

PROCEDIMENTOS PARA VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE PÓRTICOS ATIRANTADOS

Andreilton de Paula Santos¹ & Libânio Miranda Pinheiro²

Resumo

Este trabalho apresenta procedimentos para verificação da estabilidade global de galpões de concreto pré-moldado, formados por pórticos atirantados. Essas estruturas são muito utilizadas no Brasil, por apresentarem boa flexibilidade na arquitetura e em futuras ampliações. A estabilidade global é uma verificação que se faz considerando o equilíbrio na posição deslocada. Ela pode ser feita usando processos rigorosos, simplificados ou parâmetros. Os dois últimos tipos são os mais aplicados na prática. O objetivo deste artigo é analisar os procedimentos simplificados que podem ser usados para a verificação da estabilidade global desse tipo de estrutura. Com esse propósito, três exemplos de pórticos atirantados, comuns na prática, são verificados pelos seguintes procedimentos: parâmetro α e processo $P.\Delta$. Nos exemplos, variaram-se apenas as seções transversais do pórtico. Foram utilizadas três combinações de cálculo, levando em conta as seguintes ações variáveis: carga acidental, vento e ponte rolante. Para os exemplos analisados, os resultados mostraram que a ação da ponte rolante foi a mais desfavorável, e que a estrutura do exemplo 3 apresentou menores efeitos de segunda ordem. Constatou-se que a verificação de estabilidade global deve ser feita sistematicamente para esse tipo de estrutura, uma vez que alguns exemplos apresentaram acréscimos de momentos fletores acima de 10% e valores de α superiores a α_{lim} .

Palavras-chave: Galpões. Concreto pré-moldado. Pórtico atirantado. Estabilidade global.

PROCEDURES FOR OVERALL STABILITY VERIFICATION OF TIED PORTAL FRAMES

Abstract

This paper presents procedures for overall stability verification of tied portal frame sheds of precast concrete. These structures are widely used in Brazil since they present good flexibility in the architecture and in future enlargements. Overall stability is a verification that is performed considering the balance in the displaced position. It can be performed making use of rigorous procedures, simplified ones, or parameters. The latter two types are the most common in practice. The aim of this paper is to analyze simplified procedures that can be used to verify the overall stability of this kind of structure. With this purpose, three examples of tied portal frames common in practice are verified by the following procedures: parameter α , and $P.\Delta$ process. In the example only the cross sections of the frame were changed. Three combinations of the actions were used in design, taking into account the following variable actions: live load, wind, and overhead crane. For the analyzed examples the results showed that the overhead crane action was worst, and that the structure of example 3 presented smaller second order effects. It was confirmed that the overall stability verification should be systematically performed for this type of structure, taking into account that some examples presented increasing of bending moments above 10%, and values of α higher than α_{lim} .

Keywords: Sheds. Precast concrete. Tied portal frame. Overall stability.

¹ Mestre em Engenharia de Estruturas - EESC-USP, andreilton@sc.usp.br

² Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, libanio@sc.usp.br

1 INTRODUÇÃO

As construções de um pavimento e de grande área livre geralmente são denominadas galpões. Seu emprego é comum no mundo todo e, em termos de quantidade de obras, destacam-se no Brasil. Esses sistemas são apropriados para edificações que necessitam de alta flexibilidade na arquitetura. Isto ocorre pela possibilidade do uso de grandes vãos e espaços abertos, sem a interferência de paredes e pilares em posições inadequadas. A possibilidade de futuras ampliações também é uma vantagem dessas estruturas. Por essas razões os galpões são comumente utilizados para indústria, comércio, depósitos e oficinas.

EL DEBS (2000) classifica as estruturas de esqueleto de um pavimento da seguinte forma:

- Sistemas estruturais com elementos de eixo reto (Figura 1);
- Sistemas estruturais com elementos compostos por trechos de eixo reto ou curvo.

Em algumas regiões do Brasil há preferência na utilização da forma básica d da Figura 1, com engastes nas ligações dos pilares com a fundação. Isto se deve a um custo menor, em comparação com outras estruturas, e também ao nível de industrialização da região em questão.

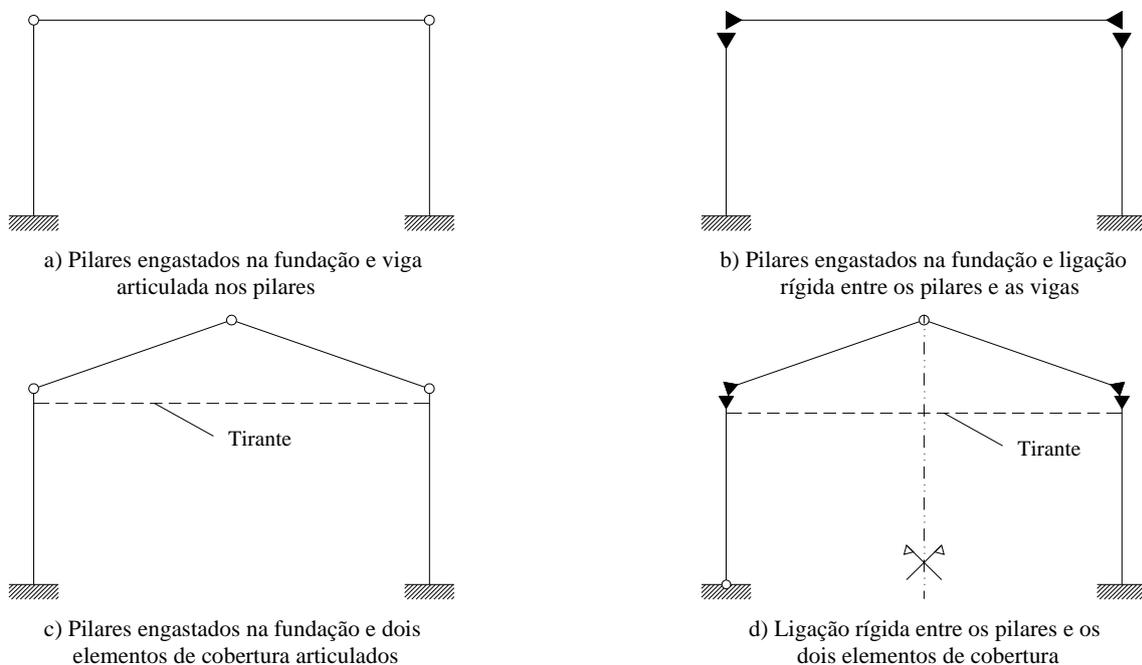


Figura 1 – Sistemas estruturais com elementos de eixo reto. (Fonte: EL DEBS, 2000).

1.1 Objetivos

O objetivo deste trabalho é analisar a estabilidade global de galpões atirantados, da forma básica d da Figura 1, considerando as ações horizontais preponderantes nesse tipo de estrutura: ação do vento e ação de ponte rolante.

1.2 Justificativas

A consideração das ações variáveis é fundamental em qualquer tipo de estrutura. Nas de concreto pré-moldado são empregados os mesmos procedimentos relativos às estruturas moldadas no local, levando em conta as particularidades das ligações. Entretanto, os galpões são estruturas que se diferenciam das demais, como por exemplo os edifícios de múltiplos pavimentos moldados no local.

Essa diferença se dá principalmente pelo fato de que os galpões não possuem um elemento estrutural com função de diafragma rígido, tal como as lajes maciças nos edifícios comuns.

Portanto, justifica-se estudar os procedimentos empregados para a verificação da estabilidade global nos galpões de concreto pré-moldado.

2 ANÁLISES DE PRIMEIRA E DE SEGUNDA ORDEM

Em uma análise de primeira ordem o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial. Neste caso as deformações, função dos deslocamentos, não se expressam de forma linear. Já os efeitos de segunda ordem são aqueles que se somam aos obtidos numa análise de primeira ordem, quando se considera a posição deslocada. A Figura 2 mostra o acréscimo de momento fletor verificado quando se estuda o equilíbrio da estrutura na posição deslocada.

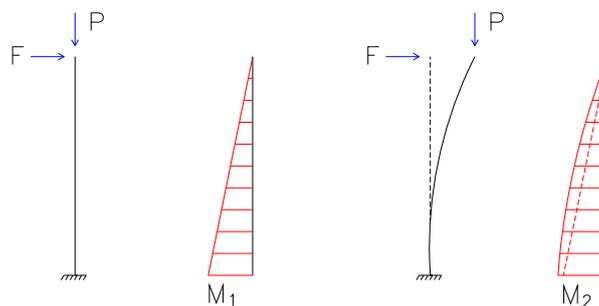


Figura 2 – Acréscimo de momento fletor devido ao equilíbrio na posição deslocada.

Além disso, para uma análise mais precisa, é obrigatório considerar a não-linearidade física, presente nas estruturas de concreto armado.

Existe, na literatura técnica, uma importante classificação das estruturas sob o aspecto da estabilidade global. Ela se dá segundo a deslocabilidade dos nós:

- Estruturas de nós fixos;
- Estruturas de nós móveis.

As estruturas de nós fixos são aquelas em que os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por consequência, os efeitos globais de segunda ordem são inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem, podendo ser considerados desprezíveis.

Diferente das anteriores, as estruturas de nós móveis são aquelas em que os deslocamentos horizontais são significativos e, em decorrência, os efeitos globais de segunda ordem são importantes, ou seja, superiores a 10% dos esforços de primeira ordem.

Para a avaliação dos efeitos de segunda ordem, os procedimentos possíveis são:

- Processos rigorosos;
- Processos simplificados;
- Emprego de parâmetros.

A avaliação por processos rigorosos é feita de forma numérica através de análise matricial. Esses procedimentos desenvolvem-se de forma incremental e iterativa, e incorporam o deslocamento da estrutura, considerando o equilíbrio na posição deslocada. Além disso, é possível analisar a evolução do carregamento ao longo do tempo. Os processos simplificados são rápidos, práticos e produzem ótimos resultados. Existem vários e um deles é o processo P.Δ. Esses processos analisam a estrutura na configuração deslocada, independente da estrutura ser considerada deslocável ou não.

Os parâmetros mais utilizados são: α e γ_z . O parâmetro α determina se a estrutura é de nós fixos ou de nós móveis, ou seja, indica se os efeitos de segunda ordem são significativos ou não.

O parâmetro γ_z , além de classificar a estrutura quanto à sua deslocabilidade, permite que se obtenham os esforços de segunda ordem, majorando os de primeira ordem. Entretanto a NBR 6118:2003 cita que o parâmetro γ_z é válido somente para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Dessa forma o parâmetro γ_z não deve ser aplicado aos galpões.

2.1 Parâmetro α

A NBR 6118:2003 indica o cálculo do parâmetro α por meio da equação:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} \cdot I_c}} \quad (1)$$

- H_{tot} é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação;
- N_k é a somatória de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;
- $E_{cs} \cdot I_c$ representa a somatória dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs} \cdot I_c$ de um pilar equivalente de seção constante;
- O valor de I_c deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

No caso de estruturas de pórticos ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor de $E \cdot I_{eq}$ relativo a um pilar equivalente de seção constante, valor dado por:

$$EI_{eq} = \frac{P \cdot H^3}{3 \cdot \delta} \quad (2)$$

PINTO (2002) comenta que a consideração da não-linearidade física (NLF) no parâmetro α já está embutida na formulação, na qual se considera uma redução de 30% no produto de rigidez, estando essa redução já incorporada aos valores limites de α . Por isso, o valor de α deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

A rigidez do pilar equivalente deve ser determinada da seguinte forma:

- Calcular o deslocamento (δ) do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal (F). Pode-se adotar um valor unitário;
- Calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra um deslocamento de igual valor no topo (Figura 3).

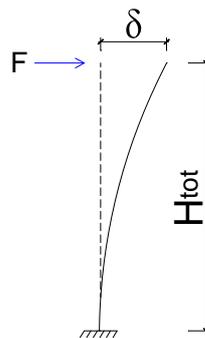


Figura 3 – Linha elástica do pilar com rigidez equivalente.

Os limites para o valor de α são dados pelas Eq. (3a) e (3b). Nessas equações, n é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação. Portanto o valor limite de α para os edifícios de um pavimento vale 0,3.

$$\alpha_{lim} = 0,2 + 0,1 \cdot n \quad \rightarrow \quad \text{para } n \leq 3 \quad (3a)$$

$$\alpha_{lim} = 0,6 \quad \rightarrow \quad \text{para } n \geq 4 \quad (3b)$$

2.2 Processo P.Δ

A explicação sobre o processo P.Δ é adaptada de CARMO (1995).

Após a atuação dos carregamentos horizontais e verticais, a estrutura se desloca horizontalmente, como indica a Figura 4.

Fazendo a somatória dos momentos em relação à base do pilar, tem-se:

$$\sum M = F H + \sum P_i \Delta_i \quad (4)$$

No processo P.Δ o momento adicional $\sum P_i \Delta_i$ pode ser substituído por um binário de mesmo efeito, composto por forças horizontais de valor: $P_i \Delta_i / H$.

Portanto, substitui-se o efeito de segunda ordem por um efeito de primeira ordem equivalente (Figura 5).

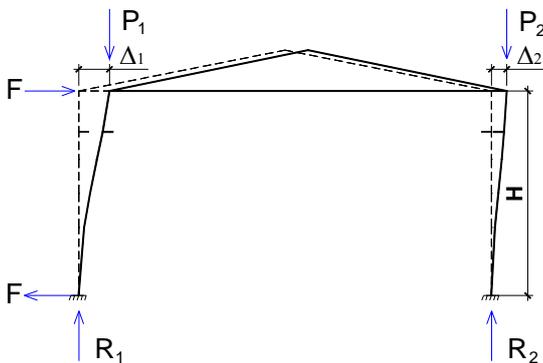


Figura 4 – Estrutura deformada.

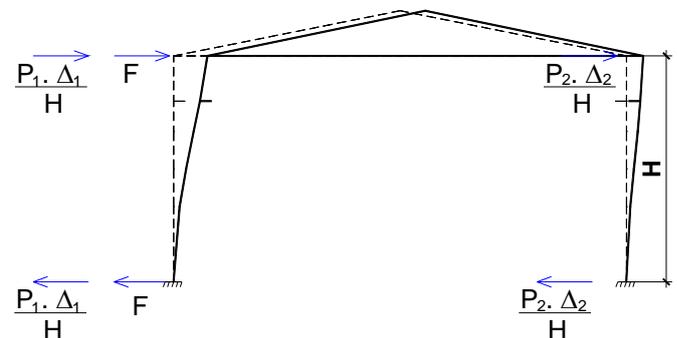


Figura 5 – Forças equivalentes aos efeitos de segunda ordem no processo P.Δ.

Faz-se uma nova análise da estrutura com o carregamento original (horizontal e vertical) adicionando-se as forças equivalentes $P_i \Delta_i / H$.

Após a segunda análise observam-se os novos deslocamentos. A partir disso, é feita a verificação se a tolerância dos deslocamentos foi atingida.

Caso essa tolerância seja alcançada, interrompe-se o processo e anotam-se os momentos encontrados para essa etapa.

Caso contrário, faz-se uma nova análise, com as forças equivalentes corrigidas $P_i \Delta_i / H$. O processo é repetido até que a tolerância seja alcançada.

Devido às sucessões de etapas, o processo é considerado iterativo. A resultante das forças horizontais não se altera, pois em cada etapa do carregamento é aplicado um binário, ou seja, forças de igual intensidade e de sentidos contrários.

Para o critério de parada, adotou-se a condição apresenta na Eq. (5). Nesta equação, ε é a tolerância admitida, Δ_i^r são os deslocamentos de uma etapa r e Δ_i^{r-1} , os de uma etapa anterior $r-1$.

$$\sqrt{\frac{\sum (\Delta_i^r - \Delta_i^{r-1})^2}{\sum (\Delta_i^r)^2}} \leq \varepsilon \quad (5)$$

3 EXEMPLOS CONSIDERADOS

Para exemplificar a verificação da estabilidade global nos galpões, serão feitos três exemplos de pórticos atirantados. Serão considerados o parâmetro α e o processo P. Δ .

Será empregado o sistema de ligação viga-pilar com chumbadores e consolo horizontal, e, para fins de comparação, serão utilizadas três seções de pilares e vigas.

3.1 Exemplo 1 – Seção 25 cm x 35 cm

Este exemplo refere-se a um galpão com vão de 20 m. A Figura 6 apresenta o pórtico usado, juntamente com os dados necessários à análise estrutural.

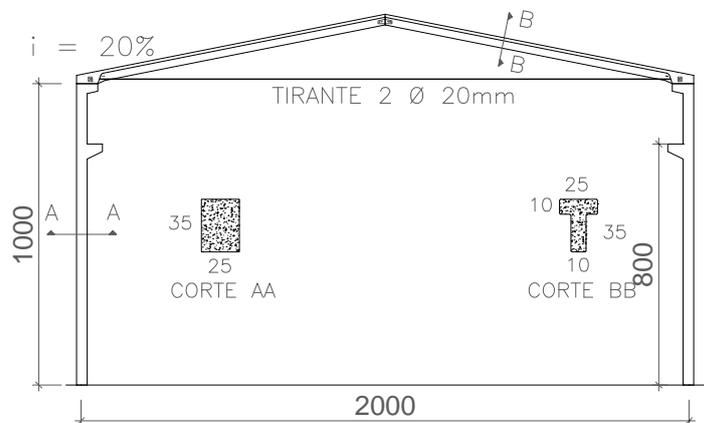


Figura 6 – Exemplo 1. Pórtico com seção do pilar de 25 cm x 35 cm.

Será considerado f_{ck} de 40 MPa, módulo de elasticidade do aço igual a 210.000 MPa, espaçamento entre pórticos de 7 m, nove terças apoiadas nas vigas e ligação viga-pilar com comportamento rígido, ou seja, $\alpha_R \geq 0,85$.

A Figura 7 apresenta o carregamento de peso próprio (PP), considerando os seguintes dados:

- Peso da telha 0,07 kN/m² (7,0 kgf/m²). Carga distribuída na viga: 0,07 x 7 = 0,49 kN/m;
- Peso das terças 0,65 kN/m² (65 kgf/m²). Carga na viga: [(0,65 x 9 x 7) / 20] = 2,05 kN/m;
- Peso do forro e luminária 0,125 kN/m² (12,5 kgf/m²). Carga na viga: 0,125 x 7 = 0,875 kN/m;
- Peso da viga 1,25 kN/m (125 kgf/m);

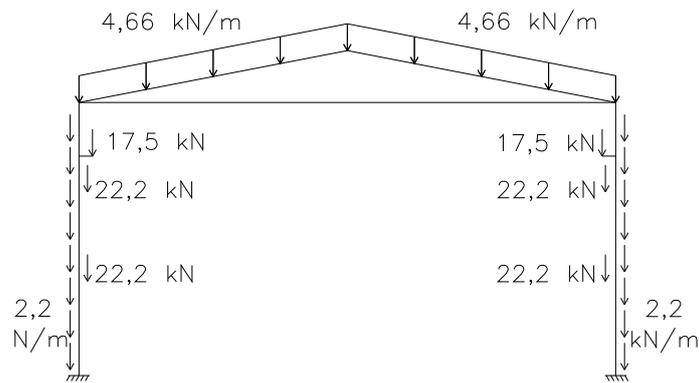


Figura 7 – Peso próprio (PP) – Exemplo 1.

- Carga total distribuída na viga: 4,66 kN/m;
- Peso do pilar (25 cm x 35 cm) 2,19 kN/m (219 kgf/m);
- Carga total distribuída no pilar: 2,19 kN/m;
- Fechamento lateral 0,50 kN/m² (50 kgf/m²). Carga concentrada no pilar nos níveis 3,33 m e 6,66 m: 0,50 x 3,33 = 11,66 kN;
- Viga de fechamento lateral (20 cm x 30 cm) 1,50 kN/m (150 kgf/m). Carga concentrada no pilar nos níveis 3,33 m e 6,66 m: 1,50 x 7 = 10,5 kN;
- Carga total concentrada no pilar nos níveis 3,33 m e 6,66 m: 22,16 kN;
- Viga da ponte rolante (20 cm x 50 cm) 2,50 kN/m (250 kgf/m). Carga concentrada no pilar no nível 8,00 m (consolo): 2,50 x 7 = 17,5 kN;
- Carga total concentrada no pilar no nível 8,00 m: 17,5 kN.

A Figura 8 apresenta a carga acidental (CA). Para obter o carregamento distribuído na viga basta multiplicar o valor de 0,25 kN/m² pelo espaçamento entre os pórticos: 7 m.

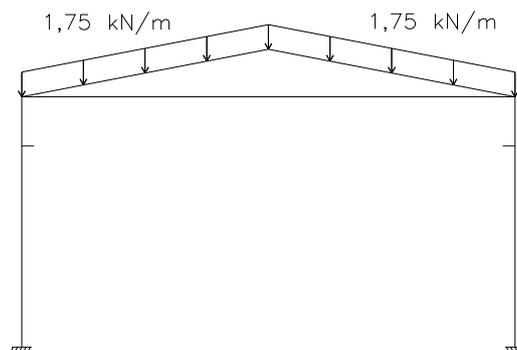


Figura 8 – Carga acidental (CA) – Exemplo 1.

Para a ação do vento (Figura 9) foram considerados os seguintes dados:

- Velocidade básica do vento, V_0 , igual a 40 m/s;
- Fator topográfico, S_1 , igual a 1,0;
- Rugosidade do terreno, S_2 : Categoria III, Classe B;
- Fator estatístico, S_3 , igual a 1,0;
- Coeficiente de pressão interna, C_i , igual a zero;
- Ângulo de Incidência do vento: 90°.

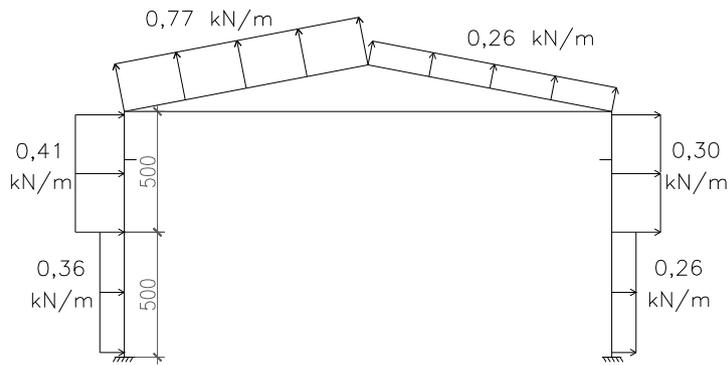


Figura 9 – Ação do vento (VT) – Exemplo 1.

Para a ação da ponte rolante (PR), Figura 10, foram considerada a carga içada igual a 100 kN (10 tf) e o impacto de 25 %, de acordo com o catálogo Monobox, indicado em BELLEI (2004).

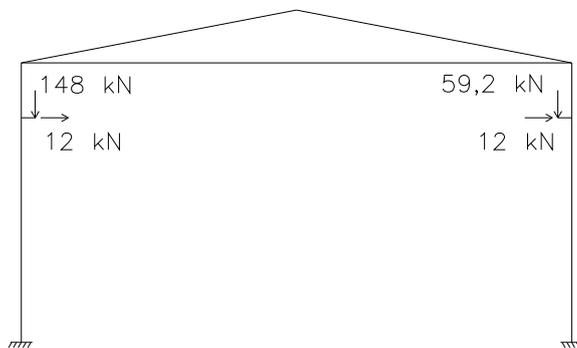


Figura 10 – Ação da ponte rolante (PR) – Exemplo 1.

3.2 Exemplo 2 – Seção 25 cm x 50 cm

No exemplo 2 são alteradas as seções dos pilares e das vigas. Os demais dados são mantidos (Figura 11).

Em função da mudança da seção transversal dos pilares e das vigas, a única alteração, em termos de carregamento, é no peso próprio (Figura 12).

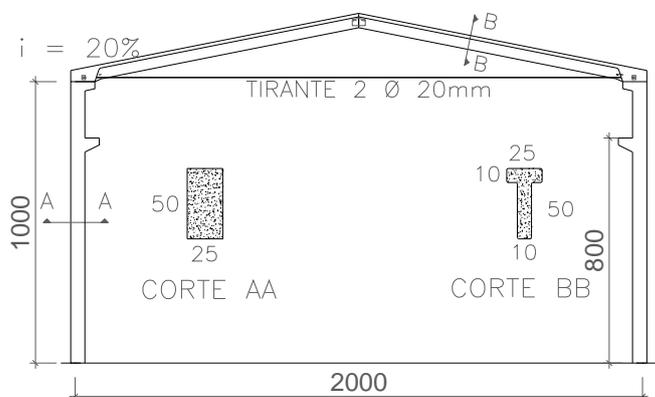


Figura 11 – Exemplo 2. Pórtico com seção do pilar de 25 cm x 50 cm.

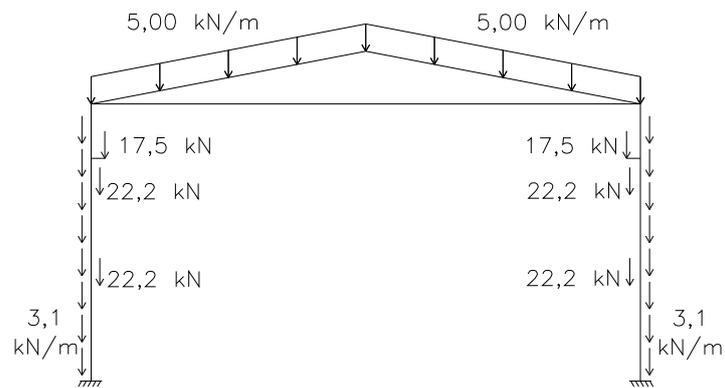


Figura 12 – Peso próprio (PP) – Exemplo 2.

3.3 Exemplo 3 – Seção 30 x 60

No exemplo 3 alteram-se as seções dos pilares e das vigas e mantêm-se os demais dados (Figura 13). Em função da mudança da seção transversal dos pilares e das vigas, a única alteração, em termos de carregamento, é no peso próprio, como mostra a Figura 14. Os demais carregamentos mantêm-se iguais.

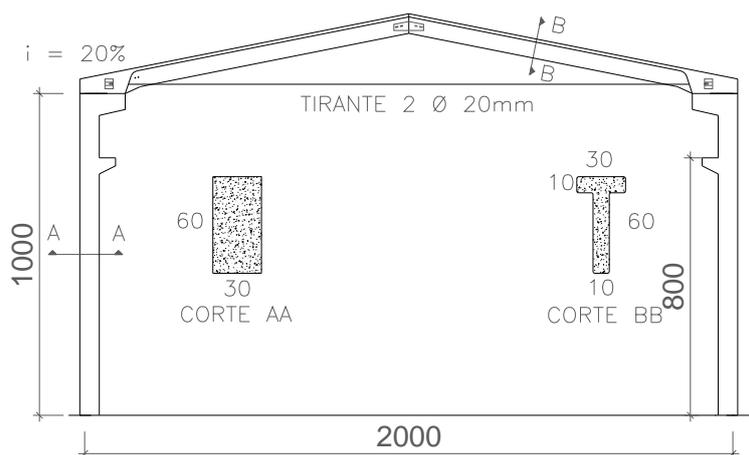


Figura 13 – Exemplo 3. Pórtico com seção do pilar de 30 cm x 60 cm.

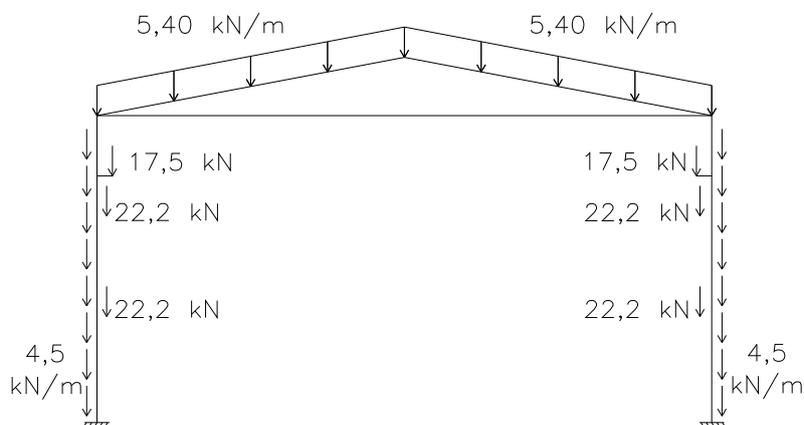


Figura 14 – Peso próprio (PP) – Exemplo 3.

4 RESULTADOS

Os resultados para os exemplos analisados são apresentados a seguir.

4.1 Parâmetro α

Antes de determinar os valores de α para os três exemplos, é necessário calcular a rigidez do pórtico, considerando o pilar equivalente e a Eq. (2). Para tal, foi aplicada uma força horizontal de 10 kN no topo do pilar e calculado o deslocamento médio do pórtico δ_m , relativo aos pontos 1, 2 e 3, sendo 1 e 3 localizados nas ligações dos pilares com as vigas, e o 2, na cumeeira (Figura 15).

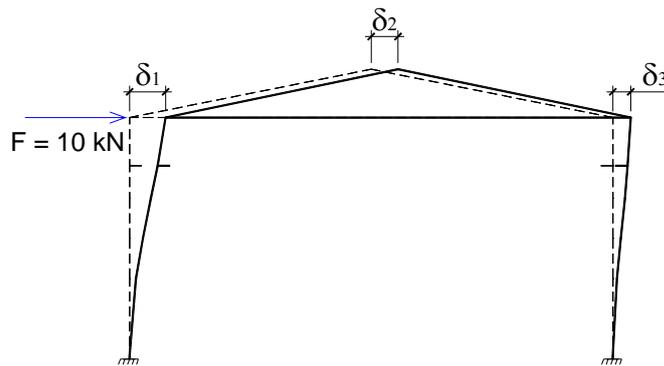


Figura 15 – Deformada em função da força horizontal.

Para o cálculo dos deslocamentos com a força horizontal atuante de 10 kN, foi considerada inércia bruta da seção de concreto, módulo de elasticidade secante para f_{ck} igual a 40 MPa e altura total da estrutura igual a 12 m.

Após o processamento dos exemplos com a força de 10 kN, tem-se os valores de deslocamentos e de rigidez equivalente indicados na Tabela 1.

Para a obtenção dos valores de α foram consideradas as seguintes combinações normais últimas, com valores característicos:

- COMB1 – PP + VT90;
- COMB2 – PP + PR + 0,6 . VT90;
- COMB3 – PP + PR + 0,5 . CA.

Tabela 1 – Deslocamentos e rigidez equivalente dos exemplos 1, 2 e 3

EXEMPLO	δ_1 (m)	δ_2 (m)	δ_3 (m)	δ_m (m)	EI_{eq} (kN.m ²)
1	0,0359	0,0324	0,0290	0,0324	177778
2	0,0125	0,0112	0,0100	0,0112	514286
3	0,0063	0,0057	0,0050	0,0057	1010526

As ações com carregamentos horizontais são: ação do vento e ação de ponte rolante. As combinações anteriores foram escolhidas por serem as mais desfavoráveis em relação aos deslocamentos horizontais combinados com força vertical.

A Tabela 2 apresenta os resultados para os exemplos 1, 2 e 3, de acordo com as combinações citadas e com a Eq. (1). Vale lembrar que a coluna N_k representa o somatório das ações verticais em cada combinação.

Neste caso, destaca-se a combinação COMB1, na qual atua o vento, deslocando a estrutura horizontalmente. Mas por apresentar alta sucção na cobertura da edificação, resulta em um valor menor na carga vertical e, por consequência, em um valor menor para o parâmetro α . Como já foi visto, $\alpha_{lim} = 0,3$ para os edifícios de um pavimento.

Tabela 2 – Parâmetro α para os exemplos 1, 2 e 3

COMBINAÇÕES	EXEMPLO 1 (25x35)			EXEMPLO 2 (25x50)			EXEMPLO 3 (30x60)		
	EI_{eq} (kN.m ²)	N_k (kN)	α	EI_{eq} (kN.m ²)	N_k (kN)	α	EI_{eq} (kN.m ²)	N_k (kN)	α
PP + VT90	177.778	173	0,374	514.286	199	0,236	1.010.526	235	0,183
PP + PR + 0,6 VT90	177.778	421	0,584	514.286	447	0,354	1.010.526	482	0,262
PP + PR + 0,5 CA	177.778	500	0,636	514.286	528	0,384	1.010.526	562	0,283

4.2 Processo P.Δ

Para perfeito entendimento do processo P.Δ, é necessário ressaltar em quais pontos da estrutura foram observados os deslocamentos e, por consequência, as forças equivalentes $P_i \Delta_i / H$. Para tal, tem-se a Figura 16.

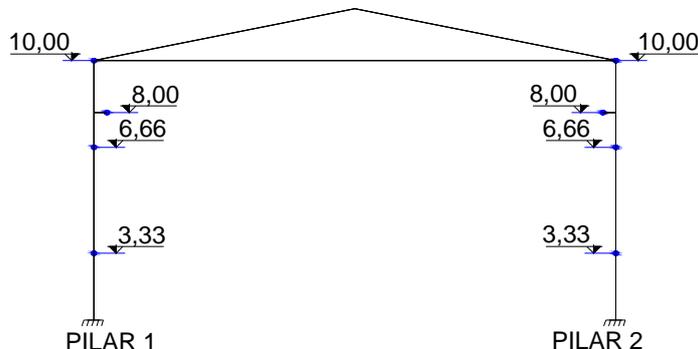


Figura 16 – Pontos onde foram analisados os deslocamentos pelo processo P.Δ.

Foram consideradas as mesmas combinações normais últimas, utilizadas para o parâmetro α , entretanto com valores de cálculo:

- COMB4 – 1,4 . PP + 1,4 . VT90;
- COMB5 – 1,4 . PP + 1,4 . PR + 1,4 . VT90 . 0,6;
- COMB6 – 1,4 . PP + 1,4 . PR + 1,4 . CA . 0,5.

A fim de considerar de forma simplificada a não-linearidade física do concreto, de acordo com SANTOS (2010), adotou-se a rigidez do pórtico igual a 0,5 $E_{ci}.I_c$, ou seja, metade do produto entre o módulo de elasticidade tangente e o momento de inércia da seção bruta dos elementos.

Os resultados das iterações para os pórticos dos exemplos 1, 2 e 3 são apresentados nas tabelas 3, 4 e 5, respectivamente.

Tabela 3 – Resultados do processo P.Δ - Exemplo 1

COMB.	PILAR	NÍVEL (m)	P _d (kN)	Δ ₀ (cm)	M ₀ (kN.m)	Δ ₁ (cm)	M ₁ (kN.m)	Δ ₂ (cm)	M ₂ (kN.m)	Δ ₃ (cm)	M ₃ (kN.m)	Δ ₄ (cm)	M ₄ (kN.m)	Δ ₅ (cm)	M ₅ (kN.m)	ΔM / M ₀ (%)
1,4 PP + 1,4 V90	1	10,00	-44,0	16,4	223	16,1	225	15,9	225	15,9	224	15,9	224	-	-	0,5
		8,00	24,0	16,6		16,4		16,3		16,3		16,3		-		
		6,66	38,0	14,4		14,4		14,3		14,3		14,3		-		
		3,33	78,0	5,6		5,6		5,6		5,6		5,6		-		
	2	10,00	1,4	-12,6	-103	-13,2	-111	-13,4	-114	-13,5	-115	-13,5	-114	-	-	10,7
		8,00	24,0	-11,4		-11,9		-12,1		-12,2		-12,2		-		
		6,66	79,0	-9,3		-9,7		-9,9		-10,0		-10,0		-		
		3,33	118,0	-3,1		-3,3		-3,3		-3,4		-3,4		-		
1,4 PP + 1,4 PR + 0,6 V90	1	10,00	2,7	25,7	165	33,1	234	35,8	258	36,7	267	37,1	270	37,3	272	64,9
		8,00	232,0	20,1		26,3		28,5		29,3		29,6		29,8		
		6,66	293,0	15,3		20,4		22,2		22,8		23,1		23,2		
		3,33	333,0	4,7		6,6		7,2		7,5		7,5		7,6		
	2	10,00	25,0	13,0	117	19,5	163	21,8	181	22,7	188	23,0	190	23,2	191	63,3
		8,00	107,0	10,7		15,7		17,6		18,3		18,5		18,7		
		6,66	196,0	8,8		12,7		14,2		14,8		15,0		15,1		
		3,33	236,0	3,1		4,4		4,9		5,1		5,2		5,2		
1,4 PP + 1,4 PR + 0,5 CA	1	10,00	38,3	18,2	45	24,9	98	27,7	122	28,9	133	29,4	137	29,6	139	208,9
		8,00	232,0	11,8		17,2		19,5		20,5		20,9		21,1		
		6,66	342,0	7,9		12,2		14,0		14,8		15,2		15,3		
		3,33	381,0	1,8		3,2		3,9		4,2		4,3		4,3		
	2	10,00	48,1	18,9	186	25,6	242	28,3	263	29,4	271	29,9	275	30,1	276	48,4
		8,00	107,0	16,8		22,2		24,3		25,2		25,6		25,7		
		6,66	227,0	14,1		18,4		20,1		20,8		21,1		21,2		
		3,33	267,0	5,0		6,5		7,1		7,3		7,4		7,5		

Para o exemplo 1, foram necessárias cinco iterações para que se atingisse o valor da tolerância $\varepsilon = 1,0 \%$, ($\varepsilon = 0,01$), que foi adotado por apresentar resultados considerados satisfatórios. Para o exemplo 2, foram necessárias quatro iterações para que se atingisse esse valor da tolerância. E para o exemplo 3, duas iterações foram necessárias.

Como convenção de sinais, é importante observar que o sinal negativo para a força P_d equivale à tração. Para a força horizontal P_i Δ_i / H, o sinal negativo corresponde a força da direita para a esquerda. Os valores de momento M₀, apresentados nas tabelas 3, 4 e 5, referem-se a momentos nas bases dos pilares. O sinal negativo equivale a tração do lado direito do pilar.

Tabela 4 – Resultados do processo P.Δ - Exemplo 2

C M O B.	P I L A R	NÍVEL	P _d	Δ ₀	M ₀	Δ ₁	M ₁	Δ ₂	M ₂	Δ ₃	M ₃	ΔM/M ₀
		(m)	(kN)	(cm)	(kN.m)	(cm)	(kN.m)	(cm)	(kN.m)	(cm)	(kN.m)	(%)
1,4 PP + 1,4 V90	1	10,00	-39,0	5,1	202	5,1	203	-	-	-	-	0,5
		8,00	24,0	5,1		5,1		-		-		
		6,66	48,0	4,5		4,5		-		-		
		3,33	92,0	1,7		1,7		-		-		
	2	10,00	3,9	-3,9	-83	-3,9	-85	-	-	-	-	2,4
		8,00	24,0	-3,4		-3,4		-		-		
		6,66	89,0	-2,7		-2,8		-		-		
		3,33	133,0	-0,9		-0,9		-		-		
1,4 PP + 1,4 PR + 0,6 V90	1	10,00	2,7	8,3	144	9,2	168	9,3	171	9,4	171	18,8
		8,00	232,0	6,4		7,1		7,2		7,2		
		6,66	303,0	4,8		5,4		5,5		5,5		
		3,33	362,0	1,5		1,7		1,7		1,7		
	2	10,00	25,0	5,0	139	5,8	156	5,9	158	5,9	158	13,7
		8,00	107,0	4,3		4,9		5,0		5,0		
		6,66	296,0	3,5		4,0		4,1		4,1		
		3,33	264,0	1,3		1,4		1,5		1,5		
1,4 PP + 1,4 PR + 0,5 CA	1	10,00	43,9	5,7	22	6,5	39	6,6	43	6,6	43	95,5
		8,00	232,0	3,4		4,1		4,2		4,2		
		6,66	252,0	2,2		2,7		2,8		2,8		
		3,33	410,0	0,4		0,6		0,6		0,6		
	2	10,00	53,7	7,2	210	8,0	231	8,1	233	8,1	234	11,4
		8,00	107,0	6,5		7,1		7,2		7,2		
		6,66	237,0	5,4		6,0		6,0		6,0		
		3,33	296,0	2,0		2,1		2,2		2,2		

5 CONCLUSÃO

Sobre o parâmetro α (Tabela 2), nota-se que apenas o exemplo 3, no qual a seção do pilar é de 30 cm x 60 cm, apresentou valores de α menores que $\alpha_{lim} = 0,3$. O exemplo 2 apresentou, para a combinação COMB1, valor de α menor que $\alpha_{lim} = 0,3$. Para as outras combinações resultaram em $\alpha > \alpha_{lim}$. Já a estrutura do exemplo 1 apresentou $\alpha > \alpha_{lim}$ para as três combinações. Isso quer dizer que apenas a estrutura do exemplo 3 pode ser considerada como de nós fixos.

Tabela 5 – Resultados do processo P.Δ - Exemplo 3

C B M O C	P I L A R	NÍVEL (m)	P _d (kN)	Δ ₀ (cm)	M ₀ (kN.m)	Δ ₁ (cm)	M ₁ (kN.m)	Δ ₂ (cm)	M ₂ (kN.m)	ΔM /M ₀ (%)
1,4 PP + 1,4 V90	1	10,00	-33,0	2,2	179	2,2	180	-	-	0,6
		8,00	25,0	2,2		2,2		-		
		6,66	60,0	1,9		1,9		-		
		3,33	110,0	0,7		0,7		-		
	2	10,00	9,8	-1,7	-62	-1,7	-63	-	-	1,6
		8,00	24,0	-1,4		-1,4		-		
		6,66	100,0	-1,1		-1,1		-		
		3,33	151,0	-0,3		-0,3		-		
1,4 PP + 1,4 PR + 0,6 V90	1	10,00	8,7	3,9	122	4,1	133	4,1	134	9,8
		8,00	232,0	2,8		3,0		3,0		
		6,66	315,0	2,1		2,2		2,2		
		3,33	365,0	0,6		0,7		0,7		
	2	10,00	36,0	2,8	165	3,0	174	3,0	175	6,1
		8,00	107,0	2,4		2,6		2,6		
		6,66	217,0	2,0		2,2		2,2		
		3,33	268,0	0,7		0,8		0,8		
1,4 PP + 1,4 PR + 0,5 CA	1	10,00	50,0	2,5	4,8	2,7	3,5	2,7	4,2	-12,5
		8,00	232,0	1,3		1,5		1,5		
		6,66	365,0	0,8		0,9		0,9		
		3,33	414,0	0,08		0,1		0,1		
	2	10,00	59,5	4,0	242	4,2	253	4,2	253	4,6
		8,00	107,0	3,6		3,8		3,8		
		6,66	248,0	3,0		3,2		3,2		
		3,33	299,0	1,1		1,1		1,1		

Percebe-se também que a combinação mais favorável é a COMB1. Isso já era esperado por conta da sucção que ocorre na cobertura, decorrente da ação do vento. Essa sucção alivia os efeitos de segunda ordem, uma vez que diminui o valor das forças verticais da combinação. As combinações COMB2 e COMB3, nas quais a ação variável principal é a da ponte rolante, mostraram-se mais desfavoráveis em relação à combinação COMB1, na qual o vento é a ação variável principal.

Os resultados mostraram ainda que a estrutura do exemplo 1 é muito deslocável e, portanto, não deve ser utilizada.

O processo P.Δ permite tirar conclusões parecidas com as relativas ao parâmetro α .

Primeiramente nota-se que o exemplo 3 apresenta os menores efeitos de segunda ordem. Nesse caso os resultados convergiram com apenas duas iterações, para as combinações COMB5 e COMB6. Para a COMB4, uma iteração foi suficiente para se atingir a tolerância. Além disso, os valores dos acréscimos de momento fletor (para todas as combinações) ficaram abaixo dos 10 %.

Observando-se as tabelas relativas ao exemplo 2, nota-se que foram gastas três iterações para as combinações COMB5 e COMB6, e novamente uma iteração foi suficiente para se atingir a tolerância na COMB4. Para esta combinação o acréscimo de momento fletor ficou abaixo de 3 %. Entretanto para as combinações COMB5 e COMB6 houve aumento de momento fletor acima de 10 %.

Vale observar na Tabela 4 um acréscimo de 95,5 % no momento fletor para o pilar 1 e combinação COMB6. Na análise de primeira ordem o valor do momento fletor é 22 kN.m, e passa para 43 kN.m ao final do processo P.Δ. Entretanto esses valores são inferiores aos das combinações COMB4 e COMB5, nas quais os momentos fletores resultam 203 kN.m e 171 kN.m, respectivamente. Portanto a COMB6 não é utilizada para cálculo.

Para a estrutura do exemplo 1 foram necessárias cinco iterações para as combinações COMB5 e COMB6, e quatro para a COMB4. Em todas as combinações houve acréscimo de momento fletor superior a 10 %. Mas para as combinações COMB5 e COMB6 esses acréscimos foram muito grandes, por volta de 65 % para a COMB5 e 130 % para a COMB6.

Novamente, para o pilar 1 e combinação COMB6, houve um acréscimo de momento fletor muito grande (208,9 %, ver Tabela 3). Entretanto o momento fletor da COMB6 é inferior aos das demais combinações e, portanto, não é utilizado para cálculo.

Finalmente, para os exemplos apresentados, pode-se concluir que o parâmetro α conduz a bons resultados, uma vez que eles são coerentes com os obtidos pelo processo P.Δ, mais refinado.

6 AGRADECIMENTOS

À CAPES pela bolsa de mestrado.

7 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2003.

BELLEI, I. H. **Edifícios Industriais em aço: projeto e cálculo**. 5. ed. São Paulo: PINI, 2004.

CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 1995. 135p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. São Carlos: Edusp, 2000.

PINTO, R. S. **Análise não linear das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado**. 2002. 189p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

SANTOS, A. P. **Análise estrutural de galpões atirantados de concreto pré-moldado**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.