



Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2025**
10º Congresso Latino-americano da Construção Metálica
09 de Setembro de 2025, São Paulo - SP, Brasil

Tema: Uso de estrutura de aço em arquitetura com geometria inovadora

HELIPONTO ESTHER TOWERS EM SÃO PAULO - SP

Engº Luciano de Souza Matos
Engº Jurn Jewe Hermans Maertens

Resumo

O Empreendimento Esther Towers é uma obra singular do Grupo Eztec, referência de arquitetura na cidade de São Paulo. Projeto do arquiteto Carlos Ott, possui duas torres em concreto armado inclinadas e, em seu topo, a 130 metros de altura, e no meio do vão livre entre as torres, um heliponto em formato de pirâmide invertida. Para viabilizar tamanho desafio arquitetônico, o projeto estrutural de montagem e posterior execução foi realizado pelas empresas RMG Engenharia e RCS Integrada, com sede em Belo Horizonte (MG). A solução adotada exigiu inovação dos métodos de dimensionamento e construtivos para viabilizar o projeto, estruturando espacialmente o interior da pirâmide invertida dentro dos contornos arquitetônicos propostos, e criando uma metodologia de montagem inovadora e viável, que exigiu mais de 150 fases de construção em sequência crescente e cronológica. Esta estrutura espacial pesa 790 toneladas de aço. Em sua predominância em tubos estruturais quadrados, vão entre apoio horizontal de estabilização da estrutura de 85 metros, apoio vertical em somente 4 colunas de aço rotuladas em suas extremidades, permitindo que ela não absorva deslocamentos das torres de concreto. Os desafios foram alcançados, estando a obra estruturalmente concluída, atingindo os critérios propostos no projeto.

Palavras-chave: Heliponto; Estruturas metálicas espaciais; Projetos de montagem

ESTHER TOWERS HELIPAD IN SÃO PAULO– SP

Abstract

The Esther Towers in São Paulo City is an impressive Grupo Eztec development. It represents an important milestone for its design, technical and sustainability standards. Designed by architect Carlos Ott, it features two slanted reinforced concrete towers. On the top of the two 130-meter towers, there is an inverted pyramid shaped helipad which connects the two towers. RMG Engenharia and RCS Integrada, based in Belo Horizonte City, were responsible for the pyramid structural and assembly projects. Furthermore, building the helipad. In order to carry out such unique project, a striking design and new construction methods were employed. It involved spatially structuring the interior of the inverted pyramid within the proposed architectural contours and creating an innovative and feasible





assembly methodology, which demanded over 150 construction phases. This spatial structure weighs 790 tons of steel, primarily composed of square structural tubes, spans 85 meters between horizontal stabilization supports, and is supported vertically by only four steel columns pinned at their ends; Thus, allowing the structure to remain unaffected by displacements of concrete. All the challenges were successfully met, and the pyramid shaped pyramid structure was finished in accordance with the technical criteria.

Keywords: Helipad; Space Frame Structures; Assembly Projects

¹ Engenheiro Civil, Gerente Técnico, RMG Engenharia e RCS Integrada, Belo Horizonte, MG, Brasil

² Engenheiro Civil, Diretor Técnico, RMG Engenharia e RCS Integrada, Belo Horizonte, MG, Brasil

1 INTRODUÇÃO

O heliponto é uma estrutura espacial auto-portante interligando os topos das duas torres pelo vão livre entre eles, de aproximadamente 21,5 m entre fachadas, e 34,5 m e 43,5 m entre apoios, respectivamente. Foi estruturado em perfis metálicos (estrutura espacial) e laje mista (plataforma de pouso e passarelas de acesso), apoiado na estrutura de concreto através de aparelhos de apoios especiais.

A concepção arquitetônica do heliponto consiste em uma plataforma em forma de losango, sob a qual uma estrutura espacial de forma piramidal invertida é estruturada. A Figura 1 mostra a elevação da fachada arquitetônica frontal e a Figura 2 a vista superior do heliponto.

O procedimento de montagem em altura dessa estrutura foi concebido pelo sistema de balanços sucessivos, onde as treliças longitudinais principais responsáveis por vencer o vão livre e interligar os topos das torres foram montadas por segmentos (quadros) em balanços a partir dos apoios (esquerdo e direito) em direção ao centro do vão, até que ocorrer a conexão das duas partes opostas. Após a estabilização da estrutura central, as estruturas provisórias de montagem foram retiradas e a montagem a partir daí seguiu autoportante.

Após a estabilidade das treliças centrais, foram posicionadas plataforma de trabalho para a montagem das estruturas complementares, os “bicos” da estrutura: os avanços para frente, para trás e para baixo dessa estrutura principal.



Figura 1 - Elevação das torres TIMKEN

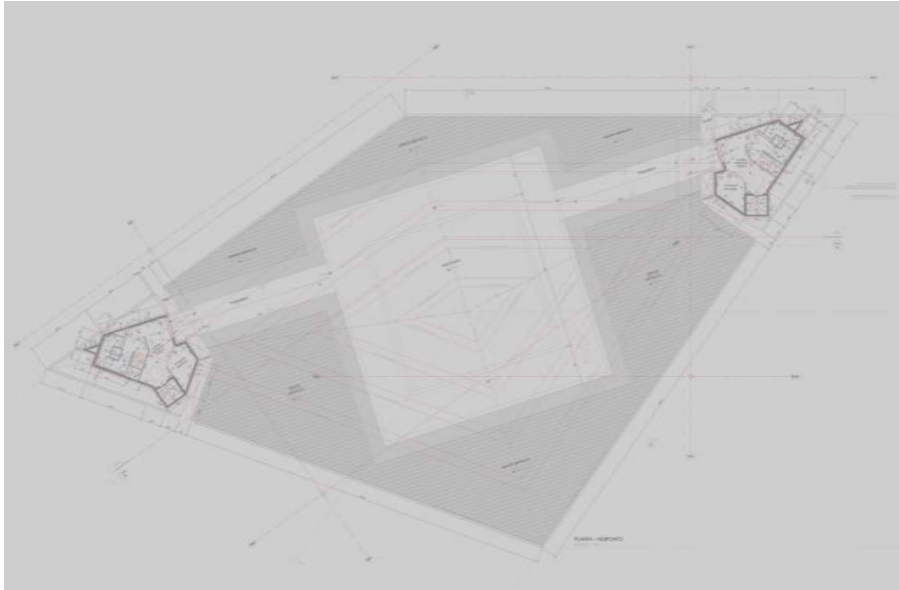


Figura 2 - Planta superior do heliponto.

2 SUPERESTRUTURA

2.1 PREMISSAS BÁSICAS

A superestrutura é composta por perfis tubulares circulares e quadrados. Os perfis quadrados foram adotados tipicamente como barras horizontais e verticais e os perfis circulares como diagonais de travamento. A plataforma de pouso e decolagem e a passarela de acesso são estruturadas por uma grelha em perfis I soldados e laje mista em Steel Deck, apoiada sobre a estrutura espacial.

2.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

O critério predominante para a concepção estrutural da treliça espacial foi o estudo da sequência de montagem aérea da estrutura, de maneira que todas as etapas intermediárias estivessem estabilizadas e seguramente ancoradas na estrutura de concreto e na subestrutura auxiliar de montagem.

Assim, 4 treliças transversais nos eixos 5, 6, 7 e 8 foram determinadas como principais, e que vencem o vão livre entre os apoios dos prédios, definindo um núcleo principal estabilizante da estrutura nos sentidos vertical (com autonomia para vencer o vão livre entre apoios) e horizontais, pois são interligadas aos braços horizontais de ancoragem da estrutura. O conjunto das treliças que compõem esse núcleo principal está mostrado na Figura 3. A Figura 4 mostra a sobreposição dos demais elementos (treliças e vigas de piso) nessa estrutura.

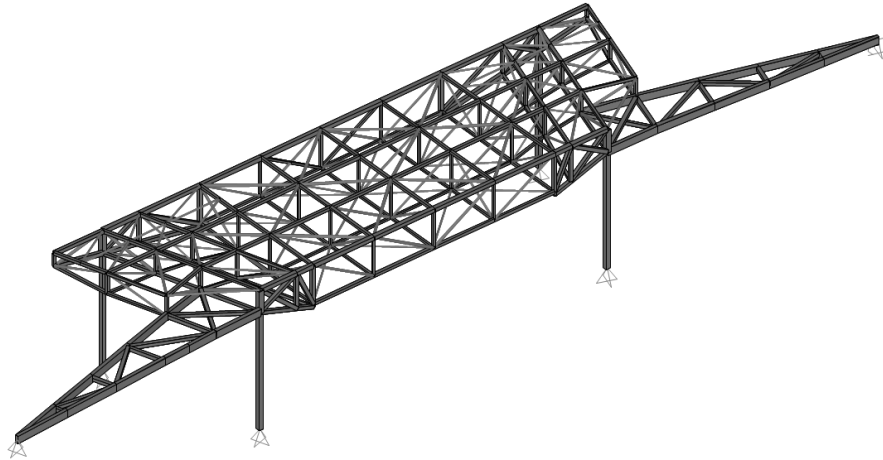


Figura 3 – Vista espacial das treliças principais dos eixos 5, 6, 7 e 8.

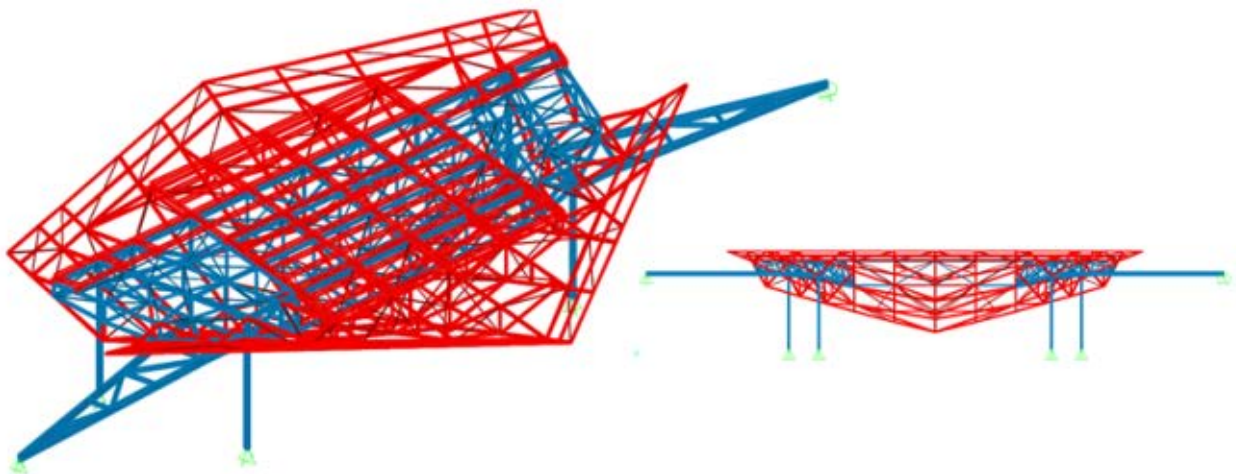


Figura 4 – Estrutura complementar (vermelha) apoiada na estrutura principal (azul).

2.3 ESTABILIDADE

O estudo da estabilidade do sistema contemplou: a modulação definida pelo estudo da sequência de montagem em altura; os esforços devido à ação do vento segundo resultados do ensaio de túnel de vento; a amplitude de movimentação diferencial (deslocamentos) dos topos das torres, fornecido pelo cálculo estrutural do concreto armado; os graus de liberdade e capacidade de carga dos aparelhos de apoios a serem dimensionados pelo cálculo estrutural; todos os demais carregamentos atuantes (permanentes, variáveis); influência ou não das estruturas secundárias ou auxiliares (brises, passadiços, manutenção, etc.).

DETERMINAÇÃO DOS GRAUS DE LIBERDADE DO SISTEMA DE ESTABILIDADE DO HELIPONTO

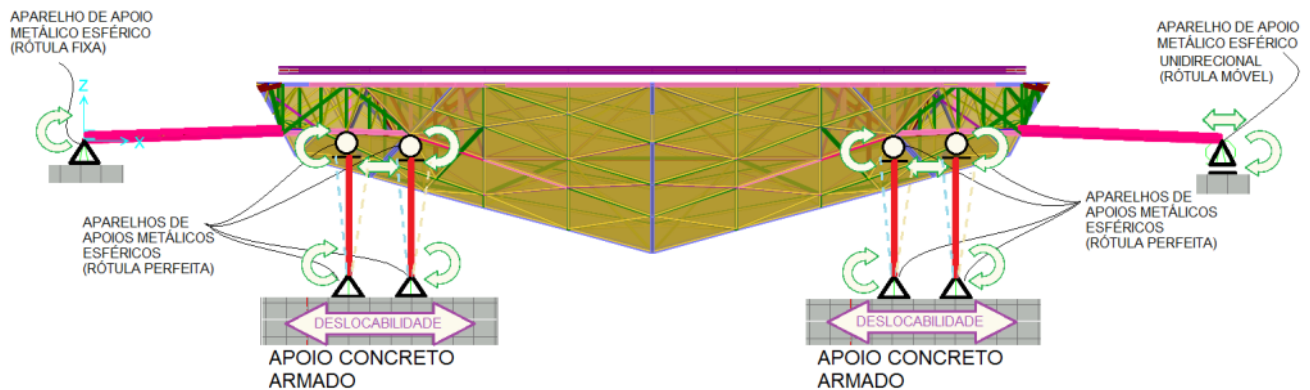


Figura 5 - Esquema estrutural da estabilidade do heliponto.

O sistema foi concebido de maneira que a deslocabilidade das condições de contorno da superestrutura possa facilmente absorver os deslocamentos dos prédios em qualquer direção sem gerar esforços internos. Por se tratar de uma estrutura espacial extremamente rígida, se não houvesse essa capacidade de deslocabilidade (rotação) nos apoios, seriam obtidos esforços internos e reações no topo da estrutura de grande ordem, o que tornaria a solução estrutural inviável.

2.4 APARELHOS DE APOIO

Os aparelhos de apoio esféricos fixos permitem a rotulação perfeita da base ou da ligação detalhada, permitindo o giro em qualquer direção. A especificação desse aparelho é determinada conforme premissa do fabricante e em função dos dados obtidos da análise estrutural, tais como ações verticais e horizontais e rotações.

O aparelho de apoio esférico unidirecional permite a rotulação perfeita da base e ainda uma translação em uma direção determinada de acordo com o cálculo

A Figura 6 mostra o detalhe espacial da ligação da base inferior do pilar com o aparelho de apoio e o concreto. Havendo a necessidade de manutenção ou troca do aparelho, segundo recomendação do fabricante, um procedimento de elevação da parte superior da estrutura ligada na base foi projetado e realizado para acesso ao equipamento. Para isso, é previsto um apoio lateral no pilar para posicionamento do macaco. A mesma concepção foi adotada para os demais pontos de apoio.



Figura 6 – Detalhe da ligação da base do pilar com o aparelho esférico.

2.5 MATERIAIS

- Aço dos tubos estruturais para o Heliponto:
 - VMB 350 ($f_y \geq 350$ MPa, $F_u \geq 485$ MPa).
- Aço das chapas estruturais para o Heliponto:
 - ASTM A572 ($f_y \geq 350$ MPa, $F_u \geq 485$ MPa).
- Aço dos perfis laminados para estruturas auxiliares de montagem:
 - ASTM A572 ($f_y \geq 345$ MPa, $F_u \geq 450$ MPa) ***conforme especificação do fabricante.*
- Conectores de cisalhamento “Stud Bolts”:
 - ASTM A108 tipo B ($f_y \geq 350$ MPa, $F_u \geq 450$ MPa).
- Concreto armado no tabuleiro da área de pouso e passarelas de acesso:
 - Concreto C35 $f_{ck} \geq 35$ MPa;
 - Armadura aço CA50.
- Steel deck Ref. Metform MF-75 aço ZAR280.
- Grades de piso e grades inclinadas, em aço ASTM A36 galvanizada a quente.

2.6 ESQUEMA ESTRUTURAL PRINCIPAL

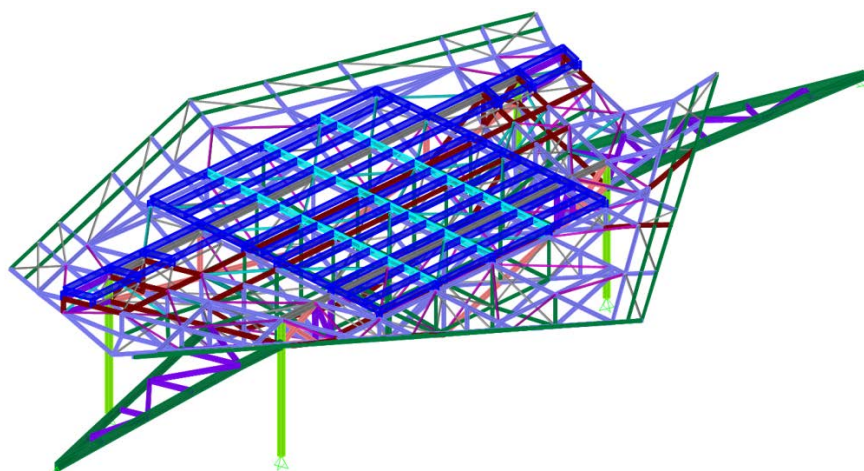


Figura 7 – Vista espacial do modelo de cálculo 3D.

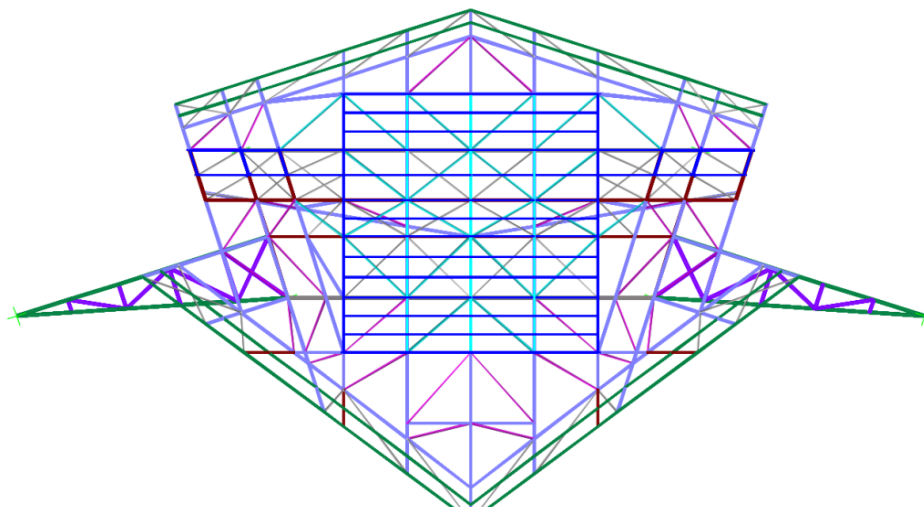


Figura 8 – Vista em planta do modelo de cálculo 3D.

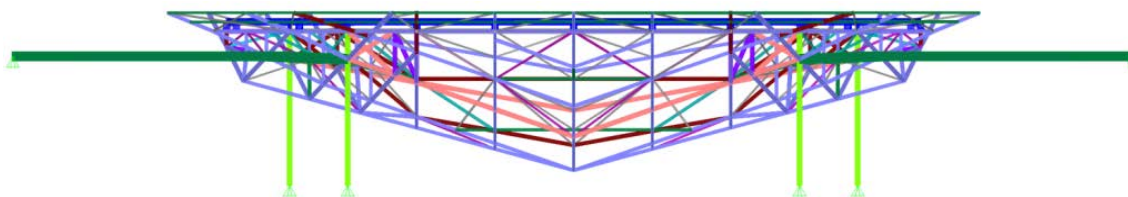


Figura 9 – Vista em elevação do modelo de cálculo 3D.

3 CARREGAMENTOS

3.1 PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA METÁLICA E ESTRUTURAS AUXILIARES

O peso próprio da estrutura metálica é calculado pelo próprio sistema implementado no programa de cálculo, com fator multiplicador de 1,1, de forma a considerar o peso dos elementos de ligação e sobrepesos.

3.2 SOBRECARGA NAS PLATAFORMAS DE TRABALHO

A carga determinada como sobrecarga de construção engloba o peso próprio e sobrecarga máxima de utilização da plataforma em serviço. Foi adotada uma carga típica de 350 kgf/m² conforme informado pelo fornecedor do equipamento .

Determinação do peso total da plataforma de montagem:

- Peso próprio do equipamento: 70 kgf/m²**
- Carga de trabalho: 244 kgf/m²**
- Total: 314 kgf/m², adotado 350 kgf /m², sempre na projeção horizontal.

***Dados fornecidos pelo fabricante*

3.3 VENTO

Os carregamentos estáticos de vento críticos adotados para verificação da estabilidade da estrutura espacial durante a montagem foram determinados em função das direções principais de incidência e nos sentidos positivo e negativo. Portanto foram considerados 4 casos de vento atuante, Vx+, Vx-, Vy+ e Vy-

Para os elementos de barra, foi considerada a seguinte pressão resultante, atuante na largura de contribuição de cada face segundo sua posição com a direção principal:

- $C_{pe,crít} = -2,0$; $C_{pi} = 0$ (todas as faces de igual permeabilidade)
- $V_0 = 37,5$ m/s (recomendado pela análise do Túnel de Vento)
- $S1 = 1,0$; $S2 = 0,85$; $S3 = 0,88$ (considerados somente para elementos de fechamento)
- $V_k = 28,05$ m/s
- Pressão dinâmica $q = 49,6$ kgf/m²

- Pressão resultante $q_{res} = (C_{pe} - C_{pi}) \cdot q = -2,049,6 = 99,2 \text{ kgf/m}^2 \approx 1,0 \text{ kPa}$

3.4 TEMPERATURA

Aplicados para T+ uma temperatura uniforme positiva de 20°C nos elementos da estrutura metálica, e para T- uma temperatura uniforme negativa de -20°C. Aplicado nas barras laminadas, exceto nas vigas suporte da laje para evitar tensões internas devido à condição restritiva do modelo de diafragma.

As condições de contorno previstas para a estrutura, onde ocorre a birrotulação dos 4 pilares de apoio permite que a estrutura trabalhe livremente à dilatação e contração térmica, sem transmitir reações para as bases e com ações internas relativamente baixas.

3.5 DESLOCABILIDADE DOS TOPOS DOS PRÉDIOS

A deslocabilidade dos topos dos prédio só foi considerada durante a montagem na Fase desescorada, onde ocorre a ligação entre as duas partes opostas da estrutura e a liberação da rotulação e da deslocabilidade das bases especiais.

3.6 TABELA RESUMO DE CARREGAMENTOS considerados

A Tabela 1 apresenta em resumo os valores de carregamentos descritos anteriormente.

Tabela 1 – Valores gerais dos carregamentos adotados para a estrutura do heliponto

DESCRIÇÃO		CÓD.	VALOR	OBSERVAÇÃO
PERM	Peso próprio da estrutura metálica modelada:	PP1	Automático	✓ Fator de multiplicação igual a 1,1 para absorver taxa de ligação e reforços
CARGAS VARIÁVEIS	Sobrecarga de montagem: • Carregamento distribuído na laje:	SCc,1 SCc,2	300 kgf/m ² 300 kgf/m ²	✓ Peso total estimado das plataformas
	Vento:	Vx+, Vx- Vy+, Vy-	Ver descrição	✓ Valores determinados segundo ABT NBR6123-1988.
	Deslocamentos dos topos das torres	±Dx, ±Dy		✓ Conforme valores críticos

4 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA REGIÃO DE APOIO MAIS SOLICITADA

Um modelo computacional foi elaborado aplicando-se o método dos Elementos Finitos. Determinaram-se os carregamentos a partir das combinações de ação do modelo global. As combinações consideraram os coeficientes de ponderação da NBR 8800:2008. Os critérios de avaliação foram aplicados conforme o EN 1993-1-8.

4.1 VERIFICAÇÃO DA REGIÃO MAIS SOLICITADA DA ESTRUTURA

A geometria gerada no software Teckla foi importada para o software Solid Works onde ela foi tratada e preparada para a geração da malha no ANSYS 2021 R2. A Figura 10 apresenta a geometria preparada no Solid Works.

4.2 CONSIDERAÇÕES DE MODELO NUMÉRICO

O modelo numérico foi desenvolvido no software ANSYS 2021 R2As barras foram conectadas por meio da compatibilidade dos nós, o cordão de solda não foi incluído na verificação por representar uma resistência equivalente à da penetração total, que garante que a resistência seja governada pelo modo de falha do metal base.

A discretização da geometria do problema é apresentada na Figura 10. A malha foi construída com elementos de superfície de terceira ordem, com forma predominantemente quadrada e de baixa distorção geométrica como indicado pelos baixos valores de índice jacobiano mostrados na Figura 10. Os valores de jacobianos predominantemente próximos de 1 indicam baixa distorção dos elementos da malha. De acordo com a análise de sensibilidade de malha realizada o modelo é convergente para 119000 elementos. O reforço de chapa do tubo foi modelado utilizando contato do tipo bonded entre o tubo interno e externo.

As análises foram solucionadas considerando grandes deslocamentos, visando obter um comportamento não linear mais realístico do modelo.

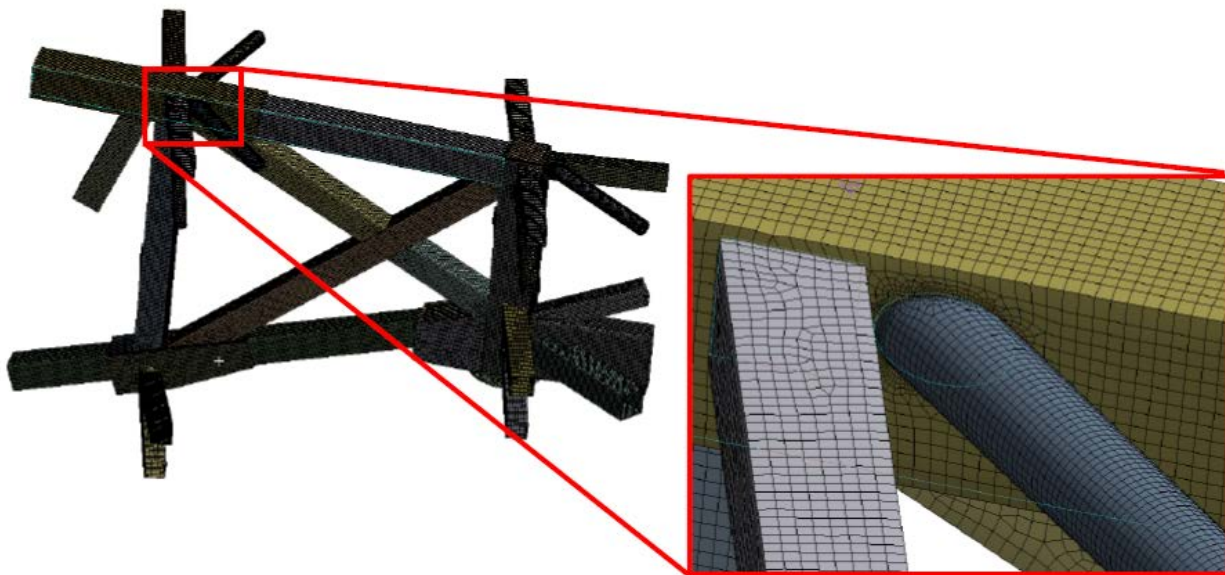


Figura 10: Malha utilizada no modelo numérico.

4.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO

Os deslocamentos aplicados em cada elemento foram obtidos por meio do modelo global da estrutura desenvolvido no SAP 2000. Esses deslocamentos foram aplicados nas arestas das extremidades dos tubos situados no contorno do problema como apresentado na Figura 11. A força de reação do aparelho de apoio foi aplicada na região de contato da chapa de apoio com as chapas verticais das almas do reforço e da extremidade do montante. Em seguida o modelo foi solucionado e as reações de apoio dos nós comparadas com os esforços axiais solicitantes de cada barra. As diferenças abaixo de 5% nessa comparação validaram a metodologia indicando que o modelo local representa de forma confiável as forças e deslocamentos do modelo global.

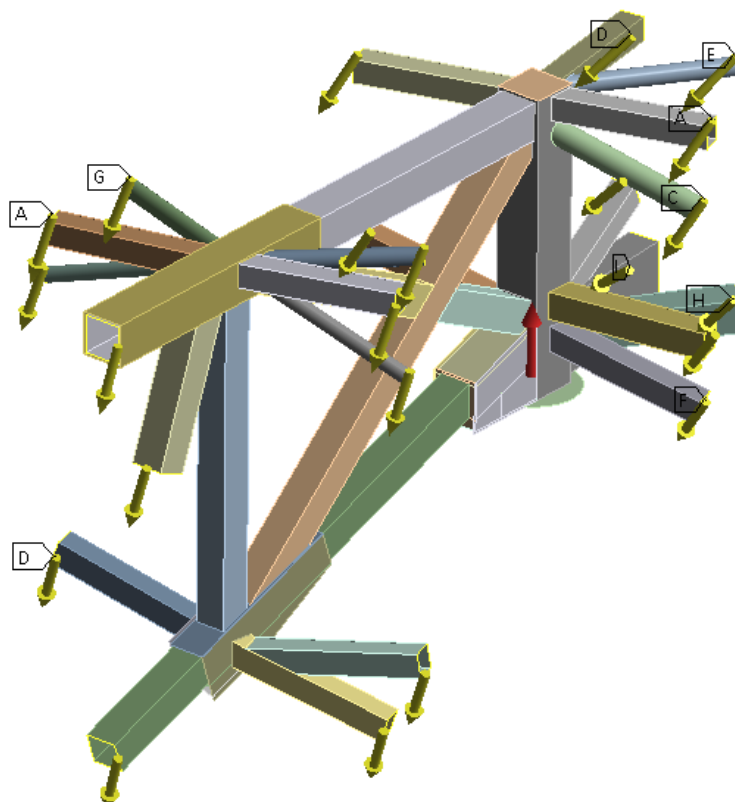


Figura 11: Condições de contorno provenientes dos deslocamentos globais da estrutura.

4.4 MATERIAL E MODELO CONSTITUTIVO

O material do modelo considerado foi o aço ASTM A 572, com $F_y = 350$ Mpa e $F_u = 485$ Mpa. Tendo em vista que o modelo com conexões entre elementos de casca e sólidos pode apresentar singularidades, para suavizar o efeito localizado dos concentradores de tensão, adotou-se um modelo constitutivo

elástico e perfeitamente plástico, em que o patamar de escoamento foi considerado a 345 Mpa, conforme mostrado na Figura 12.

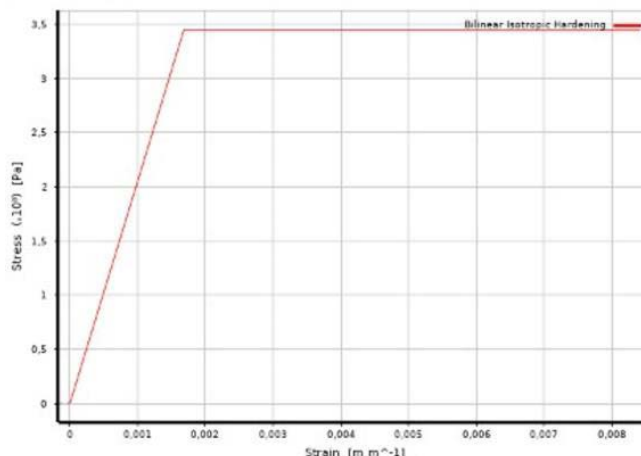


Figura 12: Modelo constitutivo Bi linear.

4.5 AÇÕES E COMBINAÇÕES DE CARGA

A partir do modelo global foram extraídas cinco combinações de carga consideradas críticas foram analisadas e estão apresentadas na Tabela 13.

Tabela 13 – Combinações de carga críticas para o modelo global da estrutura.

NOME	COMBINAÇÃO
COMB474	1,25PP1+1,35PP2+1,5CP1+1,5,0,5SC1+1,5,0,5SC3+1,4V6+1,2,0,6T+20
COMB482	1,25PP1+1,35PP2+1,5CP1+1,5,0,5SC1+1,5,0,5SC3+1,4V6+1,2,0,6T-20
COMB522	1,25PP1+1,35PP2+1,5CP1+1,5SC3+1,5,0,5SC1+1,4,0,6V2+1,2,0,6T+20
COMB524	1,25PP1+1,35PP2+1,5CP1+1,5SC3+1,5,0,5SC1+1,4,0,6V4+1,2,0,6T+20
COMB536	1,25PP1+1,35PP2+1,5CP1+1,5SC3+1,5,0,5SC1+1,4,0,6V8+1,2,0,6T-20

Legenda:

- PP → Peso Próprio dos elementos estruturais
- CP → Carga Permanente de elementos não-estruturais
- SC → Sobre Carga de operação da estrutura (Aterrissagem, ocupação, acúmulo de material)
- Hy → Carga Lateral de desalinhamento no pouso
- V(2, 4, 6, 8) → Vento em várias direções 2, 4, 6 e 8
- T-20 → Variação de Temperatura uniforme de 20 °C

4.6 RESULTADOS

Os resultados foram analisados para 5 combinações de carga. Os resultados apresentados na Tabela 14, mostram as deformações plásticas para os casos de cargas analisados, sendo que o caso de carga mais crítico é a combinação COMB 536.

Tabela 14 – Resultados de deformação máxima para cada combinação de cargas.

COMBINAÇÃO	DEFORMAÇÃO PLÁSTICA MÁXIMA	ÁREA TOTAL COM ESCOAMENTO [%]
COMB474	0,01388	1,57058%
COMB482	0,019075	1.79758%
COMB522	0,016414	2.24340%
COMB524	0,016309	2.19227%
COMB536	0,020916	2.87736%

4.7 AVALIAÇÃO DO ESCOAMENTO (PLASTIFICAÇÃO)

Foi adotado o critério de von Mises para a plastificação do aço. As tensões de von Mises para a combinação de carga mais crítica. As unidades da legenda estão apresentadas em MPa na Figura 15.

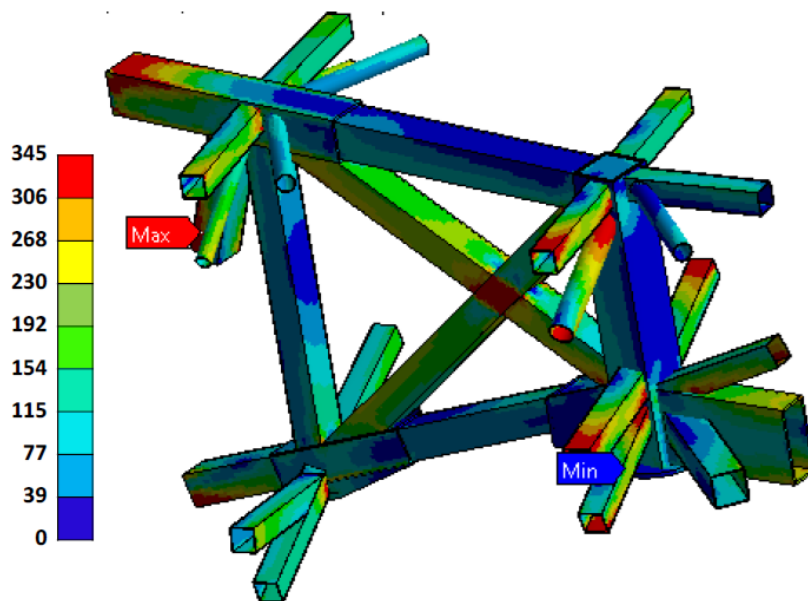


Figura 15: Tensões de von Mises. Resultados em Mpa.

Os resultados mostram que apenas a região em destaque apresentou tensões localizadas próximas ao escoamento. Isso se deve aos concentradores de tensão na geometria que aumentam o valor de tensão

tendendo a provocar escoamento localizado. A Figura 16 apresenta as regiões em que foi observado uma plastificação local destacadas pelas setas amarelas. Essa plastificação provoca a redistribuição das tensões ao longo da seção transversal.

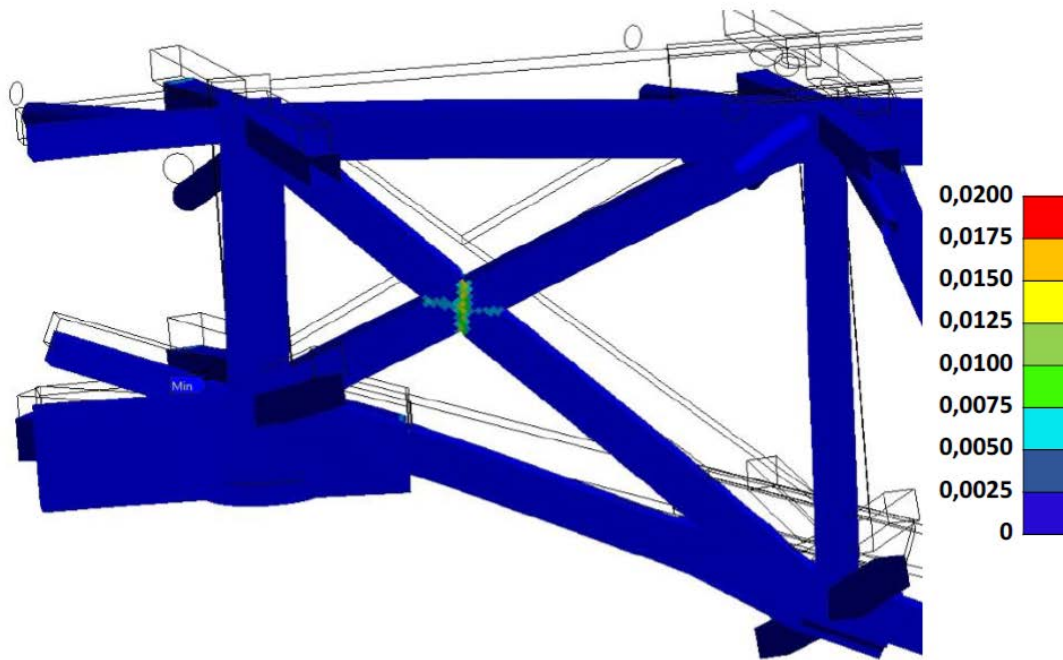


Figura 16: Deformação Plástica localizada no nó de 15 barras.

Os pontos que sofrem plastificação ocupam uma região muito pequena e não interferem na resistência e rigidez do nó. Não foi observado escoamento total de nenhuma das seções transversais de nenhuma barra ou chapa do modelo, ou seja, **o perfil está aprovado**.

Para encontrar o fator de segurança em relação ao colapso do nó, os carregamentos foram aumentados proporcionalmente até que fosse possível obter um modo de falha no modelo que causasse colapso estrutural. Para obter o modo de falha apresentado na Figura 17 foi necessário aplicar **2,648** vezes os esforços solicitantes da COMB 536, a combinação mais crítica analisada. Portanto, o modo de falha crítico para a ligação é o escoamento total da seção transversal da diagonal tracionada que ao mesmo tempo sofre um esmagamento por parte da diagonal comprimida. Este tipo de comportamento é esperado tendo vista que a região é de apoio da estrutura e como o esforço cisalhante global da treliça tende a ser maior próximo ao apoio, as diagonais nessa região estão mais solicitadas do que as cordas. Na Figura 17 é possível observar a estricção que a seção do tubo sofre durante o escoamento e a iniciação de uma rótula plástica sendo formada na corda inferior, devido ao esforço de flexão que surge por consequência da falha da diagonal. Tal sequência de falha, provocaria instabilidade na estrutura levando ao colapso.

Esta diagonal é um tubo de seção quadrada com 300 mm de lado e 16 mm de espessura de parede e o nó crítico é o um dos únicos nós do modelo que não possui chapa de reforço que cria um envelope na ligação. Tendo em vista que todas as cargas já estão majoradas pelos coeficientes de ponderação do LRFD e que o coeficiente de ponderação da resistência última para o EN 1993-1-8 é $\gamma = 1,25$, os fatores de carga obtidos para os resultados a seguir devem ser superiores a 1,25.

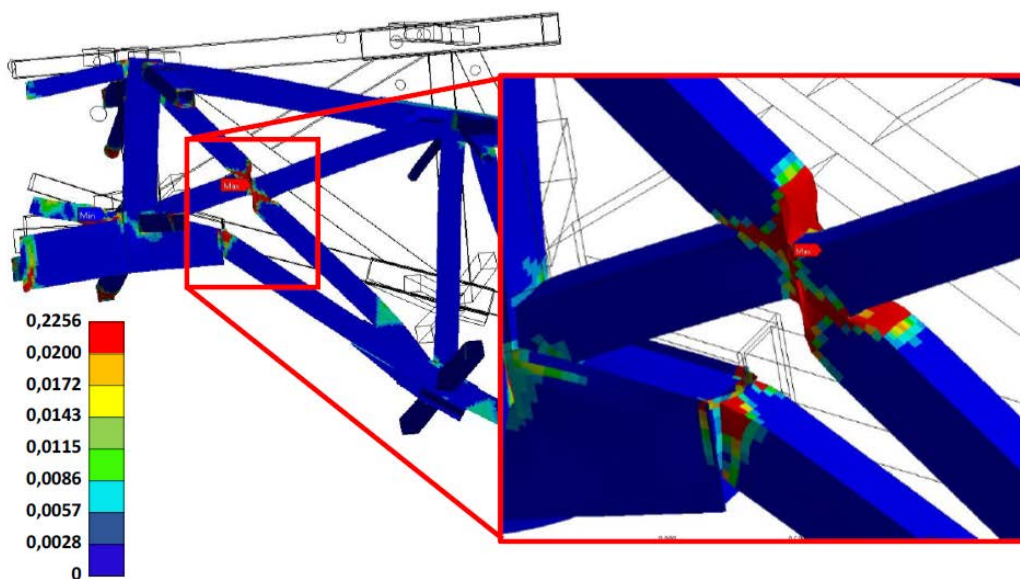


Figura 17: Deformação plástica no tubo das diagonais tracionadas para uma carga de 2,648.

4.8 AVALIAÇÃO DA INSTABILIDADE ELÁSTICA (FLAMBAGEM)

Foi realizada uma análise de instabilidade elástica à flambagem para todos os casos avaliados. O primeiro modo de flambagem elástica está apresentado na Figura 18. O fator de multiplicação da carga foi de 4,59, ou seja, as cargas devem ser 359% superior às cargas aplicadas pela combinação crítica para que ocorra a falha por flambagem. Além disso, o local mais propício para a falha por flambagem local é uma região mais afastada do nó. Esse modo de flambagem local das paredes do tubo não se caracteriza como um modo de falha da ligação, mas um modo de falha da barra que só ocorreria para valores de carga acima **4,59** vezes maiores que as cargas da combinação COMB 536. Tendo em vista que as barras já foram verificadas para este tipo de falha, ela não oferece riscos para a estrutura.

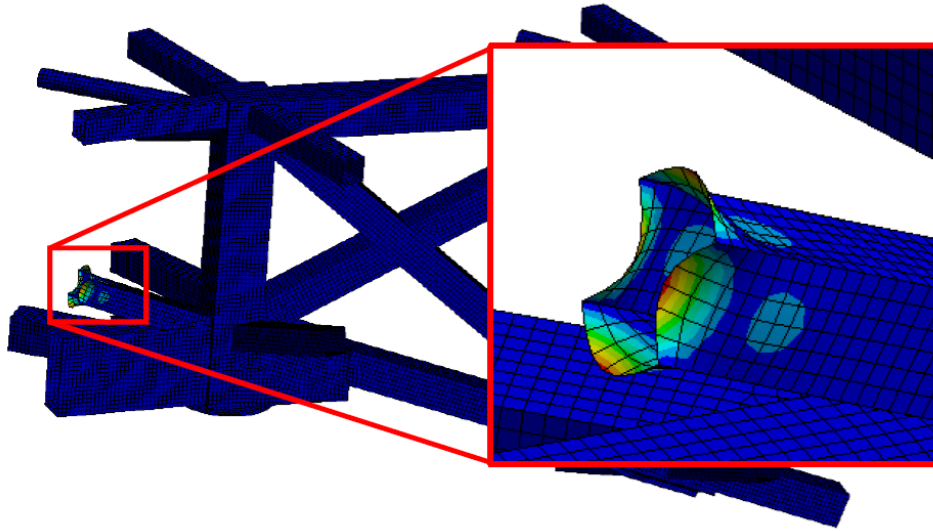


Figura 18: 1º modo de flambagem Elástica da estrutura que compõe o modelo.

A barra que apresentou esse modo de falha foi um tubo quadrado com 220 mm de lado e espessura de parede igual a 10 mm. Uma vez que os elementos que compõem o tubo tem apoios em ambos os lados, a relação entre a largura do elemento e sua espessura é igual a 22 e, por isso, o elemento é tido como compacto, o que indica que o escoamento ocorreria antes de sua flambagem local.

4.9 RESULTADO

A avaliação estrutural apresentada inclui verificações de plastificação e flambagem aprovadas para as 5 condições de carga mais críticas do modelo global. Essas verificações foram realizadas utilizando um modelo de elementos finitos de casca desenvolvido no software ANSYS. Os critérios de análise e verificação estão de acordo com o EN 1993-1-8.

Para o caso da flambagem elástica obteve-se um fator de carga de 4,59 para um modo de flambagem local de um dos tubos. Uma vez que o fator mínimo admissível é 1,25 o fator de segurança foi de 3,67 para esse modo de falha. O modo de falha mais crítico para instabilidade elástica apresentado no modelo está relacionado à flambagem local do tubo, que já foi verificado nas verificações globais de todas as barras.

Para o modo de falha de escoamento obteve-se um fator de carga de 2,648, o que resulta em um fator de segurança de 2,12 para esse modo de falha. A região mais crítica da ligação que apresentaria escoamento da seria foi o nó de ligação das diagonais de 300 mm de lado e 16 mm de espessura da parede, caso a carga máxima da estrutura fosse 2,12 maior.

As verificações mostram que o escoamento governa o dimensionamento em detrimento da flambagem global ou local dos elementos. Portanto, os detalhes projetados para a ligação no apoio deste nó fornecem segurança suficiente para as cargas sobre as quais a estrutura do heliponto está submetida.

5 PROCEDIMENTO DE MONTAGEM

5.1 CONCEITOS GERAIS

A montagem aérea da estrutura contempla duas fases principais que por sua vez são divididas em subfases.

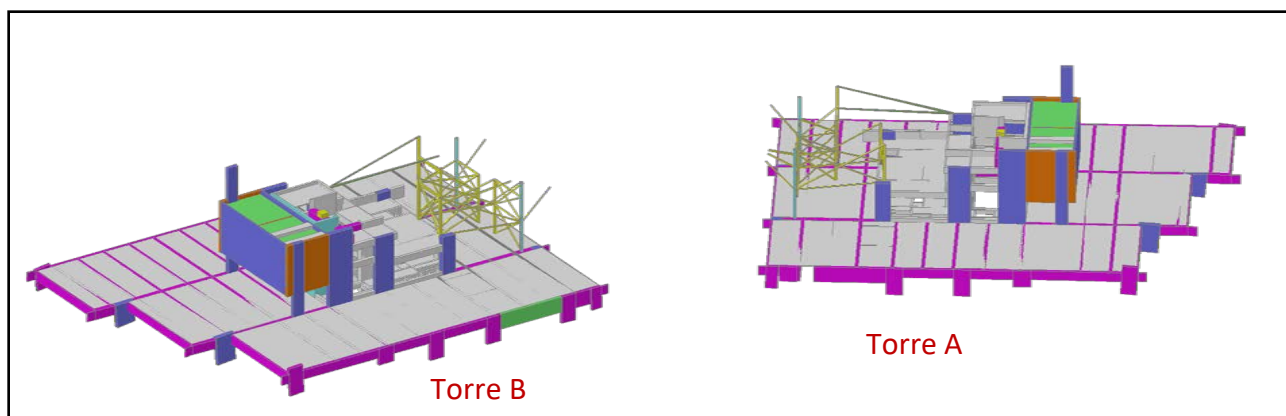
A primeira fase principal (*Fase Escorada*) consiste na fase escorada e ancorada dos dois arranques da estrutura sobre os topos das Torres A e B respectivamente. Nesta fase, a fim de estabilizar as subestruturas durante a execução dos balanços sucessivos aéreos, será construída uma estrutura metálica auxiliar de montagem com o objetivo de escorar, ancorar e estabilizar lateralmente a subestrutura durante as primeiras etapas de montagem.

A segunda fase principal (*Fase Desescorada*) ocorre após a ligação das duas subestruturas opostas, da liberação dos apoios esféricos e unidirecional e do desescoramento definitivo. Nesta fase, as demais estruturas serão içadas, montadas e soldadas gradualmente através de plataformas de trabalho posicionadas na própria estrutura, à medida em que as modulações avançam para as bordas frontal e posterior e para o vértice inferior.

5.2 SEQUÊNCIA DAS SUBETAPAS DA FASE ESCORADA

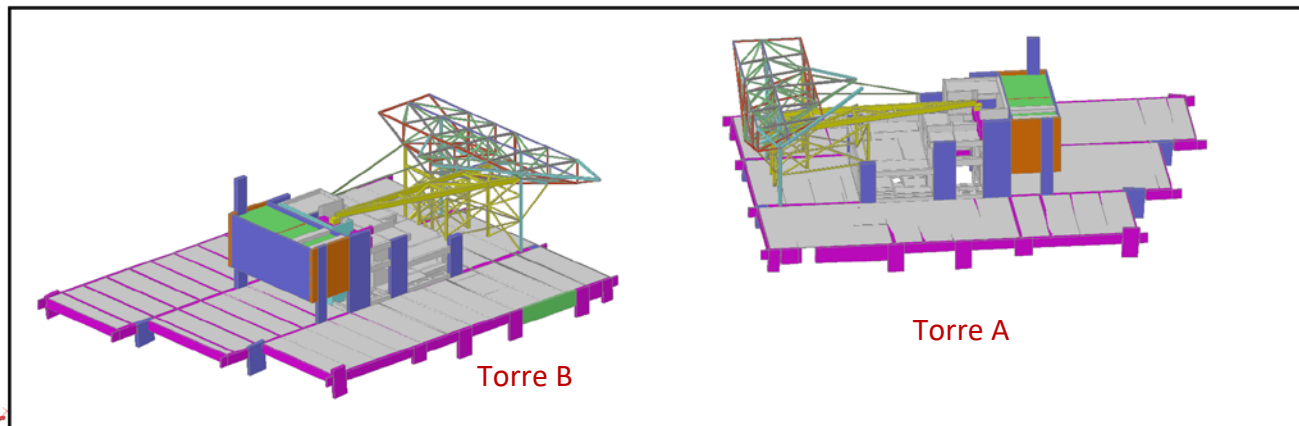
As principais fases de montagem da estrutura foram estudadas em função da estabilidade dos elementos durante o içamento, do posicionamento, da ligação e do equilíbrio em etapas provisórias e sequenciais das peças. O peso e arranjo dos conjuntos içados também foram determinantes na solução definitiva abaixo apresentada. Uma metodologia de montagem inovadora e viável, que exigiu mais de 150 fases de construção em sequência crescente e cronológica foi necessária ser desenvolvida exclusivamente para este projeto, sendo estas fases subdivisões das etapas principais a seguir:

ETAPA 01



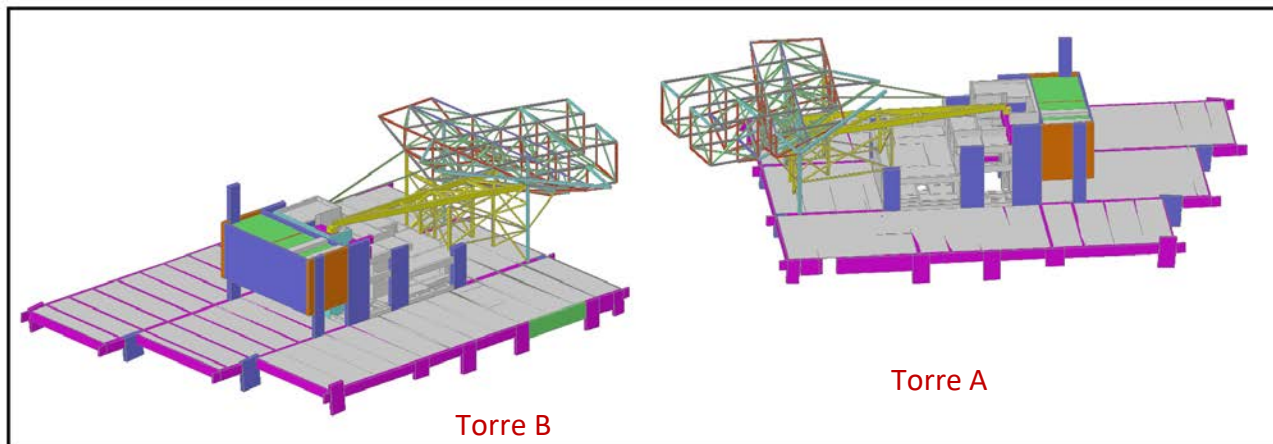
Descrição: Montagem das torres auxiliares e travamentos sobre a laje de cobertura das Torres A e B. Nesta primeira etapa as duas torres definitivas de suporte da estrutura já foram montadas com os aparelhos de apoio metálicos.

ETAPAS 02 @ 04



Descrição: Montagem das estruturas em treliça espacial sobre as torres auxiliares, na região da cobertura das Torres A e B. Nesta fase o aparelho de apoio metálico definitivo sobre o núcleo de concreto das Torres A e B, também já foram instalados.

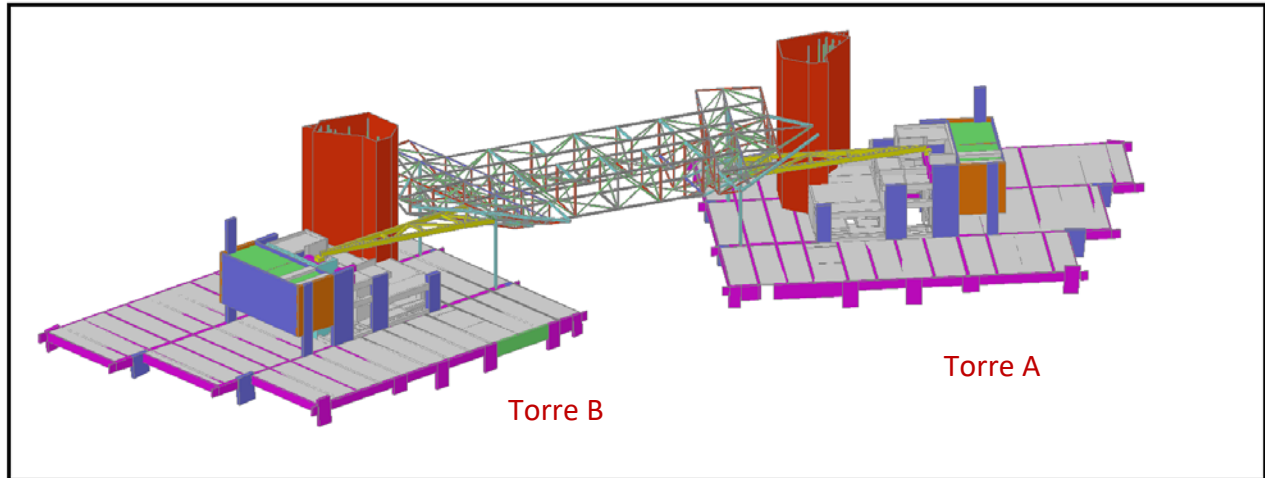
ETAPA 05



Descrição: Início da montagem das duas treliças retangulares em balanço sucessivo entre as Torres A e B. Para acesso das equipes de montagem, foram instaladas abaixo da estrutura, plataformas de trabalho suspensas que permitem acompanhar o sistema de balanço sucessivo. Para o içamento dos elementos estruturais foi previsto utilizar as guias existentes no processo de instalação de peça por peça.

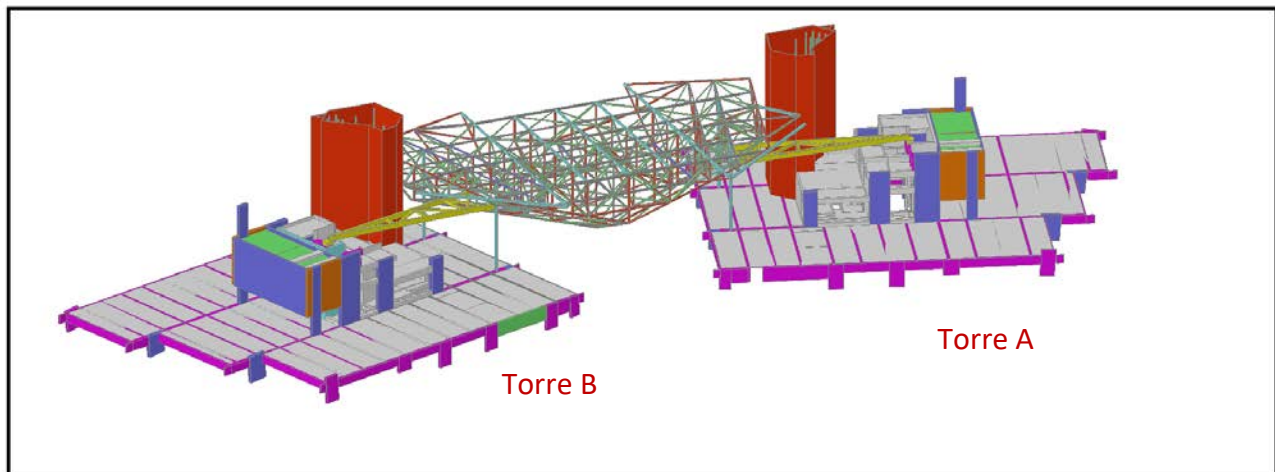
5.3 SEQUENCIA DAS SUBETAPAS DA FASE NÃO-ESCORADA

ETAPA 06



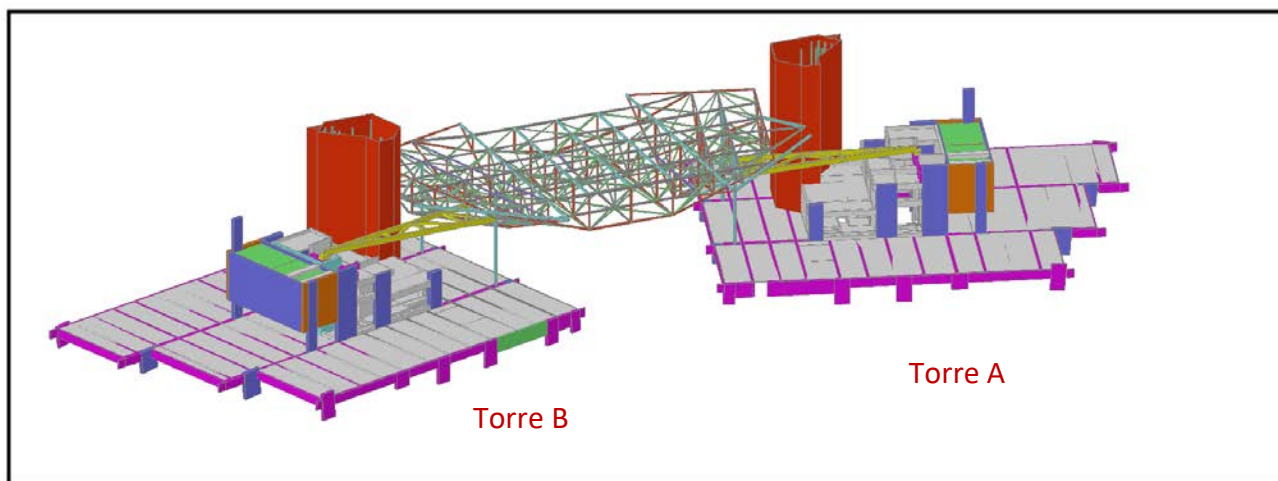
Descrição: Fechamento da montagem das duas treliças retangulares em balanço sucessivo entre as Torres A e B. Nesta fase as torres auxiliares de montagem e travamentos sobre a laje foram desacoplados, também se pode iniciar a montagem das estruturas da caixa de escada de acesso ao Heliponto.

ETAPA 07



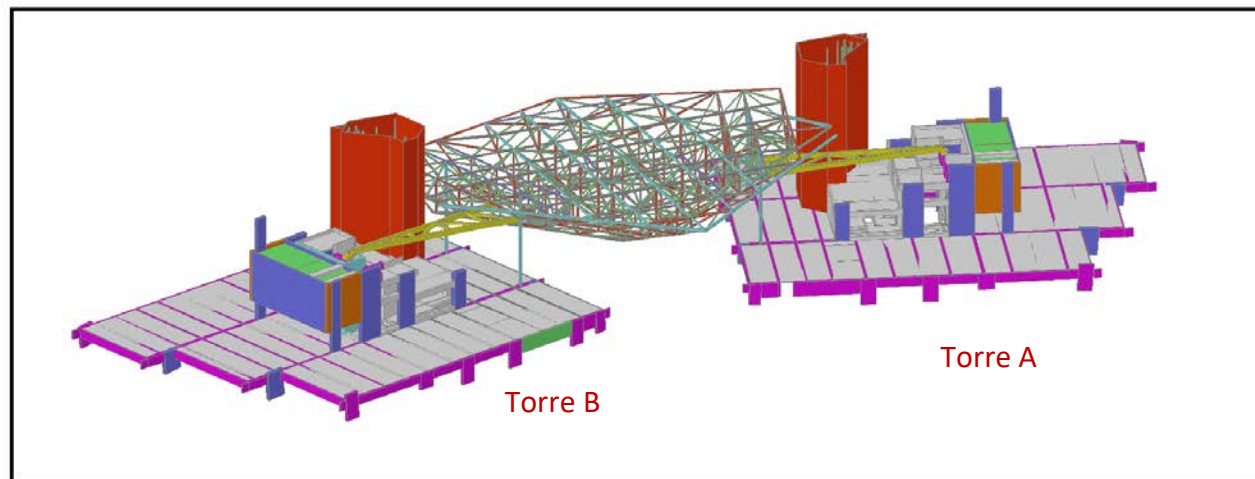
Descrição: Montagem das estruturas inferiores que formam a ponta da pirâmide invertida, abaixo da estrutura das treliças retangulares já montadas. O acesso dos montadores também foram através das plataformas de trabalho suspensas.

ETAPA 08



Descrição: Montagem do início do balanço sucessivo transversal entre as Torres A e B.

ETAPA 09



Descrição: Montagem do restante das estruturas em balanço sucessivo transversal que compõem a estrutura principal do Heliponto.

ETAPA 10

Descrição: Montagem das estruturas em grelha metálica de suporte da laje do Heliponto e das passarelas de acesso, e instalação do Steel Deck da laje. Montagem das passarelas internas de

manutenção, terças de suporte dos brises nas faces da pirâmide e montantes dos suportes das grades de piso.

ETAPA 11

Descrição: Montagem dos brises, estrutura complementar da pirâmide ao redor das caixas de escada de acesso ao Heliponto, grades do piso ao redor do Heliponto e junta de dilatação entre a caixa de escada e a estrutura do Heliponto

ETAPA FINAL

Descrição: Estrutura liberada para instalação dos demais acessórios que compõem o Heliponto e topo das Torres A e B. Concretagem do heliponto, instalações elétricas, iluminação, drenagem, etc.

6 CONCLUSÃO

Criar uma estruturação espacial que viabilizasse a geometria arquitetônica proposta, e desenvolver uma metodologia especial e exclusiva de montagem que tornasse a obra exequível, foram os principais desafios a serem alcançados neste projeto estrutural e de execução tão inovadores.

Com o engajamento de uma equipe experiente e comprometida em vencer tamanho desafio, hoje a obra está estruturalmente concluída, atingindo todos os parâmetros propostos pelo projeto com segurança, e alcançando assim os objetivos propostos.

REFERÊNCIAS

1 NORMAS BRASILEIRAS

- NBR 6123/1998 – Forças devidas ao vento em edificações;
- NBR 6120/2019 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações;
- NBR 8681/2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento;
- NBR 8800/2008 – Projeto de Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto de Edifícios;
- NBR 16239/2013 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares.

2 NORMAS ESTRANGEIRAS

- AISC (American Institute of Steel Construction) / 2005 – Specification for Structural Steel Buildings;
- AWS – D1.1/2002 – American Welding Society.

3 BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR BRASILEIRA

- Catálogo V & M do Brasil;
- Catálogo Fibam – Parafusos de alta resistência;
- Catálogo perfis laminados Gerdau.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR ESTRANGEIRA

- CIDECT – Design Guides;
- Floor Vibration due to Human Activity – Steel Desing Guide Series, Vol 11 – AISC / 1997;
- Programa de Análise SAP2000 V20.1.0.