

Dimensionamento de plataformas offshore de concreto utilizando a teoria de cascas de três camadas

C.P.P. Friaca · M.P. Barbosa · T.N. Bittencourt · M. Machado

Recibido: Julio 2009, Aceptado: Noviembre 2009
©Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España 2010

Resumo. As plataformas offshore de concreto, por estarem sujeitas a diversas combinações de carregamento e, portanto, exigirem uma análise mais genérica possível, podem ser analisadas utilizando os conceitos desenvolvidos para elementos de cascas, desde que a verificação da capacidade resistente em seções particulares para as forças cisalhantes seja feita. Neste trabalho o dimensionamento dos elementos de casca foi feito a partir da teoria de cascas de três camadas. Os elementos estão submetidos a solicitações combinadas de membrana e placa, com um total de oito componentes de forças internas, sendo três de membrana, três de momentos fletores e duas de esforços cisalhantes. O dimensionamento proposto, utilizando o processo iterativo desenvolvido por Lourenço & Figueiras (1993) a partir das equações de equilíbrio de Gupta (1986), é comparado com resultados experimentais obtidos da literatura por meio de uma análise feita com o programa DIANA.

Carlos Friaca
Mestrando do PPGEM - UNESP/Ilha Solteira
15385-000 São Paulo (Brasil)
Tel: 55 18 3743 1151; Fax: 55 18 3743 1160
e-mail: carlosfriaca@gmail.com

M. Machado
Dept. de Estruturas e Geotécnica da Poli-USP São Paulo
05508-900 São Paulo (Brasil)
e-mail: marceloasmachado@gmail.com

M.P. Barbosa
Dept. de Engenharia Civil da UNESP/Ilha Solteira
15385-000 São Paulo (Brasil)
e-mail: mbarbosa@dec.feis.unesp.br

T.N. Bittencourt
Dept. de Estruturas e Fundações da Poli-USP/São Paulo
05508-900 São Paulo (Brasil)
e-mail: tulio.bittencourt@poli.usp.br

DESIGN OF CONCRETE PLATFORMS OFFSHORE USING THE THREE-LAYER SHELL THEORY

Summary The concrete offshore platforms, which are subjected a several loading combinations and, thus, requires an analysis more generic possible, can be designed using the concepts adopted to shell elements, but the resistance must be verify in particular cross-sections to shear forces. This work about design of shell elements will be make using the three-layer shell theory. The elements are subject to combined loading of membrane and plate, totalizing eight components of internal forces, which are three membrane forces, three moments (two out-of-plane bending moments and one in-plane, or torsion, moment) and two shear forces. The design method adopted, utilizing the iterative process proposed by Lourenço & Figueiras (1993) obtained from equations of equilibrium developed by Gupta (1896), will be compared to results of experimentally tested shell elements found in the literature using the program DIANA.

1. Introdução

As estruturas offshore podem ser tecnicamente divididas em duas categorias: as plataformas fixas e as plataformas flutuantes. As plataformas fixas são utilizadas até uma profundidade de aproximadamente 400 metros sendo que, a partir desta profundidade, é mais viável utilizar os modelos de plataformas flutuantes. Devido à expansão para águas profundas (entre 1000 e 2000 m) e ultra-profundas (acima de 2000 m), as plataformas de concreto vêm demonstrando que seu comportamento

em meio offshore é de boa qualidade, sobretudo devido à alta durabilidade desse material.

A história das estruturas de concreto offshore possui aproximadamente 40 anos e um dos principais desafios dessa indústria é conciliar o uso do concreto e do aço como os dois principais materiais para este tipo de estrutura, possibilitando assim uma redução dos custos de construção e de manutenção. A primeira plataforma de concreto foi a Plataforma Ekofisk, construída com o conceito Francês-Canadense e concluída em 1973. A construção dessa plataforma possibilitou grandes avanços para as estruturas offshore, além do desenvolvimento do concreto empregado na construção dessas estruturas, dos métodos de projeto, métodos de construção, gerenciamento e conceitos de segurança.

De acordo com Michael Collins e J. Frank Vecchio [1] um fator crítico para projetos de plataformas de concreto em águas profundas é a espessura das paredes das células de armazenamento de óleo e/ou gás. Se as paredes são muito finas, elas podem entrar em colapso sob altas pressões hidrostáticas as quais estarão sujeitas durante o transporte da superestrutura.

O projeto de estruturas de concreto offshore, dessa forma, é controlado pelas exigências do Estado Limite de Utilização, prevendo-se a largura das fissuras ou o controle do dano local, resistência à fadiga ou sistema de ductilidade. O projeto de estruturas de concreto, portanto, envolve não apenas previsão da resistência das seções, mas também na determinação das deformações associadas a várias condições de carregamentos.

O carregamento exigido em regiões particulares da estrutura deve levar em consideração forças de membrana (n_x, n_y e n_{xy}), momentos fletores (m_x, m_y e $m_{xy} = m_{yx}$) e esforços transversais cisalhantes (v_x e v_y). A combinação destas solicitações necessita que os métodos de projetos sejam gerais e aplicáveis em todas as situações.

Os três tipos de carregamentos na seção (forças de membrana, momentos fletores e a forças cisalhantes) em várias regiões da estrutura são tipicamente determinados usando a análise elástica linear. No entanto, para a verificação da capacidade de resistência em seções particulares para as forças cisalhantes, o comportamento não-linear da estrutura de concreto deve ser levado em consideração.

Neste trabalho fez-se uma análise numérica de elementos de cascas de concreto armado, dimensionados de acordo com exemplos experimentais obtidos da literatura. Considerou-se o modelo de três camadas como teoria para o dimensionamento dos elementos de cascas. A descrição do modelo resistente para o elemento de três camadas, assim como o processo iterativo usado para dimensionar as armaduras das camadas exteriores,

foi feito segundo o modelo o proposto por Lourenço & Figueiras [2]. Os resultados obtidos do dimensionamento utilizando o modelo de três camadas, por meio do código de cálculo DIANA [3], foram analisados e comparados com resultados experimentais obtidos da literatura.

2. Estruturas Offshore

2.1. Aspectos normativos

Projetos e construção de estruturas offshore precisam, assim como as estruturas onshore, seguir os regulamentos das instituições responsáveis por fiscalizar e assegurar essas obras, como, por exemplo, o Departamento do Interior dos Estados Unidos no USA, o Departamento de Energia - Statutory Instruments SI 289 1974 - Instalações Offshore, na Grã-Bretanha, o Norwegian Petroleum Directorate, na Noruega.

Em muitos países, a regulamentação do governo é feita principalmente por Normas Técnicas, significando que a necessidade de segurança das estruturas é considerada satisfeita se as regras especificadas nestas Normalizações forem satisfeitas. Assim, as Normas Técnicas possuem um papel importante nas estruturas offshore. Dentre elas destaca-se a:

- Norma Canadense CSA S474-94: Estruturas de Concreto. Parte IV do Código de Projetos, Construção e Instalação de Estruturas Offshore. ISSN 0317-5669, Junho 1994;
- Norma ISO 13819. Parte III (abrange o processo inteiro da engenharia para estruturas de concreto offshore);
- Norma Norueguesa NS 3473. Estruturas de Concreto. Regras de projetos;
- ACI 357R-84. Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures.

Os regulamentos e as Normas estão sujeitas a um contínuo exame e atualizações técnicas. Dentre as instituições presentes nessas discussões pode-se citar:

- International Federation for Structural Concrete: FIB;
- American Concrete Institute: ACI;
- International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structure: RILEM.

O controle e a aprovação para instalação offshore são fiscalizados por autoridades dos governos nacionais e por empresas especializadas, dentre as quais, as mais atuantes são a Lloyd's, Det Norske Veritas (DNV), American Petroleum Institute (API) e American Bureau of Shipping (ABS).



Figura 1. Plataforma fixa do tipo Jaqueta



Figura 2. Plataforma auto-elevatória

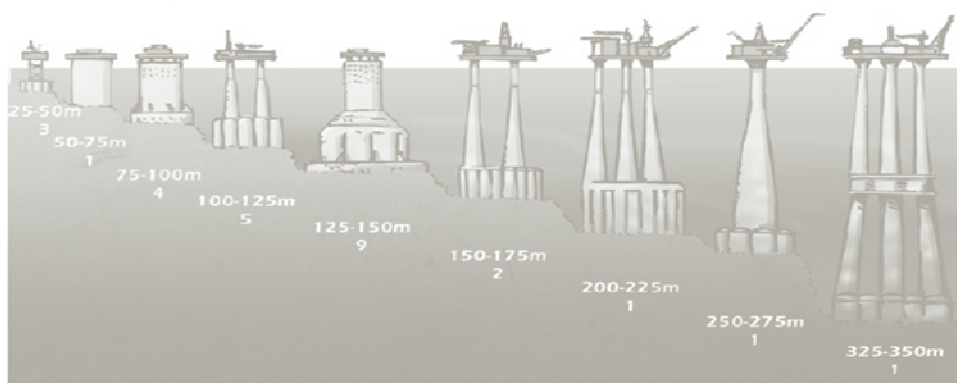


Figura 3. Diferentes tipos de plataformas de base gravitacional

2.2. Tipos de plataformas offshore

As estruturas offshore podem ser basicamente agrupadas em plataformas fixas e as plataformas flutuantes. O uso de plataformas fixas está limitado a profundidades de até 400 m, isto porque, de acordo com Menezes [4], as plataformas fixas em profundidades superiores a 400 metros tendem a ser muito esbeltas e os períodos naturais se aproximam dos períodos das ondas ou dos seus harmônicos. Dessa forma, os efeitos dinâmicos passam a ser importantes e, decorrente disso, para evitar a amplificação dinâmica excessiva, é necessário aumentar a rigidez da estrutura, acarretando aumento considerável de peso, aumento nos custos de fabricação, transporte e instalação. Estes fatores limitam técnica e economicamente seu uso em águas profundas.

As plataformas fixas consideradas como a 1^o e 2^o geração das estruturas offshore, têm a finalidade básica de sustentar o deck e/ou os módulos de produção e, uma vez instaladas, estarão imersas no mar em meio corrosivo, sujeitas a cargas ambientais de onda, corrente

e vento, podendo ser divididas em: Jaquetas (Figura 1); Plataformas auto-elevatórias (Figura 2); Plataformas de gravidades (Figura 3).

Consideradas a 3^o geração das estruturas offshore, as plataformas flutuantes podem ser divididas em: Semi-submersíveis (Figura 4); Unidade Flutuante de Produção, Armazenamento e Escoamento, FPSO em inglês, e Unidade Flutuante de Armazenamento e Escoamento, FSO em inglês (Figura 5); Plataformas de pernas atirantadas - Tension Leg Platforms (Figura 6); Plataformas Spar Buoys (Figura 7); Monocolumnas (Figura 8).

2.3. Plataformas brasileiras

Em 1968 teve início à exploração de petróleo em território brasileiro, mais especificamente na Bacia de Sergipe, campo de Guaricema. Para a exploração de petróleo, a Petrobrás utilizou técnicas convencionais



Figura 4. Plataforma semi-submersível

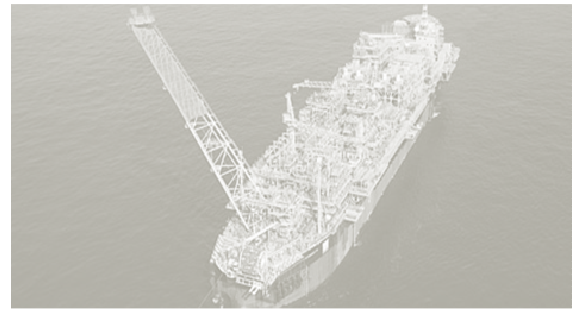


Figura 5. Unidade Flutuante de Produção, Armazenamento e Escoamento, FPSO em inglês

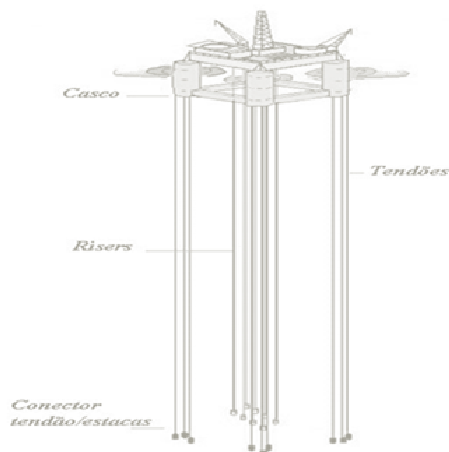


Figura 6. Plataforma Tension Leg Platform

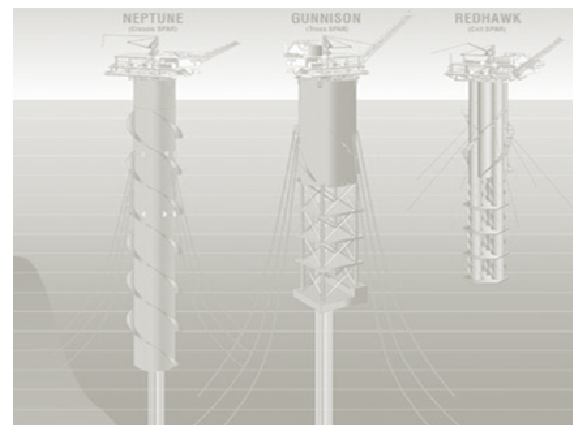
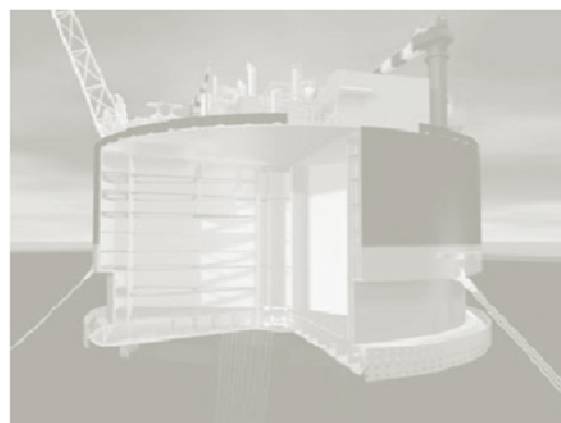


Figura 7. Plataformas Spar Buoy



Figura 8. Monocolumnas



até então, ou seja, plataformas de aço cravadas no solo com estacas.

Com o aumento da exploração, sobretudo a partir de novas reservas encontradas na região nordeste, a Petrobrás começou a desenvolver seus próprios projetos, moldando suas plataformas de acordo com a necessidade de exploração das novas bacias. Nesse período, deu-se início a construção das primeiras plataformas de concreto em Salvador, Bahia, conhecidas como Ubara-

na II (PUB-02), Ubarana III (PUB-03) e Agulha (PAG-02), realizadas de acordo com a concepção do consórcio franco-brasileiro Mendes Jr. - Campenon Bernard, tendo sido construídas em concreto protendido.

O dimensionamento estrutural dessas plataformas foi feito segundo as normas da companhia classificadora-certificadora Det Norske Veritas, baseadas em recomendações do FIP-CEB, e realizado com o auxílio de programas de cálculo para computadores estudados por

Camponon Bernard. Parte desses cálculos foi confirmada por meio de ensaios de modelos reduzidos da plataforma colocados num canal e numa bacia com ondas, para a verificação dos esforços das ondas sobre a estrutura em flutuação (reboque) e assento no local.

A partir de 1977 com a descoberta de petróleo na Bacia de Campos, Rio de Janeiro, cujas reservas situavam-se em águas com mais de 80 metros de profundidade, não foi mais viável que a exploração utilizando plataformas fixas fosse realizada.

Para solucionar este problema, uma vez que 65% das reservas brasileiras estão em águas profundas e ultra-profundas, a Petrobrás utilizou um sistema flutuante de produção por navios, desenvolvendo uma concepção inovadora e um marco na atividade offshore. A Tabela 1 apresenta a distribuição dos tipos de plataformas em cada bacia de exploração.

Tabela 1. Quantidade e tipo de plataformas em operação no Brasil (www.petrobras.com.br)

	Plataforma Fixa	Plataforma Semi-submersível	FPSO
Bacia Rio Grande do Norte/Ceará	30	–	–
Bacia de Camamu (BA)	1	–	–
Bacia de Sergipe/Alagoas	26	–	–
Bacia do Espírito Santo	1	–	–
Bacia de Campos (RJ)	12	11	17
Bacia de Santos (SP)	1	1	–

3. Metodologia

3.1. Elementos de cascas

As cascas de concreto armado têm sido usadas extensivamente como coberturas, não apenas porque elas fornecem um eficiente sistema estrutural (grandes vãos, menos material, etc.), mas também devido sua estética. Recentemente, cascas de concreto armado foram bastante empregadas em estruturas destinadas ao armazenamento de grãos, silos, como recipientes sob pressão, em estruturas offshore e também em aplicações industriais. Sua diversidade necessita que os métodos de projetos sejam gerais e aplicáveis em todas as situações.

Segundo o American Concrete Institute (ACI-318) [6] elementos de cascas podem ser definidos como “*estruturas espaciais tridimensionais constituídas por uma ou mais lajes curvas ou placas dobradas cuja espessura é pequena quando comparado com suas outras dimensões*”, para os quais estabelece que métodos aproximados de análise possam ser usados para dimensionar

tais elementos. Dentre estes métodos destaca-se a consideração de modelo de três camadas para a solução do mecanismo resistente, sendo a armadura fornecida para resistir às tensões de tração das forças internas da membrana, resistir à tração de momento e momento torçor, limitarem a abertura e o espaçamento das fissuras de retração e temperatura.

O dimensionamento de um elemento de casca de concreto armado envolve a determinação de oito esforços: três forças de membrana (n_{Sdx} , n_{Sdy} e v_{Sd}), três momentos (m_{Sdx} , m_{Sdy} , $m_{Sdxy} = m_{Sdyx}$) e duas forças de cisalhamento (v_x , v_y). Vários pesquisadores apresentaram métodos para resolver esse sistema de equações, dentre os quais podem ser destacados Brondum-Nielsen [7], Gupta [8], Marti [9] e Lourenço & Figueiras [2]. Nesses trabalhos, os elementos de cascas foram considerados como uma superposição de três camadas, sendo a camada superior e inferior destinadas a resistir aos esforços de membrana e momentos e a camada intermediária destinada a resistir à força de cisalhamento.

Lourenço & Figueiras [2] estenderam o procedimento iterativo proposto por Gupta [8] para o dimensionamento automático das camadas superior e inferior do elemento de casca, mas particularizaram a solução para os casos em que a armadura intermediária é dispensada.

3.2. Dimensionamento das armaduras

3.2.1. Armaduras externas

O dimensionamento das camadas exteriores do elemento de casca deve ser feito de tal forma que as forças (tensões) resistentes das camadas devem estar em equilíbrio com as forças (tensões) solicitantes aplicadas na estrutura. Geralmente o comportamento elástico baseado na seção total é considerado para a análise, embora outras bases apropriadas para a análise do equilíbrio podem ser também utilizadas. A análise é feita usando um sistema de coordenadas selecionado pelo usuário; as direções de curvatura principais da casca são normalmente selecionadas para o eixo coordenado. As tensões resultantes internas n_{Rdx} e n_{Rdy} representam as resistências necessárias por unidade de comprimento. Pela análise de elemento apropriado, com lados ao longo do plano selecionado como principal, a mudança entre a força normal e tensões resultantes cisalhantes e principais podem ser rapidamente efetuadas, como no elemento mostrado na Figura 9.

Considera-se que a armadura seja fornecida nas direções x e y , tendo capacidade n_{Rdx} e n_{Rdy} , respectivamente. No sentido limite, o colapso ocorrerá na direção na qual a razão da força resistente pela força aplicada é mínima e igual a 1,0. Este critério de colapso pode

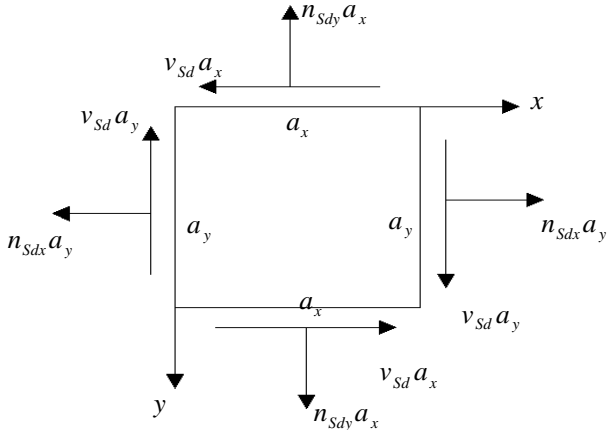


Figura 9. Equilíbrio do elemento (adaptado Fialkow, [10])

ser chamado “*Princípio da Mínima Resistência*” e foi aplicado na membrana de casca armada pela formulação obtida pelo critério de Baumann [11] e Gupta [8]. A última aproximação foi usada por Brondum-Nielsen [7].

Se os componentes das forças aplicadas e das forças resistentes são N_θ e N_θ^* , respectivamente, na direção crítica θ , então de acordo com o princípio da mínima resistência:

$$\frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{N_\theta^*}{N_\theta} \right) = 0 \quad (1)$$

e

$$N_\theta^* = N_\theta \quad (2)$$

sendo

$$N_\theta = n_{Sdx} \cos^2 \theta + n_{Sdy} \sin^2 \theta + 2v_{Sd} \sin \theta \cos \theta \quad (3)$$

$$N_\theta^* = n_{Rdx} \cos^2 \theta + n_{Rdy} \sin^2 \theta \quad (4)$$

As equações (1) a (4) levam a:

$$n_{Rdx} = n_{Sdx} + v_{Sd} \operatorname{tg} \theta \quad (5)$$

$$n_{Rdy} = n_{Sdy} + v_{Sd} \operatorname{ctg} \theta \quad (6)$$

A Figura 10 apresenta a condição de equilíbrio em um elemento de casca adjacente a uma extensão de fissura unitária necessária para a determinação dos esforços atuantes no elemento.

O critério de escoamento é obtido pela eliminação de θ das equações (5) e (6), assim:

$$(n_{Rdx} - n_{Sdx})(n_{Rdy} - n_{Sdy}) = v_{Sd}^2 \quad (7)$$

De acordo com essa aproximação, qualquer armadura n_{Rdx} e n_{Rdy} será segura quando:

$$(n_{Rdx} - n_{Sdx})(n_{Rdy} - n_{Sdy}) \geq v_{Sd}^2 \quad (8)$$

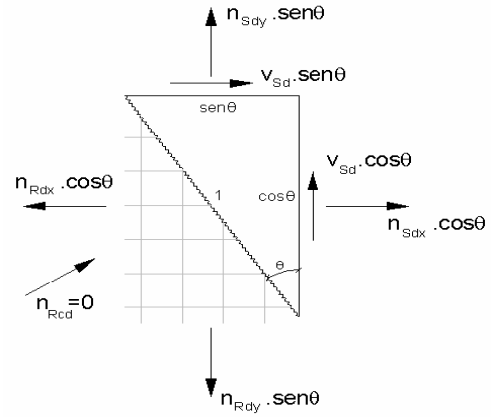


Figura 10. Equilíbrio de forças em um elemento de membrana delimitado por um plano paralelo à direção da fissura (Chen, [12])

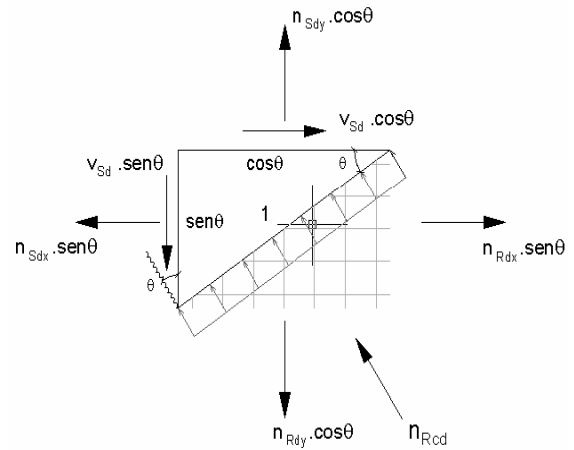


Figura 11. Equilíbrio de forças em um elemento com extensão unitária na direção perpendicular à fissura (Chen [12])

As forças n_{Rdx} e n_{Rdy} na armadura deveriam estar acompanhadas pela força de compressão, n_{Rcd} , paralela à fissura do concreto de maneira a manter o equilíbrio interno. A magnitude da força n_{Rcd} é dada por:

$$n_{Rcd} = \frac{v_{Sd}}{\sin \theta \cos \theta} \quad (9)$$

A Figura 11 nos apresenta a condição de equilíbrio em um elemento de casca perpendicular a uma extensão de fissura unitária necessária para a determinação dos esforços resistentes do concreto.

Para o projeto de cascas, a direção da fissura dado por θ é arbitraria dentro das considerações da presente derivação. Como tal, as equações (5) e (6) constituem as equações de projetos para qualquer valor considerado de θ . A única condição é que $N_\theta^* \geq N_\theta$, o qual também implica que $n_{Rdx} \geq n_{Sdx}$ e $n_{Rdy} \geq n_{Sdy}$. Desde que a armadura seja aqui usada para fornecer resistência de

tração, tem-se $n_{Rdx} \geq 0$ e $n_{Rdy} \geq 0$. Se as condições permitirem, um grupo ótimo de armadura é obtido pela minimização de $n_{Rdx} + n_{Rdy}$. Isto acontece quando, a partir da equação (9), a expressão que relaciona a força de compressão no concreto com a direção da inclinação das fissuras torna-se mínimo, ou seja:

$$\frac{\partial n_{Rcd}}{\partial \theta} = 0 \quad (10)$$

derivando em relação a θ obtém-se:

$$\text{sen } \theta = \cos \theta \rightarrow \theta = 45^\circ \quad (11)$$

e o projeto de forças para o maior aproveitamento das armaduras torna-se:

$$n_{Rdx} = n_{Sdx} + |v_{Sd}| \quad (12)$$

$$n_{Rdy} = n_{Sdy} + |v_{Sd}| \quad (13)$$

Se o valor de n_{Rdx} dado pela equação (12) for negativo, então ele não é permitido. Neste caso, considera-se $n_{Rdx} = 0$ na equação (12); resultando para a equação (13):

$$n_{Rdy} = n_{Sdy} - \frac{|v_{Sd}|^2}{n_{Sdx}} \quad (14)$$

Similarmente, se n_{Rdy} dado pela equação (13) for negativo, então $n_{Rdy} = 0$ e:

$$n_{Rdx} = n_{Sdx} - \frac{|v_{Sd}|^2}{n_{Sdy}} \quad (15)$$

Deve-se observar que, sob as condições do Estado Limite Último (ELU), a máxima força de compressão atuando sobre uma área de concreto não excede um valor limite, correspondente à resultante das tensões resistentes dadas pelas equações constitutivas e por fatores de segurança adequados. Contudo, simplificações apropriadas dessas leis constitutivas são permitidas.

Alternativamente ao diagrama parábola-retângulo de tensão-deformação, utiliza-se os diagramas simplificados de tensões uniformes ao longo de toda altura de uma zona sob compressão essencialmente uniaxial propostos pelo Comitê Euro-International du Béton (CEB, 1990). A tensão média em zonas não fissuradas é igual a:

$$f_{cd1} = 0,85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \quad (16)$$

A resistência do concreto na direção da tensão de compressão é reduzida após a fissuração. Essa redução na resistência ocorre devido à tensão de tração desenvolvida no concreto entre fissuras e, à transmissão de tensões de compressão através de fissuras previamente

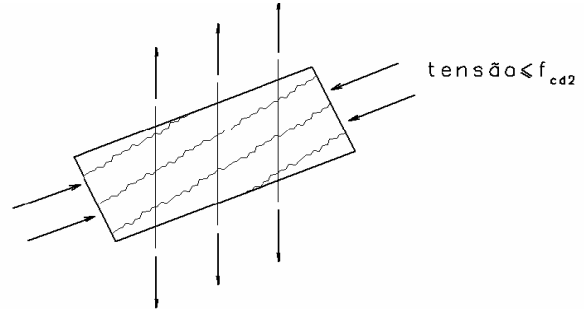


Figura 12. Exemplo de resistência reduzida f_{cd2} (Chen [12])

formadas. Além disso, as faixas de concreto entre fissuras são esbeltas e, portanto, menos resistentes à compressão (Figura 12). A resistência média do concreto em zonas fissuradas pode ser calculada pela expressão:

$$f_{cd2} = 0,60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \quad (17)$$

Assim, segundo o CEB (1990), os sistemas resistentes podem ser classificados em quatro tipos:

- *Tipo 1*

Nos casos em que $n_{Rdx} > 0$, $n_{Rdy} > 0$, $n_{Rdx} = n_{Sdx} + |v_{Sd}|$, $n_{Rdy} = n_{Sdy} + |v_{Sd}|$, $\theta = 45^\circ$:

→ Dimensionamento econômico das armaduras:

$$a_{sx} = \frac{n_{Rdx}}{f_{yd}} \text{ e } a_{sy} = \frac{n_{Rdy}}{f_{yd}}$$

→ Verificação do concreto:

$$\frac{n_{Rcd}}{h} \leq f_{cd2} \Rightarrow \frac{2v_{Sd}}{h} \leq 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}$$

- *Tipo 2*

Quando a armadura na direção- x é dispensada, o ângulo de inclinação das fissuras em relação ao eixo- y passa a ser θ_0 , diferente da condição de dimensionamento ótimo calculada como função dos esforços solicitantes. Assim, nos casos em que $n_{Rdx} < 0$, $n_{Rdy} = 0$ e $n_{Rdy} = n_{Sdy} - \frac{|v_{Sd}|}{n_{Sdx}}$ e $\text{tg } \theta_0 = -\frac{n_{Sdx}}{|v_{Sd}|}$:

→ Dimensionamento das armaduras:

$$a_{sx} = 0, \text{ e } a_{sy} = \frac{n_{Rdy}}{f_{yd}}$$

→ Verificação do concreto:

$$\frac{n_{Rcd}}{h} \leq f_{cd2} \Rightarrow \left(-n_{Sdx} - \frac{|v_{Sd}|^2}{n_{Sdx}}\right) \frac{1}{h} \leq 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}$$

- Tipo 3

Procedendo-se de maneira análoga ao caso anterior, é possível encontrar as expressões para o dimensionamento das armaduras na direção- x quando se dispensa a armadura na direção- y . Assim, nos casos em que $n_{Rdx} > 0$, $n_{Rdy} < 0$, $n_{Rdy} = 0$ e $n_{Rdx} = n_{Sdx} - \frac{|v_{Sd}|}{n_{Sdy}}$, com $\theta_0 = \arctg\left(-\frac{|v_{Sd}|}{n_{Sdy}}\right)$:

→ Dimensionamento das armaduras:

$$a_{sy} = 0, a_{sx} = \frac{n_{Rdx}}{f_{yd}}$$

→ Verificação do concreto:

$$\frac{n_{Rcd}}{h} \leq f_{cd2} \Rightarrow \left(-n_{Sdy} - \frac{|v_{Sd}|^2}{n_{Sdy}}\right) \frac{1}{h} \leq 0, 6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}$$

- Tipo 4

Nos casos em que $n_{Rdx} < 0$, $n_{Rdy} < 0$, $n_{Rdx} = 0$, $n_{Rdy} = 0$:

→ Dimensionamento das armaduras:

$$a_{sy} = 0, a_{sx} = 0$$

→ Verificação do concreto:

$$\frac{n_{Rcd}}{h} \leq f_{cd1} \Rightarrow \frac{n_{Sdx} + n_{Sdy}}{2} + \sqrt{\frac{(n_{Sdx} - n_{Sdxy})^2}{4} + v_{Sd}^2} \frac{1}{h} \leq f_{cd1}$$

3.2.2. Dimensionamento automático das armaduras externas

A metodologia aqui adotada é a mesma descrita por [2]. A Figura 13 apresenta um elemento de casca com grupos de armaduras paralelos aos eixos- x, y e a Figura 14 as forças e momentos atuantes em um elemento de casca. As forças (tensões) solicitantes de tração nas armaduras são designadas por $n_{Sdx,s}$, $n_{Sdy,s}$, $n_{Sdx,i}$, $n_{Sdy,i}$ com os subscritos x e y associados aos respectivos eixos, e os subscritos s e i associados às camadas superiores e inferiores.

A ruptura do plano vertical, com a normal fazendo um ângulo θ_x com o eixo x , no plano- x, y , ocorre na camada superior. O concreto está sujeito à compressão paralela a este plano. A espessura do concreto comprimido na camada superior é designada por a_s , assumindo uma distribuição uniforme das tensões. De maneira similar, para a camada inferior, θ_i está associado ao plano de ruptura normal e a_i é a espessura do concreto comprimido na camada inferior.

Quatro diferentes casos devem ser estudados de acordo com as armaduras necessárias em cada camada exterior. O código computacional utilizado considera que existe a necessidade da armadura em ambas as camadas exteriores, conforme apresentado a seguir. O resultado da primeira iteração determinará em qual dos quatro casos abaixo o elemento em estudo se encontra:

- Armadura necessária em ambas as camadas exteriores;
- Armadura necessária apenas na camada inferior;
- Armadura necessária apenas na camada superior;
- Armadura desnecessária.

Armadura necessária em ambas as camadas exteriores

As forças e momentos que a armadura resiste nas direções- x, y são dados por:

$$n_{Rdx} = n_{Rdxs} + n_{Rdxi}, n_{Rdys} + n_{Rdyi} \quad (18)$$

$$m_{Rdx} = -n_{Rdxs}h_{xs} + n_{Rdxi}h_{xi},$$

$$m_{Rdy} = -n_{Rdys}h_{ys} + n_{Rdyi}h_{yi} \quad (19)$$

Se a resistência média à compressão é f_{cd2} , a força no concreto na camada superior e inferior e o respectivo momento de flexão são dados, respectivamente, por:

$$n_{Rcds} = -a_s f_{cd2} \quad m_{Rcds} = -\frac{1}{2}(h - a_s)n_{Rcds} \quad (20)$$

$$n_{Rcdi} = -a_i f_{cd2} \quad m_{Rcdi} = -\frac{1}{2}(h - a_i)n_{Rcdi} \quad (21)$$

As equações (18) a (21) fornecem as forças internas e os momentos. Estes devem estar em equilíbrio com as forças e momentos solicitantes. Portanto:

$$n_{Sdx} = n_{Rdx} + n_{Rcds} \sin^2 \theta_s + n_{Rcdi} \sin^2 \theta_i \quad (22)$$

$$n_{Sdy} = n_{Rdy} + n_{Rcds} \cos^2 \theta_s + n_{Rcdi} \cos^2 \theta_i \quad (23)$$

$$v_{Sd} = -n_{Rcds} \sin \theta_s \cos \theta_s - n_{Rcdi} \sin \theta_i \cos \theta_i \quad (24)$$

$$m_{Sdx} = m_{Rdx} + m_{Rcds} \sin^2 \theta_s + m_{Rcdi} \sin^2 \theta_i \quad (25)$$

$$m_{Sdy} = m_{Rdy} + m_{Rcds} \cos^2 \theta_s + m_{Rcdi} \cos^2 \theta_i \quad (26)$$

$$m_{Sdxy} = -m_{Rcds} \sin \theta_s \cos \theta_s - m_{Rcdi} \sin \theta_i \cos \theta_i \quad (27)$$

Se $\theta_s \neq 0^\circ, 45^\circ$ e $\theta_i \neq 0^\circ, 45^\circ$, as equações (20), (21), (24), (27) fornecem:

$$-n_{Rcds} = \frac{(h - a_i)v_{Sd} - 2m_{Sdxy}}{h_c \sin 2\theta_s} \quad (28)$$

$$-n_{Rcdi} = \frac{(h - a_i)v_{Sd} + 2m_{Sdxy}}{h_c \sin 2\theta_i} \quad (29)$$

com $h_c = h - (a_s + a_i)/2$.

As equações (18) a (29) fornecem:

$$n_{Rdxs} = n_{Sdxs} + v_{Sdt} C_{xss} \operatorname{tg} \theta_s + v_{Sdi} C_{xsi} \operatorname{tg} \theta_i \quad (30)$$

$$n_{Rdys} = n_{Sdys} + v_{Sdt} C_{yss} \operatorname{ctg} \theta_s + v_{Sdi} C_{ysi} \operatorname{ctg} \theta_i \quad (31)$$

$$n_{Rdxi} = n_{Sdxi} + v_{Sdt} C_{xis} \operatorname{tg} \theta_s + v_{Sdi} C_{xii} \operatorname{tg} \theta_i \quad (32)$$

$$n_{Rdyi} = n_{Sdyi} + v_{Sdt} C_{yis} \operatorname{ctg} \theta_s + v_{Sdi} C_{yii} \operatorname{ctg} \theta_i \quad (33)$$

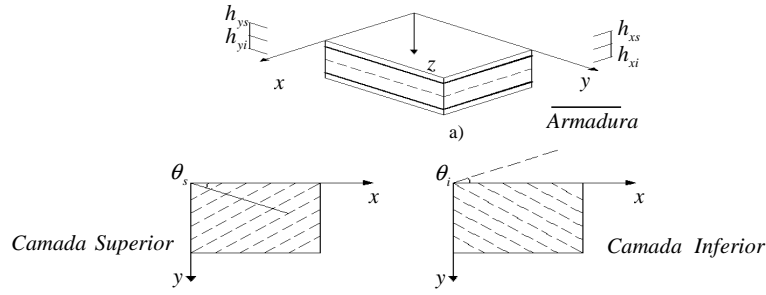


Figura 13. Armadura em um elemento de casca: a) Elemento de casca incluindo a armadura; b) Direção da fissura (adaptado de [8])

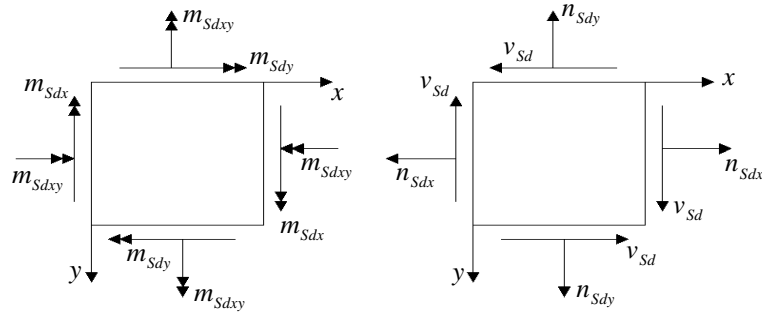


Figura 14. Forças e momentos atuantes em um elemento de casca [8]

onde:

$$n_{Sdxs} = \frac{h_{xi}}{h_x} n_{Sdx} - \frac{m_{Sdx}}{h_x} \quad (34)$$

$$n_{Sdxi} = \frac{h_{xs}}{h_x} n_{Sdx} + \frac{m_{Sdx}}{h_x} \quad (35)$$

$$n_{Sdys} = \frac{h_{yi}}{h_y} n_{Sdy} - \frac{m_{Sdy}}{h_y} \quad (36)$$

$$n_{Sdyi} = \frac{h_{ys}}{h_y} n_{Sdy} + \frac{m_{Sdy}}{h_y} \quad (37)$$

$$v_{Sds} = \frac{(h - a_b)v_{Sd} - 2m_{Sdxy}}{2h_c} \quad (38)$$

$$v_{Sdi} = \frac{(h - a_i)v_{Sd} + 2m_{Sdxy}}{2h_c} \quad (39)$$

e,

$$C_{xss} = \frac{h_{xi} + \frac{1}{2}(h - a_s)}{h_x} \quad (40)$$

$$C_{xsi} = \frac{h_{xi} - \frac{1}{2}(h - a_i)}{h_x} \quad (41)$$

$$C_{yss} = \frac{h_{yi} + \frac{1}{2}(h - a_s)}{h_y} \quad (42)$$

$$C_{ysi} = \frac{h_{yi} - \frac{1}{2}(h - a_i)}{h_y} \quad (43)$$

$$C_{xis} = \frac{h_{xs} - \frac{1}{2}(h - a_s)}{h_x} \quad (44)$$

$$C_{xii} = \frac{h_{xs} + \frac{1}{2}(h - a_i)}{h_x} \quad (45)$$

$$C_{yis} = \frac{h_{ys} - \frac{1}{2}(h - a_s)}{h_y} \quad (46)$$

$$C_{yii} = \frac{h_{ys} + \frac{1}{2}(h - a_i)}{h_y} \quad (47)$$

$$h_x = h_{xs} + h_{yi} \quad (48)$$

$$h_y = h_{ys} + h_{xi} \quad (49)$$

Assim, a força de compressão no concreto pode ser obtida das equações (28), (29) e (34) a (39):

$$-n_{Rcds} = \frac{2v_{Sds}}{\text{sen } 2\theta_s} \quad (50)$$

$$-n_{Rcdi} = \frac{2v_{Sdi}}{\text{sen } 2\theta_i} \quad (51)$$

Compressão biaxial na camada superior

Neste caso a armadura na parte superior não é necessária. Considerando que as forças no concreto na parte superior sejam as forças nas direções- x , y e a força de cisalhamento, representadas por n_{Rcdxs} , n_{Rcdys} e n_{Rcdxys} , respectivamente. As forças e momentos que a armadura resiste nas direções- x , y são dados por:

$$n_{Rdx} = n_{Rdxi}, \quad n_{Rdy} = n_{Rdyi} \quad (52)$$

$$m_{Rdx} = n_{Rdxi}h_{xi}, \quad m_{Rdy} = n_{Rdyi}h_{yi} \quad (53)$$

Neste caso a força no concreto na parte superior e o respectivo momento produzido são dados por:

$$n_{Sdx} = n_{Rdx} + n_{Rcdxs} + n_{Rcdi} \sin^2 \theta_i \quad (54)$$

$$n_{Sdy} = n_{Rdy} + n_{Rcdys} + n_{Rcdi} \cos^2 \theta_i \quad (55)$$

$$v_{Sd} = n_{Rcdxys} - n_{Rcdi} \sin \theta_i \cos \theta_i \quad (56)$$

$$m_{Sdx} = m_{Rdx} + m_{Rcdxs} + m_{Rcdi} \sin^2 \theta_i \quad (57)$$

$$m_{Sdy} = m_{Rdy} + m_{Rcdys} + m_{Rcdi} \cos^2 \theta_i \quad (58)$$

$$m_{Sdxy} = m_{Rcdxys} - m_{Rcdi} \sin \theta_i \cos \theta_i \quad (59)$$

com,

$$m_{Rcdxs} = -\frac{1}{2}(h - a_s)n_{Rcdxs}$$

$$m_{Rcdys} = -\frac{1}{2}(h - a_s)n_{Rcdys}$$

$$m_{Rcdxys} = -\frac{1}{2}(h - a_s)n_{Rcdxys}$$

As forças de compressão no concreto, considerando $\theta_s \neq 0^\circ, 90^\circ$, são dadas por:

$$n_{Rcds} = \frac{n_{Rcdxs} + n_{Rcdys}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{n_{Rcdxs} - n_{Rcdys}}{2}\right)^2 + n_{Rcdxys}^2} \quad (60)$$

$$n_{Rcdi} = -\frac{2n_{Rcdxyi}}{\sin 2\theta_i} \quad (61)$$

A espessura da parte superior, de acordo com o CEB, deveria ser obtida a partir:

$$a_s = -\frac{n_{Rcds,max}}{Kf_{cd1}h} \quad (62)$$

Compressão biaxial na camada inferior

Este caso é idêntico ao caso de compressão superior.

Compressão biaxial nas camadas inferior e superior

Neste caso não existe a necessidade de armadura e a solução é única. Assumimos que as forças resistentes na parte superior nas direções- x, y e a força de cisalhamento sejam n_{Rcdxs} , n_{Rcdys} e n_{Rcdxys} , respectivamente, e que as forças na parte inferior são n_{Rcdxi} , n_{Rcdyi} e n_{Rcdxyi} , com significado similar.

As equações de equilíbrio podem ser escritas como:

$$n_{Sdx} = n_{Rcdxs} + n_{Rcdi} \quad (63)$$

$$n_{Sdy} = n_{Rcdys} + n_{Rcdi} \quad (64)$$

$$v_{Sd} = n_{Rcdxys} + n_{Rcdxyi} \quad (65)$$

$$m_{Sdx} = m_{Rcdxs} + m_{Rcdxi} \quad (66)$$

$$m_{Sdy} = m_{Rcdys} + m_{Rcdyi} \quad (67)$$

$$m_{Sdxy} = m_{Rcdxys} + m_{Rcdxyi} \quad (68)$$

com,

$$m_{Rcdxs} = -\frac{1}{2}(h - a_s)n_{Rcdxs} \quad (69)$$

$$m_{Rcdxi} = -\frac{1}{2}(h - a_i)n_{Rcdxi}$$

$$m_{Rcdys} = -\frac{1}{2}(h - a_s)n_{Rcdys} \quad (70)$$

$$m_{Rcdyi} = -\frac{1}{2}(h - a_i)n_{Rcdyi}$$

$$m_{Rcdxys} = -\frac{1}{2}(h - a_s)n_{Rcdxys} \quad (71)$$

$$m_{Rcdxyi} = -\frac{1}{2}(h - a_i)n_{Rcdxyi}$$

As forças de compressão no concreto em cada camada podem ser calculadas de acordo com a equação (60). A espessura das camadas pode ser calculada pela equação (62).

4. Dimensionamento de elementos de cascas

4.1. Exemplos experimentais

Os exemplos experimentais aqui utilizados para dimensionamento segundo a teoria de cascas de três camadas foram obtidos de [13]. Na Tabela 2 apresenta as características das armaduras e do concreto dos painéis ensaiados experimentalmente.

Durante o ensaio experimental, a capacidade resistente dos painéis obtida após três ciclos de carga e descarga está apresentada na Tabela 3 abaixo.

4.2. Dimensionamento iterativo

O processo iterativo proposto por [2] e implementado no programa Matlab utilizou os dados de entrada segundo a Tabela 4. O resultado do dimensionamento para os painéis considerando o método proposto é apresentado na Tabela 5 e Tabela 6.

Para o ensaio numérico utilizando o programa DIANA foram feitas duas análises: a primeira considerando apenas a armadura obtida pelo processo proposto contida na Tabela 5 e uma segunda análise considerando, nas direções em que a armadura foi dispensada, a armadura mínima conforme orientação dada pelo ACI 357R-84 de acordo com a equação (72). A Tabela 6 mostra o resultado para esta consideração

$$A_s = \frac{f_t}{f_y} b d_e \quad (72)$$

onde A_s é a área da seção transversal total da armadura, f_t a resistência à tração média do concreto, f_y a tensão de escoamento da armadura do aço, b a espessura do elemento estrutura, d_e a zona de tração efetiva,

Tabela 2. Características das armaduras dos painéis SM1, SM2 e SM3

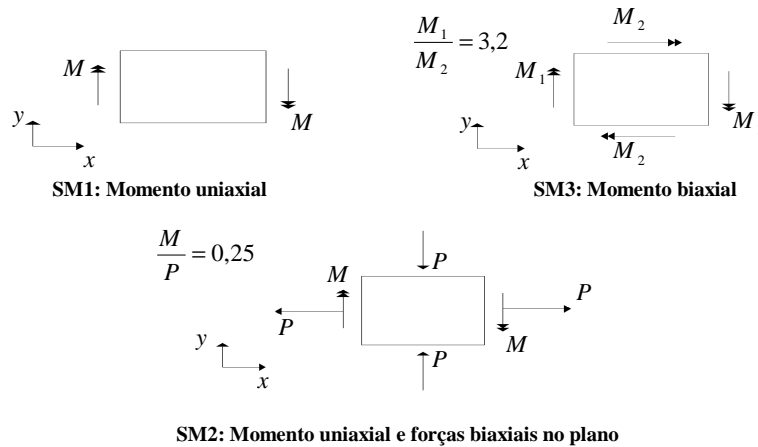
Camada inferior							
Armadura em x				Armadura em y			
Diâmetro (mm)	Área (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Diâmetro (mm)	Área (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
19.5	300	425	611	11.3	100	430	680
Camada superior							
Armadura em x				Armadura em y			
Diâmetro (mm)	Área (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Diâmetro (mm)	Área (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
19.5	300	425	611	11.3	100	430	680

Painel	f_c (MPa)	f_t (MPa)
SM1	47	2.78
SM2	62	3.16
SM3	56	2.6

Tabela 3. Capacidade resistente dos painéis obtida experimentalmente

Painel	Momento de fissuração (KN × m/m)	Momento de escoamento (KN × m/m)	Momento último (KN × m/m)
SM1	75	440	464
SM2	45	302	421
SM3	62	435	488

Os painéis foram ensaiados experimentalmente segundo o esquema de carregamento abaixo descrito:



tomada como $1,5c + 10d_b$, c o cobrimento da armadura e d_b o diâmetro da barra da armadura. d_e deve ser menor que 0,2 vezes a profundidade da seção mas não maior que $0,5(h - x)$, onde x é a profundidade da zona de compressão antes da fissuração e h é a espessura da seção.

4.3. Análise numérica utilizando o DIANA

Devido à simetria dos painéis ensaiados experimentalmente foi possível fazer a modelagem numérica de

apenas 1/4 dos painéis. No ensaio numérico o concreto foi modelado em elementos de 20 nós do tipo CHX20, em um total de 400 elementos, como mostra a Figura 15. Utilizou-se o modelo incorporado para a armadura contida dentro dos elementos de concreto, variando-se as suas características para cada painel. A Figura 16 apresenta a distribuição da armadura para o painel SM1 simulado de acordo com as características do exemplo experimental. Para evitar concentração de tensões durante a aplicação do carregamento, foi modelada uma placa na região de aplicação do carregamento com es-

Tabela 4. Dados de entrada do método iterativo de acordo com os exemplos experimentais

	h (m)	hxt (m)	hxb (m)	hyt (m)	hyb (m)	Nx (kN/m)		
SM1	0,316	0,123	0,123	0,098	0,098	0,0		
SM2	0,316	0,123	0,123	0,098	0,098	1684,0		
SM3	0,316	0,123	0,123	0,098	0,098	0,0		

	Ny (KN/m)	Nxy (KN/m)	Mx (KN m/m)	My (KN m/m)	Mxy (KN m/m)	fed (MPa)	fsyd (MPa)
SM1	0,0	0,0	0,0	464,0	0,0	0,0	47,0
SM2	0,0	-1684,0	0,0	421,0	0,0	0,0	62,0
SM3	0,0	0,0	488,0	152,5	0,0	56,0	425,0

onde h é espessura da casca, hxt a distância “xx” da armadura superior ao centro da casca, hxb a distância “xx” da armadura inferior ao centro da casca, hyt a distância “yy” da armadura superior ao centro da casca, hyb a distância “yy” da armadura inferior ao centro da casca, N_x a força de membrana paralela ao eixo “xx”, N_y a força de membrana paralela ao eixo “yy”, N_{xy} a força de cisalhamento, M_x o momento fletor ao longo do eixo “yy”, M_y o momento fletor ao longo do eixo “xx”, M_{xy} o momento torçor, f_{cd} a resistência do concreto aos 28 dias e f_{syd} a resistência de escoamento da armadura.

Tabela 5. Dimensionamento utilizando a teoria de cascas de três camadas para os dados de entrada contidos na Tabela 4

Painel	Camada superior		Camada inferior		
	Armadura em x	Armadura em y	Armadura em x	Armadura em y	
SM1	Experimental	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm
	Numérico	0,0	0,0	20 barras c/ $\phi = 25,0$ mm	0,0
SM2	Experimental	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm
	Numérico	0,0	0,0	20 barras c/ $\phi = 25,0$ mm	0,0
SM3	Experimental	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm
	Numérico	0,0	0,0	20 barras c/ $\phi = 25,0$ mm	20 barras c/ $\phi = 12,5$ mm

peçura de 50 mm e módulo de elasticidade de 210000 MPa, tendo sido adotado 40 elementos do tipo CQ40F. Os esforços de momentos, assim como das forças de membrana, foram aplicados de maneira distribuída sobre a superfície da placa modelada.

As Figuras 16, 17 e 18 mostram os resultados das simulações dos painéis para as duas considerações feitas utilizando o programa DIANA.

5. Discussão e Conclusão

Para a comparação dos resultados numérico e experimental duas características importantes sobre como as análises se procederam devem ser levadas em consideração, uma vez que os métodos adotados para a realização das análises tornaram-se diferentes, sendo uma

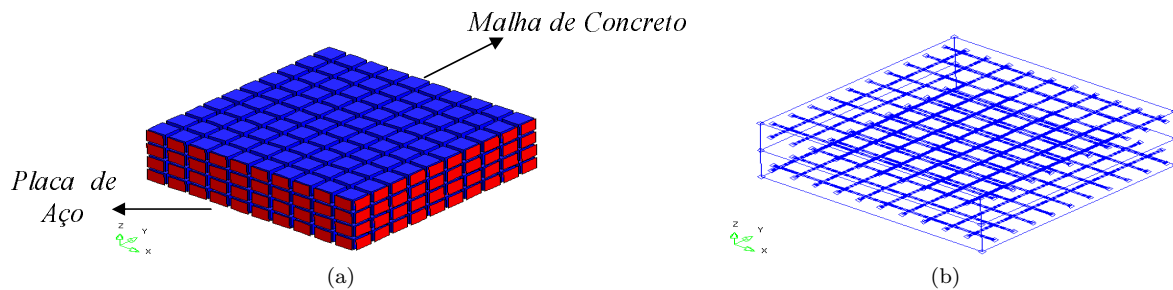
com relação à forma de aplicação do carregamento e outra com relação às características do método de dimensionamento adotado.

Primeiro, na análise numérica a aplicação do carregamento foi feita de forma monotônica, com aumento gradual de carga até atingir os limites de resistências definidos na Tabela 3. A escolha da forma de aplicação deste tipo de carregamento, e não de forma cíclica como no experimental, está relacionado, sobretudo porque a forma de aplicação de carregamento cíclico disponível no programa DIANA não corresponde à forma de como o carregamento cíclico foi aplicado no ensaio experimental.

Na análise experimental, o carregamento cíclico foi feito de forma que, atingido dos valores de resistência definidos na Tabela 3, o carregamento era cessado, man-

Tabela 6. Dimensionamento utilizando a teoria de cascas de três camadas para os dados de entrada contidos na Tabela 4 considerando armadura mínima no caso de dispensa de armadura conforme equação (72)

Painel	Camada superior		Camada inferior		
	Armadura em x	Armadura em y	Armadura em x	Armadura em y	
SM1	Experimental	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm
	Numérico	8 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	10 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 25,0$ mm	10 barras c/ $\phi = 6,3$ mm
SM2	Experimental	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm
	Numérico	9 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	12 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 25,0$ mm	12 barras c/ $\phi = 6,3$ mm
SM3	Experimental	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm
	Numérico	8 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	10 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 25,0$ mm	20 barras c/ $\phi = 6,3$ mm

**Figura 15.** (a) Malha 3D do concreto. (b) Distribuição da armadura incorporada para o painel SM1

tendo os valores das deformações constantes fazendo-se as leituras dos equipamentos de medidas instalados nos painéis. Esse procedimento foi realizado nos três ciclos de carga e descarga. Quando um material é carregado ciclicamente, seu comportamento é diferente de quando solicitado monotonicamente, isto é, os valores da tensão limite de resistência e da tensão limite de escoamento não podem ser usados como parâmetros de projeto.

Um fator, ainda relacionado com o carregamento cíclico que poderia influenciar nos resultados, foi a não incorporação, no modelo não-linear das armaduras, uma sub-rotina que descrevesse a degradação da armadura com os ciclos de cargas. No entanto, por se tratar de apenas três ciclos de carga e descarga esse fator foi desconsiderado para explicar as diferenças obtidas entre as análises.

Segundo, devido às características do método de dimensionamento usado (desconsideração da resistência de pino da armadura e do engrenamento do agregado, o concreto caracterizado apenas pela resistência à compressão efetiva, nenhuma análise de controle da espessura das fissuras na casca e o estado limite utilizado para resolver as equações de equilíbrio baseado no princípio

da mínima resistência), o resultado alcançado não deveria corresponder exatamente ao resultado experimental, embora o modelo utilizado para os materiais, concreto e armadura, no programa DIANA foram validados, por meio da comparação com resultados experimentais, por pesquisadores como Aurich (2001), d'Ávila (2003), Souza (2004), Trautwein (2006) e Gamino (2007).

Devido ao exposto, o resultado numérico deveria apresentar, portanto, resultados mais rígidos e conservadores quando comparado com os resultados experimentais. Assim, devido às simplificações realizadas, o método de dimensionamento utilizado foi satisfatório e, como previsto inicialmente, os resultados obtidos foram mais conservadores em relação aos exemplos experimentais, o que pode ser visto nos gráficos comparativos entre as análises experimentais e numéricas.

Com relação à influência da armadura mínima no comportamento estrutural dos elementos, fez-se uma análise, apenas para comparação, dos painéis dimensionados apenas com a armadura fornecida pelo procedimento iterativo proposto e utilizando, além da armadura obtida pelo dimensionamento, a armadura mínima para as direções em que a armadura foi dispensada.

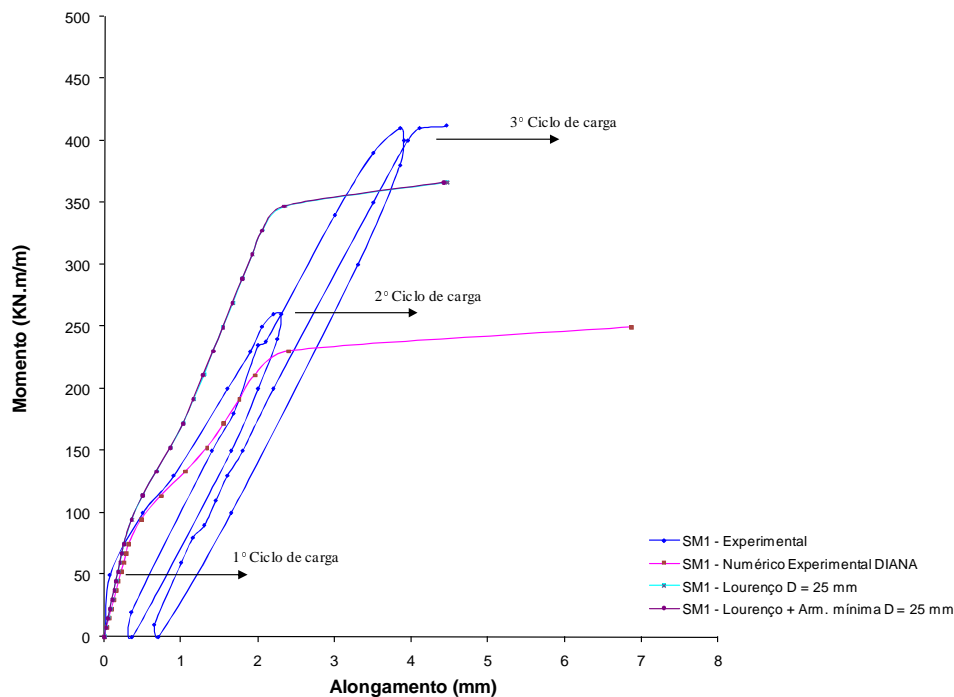


Figura 16. Análise numérica para o dimensionamento do painel SM1

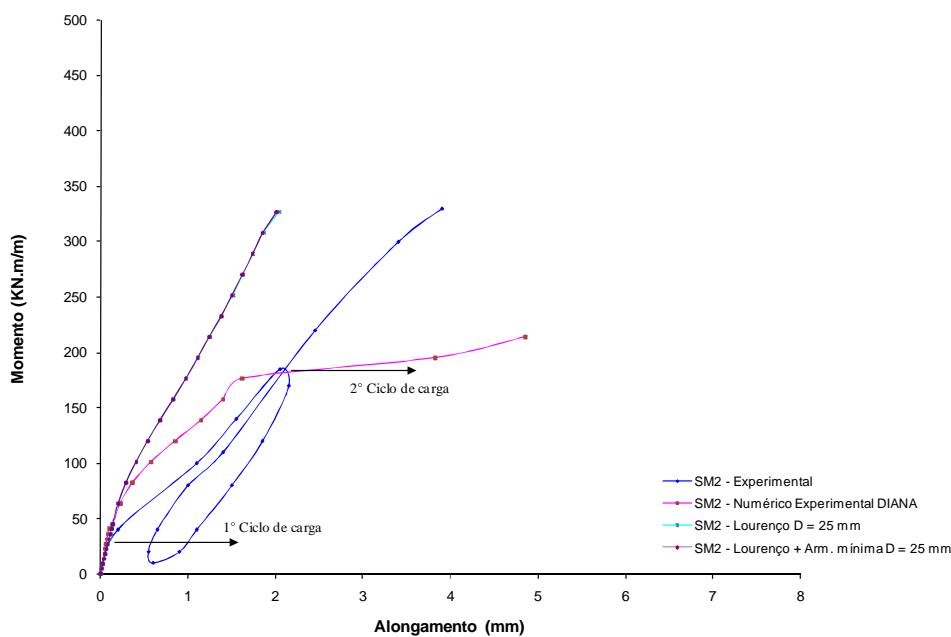


Figura 17. Análise numérica para o dimensionamento do painel SM2

Nesta análise o comportamento estrutural dos painéis foi idêntico, sem mudança na resistência última nem melhora no comportamento dúctil do elemento. No entanto, para evitar fissuras provenientes da retração e/ou deformações térmicas, a armadura mínima deve ser usada, mesmo a princípio não melhorando o comportamento estrutural dos elementos.

Devemos levar em consideração que estamos relacionando dimensionamento com análise estrutural. Neste

sentido, é difícil obter uma resposta numérica semelhante à resposta experimental visto que os painéis foram dimensionados com métodos diferentes. Assim, o dimensionamento do elemento de casca poderia ser feito para fornecer resultados mais rígidos ou elementos com rigidez semelhante ao dos painéis experimentais. Particularmente para este trabalho, a partir das características do método utilizado, o resultado esperado seria um comportamento mais conservador.

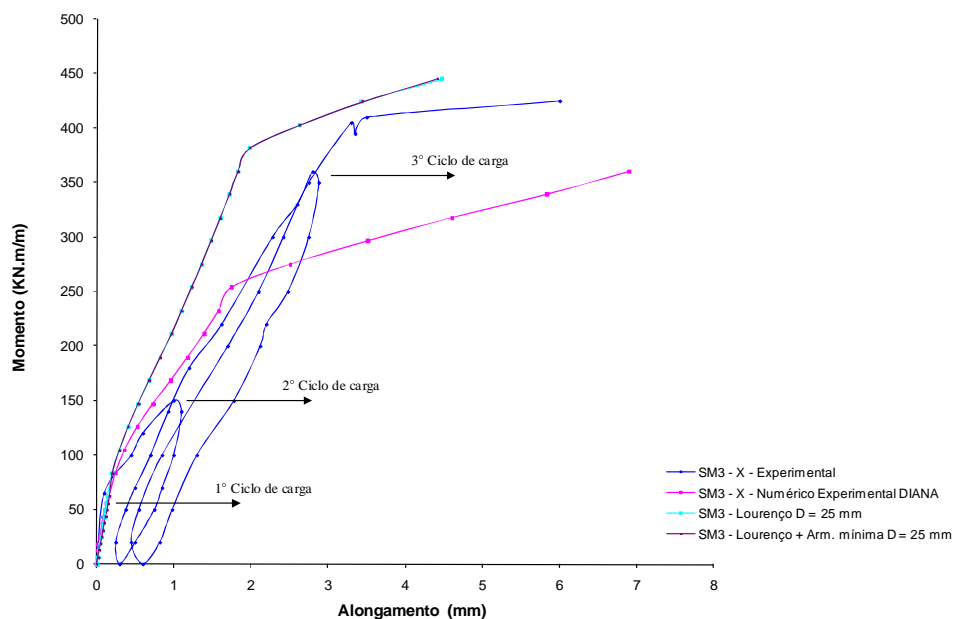


Figura 18. Análise numérica para o dimensionamento do painel SM3

Referencias

- Collins M.P., Vecchio F.J., Selby R.G., Gupta P.R. (2000) Failure of an offshore platform. Canadian Consulting Engineer, March-April 2000
- Lourenço P. B., Figueiras J.A. (1993) Automatic design of reinforcement in concrete plates and shells. /emph Engineering Computations 10:519-541
- DIANA. User's Manual. Release 9.3. April 2008
- Menezes Paula Vale. (2007) Metodologias de análise e projetos de estruturas reticuladas na exploração de petróleo offshore. Dissertação de Mestrado. COPE-UFRJ, Rio de Janeiro, p. 99
- Santos Cláudia Martins Peri Machado dos. (2005) Análise de estruturas esbeltas offshore sujeitas a vibrações induzidas por vórtices (VIV). Tese de Doutorado. COPE-UFRJ. Rio de Janeiro, p. 328
- ACI Committee 318. (1999) Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, Detroit
- Brondum-Nielsen T. (1974) Optimum design of reinforced concrete shells and slabs. Report No. 44, Structural Research Laboratory, University of Denmark, Copenhagen, pp:190-200.
- Gupta A.K. (1986) Combined membrane and flexural reinforcement in plates and shells. *Journal of Structural Engineering* 112(3) March 1986
- Marti P. (1990) Design of concrete slabs for transverse shear. *ACI Structural Journal* 87(2) March-April 1990
- Fialkow M. N. (1983) Strength design of shell membrane reinforcement. *Journal of Structural Engineering* 109(4):891-908
- Baumann T. (1972) Zur Frage der Netzbewehrung von Flachentragwerken, *Der Bauingenieur* 47(10):367-377
- Chen R. (2004) Dimensionamento de elementos de superfície de concreto armado: membranas, placas e cascas. Dissertação de Mestrado. POLI-USP. São Paulo, p 127
- Polak M.A., Vecchio F.J. (1994) Reinforced concrete shell elements subjected to bending and membrane loads. *ACI Structural Journal* 91(3):261-268, May-June 1994
- Friaca, Carlos Pitágoras Pereira. (2009) Análise numérica do comportamento estrutural de plataformas offshore de concreto. Dissertação de Mestrado. FEIS-UNESP. São Paulo, p 126