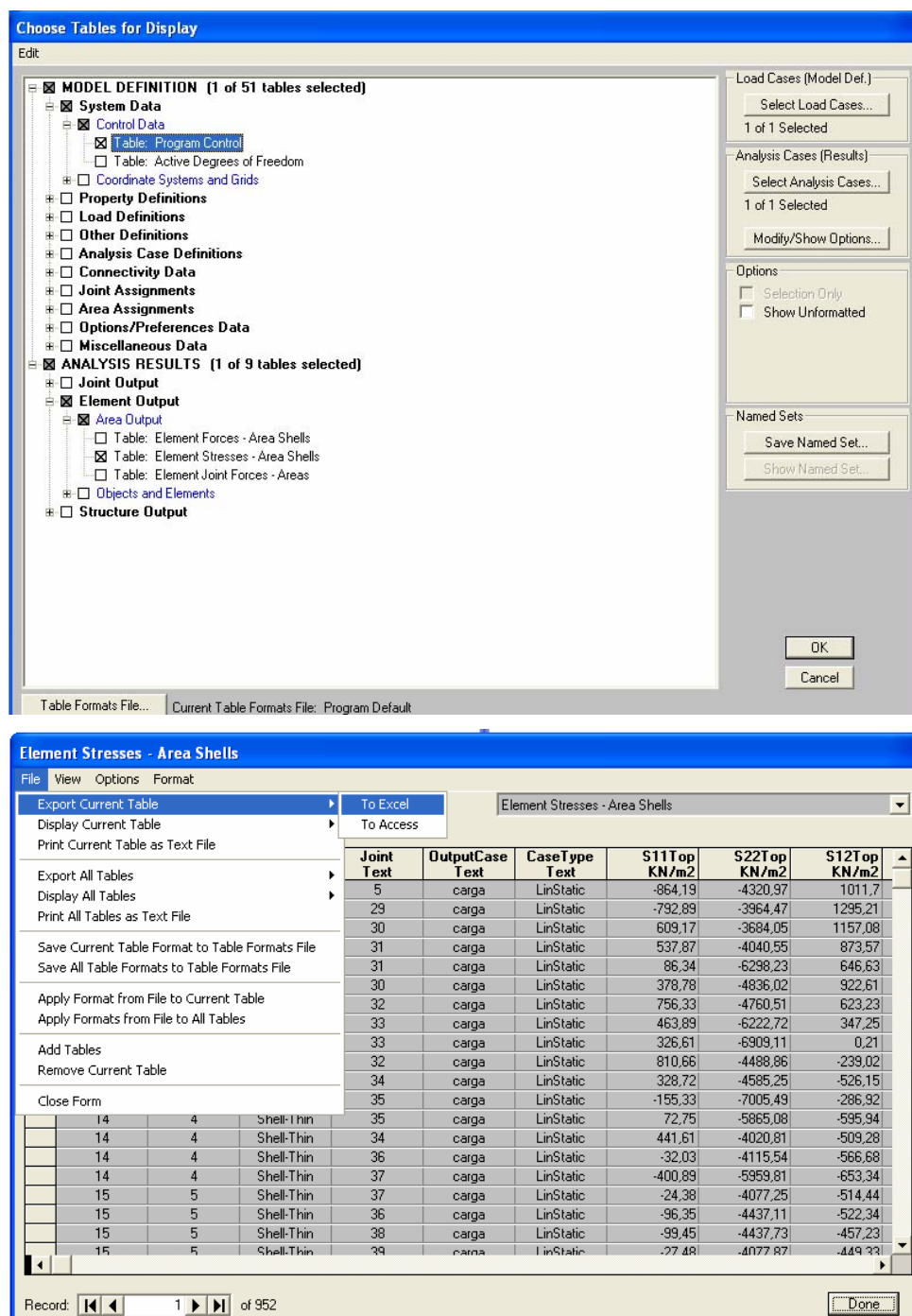


Fig.4.5 – Tabelas a exportar / Procedimento para exportar os resultados para Excel.

Por fim, na nova janela "Element Stresses-Area Shells", acede-se a "File" e selecciona-se a opção "Export Current Table / To Excel".

Um outro aspecto a ter em consideração, é o grau de discretização da malha de elementos finitos, pois caso este seja efectuado com um elevado grau de precisão implicará não só um aumento do tempo de processamento numérico, como também, poderá levar a exceder o limite da capacidade de armazenamento de informação por parte do Excel (no que se refere ao número máximo de colunas). Se a ferramenta for utilizada no âmbito de aplicação para a qual foi criada, dificilmente se colocará este último problema.

4.6. FUNCIONAMENTO DA INTERFACE GRÁFICA

Para que os dados de entrada e saída pudessem ser gerados com facilidade e precisão desenvolveu-se uma interface gráfica para o programa "DIM MEMBRANE" tirando partido da ferramenta "GUIDE, MATLAB's Graphical User Interface development environment".

Assim, ao executar a aplicação é apresentada uma janela bastante simples com um painel destinado a introdução de dados ("Materiais e Geometria") e alguns botões de execução ("Calcular", "Sair", "Ajuda"), ver figura 4.6.

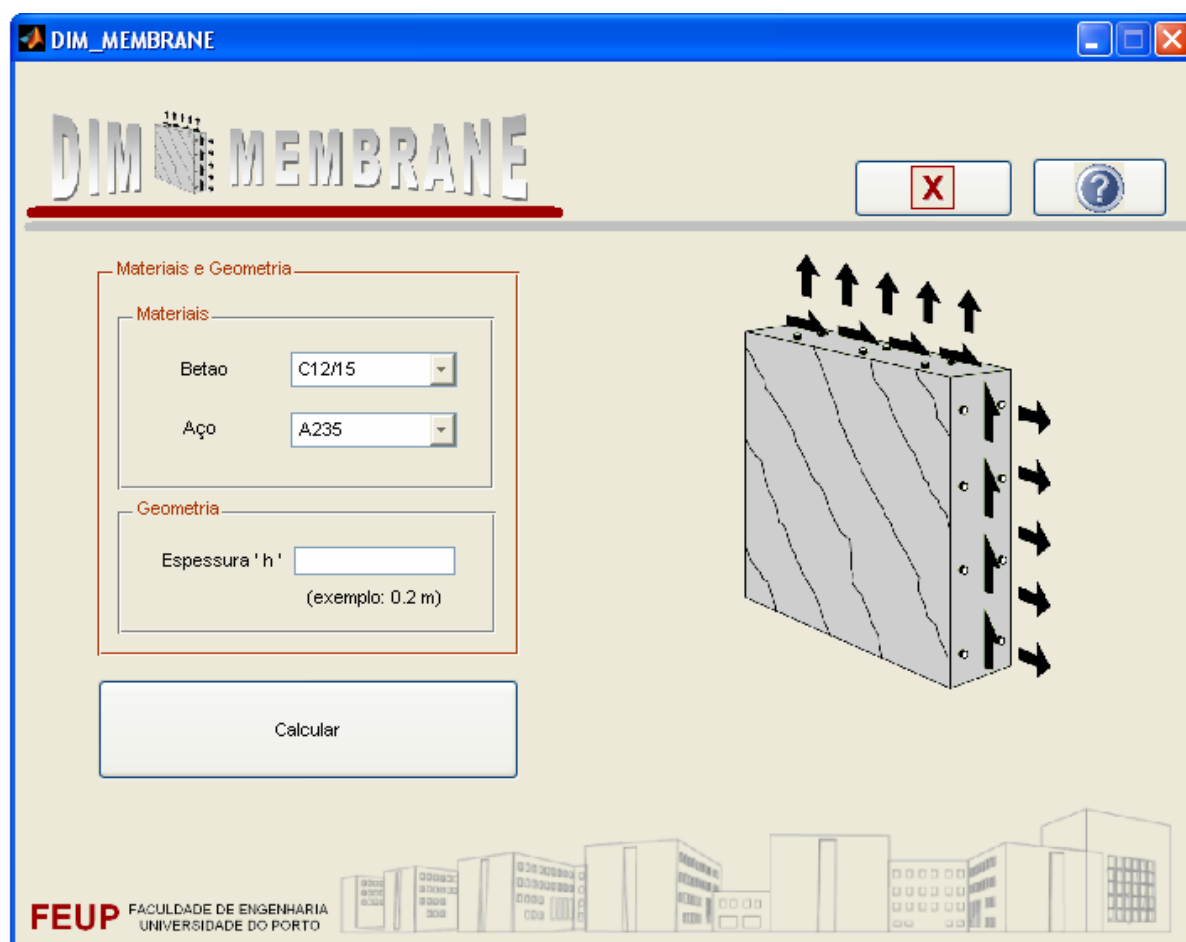


Fig.4.6 – Interface gráfica do programa DIM MEMBRANE

No painel “Materiais e Geometria” o utilizador tem ao seu dispor duas caixas onde deve introduzir os dados referentes a estrutura em estudo (estrutura previamente calculada no SAP e cujo ficheiro de Excel exportado se encontra na mesma pasta onde o programa está a ser executado). Na primeira das caixas, referente aos materiais, o utilizador pode escolher a classe de betão e o tipo de aço, aos quais estão subjacentes no interior do programa os parâmetros resistentes dos materiais (os valores característicos das resistências). A segunda caixa deste painel (“Geometria”), está destinada à introdução da espessura do elemento laminar em estudo.

Depois de fornecer os dados necessários, o utilizador pode agora proceder ao cálculo das armaduras, clicando no botão “Calcular”. Ao clicar neste botão, o programa vai ler o ficheiro de Excel• que contém a informação relativa aos resultados da análise linear elástica (efectuada no SAP2000) e proceder ao cálculo das armaduras propriamente dito, segundo a metodologia exposta no capítulo 3.

Na parte final do processamento, o programa gera três ficheiros de Excel (.xls), dois deles, com os resultados das áreas de armaduras nos nós dos elementos finitos (“Asx”, “Asy”) e ainda um outro, com a informação dos elementos finitos nos quais ocorre esmagamento do betão(“Betão”).

Estes ficheiros de Excel (.xls) podem agora ser lidos no ambiente do SAP referente à análise do elemento em estudo, possibilitando a visualização da representação gráfica dos resultados das armaduras e do estado do betão, no próprio modelo do SAP no qual se efectuou anteriormente a análise do elemento em estudo. Com a vantagem de poder visualizar estes resultados sobre a malha de elementos finitos criada durante a análise elástica. O modo de leitura destes ficheiros de Excel é descrito no ponto 4.7.

Após a conclusão do cálculo, é indicada uma mensagem na interface gráfica que indica não só que o cálculo foi efectuado com sucesso, como também o tempo de duração do mesmo.

O botão “Ajuda” dá acesso a uma caixa de mensagem (Msgbox) com as informações gerais do programa.

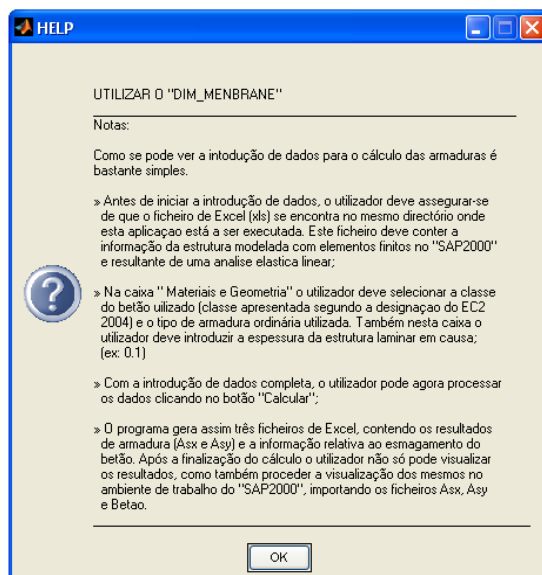


Fig.4.7 – Ajuda

• O ficheiro de Excel, obtém-se exportando os resultados a partir do SAP 2000, e obede-se a alguns pressupostos, ver ponto 4.5.

Por último, o botão “Sair” abre uma caixa de diálogo na qual o utilizador pode escolher entre abandonar de imediato o programa, ou não.

Os módulos descritos neste capítulo referem-se ao estado actual da ferramenta. Versões resumidas, personalizadas e até mesmo versões ampliadas poderão ser criadas a partir desta base.

4.7. PÓS- PROCESSAMENTO COM O SAP

A apresentação dos resultados da ferramenta “DIM MEMBRANE”, baseia-se nas capacidades de pós-processamento gráfico do SAP 2000. Assim, o SAP 2000 é utilizado para a visualização das áreas de armadura e das zonas onde ocorre esmagamento do betão.

A corrida do programa dá origem a três ficheiros de resultados (“Asx”, “Asy” e “Betão”), os quais terão de ser importados para SAP para se obter a visualização dos resultados da ferramenta aqui desenvolvida. Tendo em vista este objectivo, apresentam-se de seguida os procedimentos adequados.

A estratégia utilizada para a visualização destes resultados do programa SAP2000 consistiu em considerar cada um dos resultados “Asx”, “Asy” e “Betão” como entidades definidas nos nós da malha, interpretados pelo SAP como novas acções. Desta forma, o SAP, ao ler estes resultados como acções de pressão nos elementos, definidos em pontos nodais, permite a sua visualização sem interferir com os resultados previamente obtidos no cálculo anterior.

Assim, o utilizador depois de aceder ao ambiente gráfico do SAP, apenas tem que abrir o ficheiro no qual efectuou o cálculo do elemento em estudo (ficheiro alvo da análise linear elástica inicial) e seguidamente aceder à categoria “File / Import / SAP2000 MS Excel Spreadsheet .xls File”, disponível na barra de ferramentas do SAP, como mostra a figura 4.8.

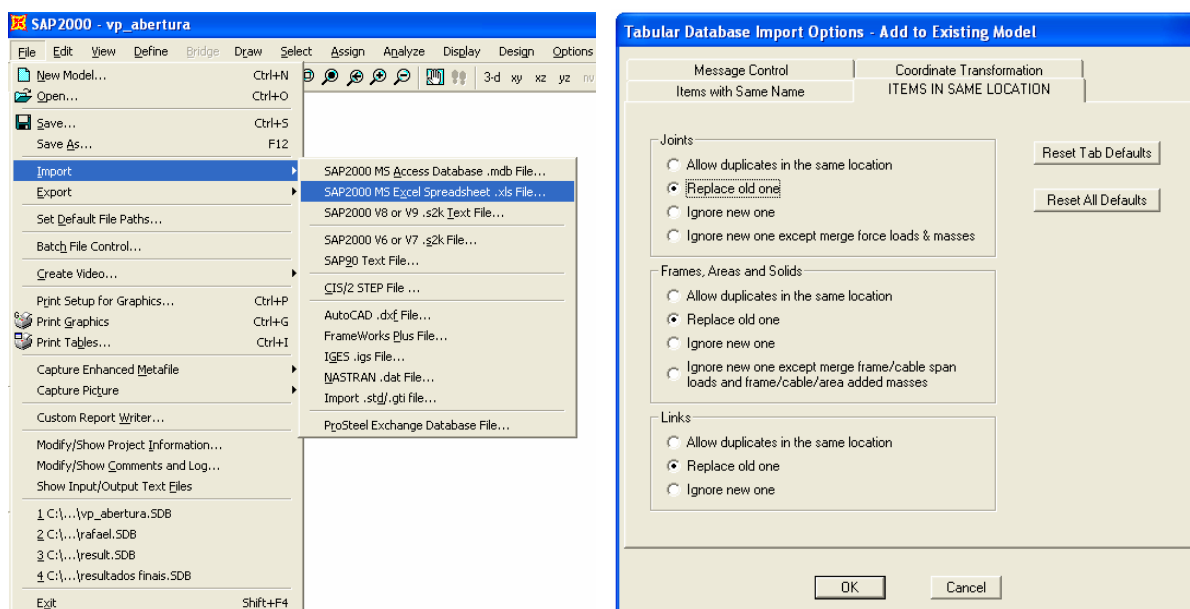
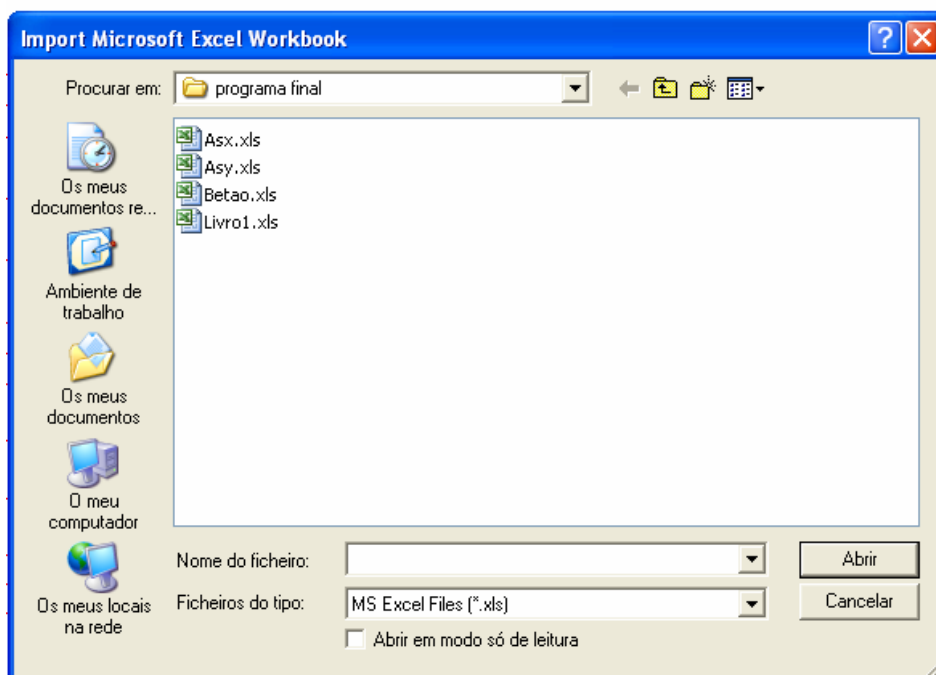


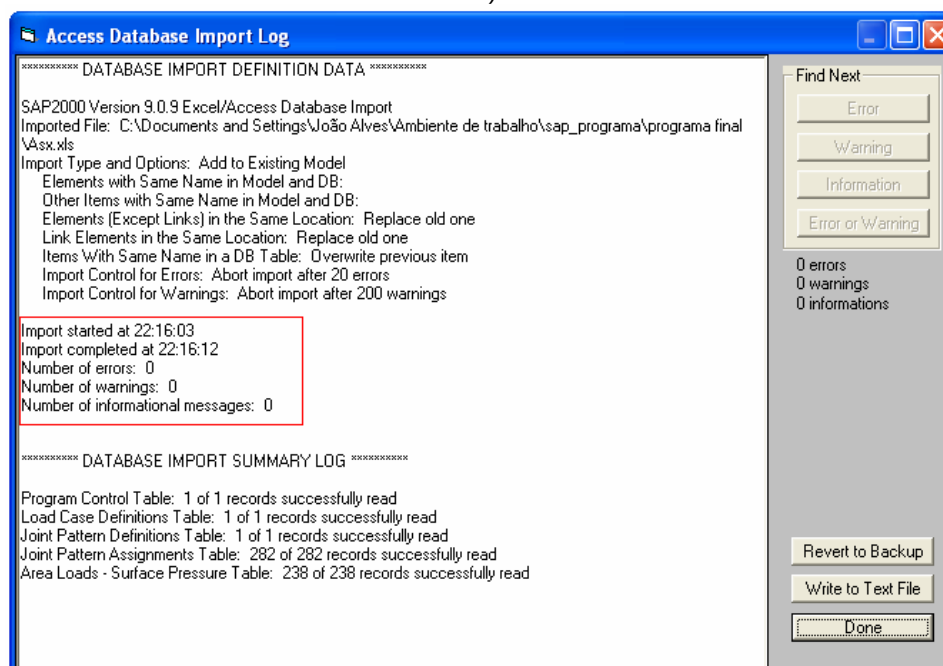
Fig.4.8 – Procedimento para a obtenção da janela de importação de dados

Abrir-se-á então uma nova janela denominada “Tabular Database Import Options - Add to Existing Models”, na qual o utilizador deverá aceder ao separador “ITEMS IN SAME LOCATION” e escolher as opções “Replace old one” (ver figura 4.8).

De seguida, o utilizador apenas tem que seleccionar os ficheiros de resultados que deseja importar, como se pode ver pela figura 4.9.a. Por fim, o SAP processa a informação a importar e emite um relatório de importação semelhante ao da figura 4.9.b



a)



b)

Fig.4. 9 – a) Ficheiros de resultados a importar (Asx, Asy, Betão); b) Relatório de importação

Após a conclusão do processo de importação, o utilizador pode visualizar os mapas de armaduras acedendo a “Display / Show Load Assigns / Area”, disponível na barra de ferramentas.

Este é um aspecto muito importante, pois os ficheiros de resultados criados pela ferramenta DIM MEMBRANE são gerados (segundo uma determinada formatação) por forma a que após a sua importação sejam interpretados como cargas de pressão (Load Pressure). Trata-se pois de um artifício gráfico para representar as áreas de armadura.

Finalmente na figura seguinte, apresentam-se alguns exemplos da visualização dos resultados no SAP.

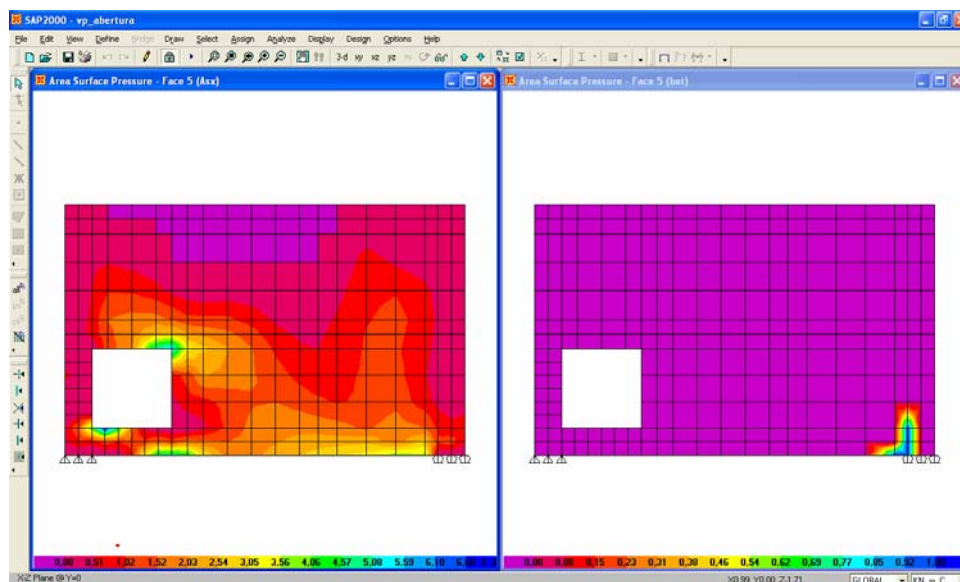


Fig.4.10 – Visualização dos resultados. À esquerda as áreas de armadura (Asx) e à direita o esmagamento do betão (Betão).

A utilização do programa SAP tem como vantagem a visualização da informação nodal, para isso basta ao utilizador clicar com o botão direito num determinado nó, e na nova janela aceder ao separador “Assignments”.

Point Information

Location Assignments Loads

Identification
Label 223

Constraints	None
Restraint	None
Local Axes	Default
Springs	None
Masses	None
Panel Zone	None
Joint Pattern	
Pattern Name	ASX
Value	4,214E-04
Joint Pattern	
Pattern Name	BET
Value	0
Group	ALL
Generalized Displs	None
RS Named Sets	None
Plot Functions	None
Merge Number	0

Units
KN, m, C

OK
Cancel

Fig.4.11 – Informação nodal dos resultados.

4.8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A utilização do DIM MEMBRANE deve ser feita por utilizadores com conhecimentos teóricos de estruturas, nomeadamente em relação à metodologia exposta neste trabalho.

A metodologia assenta numa cálculo elástico pelo que o dimensionamento das armaduras deve acompanhar este aspecto. Além disso, é necessário recorrer ao bom senso e à experiência para se efectuar um dimensionamento adequado. Caso contrário, poderão surgir erros na utilização deste programa.

Esta ferramenta tem inúmeras vantagens, entre as quais se destacam a facilidade de utilização e a possibilidade de uma visualização rápida das armaduras correspondentes a uma distribuição elástica de tensões. Permite ainda identificar as zonas críticas de concentração de tensões.

O desenvolvimento do software pelos seus futuros utilizadores tem, para além da vantagem de se obter especificamente a informação pretendida a partir de dados que se sabe ser possível reunir, as seguintes: facilidades de adaptação a novas necessidades ou regulamentação; conhecimento perfeito das hipóteses de cálculo e da forma como as várias verificações são feitas (uma das grandes desvantagens do software comprado é o desconhecimento do seu campo de aplicação por não se ter acesso à versão fonte).

5

EXEMPLOS DE VALIDAÇÃO / APLICAÇÃO

5.1. INTRODUÇÃO

Nesta secção são analisados elementos de parede e viga-parede de betão armado, cujo comportamento estrutural é perturbado não só pela existência de aberturas, como também de cargas de intensidade e posicionamento particular.

Os exemplos apresentados servem de validação da ferramenta automática de dimensionamento, “Dim_membrane”, e é claro, da metodologia associada.

O estudo destes exemplos, tem como principal objectivo a determinação de armadura e a verificação das tensões no betão. As questões relativas ao detalhe das armaduras, não sendo um dos objectivos do presente trabalho, são também discutidas. Foram seleccionados estes exemplos, estudados por outros autores, podendo portanto confrontar-se os resultados aqui obtidos.

As estruturas foram todas elas alvo de uma análise elástica linear, com auxílio do programa de elementos finitos SAP 2000.

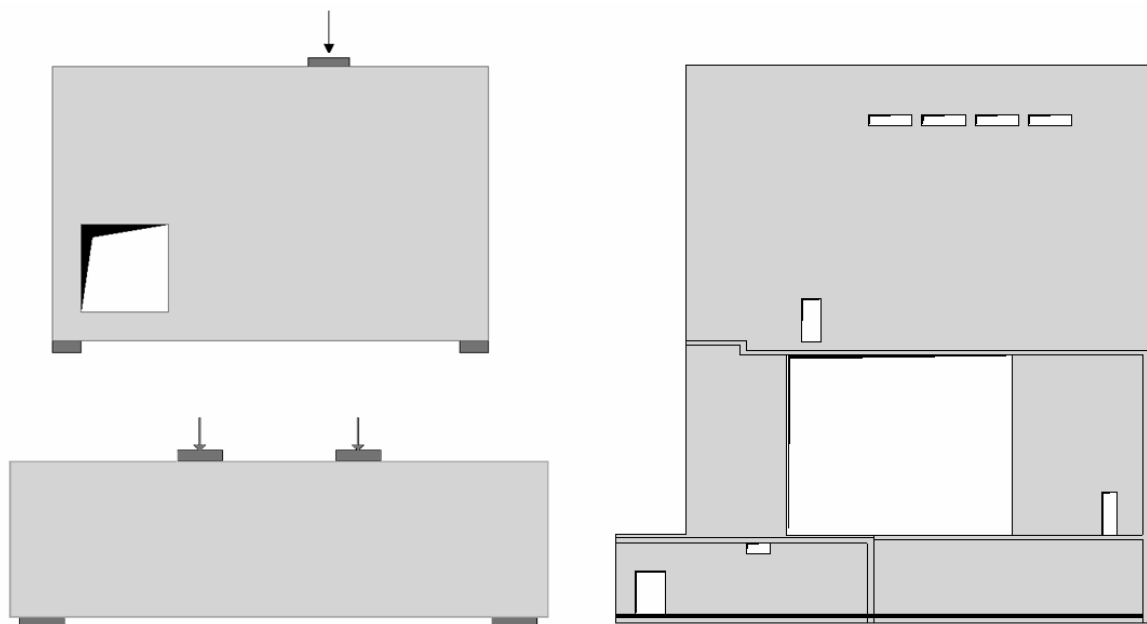


Fig.5.1 – Ilustração dos exemplos utilizados na validação da metodologia do EC2 e do Programa “Dim Membrane”

5.2. EXEMPLO 1: VIGA – PAREDE COM ABERTURA

5.2.1. GEOMETRIA, CARREGAMENTO, PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

O primeiro exemplo diz respeito a uma viga parede, estudada anteriormente por Schlaich [25] e por Lourenço [15].

A figura 5.2, apresenta a geometria da viga parede em estudo, onde se destaca a existência de uma abertura, que condiciona de certa forma o funcionamento estrutural. A viga parede tem aplicada no topo, uma carga com um valor de cálculo (F_d) de 3000 kN (o peso próprio da viga considerou-se desprezável, tal como no trabalho realizado por Lourenço [15]).

A estrutura foi modelada com auxílio do programa de elementos finitos SAP 2000, utilizando elementos quadrangulares (ver capítulo 2). No que diz respeito aos materiais usados neste estudo, tem-se o betão com um módulo de elasticidade de 30,5 GPa, e um coeficiente de poisson de 0,2 e o aço com um valor de cálculo da tensão de cedência de 435 MPa. O cálculo das tensões foi baseado numa análise linear elástica efectuada com o programa SAP2000.

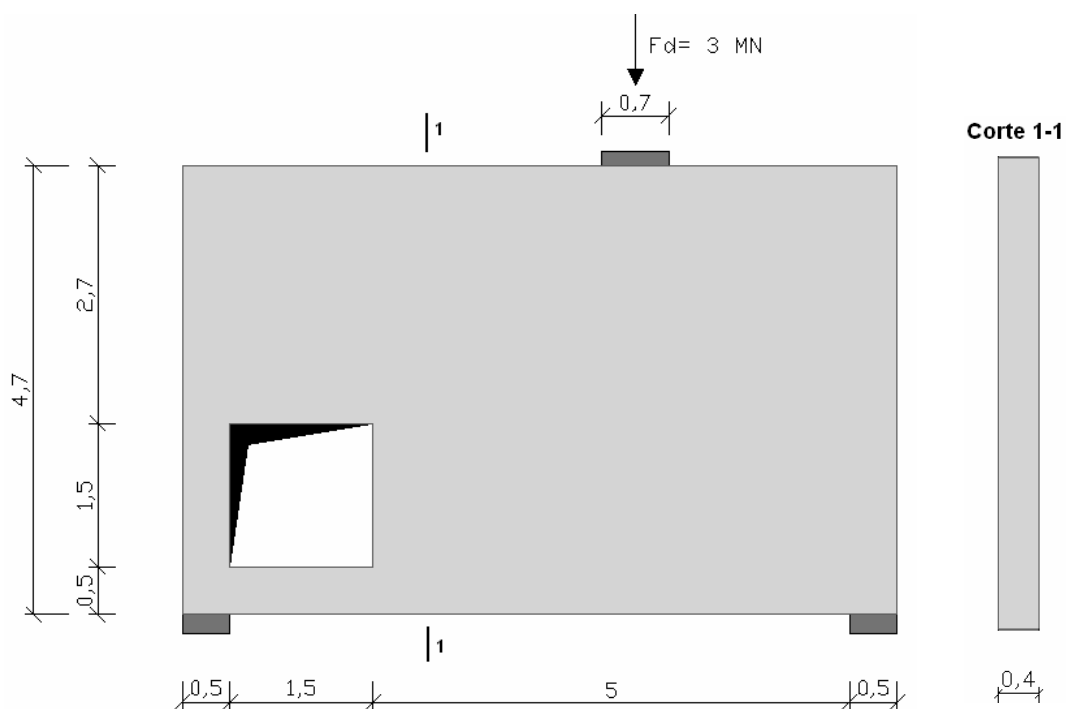


Fig.5.2 – Geometria e cargas da viga parede

5.2.2. ANÁLISE COM O SAP 2000

Com o objectivo de validar a ferramenta “Dim_membrane”, efectuou-se um estudo comparativo com os resultados obtidos por Lourenço (1992) na análise da viga parede em questão.

Assim, procurou-se efectuar uma modelação em tudo semelhante à análise efectuada por Lourenço, nomeadamente no que diz respeito a forma da malha de elementos finitos (ver figura 5.3).

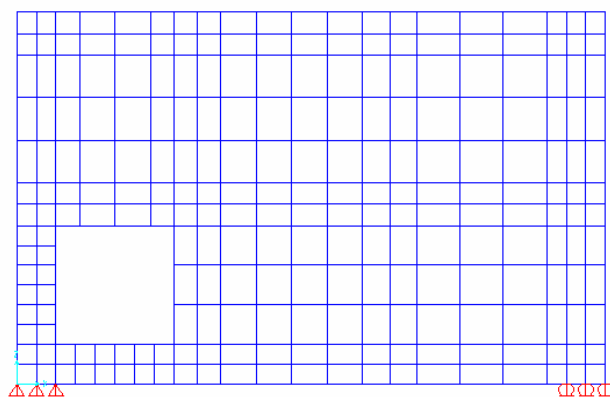


Fig.5.3 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo da viga parede

Na figura 5.4, apresenta-se a deformada da estrutura, sob a acção da carga exterior de 3 MN.

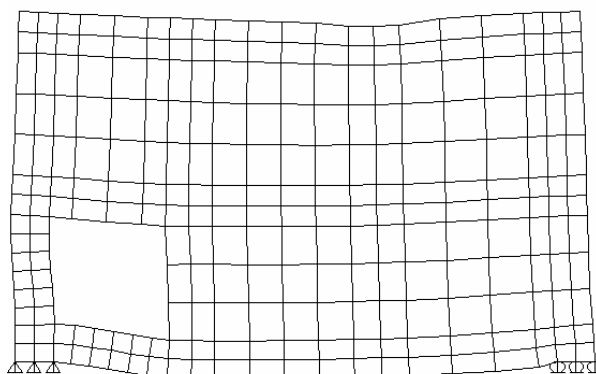


Fig.5.4 – Deformada

De seguida, apresentam-se na figura as tensões resultantes da análise elástica da viga parede, ver figura 5.5. Pela análise das referidas figuras, é possível prever quais as zonas críticas da estrutura, secções essas que terão certamente uma maior concentração de armadura.

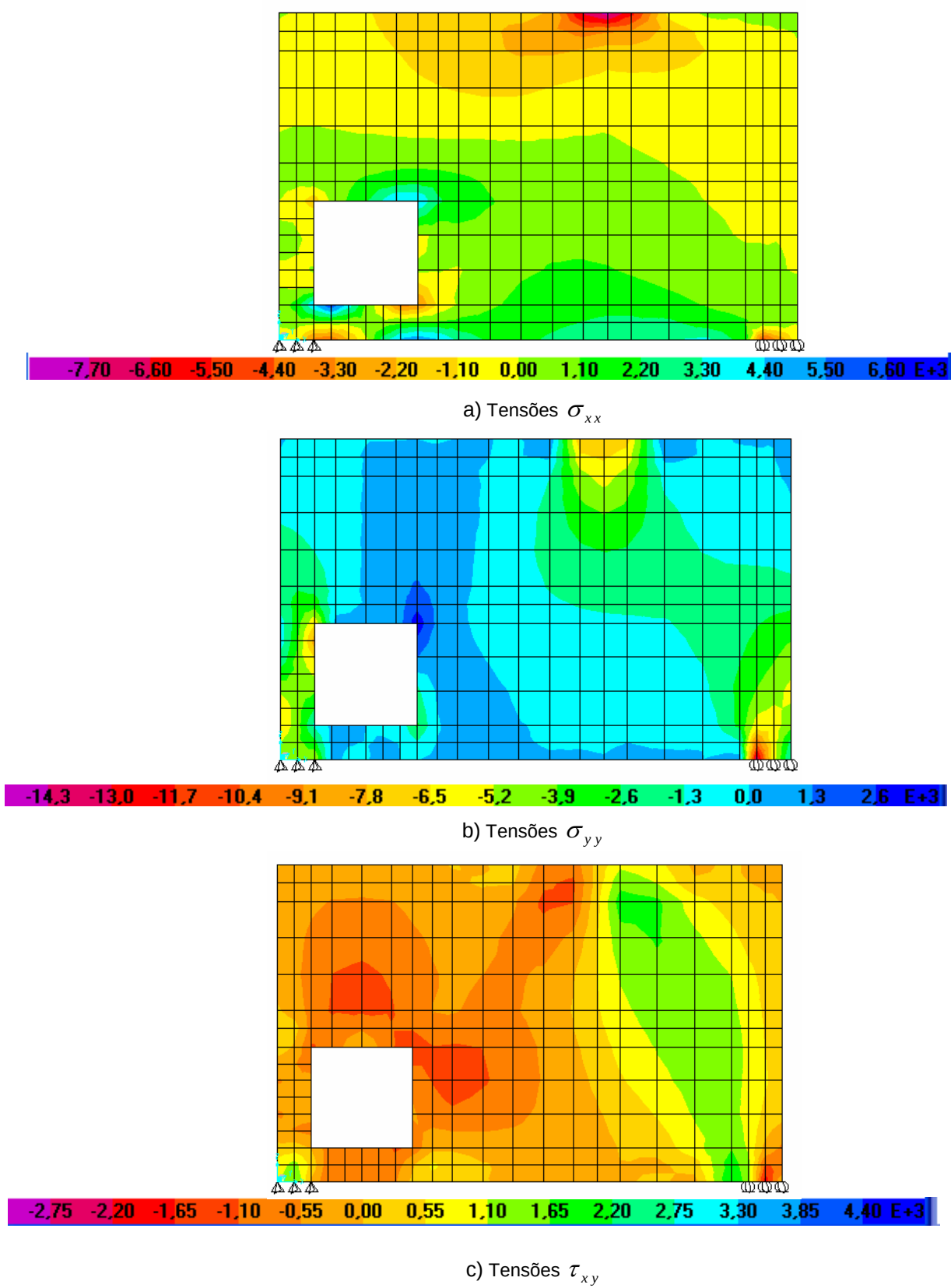


Fig.5.5 – Viga Parede – tensões σ_{xx} , σ_{yy} , τ_{xy} [kPa]

5.2.3. ANÁLISE COM O AUXÍLIO DA FERRAMENTA “DIM_MEMBRANE”

As armaduras necessárias foram obtidas com o auxílio do programa “Dim_membrane”, programa este que permite a obtenção das áreas de armaduras nos nós dos elementos finitos, segundo a formulação descrita anteriormente. Os resultados do pós-processamento do programa são apresentados nas figuras 5.6, e traduzem a quantidade de armadura necessária para cada uma das direcções (x e y, respectivamente).

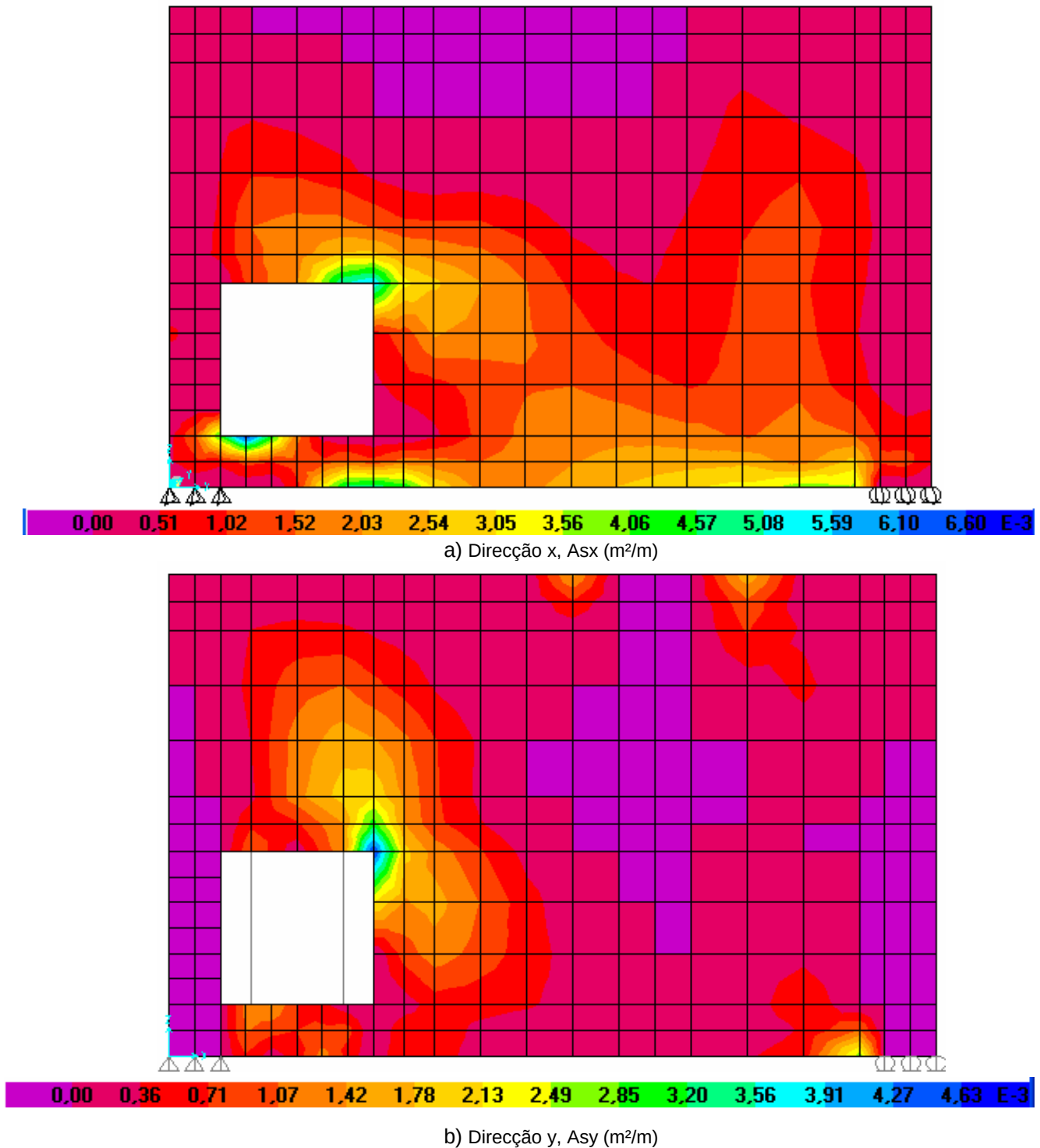


Fig.5.6 – Viga – Parede, Áreas de armadura Asx e Asy (m²/m)

5.2.4. COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS OBTIDOS POR LOURENÇO (1992)

Os resultados anteriores estão em plena concordância com os resultados obtidos anteriormente por Lourenço (1992), que em conjunto com outros investigadores implementou uma formulação base à formulação explorada neste trabalho, num programa de elementos finitos, por forma a proceder ao dimensionamento de armaduras de forma automática. O pós-processador do programa criado por estes investigadores também permite visualizar a quantidade de armaduras necessárias, ver figura 5.7.

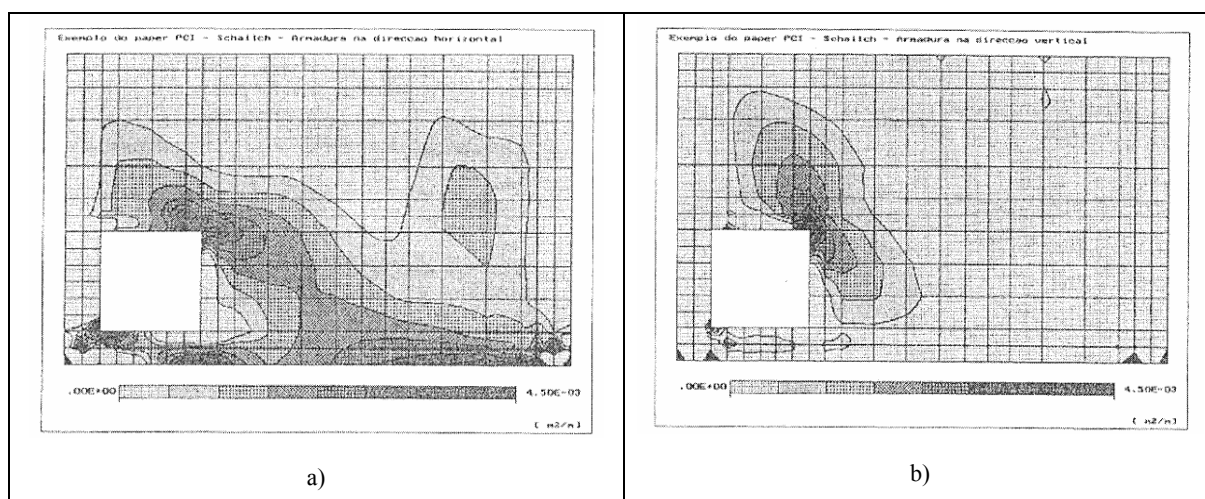


Fig.5.7 – a) áreas de armadura (m^2/m) para a direcção x; b) áreas de armadura (m^2/m) para a direcção y.
(Fonte: Lourenço (1992))

Lourenço (1992) sugere a execução de cortes em tantas secções da estrutura quantas as necessárias para o traçado completo das armaduras, como procedimento auxiliar ao dimensionamento das armaduras. Na figura 5.8 apresenta-se a localização das secções estudadas (coincidentes com as secções estudadas por Lourenço (1992)).

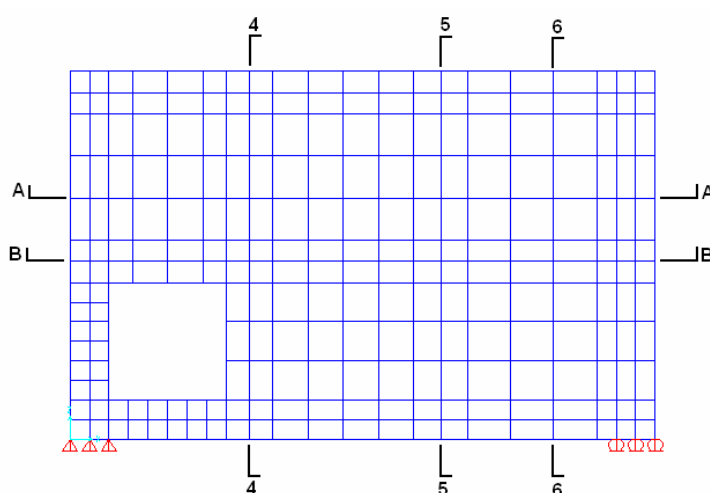
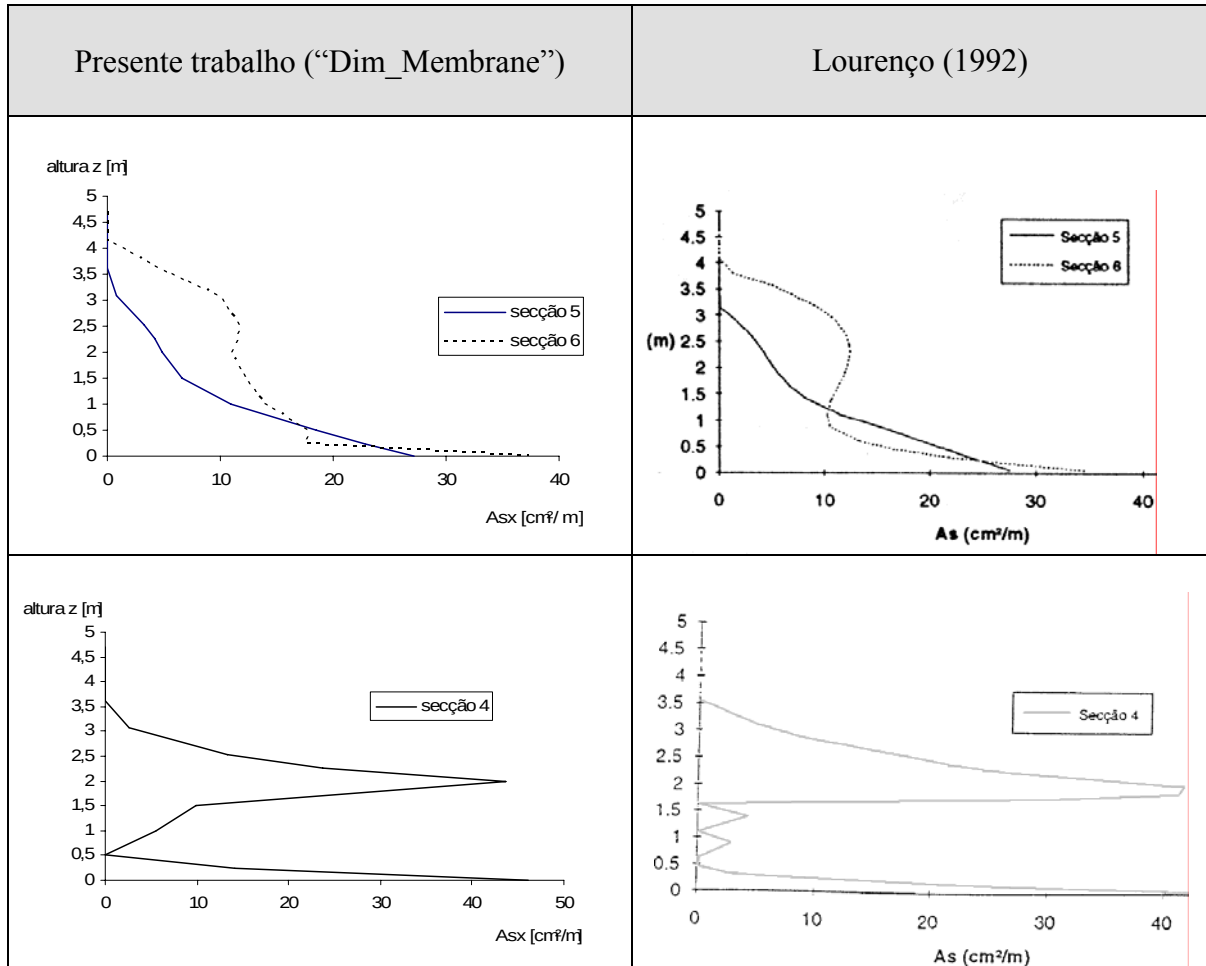


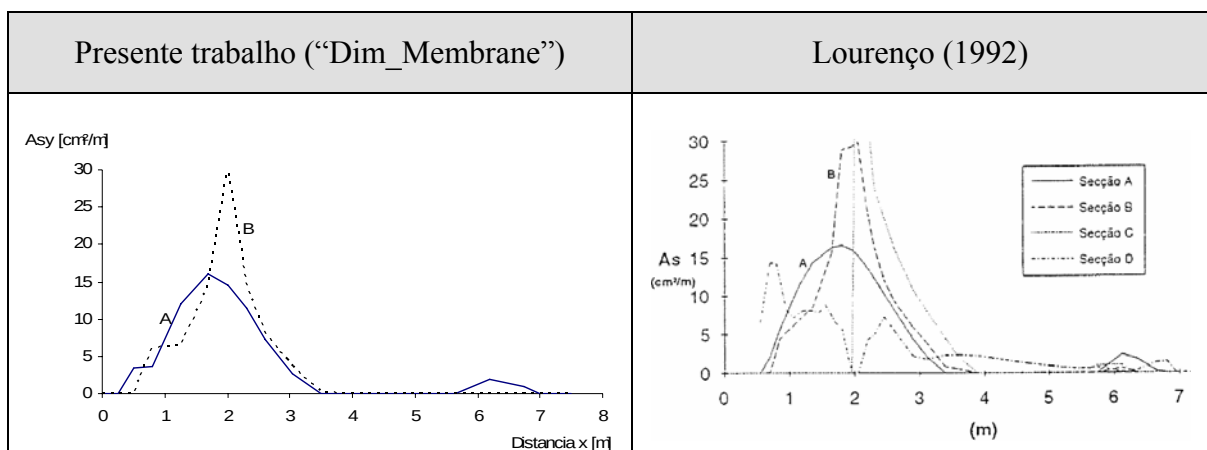
Fig.5.8 – Vista geral da malha com a localização das secções estudadas.

Apresenta-se no quadro 5.1 e 5.2 uma comparação dos resultados obtidos com a presente metodologia com os resultados alcançados por Lourenço (1992). No quadro 5.1 são comparadas as armaduras horizontais calculadas ao longo das secções 4, 5 e 6 (cortes verticais indicados na figura 5.8). No quadro 5.2 são comparadas as armaduras verticais (secção A e B).

Quadro 5.1 – Armaduras horizontais (cm^2/m) para as secções 4, 5 e 6.



Quadro 5.2 – Armadura vertical (cm^2/m) necessária para as secções A e B.



Através da análise dos gráficos anteriores, é notória a similitude entre os resultados obtidos através da ferramenta “Dim_Membrane” e os resultados obtidos por Lourenço (1992). Porém, observam-se algumas diferenças perfeitamente aceitáveis, como é o caso da armadura horizontal para a secção 4, em que o desenvolvimento da curva entre as alturas 0,5 m e 2 m é diferente, pois a degradação da quantidade de armadura ocorre de uma forma mais suave e constante para o caso do presente estudo.

Estas diferenças explicam-se pelo facto de que no trabalho aqui desenvolvido, as quantidades de armadura exibidas nos gráficos resultam da leitura ao nível dos nós dos elementos finitos, enquanto no estudo elaborado por Lourenço (1992) as armaduras são obtidas no centro dos elementos atravessados pelas secções.

5.2.5. VERIFICAÇÃO DO ESMAGAMENTO DO BETÃO

No dimensionamento dos elementos de membrana segundo a metodologia da actual versão do EC2 a condição de não esmagamento do betão deve ser verificada.

Assim, na figura 5.9 apresentam-se as zonas da estrutura com esmagamento do betão, obtidas com o auxílio do programa “DIM MEMBRANE”.

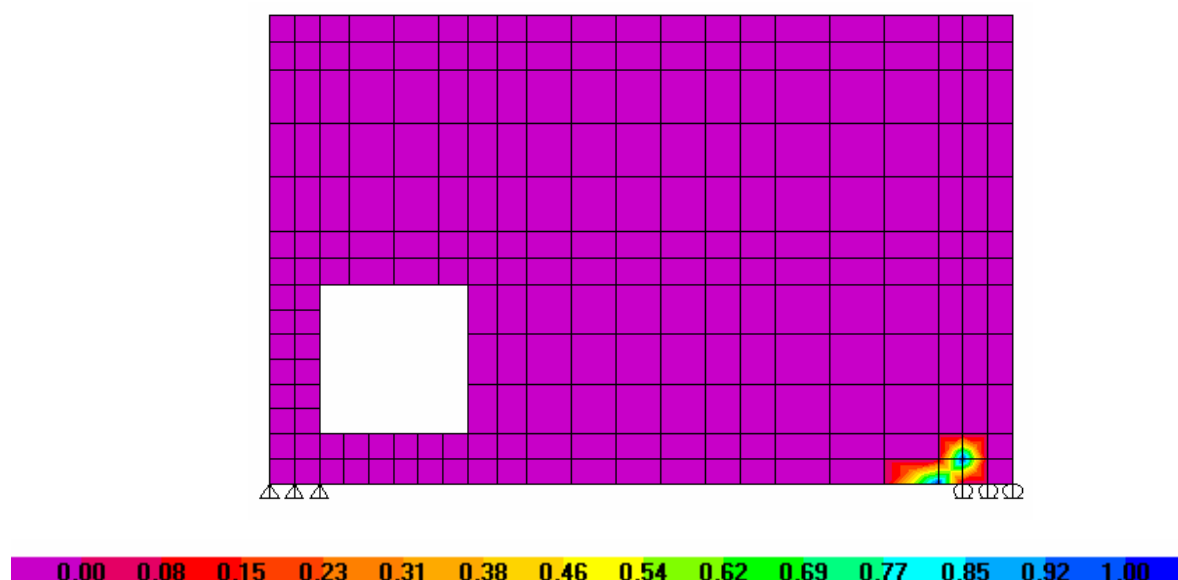


Fig.5.9 – Esmagamento do betão
(esmagamento = 1; não esmagamento = 0)

Analisando o mapa anterior, é possível constatar que o esmagamento do betão ocorre numa zona próxima do apoio direito da estrutura.

Contudo, numa primeira análise deste problema, seria também espectável a ocorrência de esmagamento na zona de carregamento da viga (parte superior), porém, se recordarmos as disposições referentes à verificação da rotura do betão segundo o EC2 (analisadas no capítulo 3), encontramos a justificação pela qual a ideia inicial se encontra errada.

A justificação, está no facto desta zona se tratar de uma zona não fendilhada, correspondente ao caso 4 no qual não são necessárias armaduras (ver figura 5.6). Na verdade, para estas zonas o limite para a tensão no betão não é tão restritivo como para o caso das zonas fendilhadas. Recordemos assim alguns aspectos do capítulo 3:

Quadro 5.3 – Quadro resumo da verificação da tensão no betão, segundo o EC2

	EC 2
Casos 1,2 e 3, (zonas fendilhadas)	$\sigma_c \leq \left(0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right) \cdot f_{cd}$
Caso 4 (zonas não fendilhadas)	$\sigma_c \leq f_{cd}$

A discussão desta rotura não se enquadra no âmbito do presente trabalho, no entanto importa salientar que a rotura dependerá fortemente das condições e da pormenorização da armadura na zona do apoio.

5.2.6. DIMENSIONAMENTO

No que diz respeito ao dimensionamento das armaduras, Lourenço (1992) para além de sugerir a execução dos já referidos cortes em determinadas secções da estrutura, refere também que o total de armadura colocado terá de ser superior à área dos diagramas apresentados, e a distribuição da armadura deve ser feita com alguma prudência, conforme relata o parágrafo a seguir, extraído na íntegra do referido trabalho:

“...Como é evidente, o projectista não poderá pretender acompanhar o diagrama elástico de armadura com uma precisão matemática, sob a pena de: (1) obter uma distribuição de armaduras irrealizável ou extremamente antieconómica e (2) obter áreas de armadura quase infinitas em pontos bem localizados da estrutura (junto à aplicação de cargas pontuais ou zonas de descontinuidade). Deste modo será necessário recorrer ao bom senso e experiência do projectista para efectuar um dimensionamento adequado. É razoável admitir redistribuições de tensões suficientes para acomodar a estrutura à armadura colocada...”

Assim, depois de uma análise cuidada dos mapas de armadura provenientes da ferramenta “Dim_membrane”, estabeleceu-se como critério para a distribuição de armaduras, a adopção de uma armadura distribuída (do tipo malha quadrada) cobrindo parte do mapa, sendo o restante realizado por reforços de armadura (armadura complementar) devidamente localizados.

Para esta zona de armadura complementar, foi definida uma solução com varões localizados de $5 \phi 16$.

A razão para este procedimento, prende-se com o facto de ser mais prático resolver estas zonas pontuais com uma armadura de maior diâmetro do que os diâmetros utilizados na armadura geral, conseguindo-se ao mesmo tempo controlar melhor a quantidade de armadura necessária com a adopção de um número estabelecido de varões a colocar na zona restrita do reforço.

Assim, propõe-se a seguinte distribuição de armaduras:

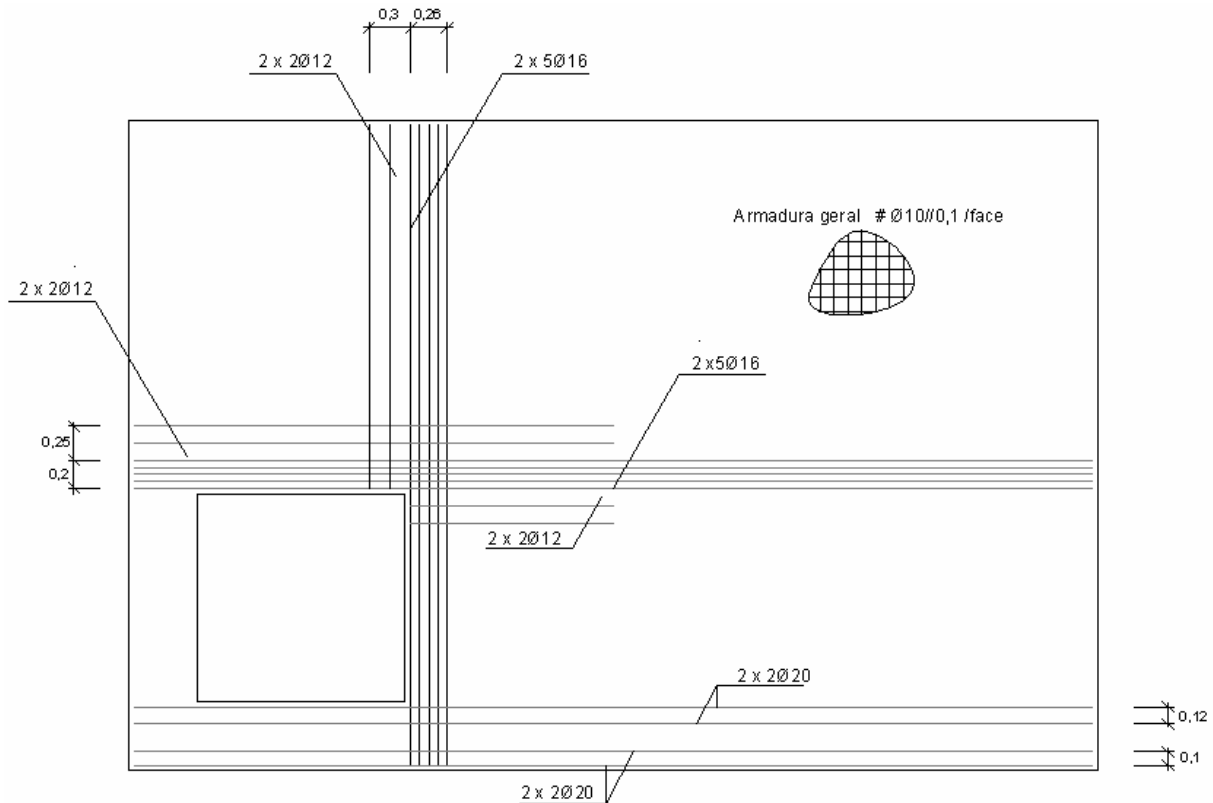


Fig.5.10 – Proposta para a distribuição das armaduras na viga-parede

5.2.7. COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS OBTIDOS POR SCHLAICH (1987)

Estes resultados podem ser comparados com os propostos por Schlaich et al. [25], que dimensionou a mesma peça estrutural com auxílio do modelo de escoras e tirantes. Os resultados por ele obtidos são apresentados na figura 5.11.

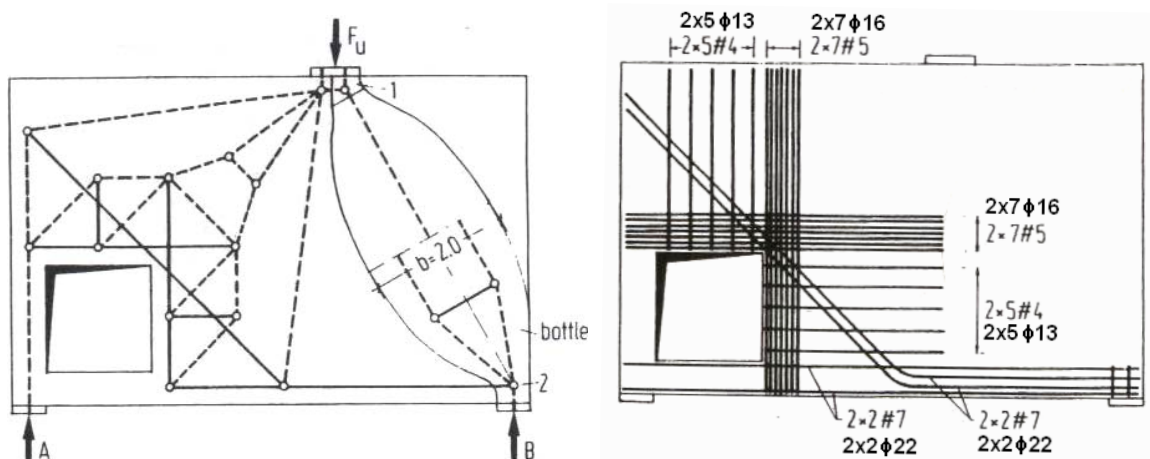


Fig.5.11 – Viga parede dimensionada pelo modelo de escoras e tirantes por Schlaich (1987)

Note-se que aparecem diferenças consideráveis no arranjo de armaduras final, contudo nos pontos em que há maior concentração de área de armaduras essas diferenças não são muito significativas.

Analisando a proposta apresentada por Schlaich, surgem alguns aspectos que importam aqui discutir, entre os quais se destacam:

- O não prolongamento da armadura sobre a abertura a toda a extensão da estrutura. Este aspecto não foi explorado no presente trabalho, no entanto o estudo feito por Lourenço [15] recorrendo à análise não linear indica que a zona crítica da plastificação da armadura ocorre segundo o alinhamento da carga, razão pela qual a armadura horizontal ($2 \times 7 \phi 16$) não deve ser dispensada;
- A existência de uma certa quantidade de armadura inclinada no canto direito da abertura.

De facto, considerando os resultados provenientes da análise elástica através do MEF, parece ser aconselhável a existência de uma certa quantidade de armadura inclinada no canto direito da abertura, porém o controlo de fissuração nesta região estará assegurado com a existência de uma grande quantidade de armadura;

- Um outro aspecto a ter em conta, é o facto de que o arranjo das armaduras, de acordo com Schlaich apresenta tirantes muito “pesados”.

5.3. EXEMPLO 2: VIGA OU VIGA – PAREDE?

5.3.1. GEOMETRIA, CARREGAMENTO, DISCUSSÃO DA ESPECIFICIDADE DO PROBLEMA

O segundo exemplo, apresentado na figura 5.12, foi estudado por Souza [26]. Esta estrutura corresponde a uma viga simplesmente apoiada com uma altura de 2,0 m e um vão de 6,0 m, apresenta uma espessura de 50 cm, estando sujeita a duas cargas concentradas com um valor de cálculo de 1600 kN. As placas de aplicação dos carregamentos têm dimensões de 45 x 50 cm.

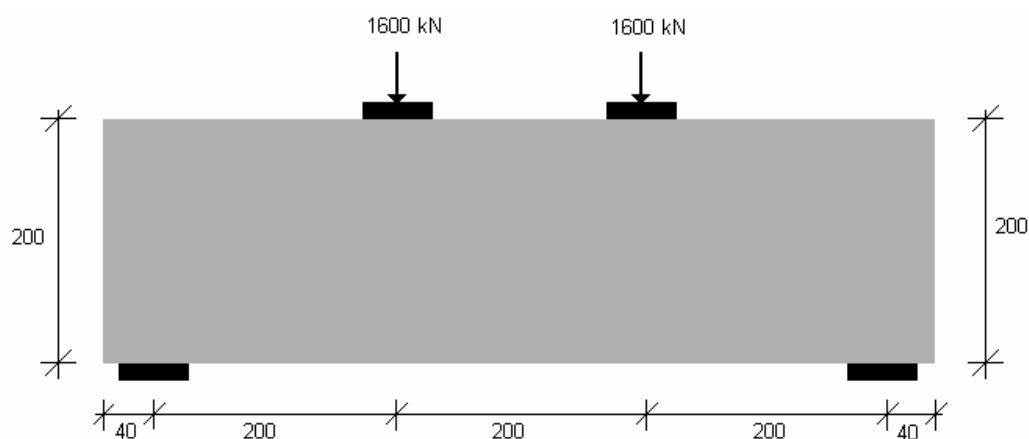


Fig.5.12 – Geometria (cm) e cargas da viga parede

Esta viga-parede será inicialmente dimensionada através da metodologia exposta neste trabalho, e posteriormente como se fosse uma viga comum, utilizando um modelo de viga.

A viga em estudo, poderia ser dimensionada assumindo-se as metodologias convencionais da flexão simples e esforço transversal, uma vez que a relação entre o vão e a altura da viga é maior do que 2. No entanto, Souza (2004) refere:

“...aplicando-se o “Princípio de Saint Venant” nos pontos de introdução do carregamento, constata-se que a estrutura como um todo pode ser considerada uma “Região D”, ou seja, uma zona de descontinuidade generalizada. Nesse caso, a “Hipótese de Bernoulli” não pode ser utilizada, tendo em vista a não-linearidade das deformações ao longo da seção transversal do elemento estrutural.

Dessa maneira, acredita-se que a classificação de elementos estruturais em vigas comuns e vigas-parede como sendo uma função da relação existente entre o vão e a altura (l/h) não é adequada, e às vezes pode conduzir a dimensionamentos inseguros...”

5.3.2. ANÁLISE ELÁSTICA COM O PROGRAMA SAP 2000

Para a execução da análise linear elástica com o método dos elementos finitos, a estrutura foi modelada com o mesmo tipo de elementos usados no primeiro exemplo de aplicação. As propriedades elásticas adoptadas para o betão são 28 GPa para o módulo de elasticidade do betão e 0,2 para o coeficiente de poisson.

Tal como no exemplo anterior, o SAP 2000 foi o programa de elementos finitos escolhido para a condução da análise elástica linear da viga-parede. A malha de elementos finitos adoptada neste problema, coincide com aquela que Souza [26] utilizou no seu estudo, para que no final seja possível retirar algumas conclusões.

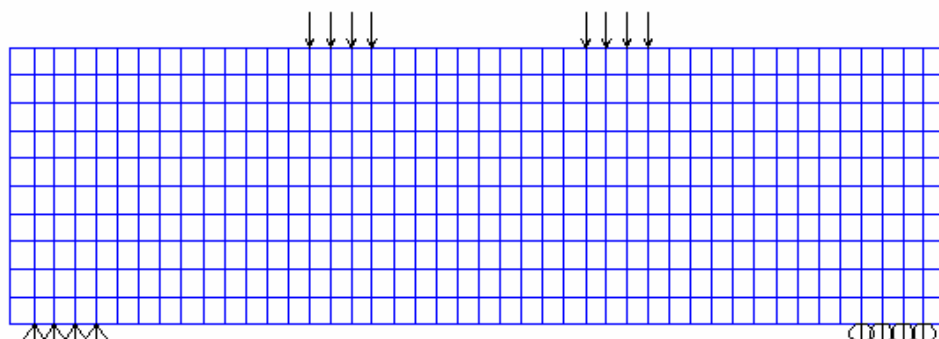


Fig.5.13 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo da viga parede

Adicionalmente, apresenta-se a deformada da estrutura, sob a acção das cargas exteriores.

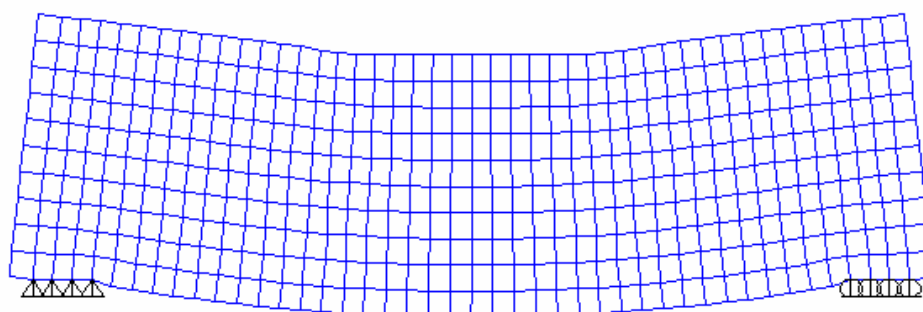
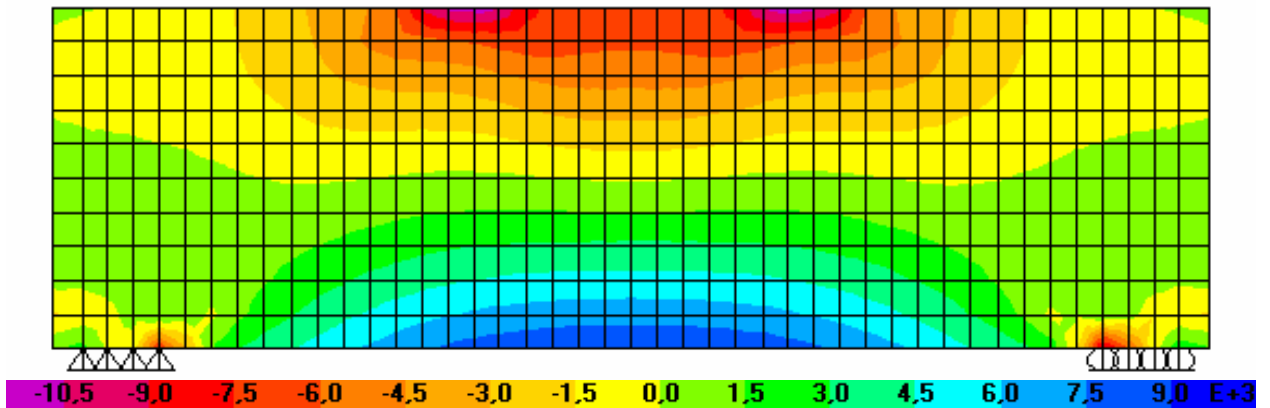
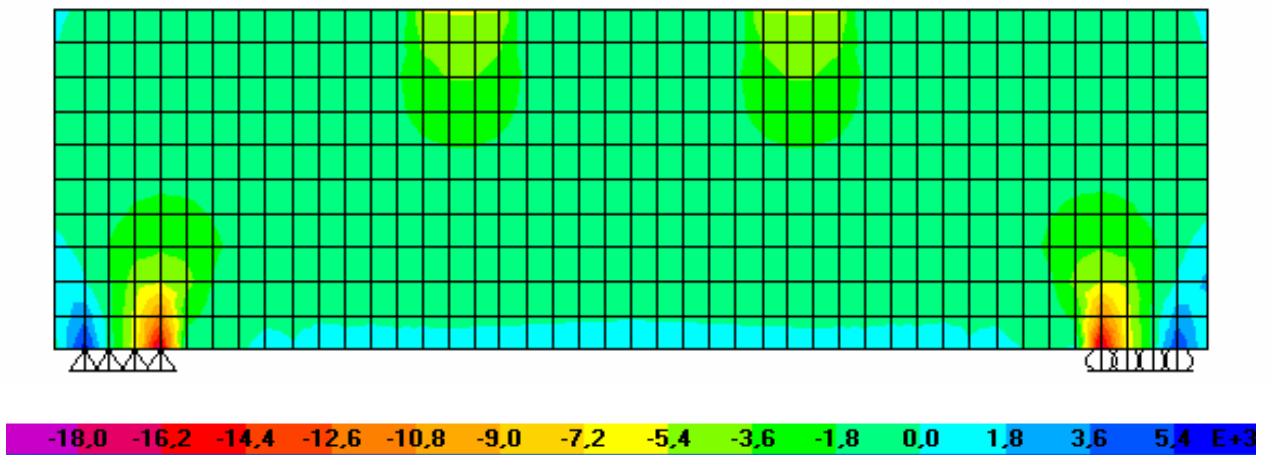


Fig.5.14 – Deformada da estrutura

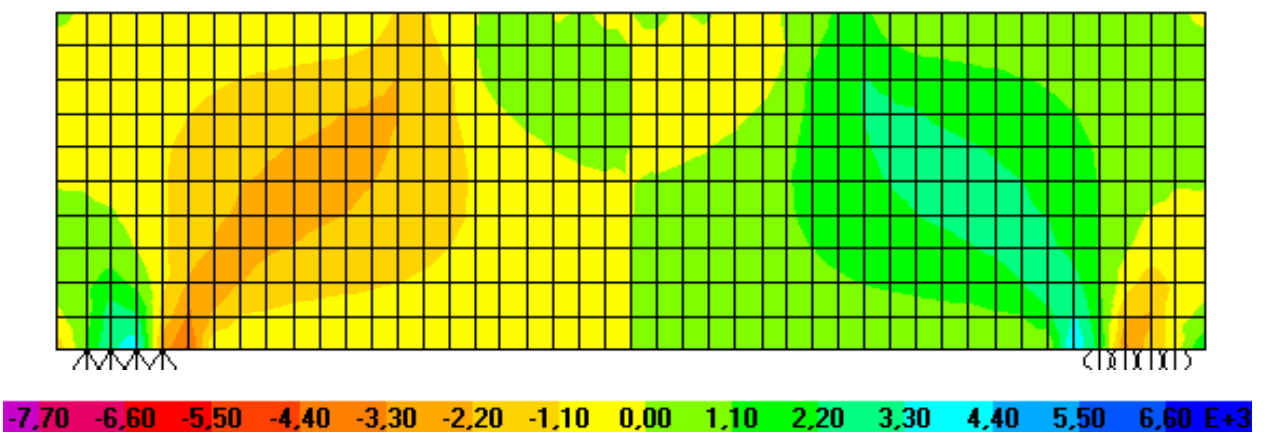
A figura 5.15 mostra as tensões resultantes da análise elástica da viga-parede.



(a) tensões σ_{xx}



(b) tensões σ_{yy}

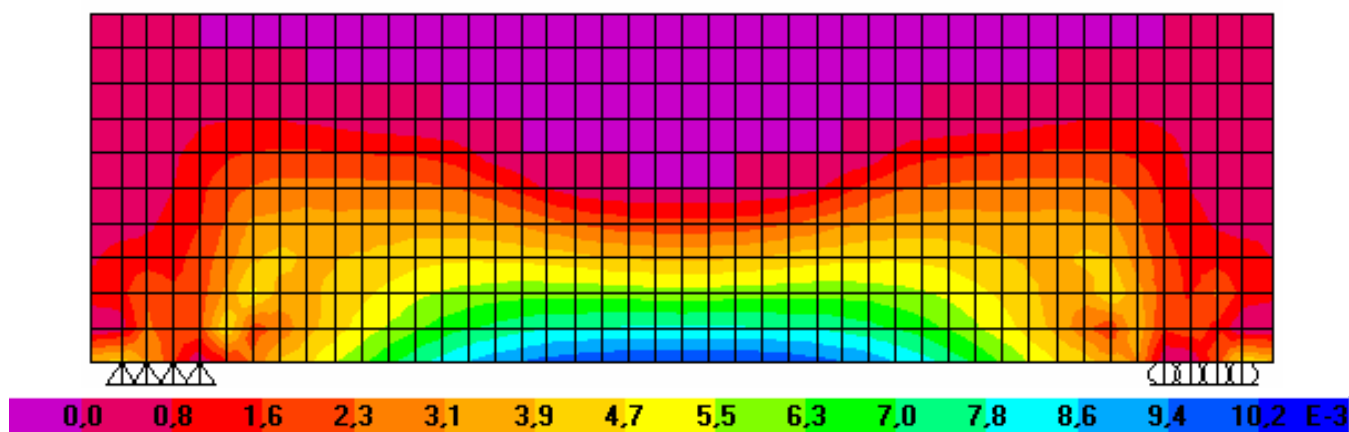


(c) tensões τ_{xy}

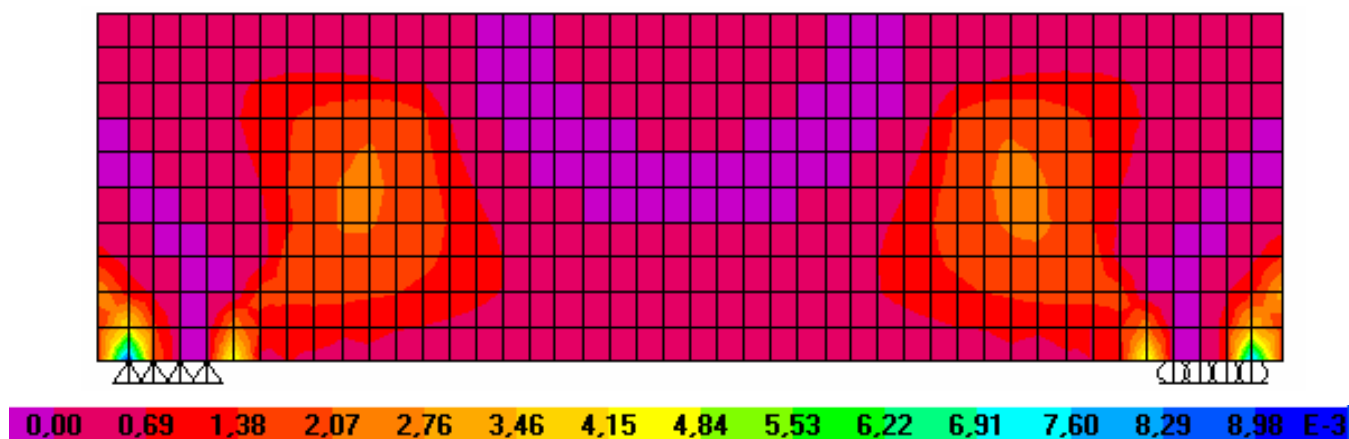
Fig.5.15 – Viga simplesmente apoiada – tensões σ_{xx} , σ_{yy} e τ_{xy}

5.3.3. ANÁLISE COM O AUXÍLIO DA FERRAMENTA “DIM_MEMBRANE

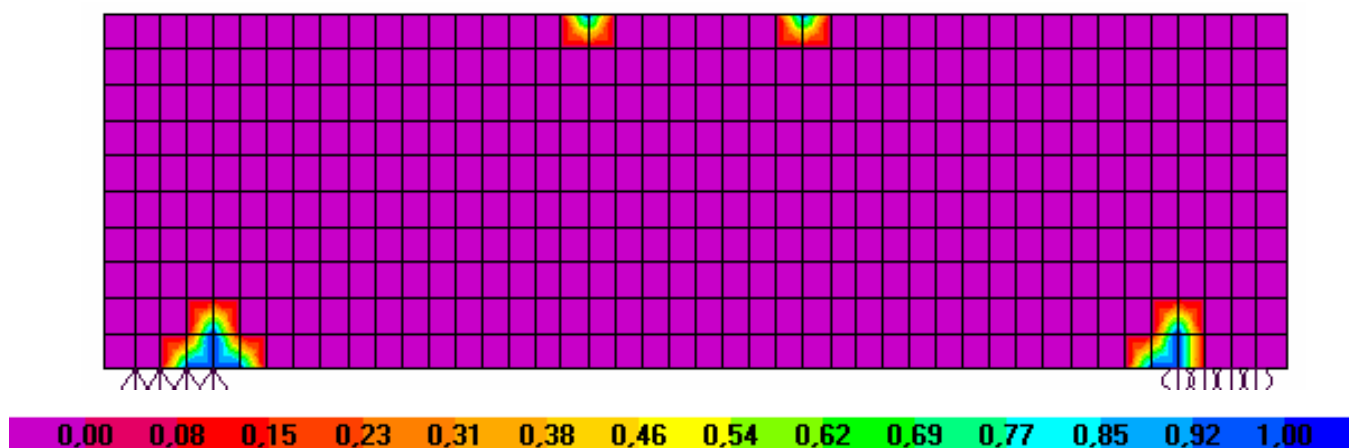
A figura 5.16, apresenta os resultados de armadura e a informação relativa à rotura do betão, obtidos com o auxílio do programa “Dim_membrane”.



a) Direcção x, As_x (m^2/m)



b) Direcção y, As_y (m^2/m)



c) Esmagamento do betão

Fig.5.16 – Viga simplesmente apoiada – Áreas de armadura As_x e As_y (m^2/m) e esmagamento do betão

;

De seguida apresenta-se o gráfico que reúne a informação relativa à quantidade de armadura horizontal necessária ao longo da secção A.

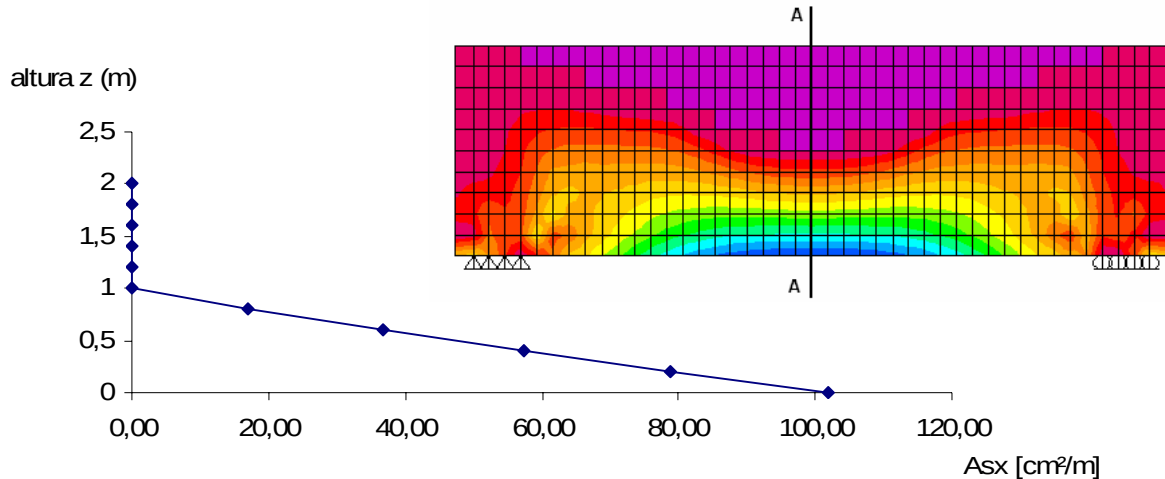


Fig.5.17 – Armadura horizontal (cm^2/m) necessária para a secção A

Para a quantificação da armadura horizontal, determinou-se a resultante de armaduras necessárias na seção AA, conforme ilustra a Figura 5.17. A armadura principal, 51 cm^2 , é dada pela resultante do triângulo de base $102 \text{ cm}^2/\text{m}$ e altura igual a 1m e deve ser distribuída na zona efectivamente tracionada da viga-parede.

Contudo, após uma análise cuidada do formato do gráfico anterior, optou-se por uma disposição de armadura que traduzisse de forma mais realista o aumento de armadura ao longo da secção transversal, como mostra a figura seguinte.

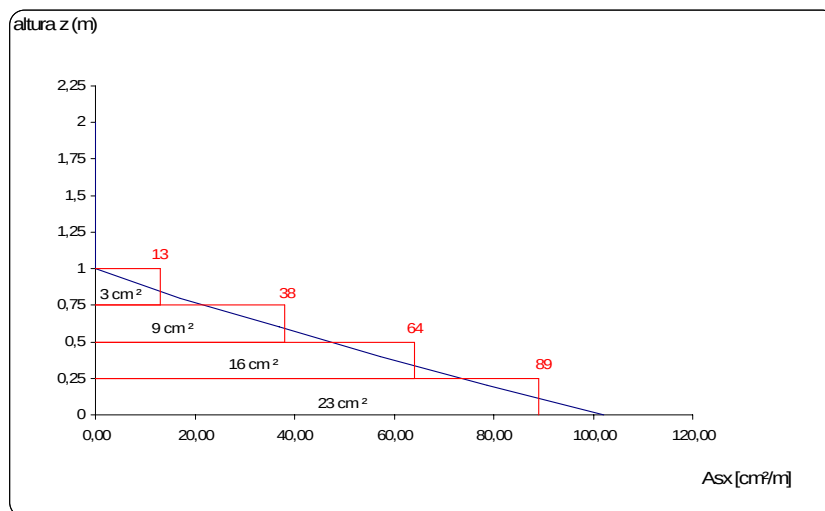


Fig.5.18 – Distribuição da armadura longitudinal em altura

O dimensionamento das armaduras transversais foi efectuado levando em consideração o mapa de armaduras verticais.

Observa-se claramente pela figura 5.16 que na região central da viga (zona entre as secções BB e CC, ver figura 5.19) a armadura requerida é muito baixa ou mesmo nula, tal como seria de esperar, pois nesta região o valor do esforço transversal é nulo. Ainda assim, disponibilizou-se uma armadura para fazer face a máxima quantidade de armadura requerida nesta zona central, quantidade esta correspondente a cor rosa, que na escala de cores da figura 5.18 pode tomar no máximo o valor de $6,9 \text{ cm}^2/\text{m}$. Em boa verdade, este valor limite de $6,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ não ocorre na zona central, como se conclui depois de analisar de forma mais cuidada o Outup das armaduras no SAP.

Porém, adoptou-se para esta zona uma solução de armadura utilizando-se estribos de dois ramos com ϕ 8 mm afastados de 15 cm ($6,7 \text{ cm}^2/\text{m}$).

No que diz respeito à zona dos apoios (região entre as secções BB\CC e os limites da viga, ver figura 5.19) a opção foi colocar uma armadura para cobrir as necessidades máximas desta região. Esta escolha surgiu pelo facto de não ser razoável a colocação de várias soluções diferentes de armadura num comprimento relativamente pequeno (2m).

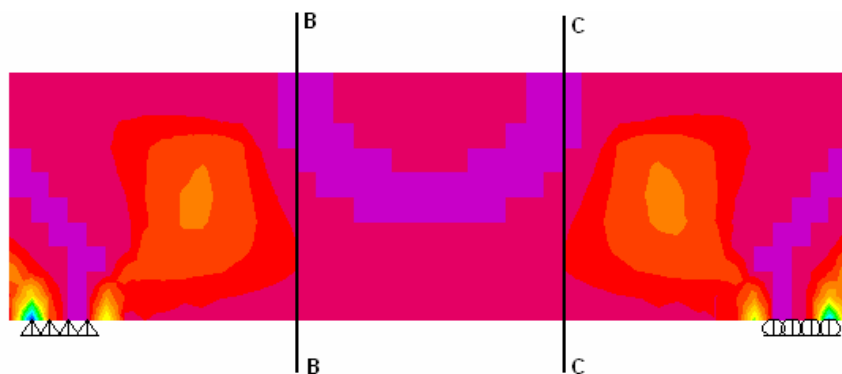


Fig.5.19 – Área de armadura (cm^2/m) para a direcção y

A Figura 5.20 apresenta a solução de armaduras para a viga-parede em análise, dimensionada utilizando a ferramenta Dim_membrane e as recomendações do EC2 (2004) para este tipo de estruturas. Adicionalmente, considerou-se um recobrimento da armadura de 4 cm.

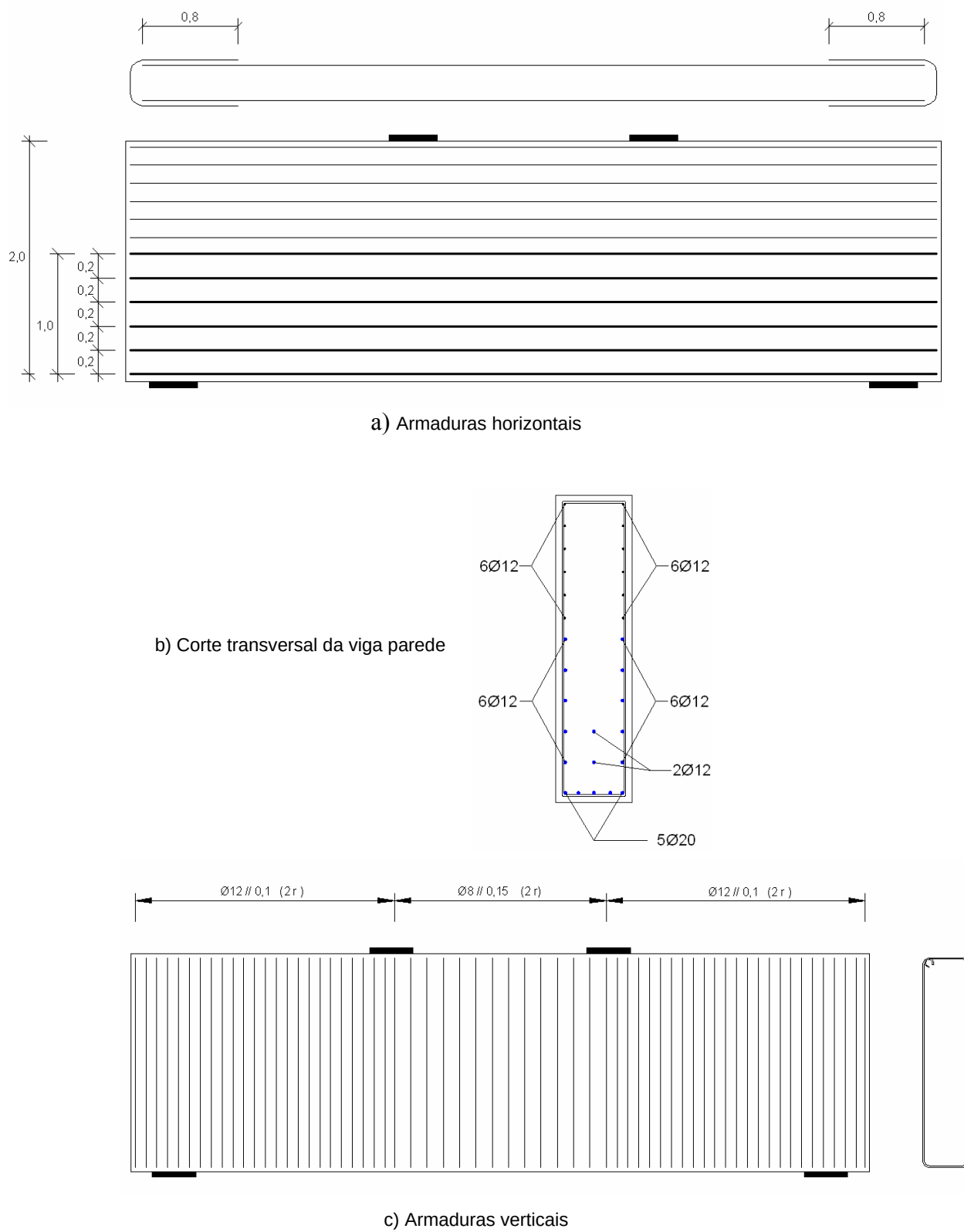


Fig. 5.20 – Solução final de armaduras obtida para a viga, com o auxílio do programa “Dim_membrane”.

5.3.4. COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS OBTIDOS POR SOUZA [26]

Na investigação conduzida por Souza [26], foi implementada uma formulação base à formulação explorada neste trabalho, numa folha de cálculo. Apresenta-se a título de curiosidade a folha de cálculo utilizada por este autor na determinação das armaduras, ver figura 5.21.

Propriedades do Elemento de Chapa			
fck(MPa)	fyd(MPa)	Espessura(cm)	fod2(kN/cm²)
25	435	50	1,28

Determinação das Armaduras Horizontais - Seção AA

Determinação das Armaduras Resistentes Utilizando os Esforços de Membrana Obtidos do Método dos Elementos Finitos										
Nó	Nx (kN/m)	Ny (kN/m)	Nxy (kN/m)	Caso	Nsx (kN/m)	Nsy (kN/m)	Asx (cm²/m)	Asy (cm²/m)	Compressão (kN/cm²)	Altura (m)
513	-4493,00	-4,50	-0,71	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,001	0,00
618	-4056,00	1,67	0,57	2	0,00	1,67	0,00	0,04	-0,811	0,13
514	-3632,00	7,71	3,64	2	0,00	7,71	0,00	0,18	-0,726	0,25
619	-3117,00	-19,87	2,25	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,004	0,38
515	-2590,00	-54,10	1,97	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,011	0,50
620	-1991,00	-91,92	0,52	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,018	0,63
516	-1392,00	-129,70	-0,92	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,026	0,75
621	-755,70	-144,60	-0,95	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,029	0,88
517	-125,80	-157,10	-1,12	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,025	1,00
622	-125,60	-155,40	-1,22	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,025	1,13
518	1148,00	-124,90	-0,80	3	1148,01	0,00	26,40	0,00	-0,025	1,25
623	1794,00	-94,00	-0,73	3	1794,01	0,00	41,26	0,00	-0,019	1,38
519	2443,00	-66,11	-0,51	3	2443,00	0,00	56,19	0,00	-0,013	1,50
624	3115,00	-39,63	-0,47	3	3115,01	0,00	71,65	0,00	-0,008	1,63
520	3789,00	-15,70	-0,31	3	3789,01	0,00	87,15	0,00	-0,003	1,75
625	4499,00	-5,83	-0,19	3	4499,01	0,00	103,48	0,00	-0,001	1,88
521	5209,00	2,92	-0,01	1	5209,01	2,93	119,81	0,07	0,000	2,00

Fig.5.21– Folha de cálculo utilizada por Souza [26] na determinação das armaduras

Este procedimento revela-se pouco expedito e lento, exigindo uma grande intervenção por parte do utilizador, o que pode originar a ocorrência de erros. Souza (2004) já havia observado esse problema e adequadamente propôs soluções, conforme relata o parágrafo a seguir, extraído na íntegra da sua tese de doutoramento:

“...A técnica de ler os esforços de membrana e tratá-los em uma planilha acaba sendo bastante trabalhosa. Uma solução interessante seria a implementação da formulação de chapa em um programa de elementos finitos, de maneira a se obter automaticamente as taxas de armação em secções julgadas importantes...”

O programa “Dim_membrane”, apresentado no presente trabalho vem dar resposta aos problemas enunciados por Souza (2004), pois o pós-processamento desta ferramenta permite visualizar automaticamente a quantidade de armaduras necessárias em qualquer ponto da estrutura. De seguida, efectua-se a confrontação dos resultados obtidos por Souza (2004) com os resultados provenientes da ferramenta Dim_membrane, no que diz respeito à armadura do tirante principal.

Quadro 5.3 – Comparação com os resultados obtidos por Souza (2004)

Origem do estudo	Armadura do “Tirante” (cm²)
Souza (2004)	52,11
Dim_membrane	51

Observa-se claramente pelo quadro 5.3 que os resultados agora obtidos estão em absoluta concordância com os resultados obtidos anteriormente por Souza [26].

5.3.5. DIMENSIONAMENTO, UTILIZANDO UM MODELO DE VIGA

O dimensionamento das armaduras longitudinais e das armaduras transversais foi feito com base nas recomendações do Eurocódigo 2 [9].

Com base nos valores de cálculo do momento-flector e do esforço transversal (3200 kN.m e 1600 kN respectivamente), e tendo em consideração que a viga é feita com um betão C20/B25 e com Aço A500, pode-se calcular as armaduras da seguinte maneira:

- Armadura Longitudinal:

$$F_{cc} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot x \cdot 0,81 \cdot b$$

$$F_{st} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$M = F_{cc} \cdot z$$

$$3200 = 0,85 \cdot \frac{25 \times 10^3}{1,5} \cdot x \cdot 0,81 \cdot 0,5 \cdot (1,8 - 0,416 \cdot x) \quad \Rightarrow x = 0,34 \text{ m}$$

$$F_{cc} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot x \cdot 0,81 \cdot b$$

$$F_{cc} = 0,85 \cdot \frac{25 \times 10^3}{1,5} \cdot 0,34 \cdot 0,81 \cdot 0,5$$

$$F_{cc} = 1927,226 \text{ kPa}$$

$$F_{st} = F_{cc} = 1927,226 \text{ kPa}$$

$$F_{st} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$1927,226 = A_s \cdot 435 \times 10^3$$

$$A_s = 44,3 \text{ cm}^2$$

Solução de armadura: 9 ϕ 25

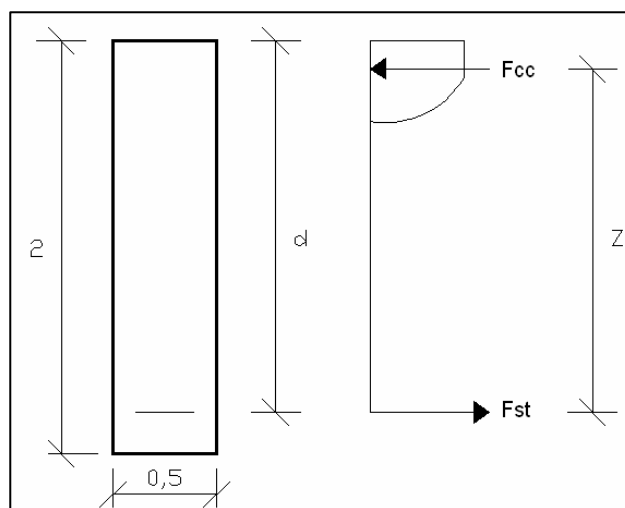


Fig.5.22 – Esquema do posicionamento das forças internas

- Armadura transversal:

Para o cálculo da armadura transversal foi adoptado o modelo de esforço transversal do EC2, admitindo $\theta = 45^\circ$ para o ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga.

Esforço transversal resistente

$$V_{rdc} = [C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 343,925 \text{ kN}$$

$$C_{rd,c} = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$\rho_l = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot d} = \frac{48,09}{0,5 \cdot 1,8} = 0,00545 < 0,02$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1800}} = 1,33$$

$$\sigma_{cp} = \frac{NEd}{A_c} = 0$$

Esforço transversal resistente mínimo

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$V_{rdc} = (V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot 1,33^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,26942$$

$$V_{rdc} = (0,26942 + 0,15 \cdot 0) \cdot 500 \cdot 1800 = 242478 \text{ N}$$

$$V_{rdc} = 242,478 \text{ kN}$$

$$V_{rdc} = 343,925 \text{ kN}$$

Esforço transversal máximo

$$V_{rd \max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = 3645,729 \text{ kN}$$

$$\theta = 45^\circ \rightarrow \cot g \theta = 1$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,54$$

$$z = 0,9 \cdot d = 1,62 \text{ m}$$

Armadura de esforço transversal

$$V_{rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot g \theta$$

$$f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$$

$$\cot g \theta = 1$$

$$V_{rd,s} = V_{sd} = 1600 \text{ kN}$$

A armadura transversal distribuída por unidade de comprimento é dada por:

$$\frac{A_{sw}}{s} = 22,72 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A armadura anterior pode ser conseguida utilizando-se estribos de dois ramos com ϕ 12,0 mm afastados de 10 cm (22,6 cm²/m). Para a região central da viga, onde o valor do esforço transversal é nulo, será disponibilizada a armadura mínima, preconizada pelo EC2 [9].

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,0008$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{sw,\min} = \rho_{w,\min} \cdot b \cdot w$$

$$A_{sw,\min} = 4 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A armadura mínima para a região central pode ser conseguida utilizando-se estribos de dois ramos com ϕ 8 mm afastados de 25 cm (5,24 cm²/m).

5.3.6. COMPARAÇÃO ENTRE AS DIVERSAS ALTERNATIVAS ADOPTADAS PARA O DIMENSIONAMENTO

Após a análise do problema da viga-parede pelas metodologias anteriormente referidas, compararam-se agora as quantidades de armadura das soluções finais para o tirante principal, ver quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Comparação das quantidades de armadura das soluções finais para o tirante principal

Método de cálculo	Armadura do Tirante principal (cm ²)
Modelo do EC2, “Dim Membrane”	56,55
Modelo de viga	44,18
Modelo de escoras e tirantes	58,9

Analisando a anterior tabela, constata-se que o modelo de viga preconizado pela EC2 [9] conduz à menor quantidade de armadura para o tirante principal, revelando-se portanto em um modelo manifestamente contra a segurança. Esse facto decorre, conforme já comentado, da metodologia de classificação das vigas recomendada pela norma europeia EC2 [9].

O EC2 (2004) no item 5.3.1, refere:

“Uma viga é um elemento cujo vão não é inferior a 3 vezes a altura total da sua secção transversal. Caso contrário deve ser considerada como uma viga parede.”

A consideração única do critério da relação l/h para fazer a distinção entre uma viga em comum e uma viga – parede não é suficiente, pois, dependendo da localização das cargas concentradas (conforme é o caso do problema em estudo), este critério não atende ao efeito do funcionamento da viga parede resultante do carregamento.

Assim, um elemento viga que deveria ser dimensionado como viga – parede acaba por ser dimensionado como se fosse uma viga comum, podendo conduzir a um dimensionamento inseguro, tal como Souza [26] havia constatado.

O modelo do método dos elementos finitos, apresentou uma armadura inferior em relação ao modelo de escoras e tirantes para o caso em estudo. De uma maneira geral, quando o Modelo de Escoras e Tirantes é ajustado adequadamente obtém-se armaduras principais inferiores àquelas obtidas com um Modelo do MEF. Isto deve-se ao facto do Método dos Elementos Finitos fornecer uma armadura concentrada em certos pontos.

5.4. EXEMPLO 3: CENTRO DE ARTES DO ESPECTÁCULO DE PORTALEGRE

5.4.1. DESCRIÇÃO GERAL

O último exemplo aqui apresentado diz respeito a uma das paredes da caixa de palco do edifício *Centro de Artes do Espectáculo de Portalegre*, Fig.5.23, situado em pleno centro histórico da cidade de Portalegre.



Fig.5.23 – Centro de Artes do Espectáculo de Portalegre

A zona que define a envolvente do palco desenvolve-se em altura e é constituída por paredes resistentes que têm a particularidade de serem desprovidas de lajes de piso a garantir rigidez (por motivos de ordem técnica), no entanto, existem passadiços metálicos em níveis intermédios.

Sendo esta uma parede resistente, a existência de diversas aberturas suscita algumas dúvidas quanto ao seu eficaz funcionamento estrutural. Particularmente, no que se refere ao caminho das forças de compressão a degradar neste elemento do edifício.

Assim, a análise aqui apresentada, tem como objectivo a determinação das armaduras na parede ilustrada na figura 5.24, exclusivamente para o carregamento apresentado.

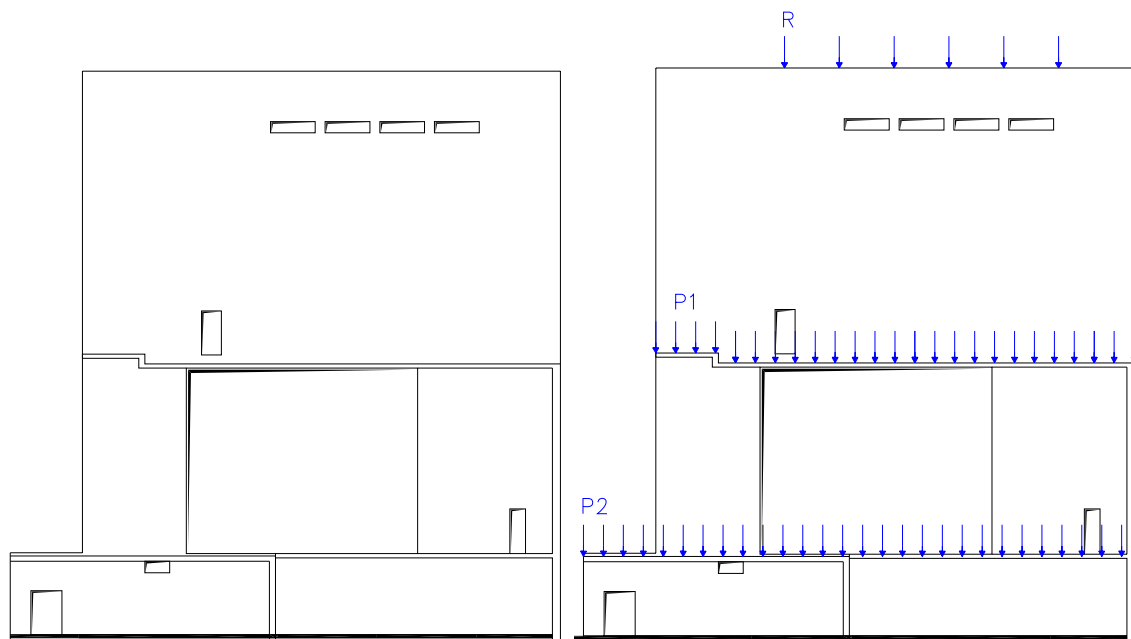


Fig.5.24 – Alçado da parede a estudar

5.4.2. ANÁLISE COM O SAP 2000

Para a execução da análise linear elástica com o método dos elementos finitos, a estrutura foi modelada com o mesmo tipo de elementos usados nos exemplos anteriores. As propriedades elásticas adoptadas para o betão são, 31 GPa para o módulo de elasticidade do betão e 0,2 para o coeficiente de poisson. O SAP 2000 foi o programa de elementos finitos escolhido para a condução da análise elástica linear da parede. A malha de elementos finitos foi gerada segundo, sempre que possível, elementos finitos quadrados de 0,5x0,5m. Consideraram-se apoios de encastramento total na extremidade inferior da parede, conforme se pode ver na figura 5.25. No modelo aplicaram-se exclusivamente as cargas verticais provenientes da acção directa das lajes sobre a parede em estudo e a cargas da cobertura, ver quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Valores característicos das acções

Acções	Valor característico
P1	12,5 kN/m
P2	23 kN/m
R	380 kN

A combinação de acções para o modelo em causa é apresentada no quadro 5.6, correspondente ao estado limite último.

Quadro 5.6 – Combinação de acções

Combinação	Acção	γ	Acção	γ	Acção	γ	Acção	γ
ELU	Peso próprio	1,5	P1	1,5	P2	1,5	R	1,5

Na figura 5.25, apresenta-se o aspecto geral da malha de elementos finitos e a deformada da estrutura, sob a acção exclusiva das cargas anteriormente expostas.

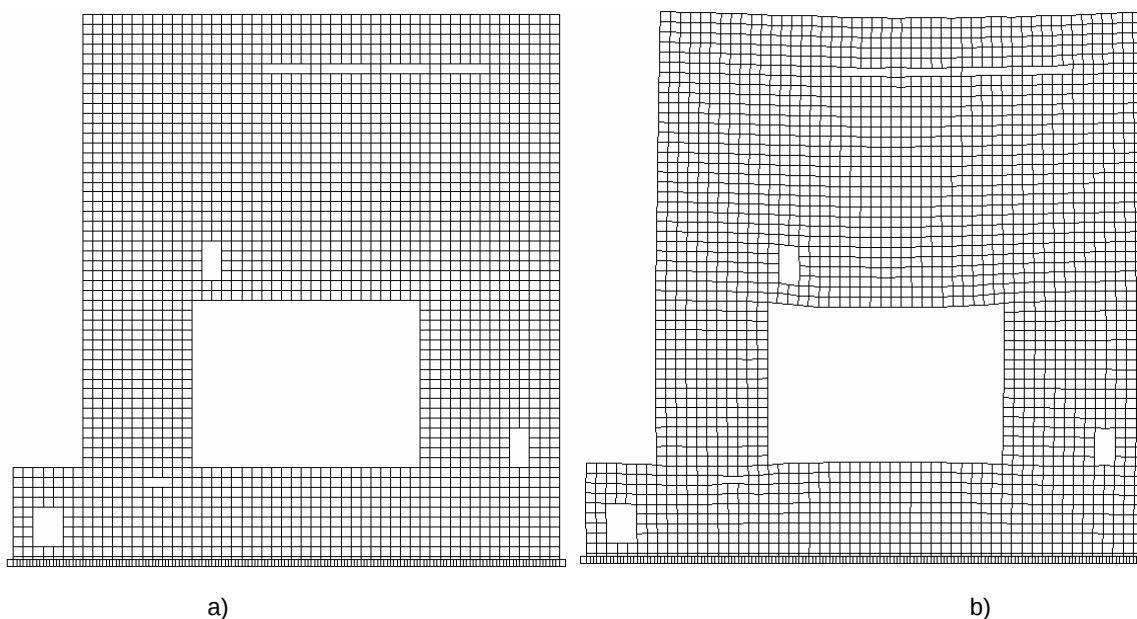


Fig.5.25 – a) Aspecto geral da malha de elementos finitos; b) Deformada.

5.4.3. ANÁLISE COM O AUXÍLIO DA FERRAMENTA “DIM_MEMBRANE

As armaduras necessárias, para fazer face ao carregamento apresentado, foram obtidas com o auxílio do programa “Dim_membrane”. Os resultados do pós-processamento do programa são ilustrados na figura 5.27, e traduzem a quantidade de armadura necessária para cada uma das direcções (x e y, respectivamente). Pela análise da referida figura, é possível verificar quais as zonas que necessitam de uma maior concentração de armadura. Particularmente, as zonas dos vãos, são zonas sensíveis e que aqui requerem uma atenção singular.

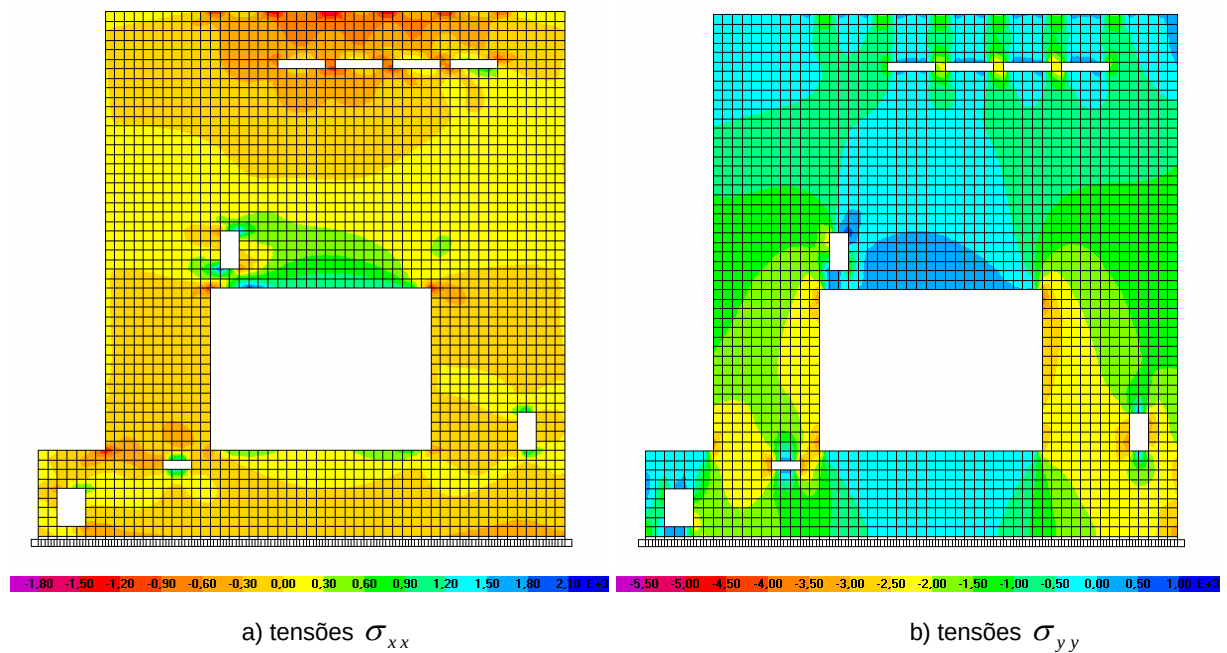


Fig.5.26 – Tensões na parede em estudo [kPa]

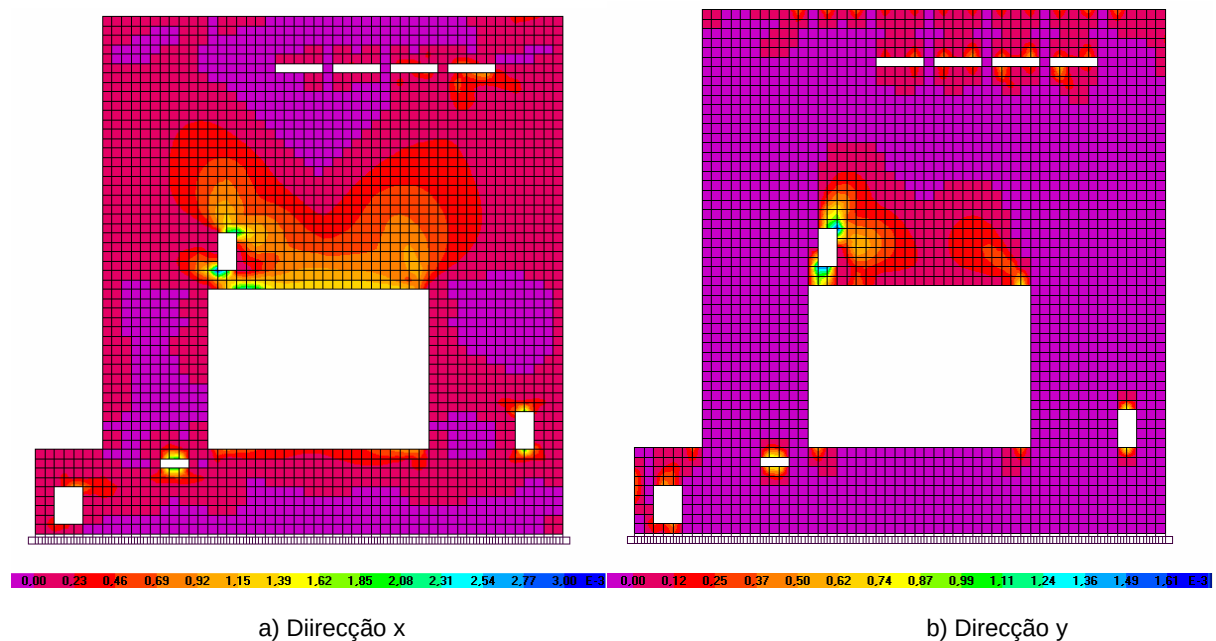


Fig. 5.27 – Áreas de armadura (m²/m)

Assim, depois de uma análise cuidada dos mapas de armadura provenientes da ferramenta “Dim_membrane”, estabeleceu-se como critério para a distribuição de armaduras, a adopção de uma armadura distribuída (do tipo malha quadrada) cobrindo parte do mapa, sendo o restante realizado por reforços de armadura (armadura complementar) devidamente localizados.

Propõe-se a adopção de uma armadura para a zona corrente da parede, de $\phi 10 // 0,15$ (malha quadrada, em ambas as faces). Chama-se novamente a atenção para o facto de que as quantidades de armaduras que estão aqui em discussão (exibidas na figura 5.27) resultam apenas da acção do carregamento vertical apresentado, não contemplando, portanto outras acções tais como a acção sísmica e os efeitos resultantes de deformação impedida associados à retração e variação térmica, acções que, neste caso, são relevantes e condicionantes das armaduras a adoptar no projecto desta parede.

6

CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES

Este trabalho aborda e implementa uma metodologia de dimensionamento dos elementos membrana (paredes) carregadas no seu próprio plano, de acordo com os resultados elásticos obtidos através do método dos elementos finitos, seguindo as recomendações do EC2 [9].

Apresentam-se de seguida, as conclusões sumárias deste trabalho, agrupadas em 4 grupos. Alguns aspectos mais particulares estão inseridos no final dos capítulos.

- **Análise elástica linear com base no método de elementos finitos**

O uso de técnicas de análise linear elástica através do método dos elementos finitos (MEF), praticamente resolveu a primeira parte do processo de dimensionamento dos elementos de parede de betão armado, o qual é a análise estrutural. É com base na análise linear elástica que se determinam as tensões e as correspondentes armaduras, aplicando o modelo de dimensionamento constante na regulamentação (EC2, anexo F - Armaduras de tracção para tensões no próprio plano).

- **Modelo de dimensionamento**

O modelo de dimensionamento de armaduras apresentado pelo EC2 [9] permite a determinação das armaduras e a verificação do betão em elementos de parede, preenchendo uma lacuna existente na regulamentação anterior.

A formulação de dimensionamento desenvolvida neste trabalho levanta algumas questões. Entre as quais se destaca, a validade da análise linear elástica no dimensionamento deste tipo de estruturas.

Esta questão, é na opinião do autor, uma questão pertinente, pois o comportamento dos elementos próximos da rotura viola a hipótese de comportamento elástico. No entanto a aceitação do comportamento linear elástico tem sido ao longo dos anos uma prática corrente, apoiada pelas normas. Podemos ainda justificar este procedimento, através dos trabalhos realizados por diversos investigadores, como Gupta [13] e Akbar, os quais mostraram que esta abordagem conduz a um dimensionamento satisfatório. Este facto é ainda reconhecido pela diversa regulamentação em vigor, nomeadamente pela norma americana, ACI 318 Building Code [1], que tem por base a já vasta experiência de investigadores americanos, e que claramente afirma que o comportamento linear elástico deve ser aceite nestes casos.

No entanto, em determinados casos de estruturas particulares, devemos recorrer a análises não lineares por forma a validar o dimensionamento das armaduras. Com a análise não-linear é possível obter respostas de desempenho quanto à segurança e quanto à deformabilidade de elementos com armaduras já definidas, desde o início do carregamento até a rotura. No entanto as dificuldades de aplicação em projecto destes métodos são ainda grandes, pelo que não se aconselha a sua utilização senão por técnicos que dominem e conheçam em pormenor os modelos utilizados.

- **Implementação automática**

O programa de dimensionamento automático desenvolvido em Matlab, *DIM MEMBRANE*, permite a determinação da armadura nos nós dos elementos finitos, a partir de uma análise linear elástica. Esta ferramenta, possibilita não só a visualização dos mapas de armadura, como também das zonas onde ocorre esmagamento do betão.

O programa DIM MEMBRANE, foi aplicado no dimensionamento de diferentes elementos de parede como ferramenta complementar a um programa correntemente utilizado em projecto (SAP2000) e mostrou ser uma ferramenta rápida e prática de auxílio ao dimensionamento deste tipo de estruturas.

- **Disposição prática das armaduras**

Uma questão a ter em conta, é a discussão da disposição de armaduras apoiada no programa “*DIM MEMBRANA*”. Assim, a distribuição da armadura deve ser feita com alguma prudência, pois como é evidente o projectista não poderá pretender acompanhar a distribuição de armadura resultante de uma análise linear elástica com uma precisão matemática, sob a pena de obter uma distribuição de armaduras inadequada. Também é razoável admitir redistribuições de tensões suficientes para acomodar a estrutura à armadura colocada. Note-se, que a distribuição de armaduras obtida com base na análise elástica necessita em seguida de sofrer rearranjos tendo em vista a sua disposição prática. Deste modo será necessário recorrer ao bom senso e experiência do projectista para efectuar um dimensionamento adequado.

- **Sugestões futuras**

Sugere-se que se proceda a validação das soluções obtidas (com a metodologia do EC2) através de modelos de análise não-linear.

Incorporação de modelos de escoras e tirantes que permitam uma identificação das necessidades de armadura e da sua distribuição em elementos em que o funcionamento de viga parede seja mais relevante.

Melhoramento do pós-processamento da armadura, por forma a possibilitar um dimensionamento mais expedito.

BIBLIOGRAFIA

- [1] American Concrete Institute, “*Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*” – ACI 318M-02 and ACI 318RM-02, Am. Concr. Inst., ACI, Detroit, Michigan, USA, 2002.
- [2] Azevedo, A. F. M., “*Método dos elementos finitos*”, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003.
- [3] Bathe, K. J., “*Finite element procedures*”, Prentice-Hall, 1996.
- [4] Battisti, J.C.F., “*Excel Avançado em 120 Lições*”, Curso de Excel Avançado em 120 Lições, (www.juliobattisti.com.br), Edição online
- [5] Braestrup, M.W, Nielsen, M.P, “*Plastic methods of analysis and design*”, Handbook of structural Concrete, Pitman advanced Publishing Program, pp.20.1-20.54, 1983.
- [6] “*CEB-FIP model code 1990*” - Bulletin d’Information N° 203 – 205, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, Switzerland, 1993.
- [7] Della Bella, J. C.; Chen R., “*dimensionamento de elementos laminares de concreto armado*”, Universidade de São Paulo.
- [8] Dieguez, A. B.; Costa, F. O., Basso, V. B. Q., “*Apostila para Utilização passo a passo do SAP2000, Versão 8.3.5, para Projectos de Edifícios de Concreto Armado*”, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, Dezembro 2004.
- [9] Eurocódigo 2, “*Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1:Regras gerais para Edifícios*”, EN1992-1-1, Norma Europeia, Comité Europeu de Normalização, Abril, 2004.
- [10] Figueiras, J. A., “*Aplicação de Modelos Computacionais à Análise de Estruturas Laminadas de Betão*”, In: Métodos Numéricos En Ingeniería V, Espanha, 2002
- [11] Figueiras, J. A.; Póvoas, R. H. C. F.; Cachim, P. B.; Lourenço, P. B., “*Sobre o Dimensionamento de Estruturas Laminadas de Betão*”, In: encontro Nacional do betão estrutural, 1994.
- [12] Gupta, A. K., “*Membrane Reinforcement in Shells*”, Journal of the Structural Division, January, 1981, v.107, , p. 41-56, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.
- [13] Gupta, A. K., “*Combined membrane and flexural reinforcement in plates and vaults*”, J. Struc. Engrg., 112 (3), p. 550-557, ASCE, 1986.
- [14] Leonhardt, F.; Monning, E., “*Construções de concreto v. 2*”, Editora Interciência, Rio de Janeiro, 1978.
- [15] Lourenço , P.B., “*Novas Metodologias para o Dimensionamento de Estruturas de Betão Armado*”, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 1992.
- [16] Lourenço, P.B.; Figueiras, J.A., “*Automatic design of reinforcement in concrete plates and vaults*”, Engineering Computations, 10 (6), pp. 519-541, 1993.

- [17] Lourenço , P.B.; Figueiras, J.A., “*Solution for the Design of Reinforced Concrete Plates and Shells*”, Journal of Structural Engineering, v.121, n.05, 199, p.815-823,1995.
- [18] Marti, P., “*Dimensioning and detailing*”, Structural Engineering, 62, pp. 411-443, IABSE, Stuttgart,Germany, 1991.
- [19] Nielsen, M.P., “*Yield conditions for reinforced concrete vaults in the membrane state*”, Non-classical vault problems, p. 1030-1040, North-Holland, Amsterdam, 1964.
- [20] Palacio, K.; Lourenço, P.B.; Barros, J.A.O., “*Design of RC elements subjected to in-plane loading*”, University of Minho, 45 p., 2003.
- [21] REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, INCM, Lisboa, 1983.
- [22] Reddy, J. N., “*An Introduction to the Finite Element Method*”, McGraw Hill, 1993.
- [23] SAP2000, “*Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures: Basic Analysis Reference*”, Version 7.0, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, November 1998.
- [24] SAP2000, “*CSI Analysis Reference Manual: For SAP2000, ETABS and SAFE*”, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, October 2007.
- [25] Schaich, J., Schaefer, K.; Jennewein, M., “*Towards a consistent design of structural concrete*”, V.32, No. 3, 1987, PCI Journal.
- [26] Souza, R. A., Concreto Estrutural: Análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades, Dissertação (doutorado), Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.
- [27] Telford, T., “*Model Code 1990 – Design Code*”, Comite Euro-International du Beton, London, 1991.
- [28] Timoshenko, S.P.; Woinowsky-Krieger, S., “*Theory of plates and shell*”, McGraw- Hill Book Company, second Edition, 1959.
- [29] Timoshenko, S.P.; Goodier, J.N., “*Theory of Elasticity*” (third edition), McGraw- Hill Book Company, third Edition, 1970.
- [30] Wilson, Edward L., “*Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures – A Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering*”, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, Third Edition, January 2002.
- [31] Zienkiewicz, O. C., Taylor R. L., “*The Finite Element Method: The Basis*”, vol.1, McGraw Hill, Fifth Edition, 2000.

ENDEREÇOS MULTIMÉDIA

www.comp-engineering.com – Adquirir documentação do programa SAP2000;
www.csiberkeley.com – Documentação e apoio utilizador de SAP2000;
www.csiberkeley.com/Support_WL_SAP.html - Vídeos formativos de SAP2000
www.structuraldesign.com.ar/S2k/sap.htm - Documentação com exemplos em SAP2000;
www.exscomputing.com/ - Apoio ao utilizador de SAP2000.
www.juliobattisti.com.br – Informação de programação em Visual Basic sobre Excel

SOFTWARE USADO NA ELABORAÇÃO DO TRABALHO

Matlab v7.0 – Linguagem de Programação;
Microsoft Excel 2003 - Tratamento de dados e apresentação gráfica;
Microsoft Word 2003 – Redacção do relatório;
SAP2000 v.9.0 - Análise Linear Elástica;

ANEXO 1:

EXEMPLOS DE APLICAÇÃO NUMÉRICA

DO MODELO APRESENTADO PELO EC2 - ANEXO F

(ARMADURAS DE TRACÇÃO PARA TENSÕES NO PRÓPRIO PLANO)

A1: EXEMPLOS DE APLICAÇÃO NUMÉRICA DO MODELO APRESENTADO PELO EC2 (ANEXO F, ARMADURAS DE TRACÇÃO PARA TENSÕES NO PRÓPRIO PLANO)

Nesta secção, são apresentados alguns exemplos de aplicação numérica do modelo apresentado pelo EC2 no anexo F. O problema a analisar é o de um elemento sujeito unicamente a tensões de membrana, ver figura seguinte.

Note-se que os exemplos aqui apresentados foram criados pelo autor do presente trabalho, o qual optou pela utilização de valores numéricos que facilitassem não só os cálculos, como também, o retirar de conclusões.

Os materiais considerados para esta aplicação são:

-Betão C20/25

-Aço A400.

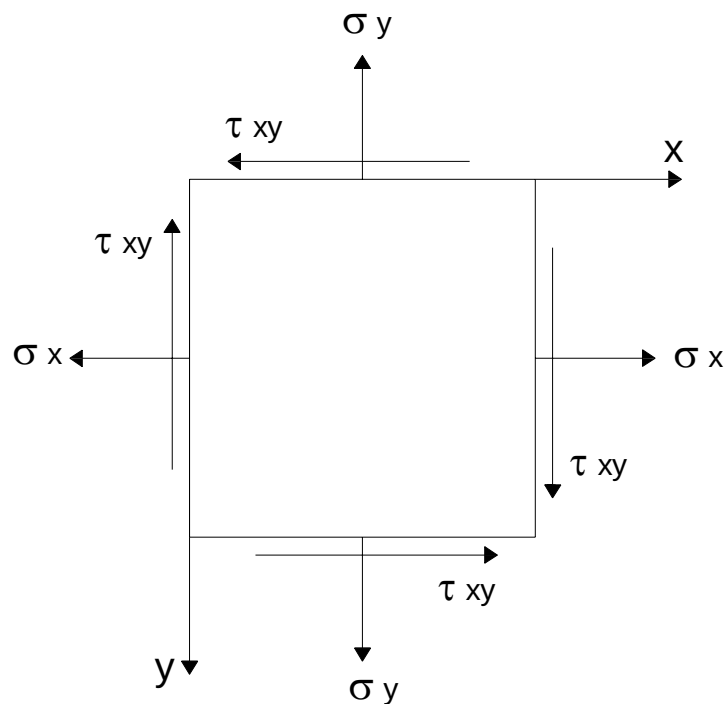
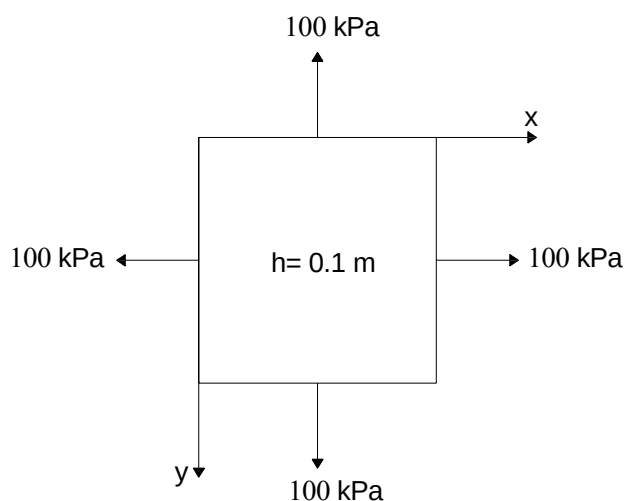


Figura 1. Elemento sujeito unicamente a tensões de membrana

Exemplo 1

Dados:



Tensões:

$$\sigma_x = -\frac{100}{0.1} = -1 \text{ MPa (tração)}$$

$$\sigma_y = -\frac{100}{0.1} = -1 \text{ MPa (tração)}$$

$$\tau_{xy} = 0 \text{ MPa}$$

Neste caso estamos perante o ponto (4) do EC2 (Anexo F):

- Nas zonas em que σ_{Edy} é uma tensão de tração ou em $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$, são necessárias armaduras.

Como se pode ver pela figura, neste exemplo σ_y é uma tensão de tração condição para que sejam assim necessárias armaduras.

Nestes casos, as quantidades ótimas de armadura, identificadas pelo índice superior ', e a correspondente tensão no betão são determinadas por:

$$\text{Para } \sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}| \quad (-1 < 0)$$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad \Leftrightarrow 0 - (-1) = 1$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad \Leftrightarrow 0 - (-1) = 1$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edxy}| \quad \Leftrightarrow 0$$

Determinação da percentagem de armadura:

$$\rho_x = \frac{f_{tdx}}{f_{syd}}$$

$$\rho_y = \frac{f_{tdy}}{f_{syd}}$$

$$\rho_x = \rho_y$$

$$\rho_x = \frac{1}{348} = 0,00287$$

Determinação das áreas de armadura:

$$A_{sx} = \rho_x \cdot h \quad A_{sy} = \rho_y \cdot h$$

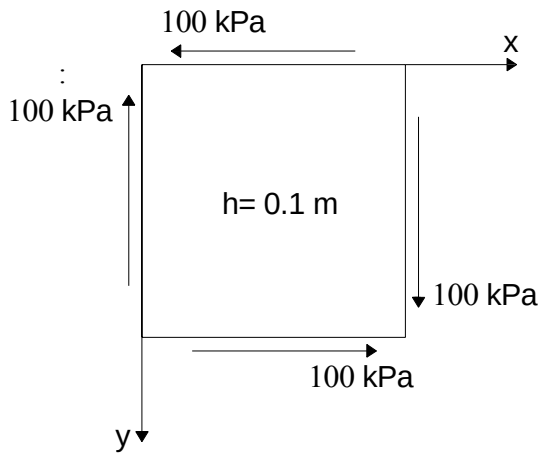
$$A_{sx} = A_{sy}$$

$$A_s = 0,00287 \cdot 0,1 = 0,000287 \text{ m}^2$$

$$A_s = 2,87 \text{ cm}^2$$

Exemplo 2

Dados:



Tensões (corte puro):

$$\sigma_x = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_y = 0 \text{ MPa}$$

$$\tau_{xy} = \frac{100}{0.1} = 1 \text{ MPa}$$

$\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$ ok! , o ponto (2) do EC2 está verificado.

Estamos perante o ponto (4) do EC2 (Anexo F):

- Nas zonas em que σ_{Edy} é uma tensão de tracção ou em $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$, são necessárias armaduras.

Como se pode ver pela figura, neste exemplo $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$ ($0 < 1$), condição para que sejam assim necessárias armaduras.

Nestes casos, as quantidade óptimas de armadura, são determinadas por:

$$\text{Para } \sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}| \quad (0 < 1)$$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad \Leftrightarrow 1 \text{ MPa}$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad \Leftrightarrow 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd} = 2 |\tau_{Edxy}| \quad \Leftrightarrow 2 \text{ MPa}$$

Determinação da percentagem de armadura:

$$\rho_x = \rho_y \quad \rho_x = \frac{1}{348} = 0,00287$$

Determinação das áreas de armadura:

$$A_{sx} = \rho_x \cdot h \quad A_{sy} = \rho_y \cdot h$$

$$A_{sx} = A_{sy}$$

$$A_s = 0,00287 \cdot 0,1 = 0,000287 \text{ m}^2$$

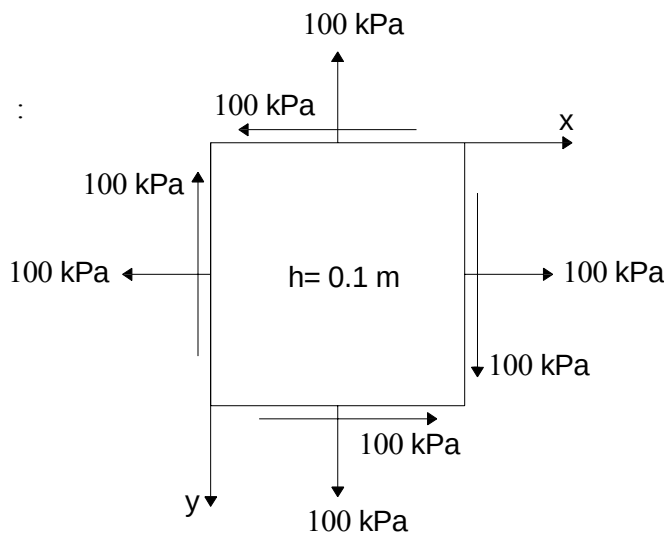
$$A_s = 2,87 \text{ cm}^2$$

Conclusão:

O corte puro, produz o mesmo efeito em termos de armaduras que duas forças de igual valor de tracção a actuar sem corte.

Exemplo 3

Dados:



Tensões (corte puro):

$$\sigma_x = -1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_y = -1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{xy} = 1 \text{ MPa}$$

$\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$ ok! , o ponto (2) do EC2 está verificado.

Estamos perante o ponto (4) do EC2 (Anexo F):

- Nas zonas em que σ_{Edy} é uma tensão de tracção ou em $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$, são necessárias armaduras.

Como se pode ver pela figura, neste exemplo σ_y é uma tensão de tracção, condição para que sejam assim necessárias armaduras.

Nestes casos, as quantidades ótimas de armadura, são determinadas por:

$$\text{Para } \sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}| \quad (-1 < 1)$$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad \Leftrightarrow 1 - (-1) = 2 \text{ MPa}$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad \Leftrightarrow 1 - (-1) = 2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd} = 2 |\tau_{Edxy}| \quad \Leftrightarrow 2 \text{ MPa}$$

Determinação da percentagem de armadura:

$$\rho_x = \rho_y \quad \rho_x = \frac{2}{348} = 0,00575$$

Determinação das áreas de armadura:

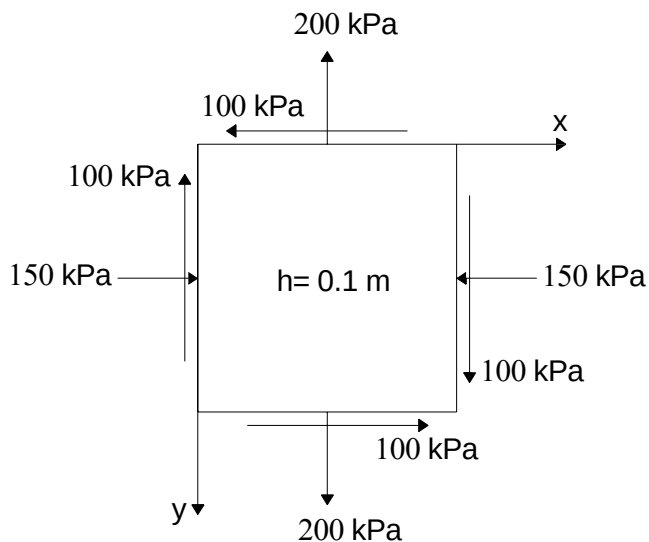
$$A_{sx} = \rho_x \cdot h \quad A_{sy} = \rho_y \cdot h$$

$$A_{sx} = A_{sy}$$

$$A_s = 0,00575 \cdot 0,1 = 0,000575 \text{ m}^2$$

$$A_s = 5,75 \text{ cm}^2$$

Exemplo 4



Tensões (corte puro):

$$\sigma_x = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_y = -2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{xy} = 1 \text{ MPa}$$

$\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$ ok! , o ponto (2) do EC2 está verificado.

Estamos perante o ponto (4) do EC2 (Anexo F):

• Nas zonas em que σ_{Edy} é uma tensão de tracção ou em $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$, são necessárias armaduras.

Como se pode ver pela figura, neste exemplo $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$ ($-3 < 1$), condição para que sejam assim necessárias armaduras.

Nestes casos, as quantidade óptimas de armadura, são determinadas por:

Para $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = 0 \quad \Leftrightarrow 0 \text{ MPa}$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \quad \Leftrightarrow \frac{1^2}{1,5} - (-2) = 2,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \cdot \left(1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right) \quad \Leftrightarrow 1,5 \cdot \left(1 + \left(\frac{1}{1,5} \right)^2 \right) = 2,17 \text{ MPa}$$

Determinação da percentagem de armadura:

$$\rho_y = \frac{2,67}{348} = 0,00767$$

Determinação das áreas de armadura:

$$A_{sy} = \rho_y \cdot h$$

$$A_{sy} = 0,00767 \cdot 0,1 = 0,000767 \text{ m}^2$$

$$A_{sy} = 7,67 \text{ cm}^2$$

Verificação da tensão do betão:

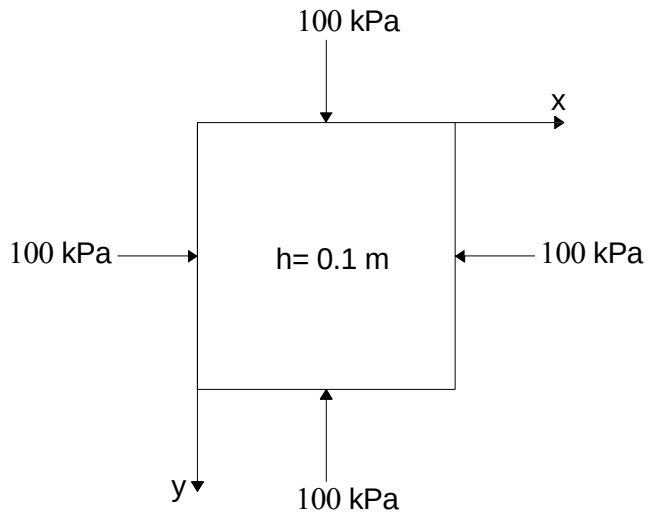
$$\sigma_{cd} = 2,17$$

$$\sigma_{cd} \leq \nu \cdot f_{cd}$$

$$\nu \cdot f_{cd} = \left(0,6 \cdot \left(1 - \frac{20}{250} \right) \right) \cdot 13,3 = 7,3 \text{ MPa}$$

$$2,17 < 7,3 \text{ ok!}$$

Exemplo 5



Tensões:

$$\sigma_x = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_y = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{xy} = 0 \text{ MPa}$$

$\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$ ok! , o ponto (2) do EC2 está verificado.

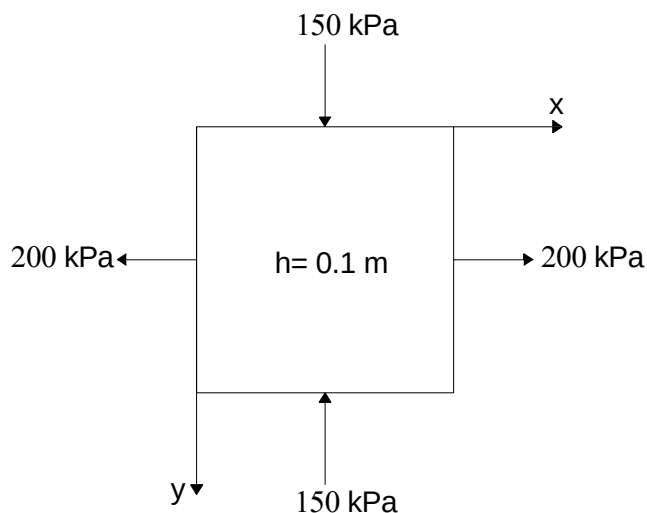
Estamos perante o ponto (3) do EC2 (Anexo F):

Nas zonas em que σ_{Edx} e σ_{Edy} são ambas de tensões de compressão e $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau_{Edxy}^2$, não são necessárias armaduras.

Como se pode ver pela figura, as condições descritas no parágrafo anterior verificam-se em absoluto. Não são necessárias armaduras, no entanto, a tensão de compressão máxima não deve ser superior a f_{cd} ($1 < 13,3$).

Exemplo 6

Dados:



Tensões:

$$\sigma_x = -2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_y = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{xy} = 1 \text{ MPa}$$

$\sigma_{Edx} < \sigma_{Edy}$ ko! , não verifica o ponto (2) do EC 2, é necessário rodar a secção.

Tensões:

$$\sigma_x = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_y = -2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{xy} = 1 \text{ MPa}$$

Estamos perante o ponto (4) do EC2 (Anexo F):

• Nas zonas em que σ_{Edy} é uma tensão de tracção ou em $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$, são necessárias armaduras.

Nestes casos, as quantidade óptimas de armadura, são determinadas por:

Para $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = 0 \quad \Leftrightarrow 0 \text{ MPa}$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \quad \Leftrightarrow \frac{1^2}{1,5} - (-2) = 2,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \cdot \left(1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right) \quad \Leftrightarrow 1,5 \cdot \left(1 + \left(\frac{1}{1,5} \right)^2 \right) = 2,17 \text{ MPa}$$

Determinação da percentagem de armadura:

$$\rho_y = \frac{2,67}{348} = 0,00767$$

Determinação das áreas de armadura:

$$A_{sy} = \rho_y \cdot h$$

$$A_s = 0,00767 \cdot 0,1 = 0,000767 \text{ m}^2$$

Na verdade esta quantidade de armadura tem que ser disposta na direcção x, isto porque inicialmente houve necessidade de rodar a secção, para que fosse possível aplicar a metodologia do EC2.

$$A_{sx} = 7,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = 0$$

ANEXO 2:

DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS REGULAMENTARES PARA PAREDES E VIGAS - PAREDE

Esta parte do trabalho tem como objectivo apresentar as disposições regulamentares para paredes e vigas-parede. Estabelece-se uma comparação entre os vários artigos do REBAP e os correspondentes artigos do Eurocódigo 2.

De uma forma global pode-se afirmar que em termos de resultados práticos as diferenças entre os dois regulamentos não é significativa. Ou seja uma estrutura bem concebida e dimensionada de acordo com o REBAP também estará bem dimensionada de acordo com o EC2 (a menos de alguns pormenores). Contudo, existem diferenças que importa avaliar quantitativamente e qualitativamente.

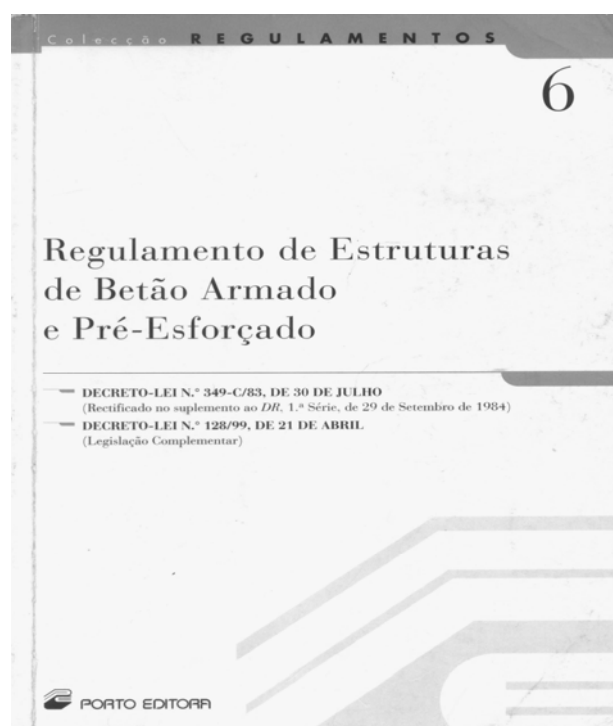


Fig.A2.1 – Regulamentação: EC2 e REBAP

• Paredes

EN 1992-1-1:2004 (PT)	REBAP – 83
Definição (Cap.9.6 -- Art.º 123)	
Parede $b > 4e$	Parede $b > 5e$
Espessura mínima (Art.º 124)	
-	$e \geq 10\text{cm}$ $\lambda < 120$
Armadura vertical (Cap. 9.6.2 -- Art.º 125)	
$A_{sv,min} \geq 0.2\% A_c$ $A_{sv,min} \leq 4\% A_c$ $s \leq 3e$ $s \leq 40\text{ cm}$	$A_s > 0.3\% A_c$ (para A 400 e A 500) $A_s \leq 4\% A_c$ $s < 2e$ $s < 30\text{cm}$
Armadura horizontal (Cap. 9.6.3 -- Art.º 126)	
$A_{hor} \geq 0.25 A_{sv}$ $A_{hor} \geq 0.1\% A_c$ $s < 40\text{ cm}$	$A_{hor} \leq 0.005ba$ em cada face (para A 400 e A 500) $s \leq 30\text{ cm}$
Armadura de cintagem (Cap. 9.6.4 -- Art.º 127)	
$A_s > 2\% A_c \rightarrow$ cintagem como pilares $A_s > 4$ estribos por m^2 da parede Não são necessárias armaduras transversais quando se utiliza rede electrosoldada e varões de diâmetro $\phi \leq 16\text{ mm}$ com um recobrimento das armaduras superior a 2ϕ .	$A_s > 2\% A_c \rightarrow$ cintagem como pilares $s < 16\phi_L$ $s < 2e$ $s < 30\text{cm}$

- Vigas-Parede

EN 1992-1-1:2004 (PT)	REBAP – 83
Definição (Cap.5.3.1 -- Art.º 1283)	
Viga-Parede $L < 3 h$	Dependente das condições de apoio
Armadura mínima (Cap. 9.7 -- Art.º 133)	
Armadura ortogonal a dispor em cada face $A_{s,dbmin} \geq 0.1\% A_c$ (com um mínimo de 1,50 cm²/m em cada face e em cada direcção) $s \leq 2e$ $s \leq 30 \text{ cm}$	$A_s > 0.5\% A_c$ (para A 400 e A 500) $s < 30\text{cm}$

Para as vigas-parede, a comparação entre as duas normas foi efectuada apenas para os pontos focados pelo EC2. Contudo, ao consultar o REBAP (artg.º128) podemos encontrar diversos critérios de disposição construtiva e dimensionamento, normalmente associados às condições de apoio.

ANEXO 3:

CÓDIGO IMPLEMENTADO

A3: CÓDIGO IMPLEMENTADO

```
function varargout = DIM_MEMBRANE(varargin)
% DIM_MEMBRANE M-file for DIM_MEMBRANE.fig
%   DIM_MEMBRANE, by itself, creates a new DIM_MEMBRANE or raises the existing
%   singleton*.
%
%   H = DIM_MEMBRANE returns the handle to a new DIM_MEMBRANE or the handle to
%   the existing singleton*.
%
%   DIM_MEMBRANE('CALLBACK',hObject,eventData,handles,...) calls the local
%   function named CALLBACK in DIM_MEMBRANE.M with the given input arguments.
%
%   DIM_MEMBRANE('Property','Value',...) creates a new DIM_MEMBRANE or raises the
%   existing singleton*. Starting from the left, property value pairs are
%   applied to the GUI before DIM_MEMBRANE_OpeningFcn gets called. An
%   unrecognized property name or invalid value makes property application
%   stop. All inputs are passed to DIM_MEMBRANE_OpeningFcn via varargin.
%
%   *See GUI Options on GUIDE's Tools menu. Choose "GUI allows only one
%   instance to run (singleton)".
%
% See also: GUIDE, GUIDATA, GUIHANDLES

% Copyright 2002-2003 The MathWorks, Inc.

% Edit the above text to modify the response to help DIM_MEMBRANE

% Last Modified by GUIDE v2.5 31-Dec-2007 22:27:07

% Begin initialization code - DO NOT EDIT
gui_Singleton = 1;
gui_State = struct('gui_Name',    mfilename, ...
    'gui_Singleton', gui_Singleton, ...
    'gui_OpeningFcn', @DIM_MEMBRANE_OpeningFcn, ...
    'gui_OutputFcn', @DIM_MEMBRANE_OutputFcn, ...
    'gui_LayoutFcn', [] , ...
    'gui_Callback', []);
if nargin && ischar(varargin{1})
    gui_State.gui_Callback = str2func(varargin{1});
end

if nargout
    [varargout{1:nargout}] = gui_mainfcn(gui_State, varargin{:});
else
    gui_mainfcn(gui_State, varargin{:});
end
% End initialization code - DO NOT EDIT

% --- Executes just before DIM_MEMBRANE is made visible.
function DIM_MEMBRANE_OpeningFcn(hObject, eventdata, handles, varargin)
% This function has no output args, see OutputFcn.
```

```
% hObject   handle to figure
% eventdata reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles    structure with handles and user data (see GUIDATA)
% varargin   command line arguments to DIM_MEMBRANE (see VARARGIN)

% Choose default command line output for DIM_MEMBRANE
handles.output = hObject;

% Update handles structure
guidata(hObject, handles);

% UIWAIT makes DIM_MEMBRANE wait for user response (see UIRESUME)
% uiwait(handles.figure1);

%_____inserir imagens_____
axes(handles.axes1)
background = imread('menb.bmp');
axis off;
imshow(background);
%*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*

axes(handles.axes2)
background = imread('feup.bmp');
axis off;
imshow(background);
%*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*

axes(handles.axes3)
background = imread('fe_logo.bmp');
axis off;
imshow(background);
%*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*

axes(handles.axes4)
background = imread('titulo.bmp');
axis off;
imshow(background);
%*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*

%_____colocação imagens nos botões_____

[a,map]=imread('close.jpg');
[r,c,d]=size(a);
x=ceil(r/30);
y=ceil(c/30);
g=a(1:x:end,1:y:end,:);
g(g==255)=5.5*255;
set(handles.sair,'CData',g);

[a,map]=imread('ajuda.bmp');
[r,c,d]=size(a);
x=ceil(r/30);
```

```

y=ceil(c/30);
g=a(1:x:end,1:y:end,:);
g(g==255)=5.5*255;
set(handles.ajuda,'CData',g);

%
% --- Outputs from this function are returned to the command line.
function varargout = DIM_MEMBRANE_OutputFcn(hObject, eventdata, handles)
% varargout cell array for returning output args (see VARARGOUT);
% hObject handle to figure
% eventdata reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles structure with handles and user data (see GUIDATA)

% Get default command line output from handles structure
varargout{1} = handles.output;

% --- Executes on selection change in popupmenu1.
function popupmenu1_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject handle to popupmenu1 (see GCBO)
% eventdata reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles structure with handles and user data (see GUIDATA)

% Hints: contents = get(hObject,'String') returns popupmenu1 contents as cell array
% contents{get(hObject,'Value')} returns selected item from popupmenu1

% --- Executes during object creation, after setting all properties.
function popupmenu1_CreateFcn(hObject, eventdata, handles)
% hObject handle to popupmenu1 (see GCBO)
% eventdata reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles empty - handles not created until after all CreateFcns called

% Hint: popupmenu controls usually have a white background on Windows.
% See ISPC and COMPUTER.
if ispc
    set(hObject,'BackgroundColor','white');
else
    set(hObject,'BackgroundColor',get(0,'defaultUicontrolBackgroundColor'));
end

% --- Executes on selection change in popupmenu2.
function popupmenu2_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject handle to popupmenu2 (see GCBO)
% eventdata reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles structure with handles and user data (see GUIDATA)

% Hints: contents = get(hObject,'String') returns popupmenu2 contents as cell array
% contents{get(hObject,'Value')} returns selected item from popupmenu2

% --- Executes during object creation, after setting all properties.

```

```
function popupmenu2_CreateFcn(hObject, eventdata, handles)
% hObject    handle to popupmenu2 (see GCBO)
% eventdata  reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles    empty - handles not created until after all CreateFcns called

% Hint: popupmenu controls usually have a white background on Windows.
%       See ISPC and COMPUTER.

if ispc
    set(hObject,'BackgroundColor','white');
else
    set(hObject,'BackgroundColor',get(0,'defaultUicontrolBackgroundColor'));
end

function edit1_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject    handle to edit1 (see GCBO)
% eventdata  reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles    structure with handles and user data (see GUIDATA)

% Hints: get(hObject,'String') returns contents of edit1 as text
%       str2double(get(hObject,'String')) returns contents of edit1 as a double

% --- Executes during object creation, after setting all properties.
function edit1_CreateFcn(hObject, eventdata, handles)
% hObject    handle to edit1 (see GCBO)
% eventdata  reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles    empty - handles not created until after all CreateFcns called

% Hint: edit controls usually have a white background on Windows.
%       See ISPC and COMPUTER.
if ispc
    set(hObject,'BackgroundColor','white');
else
    set(hObject,'BackgroundColor',get(0,'defaultUicontrolBackgroundColor'));
end

% --- Executes on button press in pushbutton1.
function pushbutton1_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject    handle to pushbutton1 (see GCBO)
% eventdata  reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles    structure with handles and user data (see GUIDATA)

% Colocar o inicio do temporizador para o calculo do tempo de processamento:
tic;

% .....VARIÁVEIS A DEFINIR PELO UTILIZADOR NO INTERFACE GRÁFICO.....

%progresso de processamento
```

```
%prog=0.1;msg='A ler dados do ficheiro.xls';ref=waitbar(prog,msg);  
%close(ref)  
%
```

```
%...leitura de tensões para verificar se a estrutura é uma membrana....
```

```
% MEMBRANA=0  
first=xlsread('Livro1',1,'g4');  
second=xlsread('Livro1',1,'n4');
```

```
if first~=second
```

```
    msge={'O ficheiro xls (Excel) que se encontra no presente directório,tem como origem uma  
    estrutura (proveniente da análise com o SAP) carregada fora do seu plano. A estrutura não possui  
    unicamente esforços de membrana.';'(Para mais informações consulte o trabalho de mestrado  
    subjacente a esta ferramenta)'};
```

```
    %Mensagem de erro....  
    errordlg(msge,'Mensagem de ERRO')
```

```
    button = questdlg({'Perante este erro a utilização desta ferramenta não faz sentido.','Deseja  
    abandonar programa?'],'Abandonar o programa','Sim','Nao','Sim');
```

```
    switch button  
    case 'Sim',  
        close all;  
    case 'Nao',  
        quit cancel;  
    end
```

```
end
```

```
%
```

```
A=get(handles.popupmenu1,'value');
```

```
switch A
```

```
    case 1  
        fck=12  
    case 2  
        fck=16  
    case 3  
        fck=20  
    case 4  
        fck=25  
    case 5  
        fck=30  
    case 6  
        fck=35  
    case 7  
        fck=40  
    case 8  
        fck=45  
    case 9  
        fck=50  
    case 10
```

```
fck=55
case 11
    fck=60
case 12
    fck=70
case 13
    fck=80
case 14
    fck=90
end

fcd=fck/1.5;
v=0.6*(1-(fck/250));
%_____

B=get(handles.popupmenu2,'value');

switch B

    case 1
        fyd=235000
    case 2
        fyd=348000
    case 3
        fyd=435000
end

%_____

h=get(handles.edit1,'string');
h=char(h);
h=str2num(h)

%caixa de dialogo de erro

msg='A espessura (h) do elemento não está definida!';
titulo='erro';
if isempty(h)==1
    errordlg(msg,titulo);
end

%.....IMPORTAÇÃO DOS DADOS E ATRIBUIÇÃO DE VARIÁVEIS.....

%...leitura do Program Control....
[ndata, headertexto] = xlsread('Livro1',2,'a4:l4');
pc=headertexto;

%...leitura dos nós (joint).....
[ndata, headertext] = xlsread('Livro1',1,'d4:d65536');
joint=str2double(headertext);
```

```

%...leitura dos elementos finitos (texto).....
[ndata1, headertext1] = xlsread('Livro1',1,'a4:a65536');
texto=str2double(headertext1);

%...leitura das tensões.....
%mudança do sinal, por forma a ter as tensões de acordo com o sistema
%perconizado pelo EC2-anexo F[compressões=positivas])

dados=xlsread('Livro1',1,'g4:i65536');
sx=dados(:,1)*-1;
sy=dados(:,2)*-1;
sxy=dados(:,3)*-1;
lim=length (sx);

%prog=0.3;msg='A calcular armaduas';ref=waitbar(prog,msg);
%close(ref);
%.....APLICAÇÃO DO MÉTODO DO EC2.....
% calculo das armaduras
%(com um ciclo for a percorrer todas as posições do vector )

for n=1:1:lim
    if (sx(n)>=sy(n))
        %casos em que sx é maior que sy
        if (sx(n)>0)&(sy(n)>0)&((sx(n)*sy(n))>(sxy(n))^2)
            %não são necessarias armaduras
            asx=0;
            asy=0;
            arm_x(n,1)=asx;
            arm_y(n,1)=asy;
            %determinação da tensão de compressão maxima para a definição
            %da tensão no betão
            if sx(n)>=sy(n)
                Tcd(n,1)=sx(n);
            else
                Tcd(n,1)=sy(n);
            end
            %verificação da rotura do betão
            %esmagamento betão="1";não esmagamento do betão="0"
            if (Tcd(n,1)*10^(-3))>=(fcd)
                bet(n,1)=1;
            else
                bet(n,1)=0;
            end
        end
    end

    if (sy(n)<0)|((sx(n)*sy(n))<=sxy(n)^2)
        %são necessarias armaduras
        if sx(n)<=abs(sxy(n))
            ftdx=abs(sxy(n))-sx(n);
            ftdy=abs(sxy(n))-sy(n);
            px=ftdx/fyd;

```

```

py=ftdy/fyd;
asx=px*h;
asy=py*h;
arm_x(n,1)=asx;
arm_y(n,1)=asy;
%tensão no betão
Tcd(n,1)=2*abs(sxy(n));
if (Tcd(n,1)*10^(-3))>=(v*fcd)
    bet(n,1)=1;
else
    bet(n,1)=0;
end
else
    ftdx=0;
    ftdy=((sxy(n))^2/(sx(n)))-sy(n);
    py=ftdy/fyd;
    asx=0;
    asy=py*h;
    arm_x(n,1)=asx;
    arm_y(n,1)=asy;
    %tensão no betão
    Tcd(n,1)=sx(n)*(1+(sxy(n)/sx(n))^2);
    if (Tcd(n,1)*10^(-3))>=(v*fcd)
        bet(n,1)=1;
    else
        bet(n,1)=0;
    end
end
end
%fim da hipótese de serem necessárias armaduras
end
%fim da hipótese em que sx é maior que sy

%..... %casos em que sx é menor que sy.....
%neste caso há necessidade de rodar a secção, sx=sy and sy=sx

if (sx(n)< sy(n))

    %rodar a secção, sx=sy and sy=sx
    clear ys xs
    ys(n)=sx(n);
    xs(n)=sy(n);
    sy(n)=ys(n);
    sx(n)=xs(n);
    clear ys xs

    if (sx(n)>0)&(sy(n)>0)&((sx(n)*sy(n))>(sxy(n))^2)
        %não são necessárias armaduras
        asx=0;
        asy=0;
        arm_x(n,1)=asx;

```

```

arm_y(n,1)=asy;
%determinação da tensão de compressão maxima
%para a definição da tensão no betão
if sx(n)>=sy(n)
    Tcd(n,1)=sx(n);
else
    Tcd(n,1)=sy(n);
end
%verificação da rotura do betão
%esmagamento betão="1"; não esmagamento do betão="0"
if (Tcd(n,1)*10(-3))>=(fcd)
    bet(n,1)=1;
else
    bet(n,1)=0;
end
end

if (sy(n)<0)|((sx(n)*sy(n))<=sxy(n)^2)
%são necessarias armaduras
if sx(n)<=abs(sxy(n))
    ftdx=abs(sxy(n))-sx(n);
    ftdy=abs(sxy(n))-sy(n);
    px=ftdx/fyd;
    py=ftdy/fyd;
    asx=px*h;
    asy=py*h;
    arm_x(n,1)=asx;
    arm_y(n,1)=asy;
    %tensão no betão
    Tcd(n,1)=2*abs(sxy(n));
    if (Tcd(n,1)*10(-3))>=(v*fcd)
        bet(n,1)=1;
    else
        bet(n,1)=0;
    end
else
    ftdx=0;
    ftdy=((sxy(n))^2/(sx(n)))-sy(n);
    py=ftdy/fyd;
    asx=0;
    asy=py*h;
    arm_x(n,1)=asx;
    arm_y(n,1)=asy;
    %tensão no betão
    Tcd(n,1)=sx(n)*(1+(sxy(n)/sx(n))^2);
    if (Tcd(n,1)*10(-3))>=(v*fcd)
        bet(n,1)=1;
    else
        bet(n,1)=0;
    end
end

% troca das armaduras

```

```

        clear arm_xx arm_yy
        arm_yy(n,1)=arm_x(n,1);
        arm_xx(n,1)=arm_y(n,1);
        arm_y(n,1)=arm_yy(n,1);
        arm_x(n,1)=arm_xx(n,1);
        clear arm_xx arm_yy
    end
    %fim da hipotese de serem necessarias armaduras
end
%fim da hipotese em que sx é menor do que sy
end
% fim do ciclo for

%.....MEDIANIZAÇÃO DAS ARMADURAS.....
%(por forma a ter para cada nó, um só valor de armadura resultante da média
% do número de repetição desse mesmo nó)
% (simultaneamente no mesmo ciclo, processa-se a determinação do maximo
% valor de bet (varivel que traduz a possibilidade de esmagamento do
% betão))

pos=1;
cat=0;
newjoint=zeros((lim),1);
for x=1:lim
    cont=0;
    cat=0;
    asx=0;
    asy=0;
    vari=0;
    for y=1:pos
        if joint(x)== newjoint(y)
            cont=1;
        end
    end
    end

    if cont == 0
        for z=x:lim
            if joint(x)==joint (z)
                asx=asx+arm_x(z);
                asy=asy+arm_y(z);
                cat=cat+1;
                vari(z)=bet(z);
                max(vari);
            end
        end
        newjoint(pos)=joint(x);
        if asx==0
            arm_xx(pos,1)=0;
        end

        if asy==0
            arm_yy(pos,1)=0;
        end
    end
end

```

```

    if vari==0
        concrete(pos,1)=0;
    end

    arm_xx(pos,1)=asx/cat;
    arm_yy(pos,1)=asy/cat;
    concrete(pos,1)=max(vari);
    patternx(pos,1)={'ASX'};
    patterny(pos,1)={'ASY'};
    patternb(pos,1)={'BET'};
    pos=pos+1;
end
end

%...nova matriz dos nós, já sem qualquer repetição...

novojoint=newjoint(1:pos-1);

%.....NUMERAÇÃO DOS ELEMENTOS FINITOS (sem repetições).....

posi=1;
newtexto=zeros((lim),1);
for t=1:lim
    conta=0;
    for k=1:posi
        if texto(t,1)==newtexto(k,1)
            conta=conta+1;
        end
    end
end

if conta==0
    newtexto(posi,1)=texto(t,1);
    newtextox(posi,1)={'Asx'};
    newtextox(posi,2)={'5'};
    newtextox(posi,3)={'1'};
    newtextox(posi,4)={'ASX'};

    newtextoy(posi,1)={'Asy'};
    newtextoy(posi,2)={'5'};
    newtextoy(posi,3)={'1'};
    newtextoy(posi,4)={'ASY'};

    newtextob(posi,1)={'bet'};
    newtextob(posi,2)={'5'};
    newtextob(posi,3)={'1'};
    newtextob(posi,4)={'BET'};

    posi=posi+1;
end
end

novotexto=newtexto(1:posi-1);

```

[illegible]

Determinação de armaduras em elementos laminares (paredes) carregadas no seu próprio plano

```
%Program Control ASY.....
xlswrite('Asy', {'TABLE: Program Control'}, 'Program Control', 'a1')
warning off MATLAB:xlswrite:AddSheet
matprog={'ProgramName','Version','ProgLevel','LicenseOS','LicenseSC','LicenseBR','LicenseHT','Cur
rUnits','SteelCode','ConcCode','AlumCode','ColdCode'; 'Text','Text','Text','Text','Text','Text','Text','Tex
t','Text','Text','Text','Text'};
xlswrite('Asy', matprog, 'Program Control', 'a2')
xlswrite('Asy', pc, 'Program Control', 'a4')
warning off MATLAB:xlswrite:AddSheet
%folha completa.....
```

0% LIVRO BETA0

```
% Joint Pattern Definitions  BETAO.....
xlswrite('Betao',{'TABLE: Joint Pattern Definitions','Pattern','Text','BET'},'Joint Pattern
Definitions','a1')
warning off MATLAB:xlswrite:AddSheet
%folha completa.....
```

```
% cabeçalho: Joint Joint Pattern Assignments BETA0.....
xlswrite('Beta0', {'TABLE: Joint Pattern Assignments'}, 'Joint Pattern Assignments', 'a1')
warning off MATLAB:xlswrite:AddSheet
xlswrite('Beta0', {'Joint', 'Pattern', 'Value'; 'Text', 'Text', 'Unitless'}, 'Joint Pattern Assignments', 'a2')
warning off MATLAB:xlswrite:AddSheet
% cabeçalho completo
```

```
% Joint Pattern Assignments BETÃO
xlswrite('Betao', novojoint,'Joint Pattern Assignments','a4')
xlswrite('Betao', patternb,'Joint Pattern Assignments','b4')
xlswrite('Betao', concrete,'Joint Pattern Assignments','c4')
%folha completa.....
```

```
%cabeçalho:Load Case Definitions BETA0.....
xlswrite('Beta0', {'TABLE: Load Case Definitions'}, 'Load Case Definitions', 'a1')
warning off MATLAB:xlswrite:AddSheet
xlswrite('Beta0',
{'LoadCase','DesignType','SelfWtMult','AutoLoad','Text','Text','Unitless','Text','bet','LIVE','0',''}, 'Load
Case Definitions', 'a2')
warning off MATLAB:xlswrite:AddSheet
%folha completa.....
```

```
%cabeçalho: Area Loads - Surface Pressure BETAO.....
xlswrite('Betao', {'TABLE: Area Loads - Surface Pressure'}, 'Area Loads - Surface Pressure', 'a1')
warning off MATLAB:xlswrite:AddSheet
xlswrite('Betao', {'Area', 'LoadCase', 'Face', 'Pressure', 'JtPattern', 'Text', 'Text', 'Text', 'KN/m2', 'Text'}, 'Area
Loads - Surface Pressure', 'a2')
warning off MATLAB:xlswrite:AddSheet
% cabeçalho completo
```

115

