

PAINÉIS AUTO-PORTANTES PARA CASAS POPULARES: ESTUDO DA ESTABILIDADE

Ernani Mendes Nobre

Mestre em Engenharia de Estruturas pela Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP.
Membro da Associação Cearense de Engenharia Estrutural – ACEE.

Resumo

O presente artigo se refere ao estudo da estabilidade de painéis auto-portantes utilizados em habitações populares, como paredes internas e externas. O texto tem como objetivo, dar subsídios a outros pesquisadores, para que possam determinar a composição e a espessura do material a ser utilizado na fabricação dos referidos painéis, de maneira que os mesmos sejam resistentes aos esforços aplicados.

Palavras-chave: Análise de Estabilidade, Painéis Auto-portantes, Habitações Populares.

Abstract

The present article refers to a stability analysis study of structural panels used in popular habitations as internal and external walls. The text has as its objective, to give guidance to other researchers, so that they can determine the composition and the thickness of the material to be used in the production of such panels, so that their strength is appropriate to their usage.

Key-words: Stability Analysis, Structural Panels, Popular Habitation.

I. Introdução

Este trabalho resume alguns pontos que o Grupo de Pesquisas em Habitação Popular da UNIFOR desenvolveu, especificamente na estabilidade estrutural de painéis auto-portantes para habitações populares.

No texto foram estudados painéis auto-portantes planos, verticais, cheios e sem aberturas, atuando como barras e como cascas, submetidos a forças uniformemente distribuídas aplicadas no seu topo, paralelas ao seu plano, centradas e excêntricas, adicionadas ao seu peso próprio. Também foi estudado o efeito de 2ª ordem para todos os casos de carregamento supra citados. Complementando, foi apresentado o estudo da estabilidade para cargas suspensas de acordo com o MB-3259/90 da ABNT, que é o caso típico das redes de dormir, bastante utilizadas na região Nordeste do Brasil.

Painéis Auto-Portantes Planos Verticais sem Abertura são painéis planos sem nem um tipo de abertura, tais como portas ou janelas. A espessura do painel deve ser determinada a partir do dimensionamento feito de acordo com a resistência à compressão do material, e será demonstrada nos itens seguintes. Por outro lado pode-se fazer o caminho inverso, ou seja a partir de uma certa espessura determinar a composição do material que ofereça a resistência necessária à sua estabilidade.

II. Determinação das Cargas nos Painéis

II.1 Carga de Telhado

Considerando a telha tipo colonial a inclinação do telhado foi inicialmente fixada em 20°, conforme esquema da Figura 1,

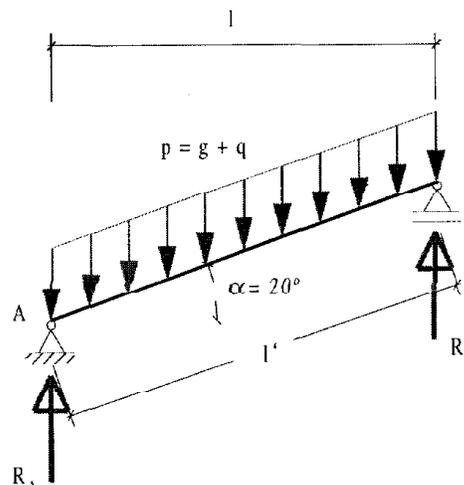


Figura 1 - Esquema Estrutural do Telhado

Onde:

l'	comprimento do telhado.
p	carregamento vertical por unidade de área do telhado.
R_A e R_B	reações verticais do telhado nos painéis por unidade de comprimento

A carga vertical "p" por m^2 , tem a seguinte composição:

Carga Vertical	kN/m ²
Peso próprio da telha colonial	0,60
Ripas	0,03
Caibros	0,05
Terças	0,05
Total de carga permanente	$g = 0,73$

Adicionando a carga acidental q de $0,5 \text{ kN/m}^2$, obtém-se:

$$p = g + q = 0,73 + 0,5 = 1,23 \text{ kN/m}^2.$$

O telhado se comporta como uma viga bi-apoiada inclinada, apoiada nos painéis. As reações de apoio R_A e R_B dos painéis serão as ações verticais atuantes por unidade de comprimento em cada painel, como ilustrado na Figura 1.

Para obtenção destas reações, calcula-se o comprimento (l') da viga através da equação:

$$l' = l / \cos \alpha$$

Através da estática obtém-se: $R_A = R_B = p \cdot l' / 2$ e assim:

$$R_A = R_B = \frac{p \cdot l}{2 \cdot \cos \theta}$$

A Figura 2 ilustra o carregamento no painel lateral.

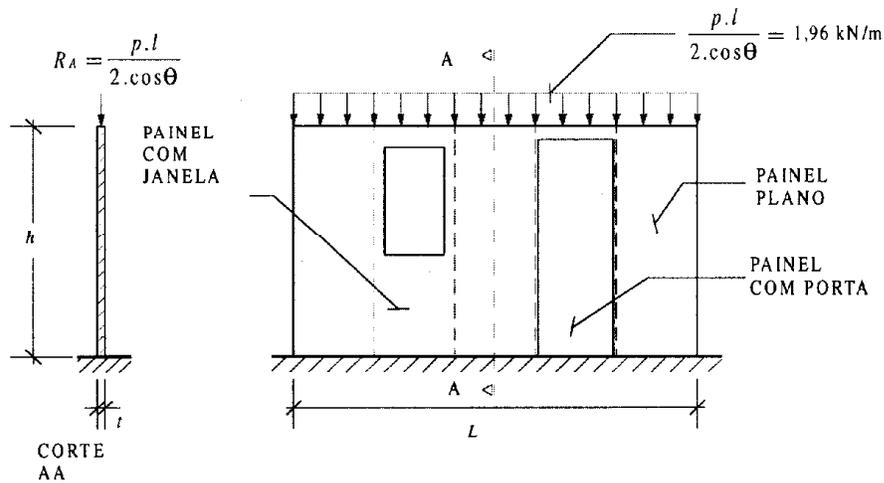


Figura 2 - Esquema Estrutural do Painel

Considerando-se a largura do vão l igual a 3 m e substituindo-se os valores:

$$R_A = \frac{p \cdot l}{2 \cdot \cos \theta} = \frac{1,23 \times 3}{2 \cdot \cos 20^\circ} = 1,96 \text{ kN/m}$$

A Figura 3 ilustra o painel plano em perspectiva:

II.2 Cálculo do Peso Próprio do Painel

Considerando um material constituído de argamassa reforçada com fibras vegetais cujo peso específico seja $\gamma = 16,88 \text{ kN/m}^3$ e estimando-se $t = 0,07 \text{ m}$, obtém-se na base, o peso por unidade de comprimento do painel, assim:

$$\gamma t = 16,88 \times 2,25 \times 0,07 = 2,66 \text{ kN/m}$$

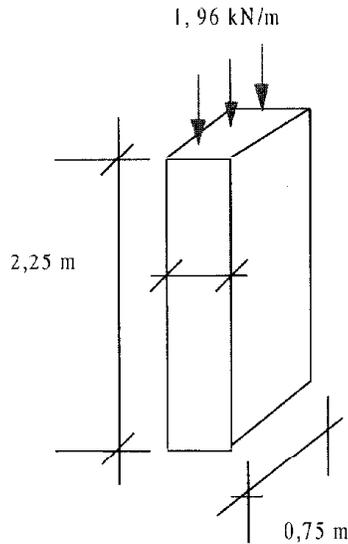


Figura 3 - Perspectiva do painel carregado

II.3 - Carga por Unidade de Comprimento na Base do Painel

Adicionando-se o peso do painel às cargas de telhado, obtém-se

$$p = 1,96 + 2,66 = 4,62 \text{ kN/m.}$$

III - Análise Estrutural dos Painéis

III.1 Tensão Normal na Base (Compressão Centrada)

$$\sigma = p / t = 4,62 / 0,07 = 66,03 \text{ kN/m}^2 = 66,03 \text{ kPa}$$

A tensão de cálculo, majorada com $\gamma_F = 1,4$

$$\sigma_d = \gamma_F \cdot \sigma = 66,03 \times 1,4 = 92,44 \text{ kPa.}$$

Considerando-se para a resistência à compressão do composto argamassa + fibra, obtida de dados experimentais do CEPED, a resistência à compressão aos 28 dias é de $f_{c28} = 339,91 \text{ kPa}$.

Comparando-se com o concreto, para uma resistência $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$ e controle regular, utilizando a equação $f_{ck} = f_{c28} - 1,65s$, tira-se o valor de f_{c28} :

$$f_{c28} = f_{ck} + 1,65s = 15 + 1,65 \times 7 = 26,5 \text{ MPa.}$$

Deste modo trabalhando-se com kPa, pode-se montar a seguinte regra de três:

$$\begin{array}{l} f_{c28} = 26.500 \text{ kPa} \quad \dots \quad s = 7.000 \text{ kPa} \\ 339,91 \text{ KPa} \quad \dots \quad x \text{ kPa} \end{array}$$

E assim obtém-se: $s = x = (339,91 \times 7.000) / 26.500 = 89,81 \text{ kPa}$.

Portanto para o composto, a resistência característica é:

$$f_{ck} = 340 - 1,65 \times 89,81 = 191,73 \text{ kPa}$$

A resistência de cálculo é: $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 191,73 / 1,4 = 136,95 \text{ kPa}$

Comparando σ_d com f_{cd} :

$\sigma_d = 92,44 \text{ kPa} < f_{cd} = 136,95 \text{ KPa}$, o que significa que a resistência utilizada é suficiente.

Foram realizados cálculos para espessuras de 7 cm e 5 cm. Observou-se que usando-se uma espessura $t = 5 \text{ cm}$, obtém-se $\sigma_d = 108,15 \text{ kPa}$, que ainda é menor que $f_{cd} = 136,95 \text{ kPa}$, satisfazendo portanto os esforços de compressão simples.

III.2 Compressão Excêntrica

Considerando-se que na maioria dos casos práticos, a carga aplicada não é perfeitamente centrada, analisa-se a seguir uma excentricidade mínima accidental de $e = 20\text{mm}$, como prescrito por exemplo, pela NB-1/80 de concreto armado. A Figura 4 mostra o esquema estrutural do painel.



Figura 4 - Força Normal Excêntrica

O projeto de norma da ABNT "Divisórias Internas Moduladas - Determinação da Resistência à Compressão Excêntrica" no 2:02:33-011, especifica: $e = t / 16$. Para os casos estudados ter-se-ia para:

$t = 50 \text{ mm}$	$\Rightarrow e = 8,33 \text{ mm}$
$t = 70 \text{ mm}$	$\Rightarrow e = 11,67 \text{ mm}$
$t = 100 \text{ mm}$	$\Rightarrow e = 16,67 \text{ mm}$
$t = 120 \text{ mm}$	$\Rightarrow e = 20,00 \text{ mm}$

A tensão normal máxima, de acordo com os compêndios de Resistência dos Materiais, é:

$$\sigma_{max} = F/A + M/W \dots \dots \dots (1)$$

onde:

F	Força normal por unidade de comprimento
A	Área da seção transversal de comprimento unitário
$M = F.e$	Momento fletor no topo
W	Momento resistente da seção transversal de comprimento unitário

Considerando-se a faixa unitária de comprimento, obtém-se:

$A = b.t$ onde $b = 1$, portanto:

$$A = t \text{ e } W = \frac{b.t^2}{6} = \frac{t^2}{6}$$

Assim, substituindo em σ :

$$\sigma = \frac{F}{t} + \frac{6Fe}{t^2} = F \left(\frac{1}{t} + \frac{6e}{t^2} \right)$$

Finalmente:

$$\sigma_{max} = \frac{F(t + 6e)}{t^2} \dots\dots\dots (2)$$

Para o caso do painel em estudo : $F = 4,62 \text{ kN/m}$
 Considerando $t = 7 \text{ cm} = 0,07 \text{ m}$ e $e = 20 \text{ mm} = 0,02 \text{ m}$ (painel externo)
 (Valor da NB-1)

$$\sigma_{max} = \frac{4,62}{0,07^2} (0,07 + 6 \times 0,02) = 179,14 \text{ kPa}$$

Comparando com a resistência de cálculo $f_d = 136,95 \text{ kPa}$, observa-se que o painel nesse caso não resistiria à carga especificada.

Utilizando-se $t = 10 \text{ cm}$, a tensão cairia para $101,64 \text{ kPa}$, mas que majorada com o coeficiente $1,4$, aumentaria para $142,30 \text{ kPa}$, ainda ultrapassando o valor de $136,95 \text{ kPa}$.

Para efeito de dimensionamento, isola-se t a partir da equação (2).

$$\sigma_{max} . t^2 = F.t + 6.e.F, \text{ onde } F = F_d = 1,4.(\gamma t + q)$$

Transpondo os termos e fazendo $\sigma_{max} = f_d$

$$f_d . t^2 - 1,4.(\gamma t + q). t - 6.e.1,4.(\gamma t + q) = 0$$

$$f_d . t^2 - 1,4. \gamma t^2 - q t - 8,4.e \gamma t - 8,4.e q = 0$$

$$(f_d - 1,4 \gamma t) t^2 - 1,4(q + 6.e \gamma t) t - 8,4.e q = 0$$

que é uma equação do 2º grau cuja solução é: $t = 0,1375 \text{ m} = 13,75 \text{ cm}$

Tendo em vista ser esta espessura de valor relativamente alta, pode-se também pesquisar um traço que permita um valor menor de t . Para o caso inicial

de $t = 0,07$, considerando-se os valores de cálculo $F_d = F . \gamma_F$ com $\gamma_F = 1,4$, e $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$, com $\gamma_c = 1,4$, obtém-se da equação (2):

$$\sigma_{max} = f_{cd} = \frac{F_d}{t^2} (t + 6e)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{1,4 \times 4,62}{0,07^2} (0,07 + 6 \times 0,02)$$

$$f_{ck} = 351,12 \text{ kPa}$$

Para $s = 89,81 \text{ kPa}$, ter-se-ia:

$$f_{c28} = f_{ck} + 1,65s = 351,12 + 1,65 \times 89,81 = 499,31 \text{ kPa}$$

ou seja, deve-se determinar experimentalmente um traço para o compósito cuja resistência seja $f_{c28} \geq 500 \text{ kPa} = 0,5 \text{ MPa}$, para $t = 7 \text{ cm}$.

III. 3 Flambagem com Carga Centrada

Considerou-se o esquema estrutural da Figura 5.

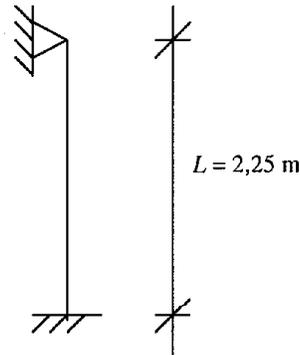


Figura 5 - Esquema estrutural do painel

$Le = 0,7 . L$, onde:	
$L - h$	Altura do painel
L_e	comprimento de flambagem

$$L_e = 0,7 \times 2,25 = 1,575 \text{ m}$$

$$\lambda = L_e / i, \text{ onde:}$$

λ = índice de esbeltez:

i = raio de giração, sendo:

$$i = \frac{t}{\sqrt{12}}, \text{ assim:}$$

$$\lambda = \frac{L_e \sqrt{12}}{t} = \frac{1,575 \sqrt{12}}{t} = \frac{5,456}{t}$$

No caso de $t = 0,07$:

$$\lambda = \frac{5,456}{0,07} = 77,94$$

$$\sigma_{cri} = \frac{\pi^2 E_c}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2,85 \times 10^6}{77,94^2} \quad \sigma_{cri} = 4.630,45 \text{ kPa}$$

Como $\sigma_{cri} \gg \sigma_{max}$, a peça não chegará a flambar.

O índice de esbeltez limite (λ_{lim}) da curva de Euler, pode ser obtido a partir das características do material, pela expressão:

$$\lambda_{lim} = \pi \sqrt{\frac{E_c}{f_{c28}}} \dots \dots \dots (3)$$

onde: E_c = módulo de deformação longitudinal do compósito

Considerando $E_c = 2,85$ GPa (dados experimentais obtidos do CEPED), vem:

$$\lambda_{lim} = \pi \sqrt{\frac{2,85 \times 10^6}{340}} = 287,63$$

Comparando λ com λ_{lim} , verifica-se que com a espessura de 7 cm, o material se rompe por compressão simples, sem atingir a curva de Euler ($\sigma_{cri} \gg \sigma_{max}$).

Fazendo o mesmo para $t = 5$ cm, obtém-se $\lambda = 109,12$ e que também não sofre a influência do efeito de 2º ordem, na compressão centrada.

III. 4 Flambagem com Carga Excêntrica

Tendo em vista, como já foi comentado no item III. 2, que na prática, é impossível se conseguir uma compressão perfeitamente centrada, inclui-se o efeito da excentricidade accidental, na verificação da flambagem.

Para isso, utiliza-se a princípio a fórmula da secante obtida dos compêndios da Resistência dos Materiais, através da equação (4).

$$\sigma_{max} = \frac{F}{A} \left[1 + \frac{e \cdot c}{i^2} \sec \left(\frac{1}{2} \sqrt{\frac{F}{EA}} \frac{L_e}{i} \right) \right] \dots (4)$$

Utilizando valores já calculados nos itens anteriores:

$$L_e = 1,575 \quad , \quad t = 0,07 \text{ m,}$$

$$i = \frac{t}{\sqrt{12}} = \frac{0,07}{\sqrt{12}} = 2,021 \times 10^{-2} \text{ m,}$$

$$L_e / i = \lambda = 77,94,$$

$$E = 2,85 \times 10^6 \text{ kPa}$$

$$A = 0,07 \times 1 = 0,07 \text{ m}^2 \text{ e } F = 4,62 \text{ kN}$$

Substituindo-se em (4):

$$\sigma_{max} = \frac{4,62}{0,07} \left[1 + \frac{0,02 \times 0,035}{(2,021 \times 10^{-2})^2} \sec \left(\frac{1}{2} \sqrt{\frac{4,62}{2,85 \times 10^6 \times 0,07}} \times 77,94 \right) \right]$$

$$\sigma_{max} = 181,16 \text{ kPa}$$

Comparando com a flexão excêntrica onde se obteve $\sigma_{max} = 179,14$ kPa observa-se que a influência do efeito de 2ª ordem é muito pequena (+1,13%), isto devido, como já foi visto, ao baixo índice de esbeltez da peça ($\lambda = 77,94$) em relação ao índice de esbeltez limite do material ($\lambda_{lim} = 287,67$)

O método da interação, do qual algumas normas fazem uso, utiliza a seguinte equação:

$$\frac{\sigma_{d(F)}}{\sigma_{adm(F)}} + \frac{\sigma_{d(M)}}{\sigma_{adm(M)}} \leq 1$$

$\sigma_{d(F)}$ = tensão normal majorada para carga centrada (item III.1) = 92,44

$$\sigma_{d(M)} = \frac{M}{W} \times 1,4 = \frac{6F \cdot e}{t^2} \times 1,4 = \frac{6 \times 4,62 \times 0,02 \times 1,4}{0,07^2} = 158,4$$

kPa

$\sigma_{adm(F)}$ = Tensão admissível à compressão, obtida da flambagem, utilizando um coeficiente de segurança 2

$$\sigma_{adm(F)} = \sigma_{cri} / 2 = 4630,45 / 2 = 2315,23 \text{ kPa}$$

$\sigma_{adm(M)}$ = f_d = Tensão admissível à flexão, obtida de dados experimentais do CEPED (item III.1) = 136,95 kPa

$$\frac{92,44}{2315,23} + \frac{158,4}{136,95} = 0,0399 + 1,1567 = 1,1966 > 1$$

Como era de se esperar para a espessura de 0,07 m, a influência da flambagem incrementa o índice em apenas 3,5%. Pode-se variar a espessura para 0,14 m ou aumentar a resistência do material.

Como 0,14 m é uma espessura não aconselhável, parte-se logo para o segundo caso, utilizando-se em vez de uma espessura maior, uma resistência mais alta, no caso, como já foi visto no item III. 2: $f_{c28} = 500$ kPa

$$f_{ck} = 500 - (1,65 \times 89,81) = 351,81 \text{ kPa}$$

$f_{cd} = f_{ck} / 1,4 = 251,30$ kPa = $\sigma_{adm(M)}$, obtém-se com a fórmula da interação, utilizando $t = 0,07$ m e para efeito de cálculo, com o mesmo módulo de elasticidade:

$$92,44 / 2315,23 + 158,4 / 251,30 = 0,67 < 1$$

Pela fórmula da secante obter-se-ia:

$\sigma_{max} = 250,80$ kPa < 251,30 kPa, que satisfaz ao projeto.

De tudo que foi estudado até agora, conclui-se a necessidade de se ter dados de resistência a partir dos ensaios a serem realizados com traços experimentais.

III. 5 Cargas suspensas

Segundo o MB - 3259/90 - "Divisórias leves internas moduladas - Verificação do comportamento sob

ação de cargas provenientes de peças suspensas”, que é o caso das redes de dormir, bastante usadas no Nordeste do Brasil, o painel deve resistir ao carregamento indicado nas figuras 1 e 2 do referido método.

O sistema consiste num suporte com duas mãos francesas cada uma sustentando cargas de 490 N. O esquema estrutural está indicado na Figura 6.

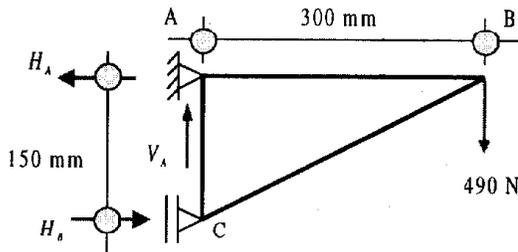


Figura 6 - Esquema Estrutural do MB - 3259/90

Analisando-se estaticamente o suporte, obtém-se:
 $\sum M_c = 0 \therefore 150H_A - 300 \times 490 = 0 \therefore H_A = 147000 / 150 = 980 \text{ N}$

$V_A = 490 \text{ N}$, $H_A = H_B = 980 \text{ N}$

Como são duas mãos francesas, duplica-se o valor da carga.

$p = \text{peso próprio} = \gamma \cdot t \cdot b = 16,88 \times 0,07 \times 0,75 = 0,8862 \text{ kN/m}$

O cálculo dos esforços considerando o painel como barra e rotacionando-o como uma viga semi-engastada equivalente, está ilustrado na Figura 7.

Resolvendo-se a estrutura através das equações da estática para vigas com um apoio e um engaste, obtêm-se os seguintes resultados:

$M_A = 0,0364 \text{ kN.m}$; $R_A = -0,1468 \text{ kN}$; $R_B = 0,1468 \text{ kN}$; $H_A = 2,979 \text{ kN}$

$M_1 = -0,11774 \text{ kN.m}$; $M_2 = 0,15424 \text{ kN.m}$

$N_{2+} = -1,063 \text{ kN}$; $N_{2-} = -2,043 \text{ kN}$

Os diagramas de momentos fletores (DMF) e esforços normais (DEN), determinantes para o dimensionamento, estão indicados na Figura 8.

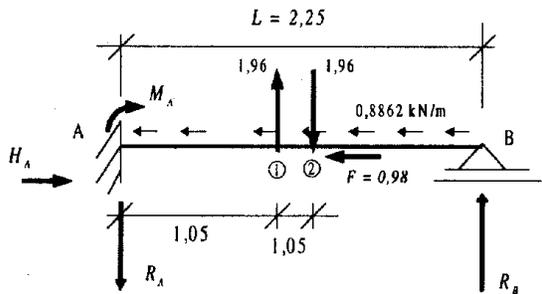


Figura 7 - Esquema estrutural do painel como viga

Calculando as tensões através das equações da resistência dos materiais, considerando o painel como barra, tem-se:

$\sigma_1 = \frac{N_1}{A} + \frac{M_{max}}{W}$ onde $A = t \cdot b$ e

$W = \frac{b \cdot t^2}{6}$

$\sigma_1 = \frac{N_1}{b \cdot t} + \frac{6M_{max}}{b \cdot t^2} = \frac{N_1 \cdot t + 6M_{max}}{b \cdot t^2}$ (compressão) .. (5)

$\sigma_1 = \frac{(-2,043 - 0,15 \times 0,8862) \times 0,07 - 6 \times 0,15424}{0,75 \times 0,07^2} =$

$-293,27 \text{ kPa}$

Fazendo o mesmo no ponto A: $\sigma_A = -116,97 \text{ kPa}$

Assim $|\sigma_1| > |\sigma_A| \rightarrow (\sigma_1 = \sigma_{max})$

$\sigma_d = -1,4 \times 293,27 = -410,58 \text{ kPa}$

$\sigma_d > f_d = 136,95 \text{ kPa}$ (valor utilizado pela bibliografia).

Fazendo: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \therefore f_{ck} = f_{cd} \cdot \gamma_c$ sendo $f_{cd} =$

$410,58 \text{ kPa}$

tem-se: $f_{ck} = 1,4 \times 410,57 = 574,8 \text{ kPa} \approx 575 \text{ kPa}$

Para $s = 89,81 \text{ kPa}$, $f_{c28} = f_{ck} + 1,65s = 574,8 + 1,65 \times 89,81 = 722,99 \text{ kPa} \approx 723 \text{ kPa}$

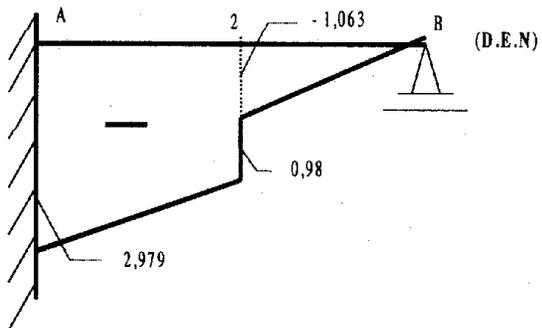
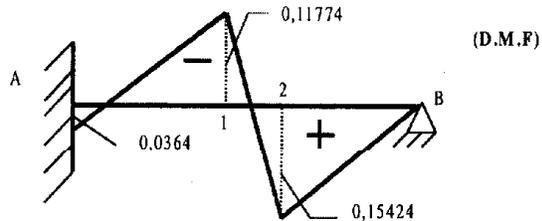


FIGURA 8 - Diagramas de Momentos Fletores e Esforços Normais.

O que significa que para atender à esta norma deve-se produzir um traço de resistência à compressão mínima aos 28 dias de 723 kPa.

Comparando com o item III.2 : $723 \text{ kPa} > 500 \text{ kPa}$ inicialmente previsto.

Tendo em vista que as mãos francesas estão situadas a 0,5 m de distância uma da outra e considerando o painel no espaço, a análise no estado plano de tensoes se faz como indicado na Figura 9, com a finalidade de verificar as concentrações de tensão nos pontos de aplicação dos esforços.

O painel foi analisado, utilizando elementos finitos de casca. Com os valores dos esforços obtidos diretamente de programa de análise em computador, aplica-se a equação 5 para os pontos críticos na direção y. Para o maior valor do momento fletor por unidade de comprimento em torno do eixo x, tem-se: - 57,3 kN.m/m. Como a largura do painel é de 0,75 m, o momento na largura analisada fica $M = 0,75 \times (- 57,3) = - 42,98$ kN.m. A força normal por unidade de comprimento no nó correspondente na direção y é -1,21 kN. Assim, do mesmo modo para a largura de 0,75 m, obtém-se $N = - 0,907$ kN.

$$\sigma_1 = \frac{N_1 \cdot t + 6 M_{max}}{b \cdot t^2} = \frac{- 0,907 \times 0,07 - 6 \times 42,98}{0,75 \times 0,07^2} = - 70.188,70 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = - 70.188,70 \text{ kPa} = - 70,19 \text{ MPa (compressão)}.$$

Na outra face, aplicando a mesma equação obtém-se: $\sigma_2 = 70,15$ MPa (tração). Estes altos valores das tensões normais verticais no painel se dão devido à concentração de tensões no nó isolado em estado plano de tensões (Princípio de Saint-Venant), o que indica que a região deve ser reforçada nas proximidades do local com uma armadura de fretagem incravada em concreto, a fim de proporcionar o reforço do local.

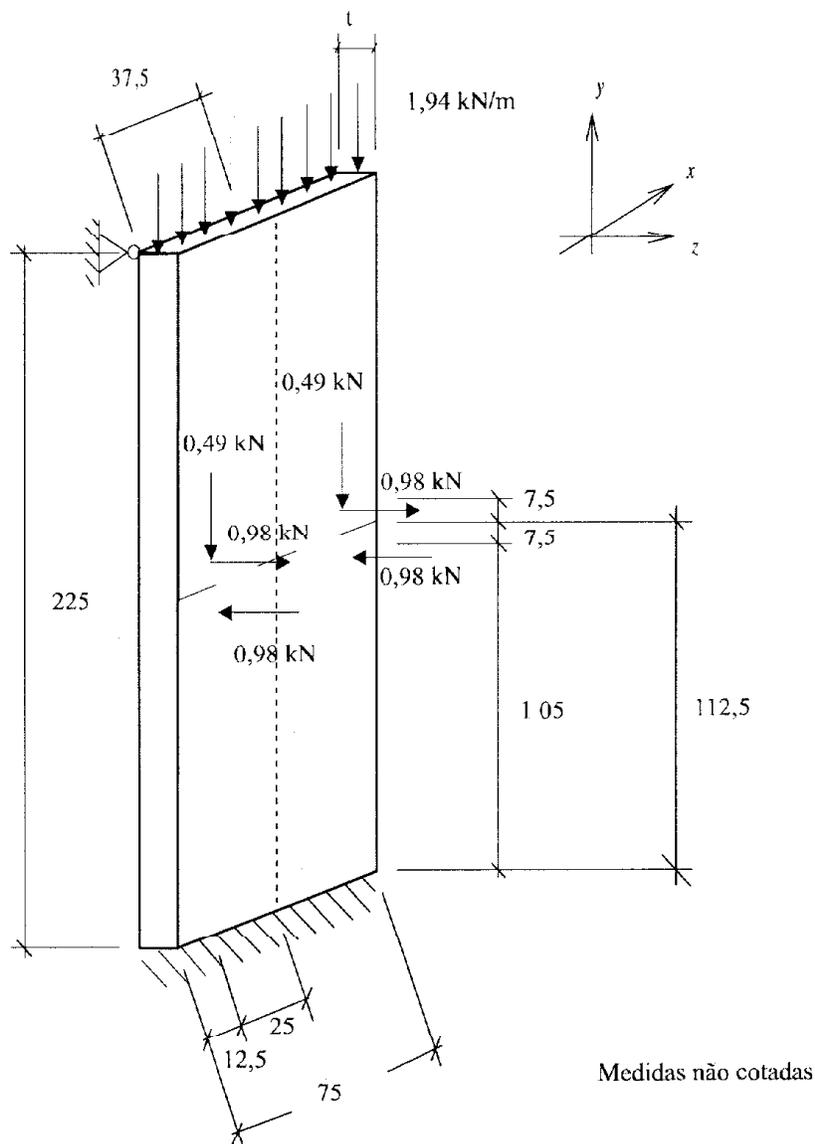


FIGURA 9 - Esquema Estrutural Plano do Painel

IV. Conclusões

Os conceitos, considerações e resultados aqui apresentados servem de base para estudos e pesquisas em habitação popular, devendo ser adaptados às propriedades obtidas em ensaios de corpos de prova do compósito escolhido, utilizando as mesmas seqüências de cálculo sugeridas.

Com base no que foi estudado, o resultado da resistência mínima à compressão dos diversos traços experimentais para a espessura desejada dos painéis de 7 cm, deve ser: $f_{ck} = 575 \text{ kPa} = 0,575 \text{ MPa}$ (item III.5).

Referências Bibliográficas

AGOPYAN, V.; JOHN, V. M. *Introdução ao sistema de painéis IPT/IDRC - argamassa de cimento de escória reforçado com fibras de coco*. São Paulo: EdEPUSP, 1996. p. 66-67.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. PROJETO 2:02.33.011: *divisórias leves*

internas moduladas - determinação da resistência à compressão excêntrica - método de ensaio. Rio de Janeiro, 1989, 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. MB 3259: *divisórias leves internas moduladas - verificação do comportamento sob ação de cargas provenientes de peças suspensas*. Rio de Janeiro, 1989, 5 p.

CENTRO DE PESQUISAS E DESENVOLVIMENTO (THABA - Programa de Tecnologias de Habitação). *Utilização de fibras vegetais na construção civil: relatório 94/98*. Salvador, 1984, 61 p.

MOURA, J. R. B.; DANTAS, G. V. *Determinação de propriedades mecânicas de argamassas*. Revista Tecnologia, Fortaleza, v. 6, p. 69-74, ago. 1985.

PINHEIRO, L. B.; GIONGO, J. S. *Concreto armado: propriedades dos materiais*. São Carlos: EdEESC, 1986, 79 p.