

Análise de viabilidade econômica e estrutural: Entre Estrutura de Aço com lajes Alveolares e Steel Deck

João Pedro Frossard Gallo

Análise de viabilidade econômica e estrutural: Entre Estrutura de Aço com lajes Alveolares e Steel Deck

João Pedro Frossard Gallo

Orientador: Prof. Cristiano Júnior

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade Galileu, como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenheiro Civil.

BOTUCATU – SP

Julho de 2020

João Pedro Frossard Gallo

Análise de viabilidade econômica e estrutural: Entre Estrutura de Aço com lajes Alveolares e Steel Deck

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade Galileu, como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Botucatu, 03 de julho de 2020.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Cristiano Júnior
Faculdade Galileu

RESUMO

Neste trabalho, apresenta-se o estudo de duas soluções estruturais para um mezanino de um edifício escolar de 2 pavimentos já concebido em estrutura pré-moldada, para estrutura em aço com laje do tipo pré-moldada alveolar e aço com laje do tipo mista *steel deck*; comparando-se assim os sistemas estruturais e sua viabilidade econômica. Para tal, foram seguidas as seguintes etapas: análise da arquitetura, disposição dos elementos estruturais, determinação dos carregamentos, quantificação e dimensionamento dos pilares, vigas e lajes, e por fim, o orçamento. A estrutura em aço foi escolhida, por apresentar comportamento estrutural para grandes vãos livres, alto controle tecnológico do material e maior velocidade de execução, quando comparado a outros tipos de estrutura. A metodologia aplicada foi: (1). Os lançamentos das estruturas foram feitos com base no projeto arquitetônico; (2). O dimensionamento dos pilares, vigas e lajes foram feitos de acordo com as normas específicas de dimensionamento das estruturas em aço, mistas e pré-moldadas; (3). O orçamento foi realizado de acordo com os serviços e materiais aplicados durante a execução do projeto, em função dos quantitativos dos materiais e preços aplicados no mercado da construção civil. A partir deste estudo, foi constatado que ambas as estruturas são viáveis; contudo a estrutura em aço conjunto com o sistema de lajes do tipo pré-moldada alveolar, apresentou uma superestrutura mais leve, quando comparada com a estrutura em aço com lajes do tipo *steel deck*. O conjunto aço e laje alveolar apresentou também uma economia financeira na ordem de 25%. Assim, a solução escolhida foi a estrutura em aço com laje pré-moldada alveolar devido a sua maior viabilidade estrutural e o custo da estrutura.

Palavras-chave: Laje Alveolar, Aço, Laje Steel Deck, Sistemas estruturais, Dimensionamento Estrutural.

SUMÁRIO

1	Introdução.....	1
2	Objetivos.....	2
3	Revisão de Literatura.....	3
3.1	Histórico das Estruturas.....	3
3.2	Superestruturas	4
3.3	Estrutura Pré-moldada	5
3.4	Estrutura Mista de Aço e Concreto.....	8
3.5	Estrutura em Aço	9
3.5.1	Histórico e Execução.....	9
3.5.2	Execução.....	10
3.5.3	Equipamentos.....	12
3.5.4	Vantagens das Estruturas em Aço.....	13
3.5.5	Desvantagens das Estruturas em Aço	13
3.6	Ações e Segurança nas Estruturas	13
3.6.1	Ações	13
3.6.2	Segurança nas Estruturas (NBR 8681:2003).....	14
3.7	Tensões no Aço	19
3.7.1	Barras Tractionadas	19
3.7.2	Barras Comprimidas	22
3.7.3	Barra submetida a flexão simples	23
3.7.4	Força cortante	24
3.7.5	Momento fletor e força cortante combinados	25
4	Materiais e Métodos	26
4.1	Materiais.....	26
4.2	Metodologia.....	26
4.2.1	Projeto Arquitetônico.....	26
4.2.2	Locação dos pilares.....	27
4.2.3	Criação dos materiais	28
4.2.4	Seções.....	29
4.2.5	Elementos Lineares	30
4.2.6	Elementos Planos	31
4.2.7	Estrutura.....	32
4.2.8	Ações e combinações	33

4.2.9	Dimensionamentos	37
5	Resultados e Discussões.....	41
5.1	Estrutura em aço.....	41
5.2	Laje Pré-moldada Alveolar	44
5.3	Laje Steel Deck	45
5.4	Somatória de custos	46
6	Conclusão.....	47
7	Referências	48

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3-1- Fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis.	16
Quadro 3-2 Valores dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f3}$	17
Quadro 4-1 Tabela de dimensionamento de laje pré-moldada alveolar.	38
Quadro 4-2 Quadro de dimensionamento da laje do tipo <i>steel deck</i>	40
Quadro 4-3 Peso próprio e consumo de concreto para laje Polydeck59S.	40
Quadro 5-1 Relação de perfis para o dimensionamento com laje tipo alveolar.....	41
Quadro 5-2 Relação de perfis para o dimensionamento com laje tipo <i>steel deck</i>	42
Quadro 5-3 Composição do custo das estruturas metálicas.	42
Quadro 5-4 Composição de custo das lajes pré-moldadas alveolares.....	44
Quadro 5-5 Composição de custo para laje Steel Deck.	45

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3-1 Edifício em estrutura pré-moldada.	5
Figura 3-2 Lajes Alveolares.	6
Figura 3-3 Desempenho das Lajes treliçada, protendida e alveolar, todas com altura de 16cm.	6
Figura 3-4 Chave de cisalhamento entra painéis.	7
Figura 3-5 Painéis unidos com capa de concreto e malha de distribuição.	7
Figura 3-6 Detalha de uma laje Steel Deck.	8
Figura 3-7 Tolerâncias em planta - Localização de colunas.	11
Figura 3-8 Diagrama tensão-deformação, simplificado, de cálculo de aço.	19
Figura 3-9 Flambagem global e flambagem local.	22
Figura 4-1 Planta Baixa do Mezanino.	26
Figura 4-2 Localização dos pilares de acordo com modelo inicial.	27
Figura 4-3 Propriedades físicas do aço A572 Grau 50.	28
Figura 4-4 Propriedades físicas do Concreto C30.	29
Figura 4-5 Propriedades das Vigas.	30
Figura 4-6 Propriedade dos Pilares.	30
Figura 4-7 Criação das lajes alveolares e <i>steel deck</i>	31
Figura 4-8 Modelo do Mezanino Pronto.	32
Figura 4-9 Disposição dos carregamentos das lajes.	33
Figura 4-10 Carregamentos considerados.	34
Figura 4-11 Definição dos carregamentos.	34
Figura 4-12 Combinação estado limite último.	35
Figura 4-13 Combinação Estado Limite de Serviço.	36
Figura 4-14 Modelo da laje pré-moldada alveolar.	39

1 INTRODUÇÃO

As superestruturas descritas neste trabalho são conhecidamente um aspecto importante na concepção de um bom projeto de engenharia. Seu devido estudo possibilita a construção de estruturas que trabalhem de forma harmônica, com todos os elementos estruturais cumprindo sua função em serviço, com a mesma intensidade da solicitação.

A pesquisa visou a aplicação dos métodos previstos em normas específicas para um bom projeto estrutural, neste caso, a análise entre as estruturas pré-moldadas, aço e Steel deck. Esta solução prevê a otimização das construções com relação ao tempo de obra e seu custo total. Contudo, esses elementos estruturais são em geral mais utilizados em construções comerciais, que visão o rápido retorno do investimento em relação ao tempo da obra.

O projeto desenvolvido, foi um mezanino de um edifício escolar de 2 pavimentos. Diversas consultas foram feitas para que tudo fosse devidamente referenciado e estar de acordo com as normas vigentes (ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9062, 2001), (ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR14762, 2010), (ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR6118, 2014), (ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR8800, 2008)

2 OBJETIVOS

Em vista da literatura consultada e dos conceitos fundamentados adquiridos durante a graduação o objetivo dessa monografia é:

1. Aplicação dos conhecimentos teóricos na prática da elaboração de um projeto executivo de estrutura, envolvendo aspectos de cálculo, projeto e orçamento.
2. Comparar a partir de um modelo existente, de um mezanino em estrutura pré-moldada de uma escola, duas estruturas: Aço e Steel Deck e Aço e Pré-moldado. Serão levadas em conta: (1) Viabilidade Estrutural e (2) Custo das estruturas.

O desenvolvimento deste trabalho surgiu com o intuito de estudar métodos construtivos recentes na cultura brasileira. Vislumbrando a possibilidade de as estruturas apresentarem um maior controle tecnológico devido ao método industrial de produção, assim como, a profissionalização da mão de obra da construção civil.

3 REVISÃO DE LITERATURA

3.1 Histórico das Estruturas

Os primeiros relatos de estruturas datam de 10.000 anos atrás, com a descoberta da agricultura e da pecuária, onde o homem deixou de ser nômade e passou a residir em um local fixo; surgiram então os primeiros edifícios e aglomerações populacionais. As primeiras construções foram concebidas com elementos naturais encontrados ao seu redor.

Já de acordo com (Afonso, et al., 2007) o grande salto da engenharia se deu com a invenção da escrita. A partir daí, tornou-se possível armazenar os conhecimentos e passá-los adiante com exatidão. Dessa forma, possibilitou-se o acúmulo de informações e o aprimoramento das técnicas a partir de experiências realizadas

Assim a engenharia tal qual conhecemos hoje, surgiu nos exércitos. A pólvora e desenvolvimento acelerado das artilharias forçaram a transformação da vida das pessoas. Mudanças ocorreram nas obras de fortificações, e a partir do século XVII passou a ser exigido a habilitação profissional para realização do projeto e da execução das obras (Telles, 1984).

Durante o século XVIII, cientistas franceses colaboraram na fundação da *École Polytechnique*, que tinha como objetivo, ensinar as aplicações da matemática nos problemas da engenharia. Seguindo a mesma política, diversas outras escolas foram sendo criadas nos países europeus. Na América a primeira escola de engenharia surgiu apenas uma década depois: o *Massachusetts Institute of Technology* em 1856 (Bazzo, et al., 2000).

No Brasil, a engenharia civil se desenvolveu lentamente. Durante o governo Vargas, o Brasil foi considerado um dos especialistas na tecnologia do concreto armado. Porém no período da ditadura militar, ocorreu uma retração no setor da construção civil. Os preços das pequenas moradias tornaram-se muito altos, levando a um aumento forçado na construção de prédios (Encontro de história, 2012).

3.2 Superestruturas

As superestruturas são, basicamente, o corpo de toda construção. Elas conduzem todo o carregamento proveniente das ações que atuam nos elementos estruturais, como por exemplo, as ações do vento, o peso das estruturas e eventuais sobrecargas, para os apoios e para a fundação; de forma que seja garantida a segurança contra a ruptura (estados limites últimos) e deslocamentos admissíveis (estados limites de serviço).

As superestruturas são divididas em pilares, vigas e lajes. Os pilares são elementos estruturais lineares de eixo reto, usualmente disposto na vertical, onde as forças normais de compressão são preponderantes e cuja função principal é receber as ações atuantes nos diversos níveis e conduzi-las até as fundações (Pinheiro, 2003)

Segundo a (Pinheiro, 2003) vigas são “elementos lineares em que a flexão é preponderante”; nos edifícios, em geral, as vigas servem de apoio para as lajes e paredes conduzindo seus esforços até os pilares.

Já as lajes são elementos planos, em geral horizontais, com duas dimensões maiores que a terceira, sendo esta denominada espessura. A principal função das lajes é receber os carregamentos atuantes no andar, provenientes do uso da construção (pessoas, móveis e equipamentos), e transferi-los para os apoios (Pinheiro, 2003).

As superestruturas podem ser divididas quanto ao material utilizado para sua construção:

- Estruturas de Concreto
- Estruturas de Aço
- Estruturas Mistas – aço e concreto
- Estruturas Pré-moldadas (Fig.3.1)
- Estruturas em madeira

Nesse trabalho abordaremos apenas alguns dos tópicos acima citados de modo a focarmos no comparativo (estrutura aço x estrutura mista) e (estrutura aço x estrutura pré-moldada).

3.3 Estrutura Pré-moldada

Segundo (Vasconcellos, 2002) não se pode precisar com exatidão a data em que a estrutura pré-moldada começou a ser utilizada. O início da utilização do concreto armado ocorreu com a pré-moldagem de elementos, fora do local de seu uso. Sendo assim, pode-se afirmar que a estrutura pré-moldada começou a ser utilizada juntamente com a invenção do concreto armado.

De acordo com (Revel, 1973) o termo pré-fabricação no campo da construção civil possui o seguinte significado: *"fabricação de certo elemento antes do seu posicionamento final na obra"*; ainda segundo a norma NBR 9062 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado (ABNT, 1985) estrutura pré-fabricada é definida como elemento pré-moldado executado industrialmente, mesmo em instalações temporárias como canteiros de obra, ou em instalações permanentes de empresa destinada para fim que atende aos requisitos mínimos de mão-de-obra qualificada; a matéria-prima dos elementos pré-fabricados deve ser ensaiada e testada quando no recebimento pela empresa e previamente à sua utilização.



Figura 3-1 Edifício em estrutura pré-moldada.

Fonte: <http://mold.com.br/manager/uploads/produtos/obras/20150730150000.png>.

Complementando as estruturas pré-moldadas, as lajes alveolares (Fig. 3.2) são constituídas de painéis de concreto protendido que possuem seção transversal com altura constante e alvéolos longitudinais, responsáveis pela redução do peso da peça. Esses painéis são produzidos em concreto de elevada resistência, característica à compressão e com aços especiais para protensão.



Figura 3-2 Lajes Alveolares.
Fonte: Grupo Ferres

As vantagens da conciliação das estruturas pré-moldadas com as lajes alveolares são: (1) facilidade no transporte, (2) rapidez na montagem, (3) eliminação do cimbramento, (4) capacidade de atingir vãos maiores e (5) qualidade e confiabilidade da estrutura.

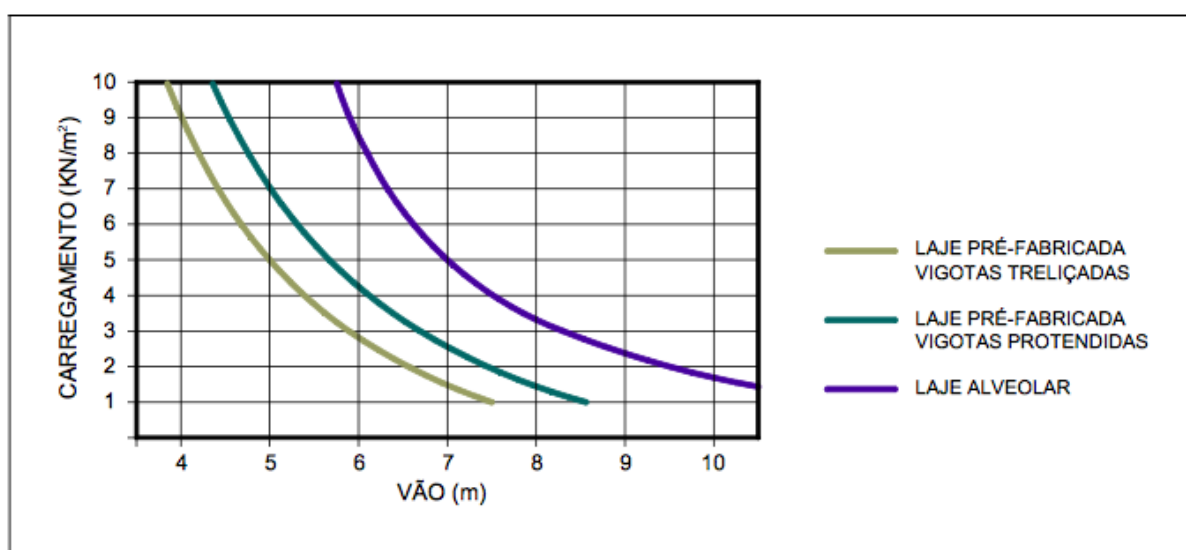


Figura 3-3 Desempenho das Lajes treliçada, protendida e alveolar, todas com altura de 16cm.
Fonte: TATU lajes protendidas

Outro ponto importante das lajes alveolares são as juntas entre os painéis. O preenchimento das juntas entre os painéis tem como objetivo, garantir o funcionamento solidário das peças que constituem a laje alveolar, de modo a estabelecer a colaboração e a redistribuição do carregamento de modo que nenhuma parte fique sobrecarregada, além de melhorar a qualidade do acabamento. Uma vez concretada, a junta entre as placas passa a constituir uma chave de cisalhamento (Fig. 3.4) - (TATU Pré-moldados, 2016)

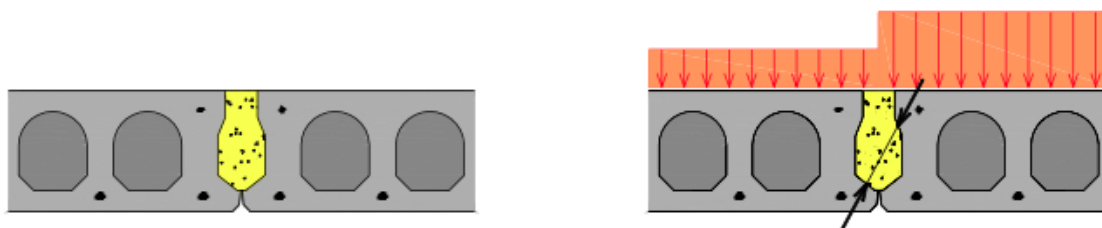


Figura 3-4 Chave de cisalhamento entra painéis.
Fonte: TATU lajes protendidas

E para finalizar é disposta uma armadura de distribuição sobre a capa de concreto (Fig. 3.5), constituída por fios (CA-60) ou barras (CA-50) com área de aço mínima de:

$$a_s, \text{mín} = 0,60 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}.$$

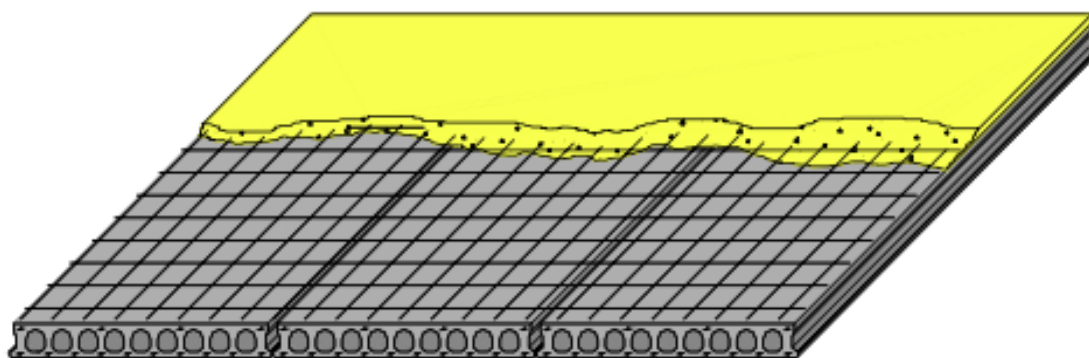


Figura 3-5 Painéis unidos com capa de concreto e malha de distribuição.
Fonte: (TATU Pré-moldados, 2016)

3.4 Estrutura Mista de Aço e Concreto

Os sistemas estruturais e construtivos formados, simultaneamente, por perfis de aço e concreto, simples ou armado, são denominadas estruturas mistas. O uso desses elementos combinados, aliando as vantagens de cada material, forma um único elemento estrutural. Esse elemento pode ser uma viga, uma laje ou um pilar. No caso do sistema *steel deck*, trata-se de uma laje mista em forma de aço incorporada e concreto moldado *in loco*, conforme ilustra a Figura (3-6).

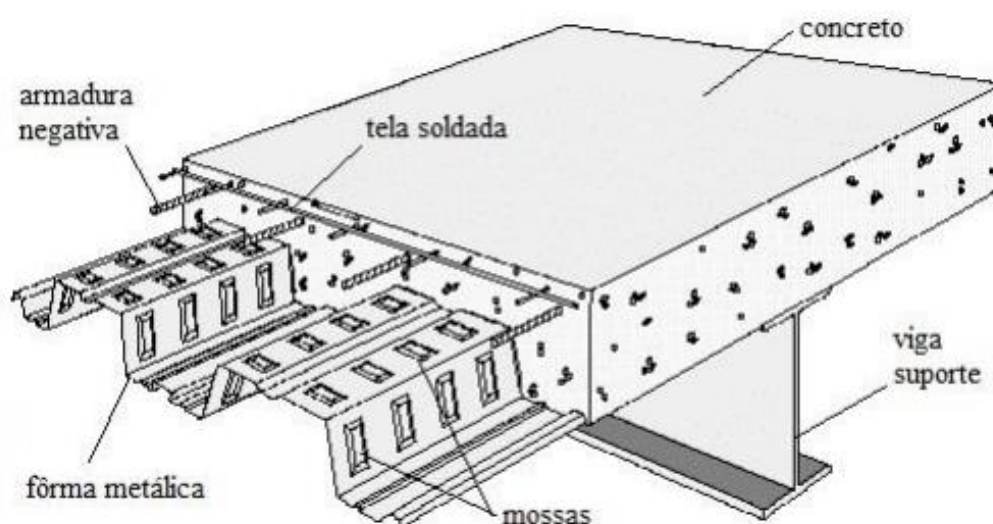


Figura 3-6 Detalha de uma laje Steel Deck.
Fonte: CAMPOS, 2001, p.2.

O aço é um excelente material para trabalhar a tração e nesse caso é utilizado no formato de uma telha trapezoidal que serve como fôrma para o concreto durante a concretagem e como armadura positiva para as cargas de serviço. Conformado a frio e cobrindo uma largura útil de 820 a 840 mm, o *Steel Deck* possui nervuras largas e com a utilização de conectores de cisalhamento (*stud bolts*) permite a interação do concreto com o aço possibilitando o cálculo de vigas mistas e permitindo uma redução do peso da estrutura. Segundo (Campos, 2001) também é recomendado um outro tipo de armadura, pois “As fissuras decorrentes do processo de retração do concreto e da variação da temperatura devem ser controladas posicionando-se uma armadura nominal, em geral uma tela soldada, nas duas direções da laje”.

Conforme (Brendolan, 2007) são muitas as vantagens do sistema Steel Deck em relação ao do concreto armado: A chapa de aço funciona como fôrma para o concreto fresco, e como permanece de modo definitivo, pode-se eliminar a etapa da desforma; na maior parte dos casos, dispensa-se o uso de escoramento; instalação simples e maior rapidez construtiva o que reduz o cronograma da obra e diminuição do peso próprio da estrutura acarretando redução nos custos da fundação.

Ainda de acordo com (Brendolan, 2007) as desvantagens relacionadas às lajes convencionais em concreto é a necessidade de um maior número de vigas secundárias, caso não se utilize escoramento ou formas de grande altura, isso ocorre devido a limitação dos vãos antes da cura do concreto.

Segundo (Alva, 2000) existem algumas desvantagens das lajes convencionais que devem ser consideradas: Alto custo devido à mão de obra especializada e menos resistência das lajes em situações de incêndio.

3.5 Estrutura em Aço

3.5.1 Histórico e Execução

O uso do ferro na construção civil ocorreu a aproximadamente 8.000 anos atrás, em civilizações do Egito, Babilônia e Índia. O ferro foi utilizado por essas civilizações apenas como adorno nas construções ou para fins militares. A utilização do ferro em escala industrial só ocorreu em meados do século XIX, decorrente da Revolução Industrial em países como Inglaterra, França e Alemanha.

A primeira grande obra em ferro foi a ponte em *Coalbrookdale*, sobre o rio Severn, na Inglaterra em 1779. O uso do aço em edifícios teve como marco a construção do Palácio de Cristal em Londres, em 1851, como um método construtivo muito semelhante ao usado atualmente na construção metálica. O grande mentor das construções em aço, *Gustave Eiffel*, cujo o arrojo tecnológico surpreendeu os entendidos da época. (Chamberlain, et al., 2013)

O uso do aço no Brasil está relacionado diretamente à história do país. Sem indústrias siderúrgicas instaladas no país durante o final do século XIX, importava-se da Inglaterra grandes quantidades de componentes de ferrovias, como suas estações

e pontes; caracterizava-se a primeira fase da utilização do aço na construção. A segunda fase surgiu entre as guerras mundiais; com a paralisação das importações tornou-se imprescindível o processo de criação e desenvolvimento das indústrias que formaram o atual parque siderúrgico nacional. Com 32,9 milhões de toneladas de aço produzido em 2010, o Brasil ocupa hoje a nona posição do *ranking* da associação mundial segundo informe da (Revista Exame, 2012).

3.5.2 Execução

De acordo com a (ABECE - Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, 2010), as estruturas em aço devem ser montadas utilizando-se métodos e sequências que permitam a eficiência, economia e desempenho satisfatórios de acordo com as necessidades da estrutura a ser executada.

Condições do canteiro

Para a (ABECE - Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, 2010) o terreno deve apresentar características adequadas para o manuseio, transporte e execução da estrutura, como por exemplo: Vias de acesso para descarga e movimentação com segurança das estruturas, nivelamento do terreno e espaço disponível para que as cargas descarregadas não ocupem e prejudiquem o espaço disponível do canteiro dificultando a eficiência da montagem.

Alinhamento e marco topográfico

Deve ser executada uma planta completa, com informações referentes a locação exata dos alinhamentos das estruturas com precisões topográficas das bases do canteiro, além de indicar as linhas de referência dos eixos e níveis de elevação no posicionamento dos itens ajustáveis, caso existem seguindo as normas da (ABECE - Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, 2010).

Tolerância de instalação de chumbadores e outros itens embutidos em concreto e grauteamento (Fig. 3.7)

Os chumbadores, ganchos de ancoragem e outros itens embutidos deverão ser posicionados de acordo com os desenhos de locação das bases aprovados por um

engenheiro projetista. Os desvios de locação desses itens, a partir das dimensões constantes nos desenhos das bases, devem seguir as seguintes tolerâncias:

- O desvio na distância entre os centros de quaisquer dos chumbadores dentro de um grupo, sendo o grupo de chumbadores definido como o conjunto que recebe uma única peça da Estrutura, deverá ser igual ou inferior a 3mm;
- O desvio na distância entre os centros de grupos adjacentes de chumbadores deverá ser igual ou inferior a 6mm;
- A variação em elevação do topo dos chumbadores de um mesmo grupo deverá ser igual ou inferior a 13mm;

Tolerância das estruturas

O acúmulo das tolerâncias de usina e as tolerâncias de fábrica não deverão ultrapassar as tolerâncias de Montagem. (ABECE - Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, 2010)

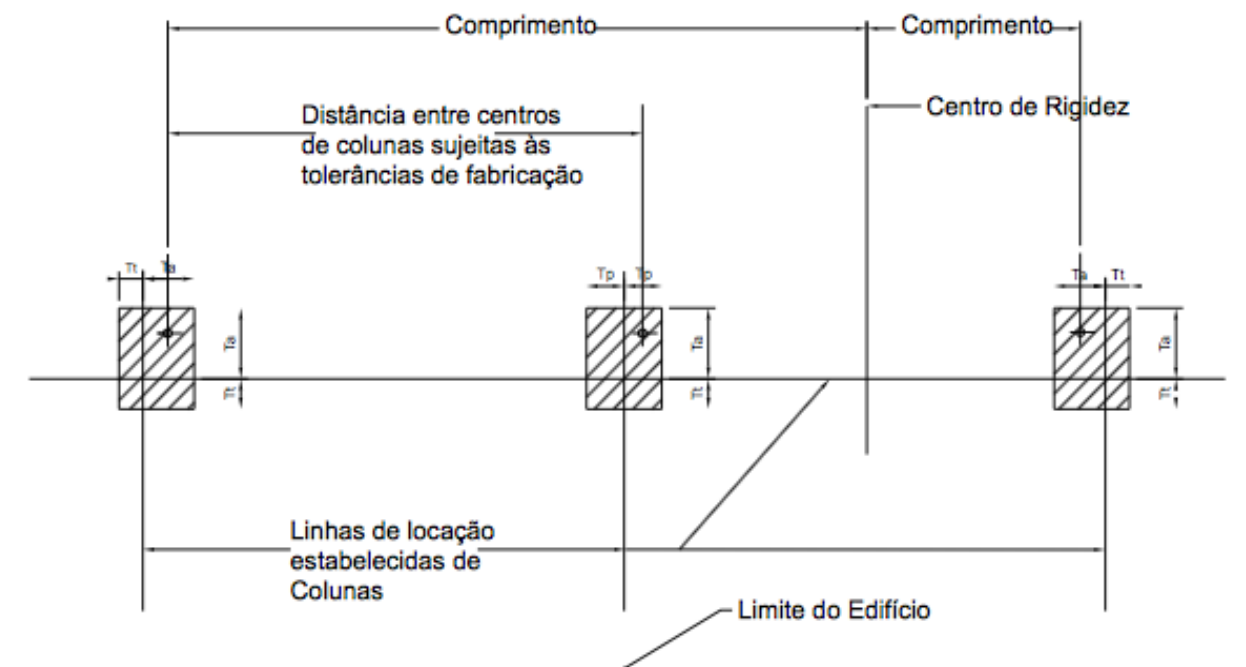


Figura 3-7 Tolerâncias em planta - Locação de colunas.

Fonte: (ABECE - Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, 2010)

Pintura

Após a execução de todas as etapas, deverá ser realizada a pintura das porcas, parafusos e cordões de solda e demais elementos; também deverão ser feitos retoques antes de iniciar a pintura de acabamento final, se necessário (ABECE - Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, 2010)).

3.5.3 Equipamentos

➤ Gruas

Para (Pinho, 2005), as gruas são utilizadas principalmente na montagem de edifícios de múltiplos andares e galpões. Existem modelos estacionários, ascensionais (que se elevam junto com a estrutura) e móveis. As gruas estacionárias são as mais comuns. Esses modelos são acoplados junto à estrutura e permanecerem fixos durante toda a obra. Já as gruas móveis se deslocam sobre trilhos e são aplicáveis na montagem de estruturas lineares. As escolhas das gruas são realizadas a partir da análise dos seguintes parâmetros a serem considerados: Altura máxima da estrutura; determinação da maior carga a ser içada, raio de operação o qual deve cobrir toda a projeção da obra e o maior momento de tombamento.

➤ Guindastes

Os guindastes são equipamentos de içamento de cargas montados sobre veículos por isso são também chamados de guindastes móveis. Sua lança possui variados movimentos, que podem formar diversos ângulos em relação ao plano horizontal, variando assim, sua inclinação. Isso permite que o guindaste levante cargas em diferentes posições sobre o solo. Outro movimento possível é o giro da lança segundo um eixo vertical, com um raio de ação que pode se estender a 360° ao redor do guindaste. (Pinho, 2005).

(El Beck, 2016) Para a escolha de um guindaste ideal para uma construção, segundo Mauro, devemos levar em consideração: peso da peça mais pesada a ser içada; determinação da carga bruta, ou seja, o peso de todos os acessórios de içamento como ganchos, cabos de aço, manilhas, etc. e considerar uma folga do limite do equipamento em pelo menos 20%, desconsiderando o coeficiente de segurança do equipamento, caso contrário deve ser escolhido um guindaste de maior carga admissível.

➤ **Caminhão Munk**

Para o projetista (El Beck, 2016), o caminhão munk deve ser utilizado para a montagem de estruturas de pequeno porte devido a suas restrições de tamanho e içamento.

3.5.4 Vantagens das Estruturas em Aço

Para (Chamberlain, et al., 2013), as vantagens da estrutura em aço são: redução das solicitações nas fundações, redução do tempo de montagem, alta resistência estrutural possibilitando a execução de estruturas leves para vencer grandes vãos e reaproveitamento dos materiais em estoque.

3.5.5 Desvantagens das Estruturas em Aço

Em contrapartida (Chamberlain, et al., 2013), cita como desvantagens: o custo, pode custar mais caro que uma estrutura de concreto equivalente, exige mão de obra especializada, dificuldade em encontrar determinados aços e perfis e necessidade de mercado de componentes desenvolvido (fachada, pré-moldada, *dry-wall*, etc.

3.6 Ações e Segurança nas Estruturas

3.6.1 Ações

Ação em uma estrutura pode ser definida como tudo aquilo que provoca tensões e deformações nos elementos estruturais. Pelas normas atuais, os valores das ações usadas são definidos como de natureza probabilística, ou seja, as normas indicam os valores médios mais prováveis de ocorrência. Quando uma estrutura está submetida a mais de uma ação variável, o valor máximo de um determinado esforço ocorre quando uma das ações variáveis atinge o seu máximo valor e as demais permanecem com seus valores nominais (Chamberlain, et al., 2013). A este princípio dá-se o nome de regra de Turskra de combinações de ações, e a norma (ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR8800, 2008) rege esse critério.

De acordo com Pinheiro (2003), em geral as ações podem ser classificadas como:

Permanentes (G): Peso próprio da estrutura, revestimentos, maquinários, etc.

Variáveis (Q): Vento, sobrecargas de utilização, empuxo do solo, etc.

Excepcionais (E): Explosões, sismos, choques de veículos.

3.6.2 Segurança nas Estruturas (NBR 8681:2003)

O principal objetivo a ser alcançado numa construção é de conceber uma estrutura segura; para isso, a estrutura deve atender às expectativas propostas para sua utilização, levando em consideração toda sua vida útil, resistência as ações atuantes durante a sua construção e utilização.

Por estado limite de uma estrutura entende-se o estágio no qual a estrutura apresenta desempenho inadequado diante de solicitações de cálculo do edifício. Os estados limites podem ser estados-limite últimos e estados-limite de serviço. Para edificações em aço, os estados-limite são definidos pela norma (ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR8800, 2008), e podemos listar os estados limites frequentemente utilizados.

Estados-limite últimos

Sua ocorrência na estrutura impossibilita o uso total ou parcial do edifício; exemplos: Instabilidade por deformação; ruptura ou deformação excessiva dos materiais e perda de equilíbrio total ou parcial.

Estados-limite de serviços

São indícios do comprometimento da durabilidade da estrutura, por não respeitarem as condições especificadas como uso normal do edifício. Sendo ocasionado pela repetição ou duração dos efeitos estruturais, exemplos: Danos que possam comprometer a durabilidade ou estética da estrutura, deformações excessivas que possam afetar a utilização normal da estrutura e vibração excessiva.

Coeficientes de ponderação das ações

Para o efeito de cálculo, as ações são ponderadas pelo fator γ_f , o qual é composto por parcelas ponderadas que levam em consideração erros, variações e ocorrência das ações. E é dado por:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

- γ_{f1} Considera a variabilidade das ações.
- γ_{f2} Considera a simultaneidade de atuação das ações.
- γ_{f3} Engloba os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado, de valor igual ou superior a 1,10.

Coeficiente de ponderação para ações no estado-limite último (ELU)

Conforme a norma (ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR8800, 2008), os valores básicos para verificação dos estados-limites últimos são apresentados na tabela 3.1 e 3.2, para os produtos $\gamma_{f1}\gamma_{f3}$ ou (γ_g, γ_q) . O coeficiente γ_2 , é igual ao coeficiente ψ_0 . Para cargas permanentes de mesma origem, num dado carregamento, a ponderação deve ser a mesma ao longo de toda a estrutura.

Coeficiente de ponderação para o estado-limite de serviço (ELS)

Considera-se γ_f , igual a 1,0. Para os valores frequentes e quase permanentes são utilizados os valores de redução ψ_1 e ψ_2 , respectivamente (ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR8800, 2008)

Ações		γ_{r2}^a		
		ψ_0	ψ_1^d	ψ_2^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^{c)}	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4
^{a)} Ver alínea c) de 4.7.5.3. ^{b)} Edificações residenciais de acesso restrito. ^{c)} Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. ^{d)} Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0. ^{e)} Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.				

Quadro 3-1- Fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis.
 Fonte: (ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR8800, 2008)

Combinações	Ações permanentes (γ_R) ^{a c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q) ^{a d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^c Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

^d Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

^e Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

Quadro 3-2 Valores dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_f1 \gamma_f3$.
 Fonte: (ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR8800, 2008)

Combinação das ações de cálculo

As ações atuam simultaneamente ao longo da estrutura, por períodos isolados ou por toda a vida útil da edificação, assim, os carregamentos devem ser definidos combinando-se as ações que possuem a maior probabilidade de atuarem simultaneamente gerando efeitos desfavoráveis nas estruturas. Assim, deve-se considerar todas as combinações necessárias para a eficaz verificação da segurança em relação a todos os estados-limites aplicáveis.

Combinação última normal

O uso previsto da edificação define as combinações últimas normais, onde cada combinação deve levar em consideração as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis secundárias.

$$Fd = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot FG_{i,k}) + \gamma_{q1} \cdot FQ_{1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \psi_{0j} \cdot FQ_{j,k})$$

- γ_{gi} : Representa os valores característicos das ações permanentes;
- $FG_{i,k}$: É o valor característico da ação variável especial;
- $FQ_{1,k}$: É o valor característico da ação variável principal
- $FQ_{j,k}$: Ações variáveis secundárias;

Combinação última especial

Combinações onde as ações permanentes excedem os efeitos produzidos pelas combinações normais. Esses carregamentos atuam durante um pequeno período de tempo em relação a vida útil da estrutura.

$$Fd = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot FG_{i,k}) + \gamma_{q1} \cdot FQ_{1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \psi_{0j,ef} \cdot FQ_{j,k})$$

- $FG_{i,k}$: É o valor característico da ação variável especial;
- $\psi_{0j,ef}$: É o fator de combinação efetivo de cada uma das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável especial $FQ_{1,k}$.

Combinação quase permanente de serviço

São aquelas que podem atuar durante parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade do período, são consideradas para efeitos de longa duração e a deslocamentos excessivos, não provocando danos aos demais componentes do edifício.

$$Fd = \sum_{i=1}^m (FGi, k) + \sum_{j=1}^n (\psi 2j. FQj, k)$$

Todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi.FQ, k$.

3.7 Tensões no Aço

3.7.1 Barras Tracionadas

Uma barra tracionada pode entrar em colapso de duas formas, segundo Carvalho (2010):

a. Escoamento generalizado da seção bruta

Ao se elevar o nível de tensões numa barra, até atingir o limite de escoamento, essa barra apresentará uma grande deformação e escoará.

Este modo de ruína é típico de barras tracionadas sem furos.

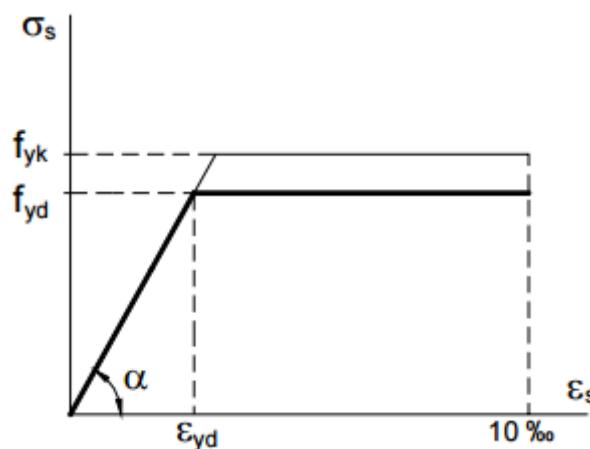


Figura 3-8 Diagrama tensão-deformação, simplificado, de cálculo de aço.
Fonte: (Chamberlain, Ficanha, Fabeane, Estruturas de Aço, 2013).

b. Ruptura da seção líquida

Ocorrerá apenas em barras que contenham furos, haverá ruptura da seção líquida, neste caso, descontamos as áreas dos furos da área do perfil.

Verificação as barras tracionadas

Tomando a expressão, e considerando-a para o estado limite último, chamando de resistência de cálculo a tração ou força normal de tração resistente, o valor máximo que um perfil pode ser tracionado ($N_{t,rd} = N_{t,rd}$), pode-se escrever:

$$N_{t,rd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma}$$

- A: É a área bruta da seção transversal do perfil
- γ : É o coeficiente de ponderação da resistência e vale $\gamma = 1,1$
- f_y : É a tensão de escoamento (a tensão máxima que o perfil admite nesse caso)

Por considerar a área bruta do perfil, essa expressão pode ser considerada apenas para perfis não furados. Para o caso de barras furadas, devemos ajustar a equação. Se os furos ou recortes não fizerem parte da ligação da barra, trocando-se a área bruta da seção pela área líquida (levando em consideração furos e recortes) e alterando os coeficientes de ponderação, temos:

$$N_{t,rd} = \frac{A_{n0} \cdot f_u}{\gamma}$$

- A_{n0} : É a área líquida da seção transversal da barra fora da região de ligação.
- γ : É o coeficiente de ponderação da resistência e vale $\gamma = 1,35$
- f_u : É a tensão de ruptura (tensão máxima admitida pelo perfil neste caso)

Se os furos fazem parte da ligação, alterando os coeficientes de ponderação e acrescentando um coeficiente que considera a posição relativa dos furos, encontramos:

$$N_{t,rd} = \frac{C_t \cdot A_n \cdot f_u}{\gamma}$$

- A_n : É a área líquida da seção transversal da barra na região de ligação.
- γ : É o coeficiente de ponderação da resistência e vale $\gamma = 1,65$
- f_u : É a tensão de ruptura (tensão máxima permitida pelo perfil)
- C_t : É o coeficiente de redução da área líquida do perfil, referente ao tipo de ligação do perfil (parafusado ou soldado).

c. Verificação do índice de esbeltez

É recomendado que o índice de esbeltez das barras tracionadas não exceda 300.

$$\frac{K \cdot L}{r} \leq 300$$

- K: Comprimento de flambagem (depende das condições das extremidades), quadro (3-12)
- L: Comprimento da barra ou distância entre dois pontos travados.
- r: Raio de giração da seção

3.7.2 Barras Comprimidas

Elementos axialmente comprimidos apresentam distribuição constante de tensões quando são solicitados. O colapso é caracterizado por instabilidade ou flambagem provocadas pela flexão. Elementos sujeitos à compressão são encontrados em sistemas treliçados, travejamentos, sistemas contraventados e comumente pilares de edificações. Os efeitos globais e locais da instabilidade por flambagem podem ser visualizados, respectivamente na figura a seguir:

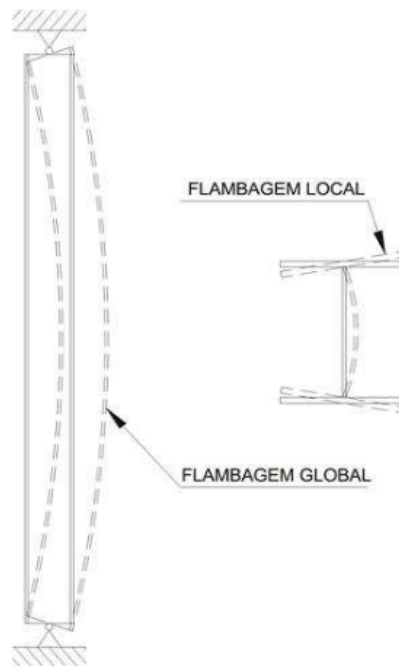


Figura 3-9 Flambagem global e flambagem local.
Fonte: (Chamberlain, et al., 2013)

A instabilidade pode ocorrer entre as extremidades dos elementos, denominada flambagem global, ou se localizar em pontos específicos ao longo da barra, flambagem local. Esta última é caracterizada pelo aparecimento de deslocamentos transversais à chapa, formando ondulações. A esbeltez da chapa é o fator determinante do limite de resistência à flambagem local. A resistência de cálculo de elementos comprimidos, sujeitos à flambagem por flexão e flambagem local, deve atender a seguinte condição:

$$N_{c, Sd} \leq N_{c, Rd}$$

- $N_{c, Sd}$: É a força axial de compressão solicitante de cálculo
- $N_{c, Rd}$: É a força axial de compressão resistente de cálculo

A força axial solicitante de cálculo é a resposta da análise estrutural considerando todos os possíveis estados-limite que a estrutura poderá estar solicitada durante toda sua vida útil. Já a força axial resistente à solicitação axial de compressão, associada aos estados-limite de instabilidade seja por: flexão, torção ou flexo-torção e de flambagem local, deve ser determinada pela equação:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot F_y}{\gamma}$$

- χ : É o fator de redução da força de compressão, associado a flambagem global. Que pode ser encontrado no item 9.7.2 da (ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR14762, 2010)
- A_{ef} : Área efetiva da seção transversal da barra calculada com base em uma das opções: (1) método da largura efetiva (MLE), conforme os itens 9.2.2 e 9.3.3 (ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR14762, 2010); o qual é possível identificar o local do perfil em que ocorre a flambagem e (2) método da seção efetiva (MSE), presente no item 9.7.2 – item b - que aponta se ocorreu ou não flambagem no perfil.
- γ : É o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,20

3.7.3 Barra submetida a flexão simples

a. Início de escoamento da seção efetiva

$$M_{rd} = \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} \text{ com } (\gamma = 1,10)$$

- W_{ef} : É o módulo de resistência elástico da seção efetiva calculado com base nas larguras efetivas dos elementos (MLE), com σ calculada para o estado limite último de escoamento da seção efetiva, item 9.8.2.1, conforme os itens 9.2.2 e 9.3.3 (ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR14762, 2010); ou pelo método da seção efetiva (MSE), presente no item 9.8.2.1 – item b.

b. Flambagem lateral com torção

O momento fletor resistente de cálculo referente à flambagem lateral com torção, tomando-se um trecho compreendido entre seções contidas lateralmente, deve ser calculado por:

$$M_{rd} = \frac{(\chi_{FLT} \cdot W_{c,ef} \cdot f_y)}{\gamma} \text{ com } (\gamma = 1,10)$$

- $W_{c,ef}$: É o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra comprimida, calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, adotando $\sigma = \chi_{FLT} \cdot f_y$, , item 9.8.2.2, conforme os itens 9.2.2 e 9.3.3 (ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR14762, 2010); ou pelo método da seção efetiva (MSE), presente no item 9.8.2.2 – item b.
- χ_{FLT} : Fator de redução associado à flambagem lateral com torção.

3.7.4 Força cortante

A força cortante resistente de cálculo V_{Rd} deve ser calculada por:

a. Para: $\frac{h}{t} \leq 1,08 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot K_v}{f_y}}$

$$V_{rd} = 0,6 \cdot \frac{f_y \cdot h \cdot t}{\gamma} ; \gamma = 1,10$$

b. Para: $1,08 \sqrt{\frac{E \cdot K_v}{f_y}} < \frac{h}{t} \leq 1,40 \sqrt{\frac{E \cdot K_v}{f_y}}$

$$V_{rd} = 0,65 \cdot t^2 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot f_y \cdot E}{\gamma}} ; \gamma = 1,10$$

c. Para: $\frac{h}{t} > 1,40 \sqrt{\frac{E \cdot K_v}{f_y}}$

$$V_{rd} = \left[\frac{0,905 \cdot E \cdot K_v \cdot t^3}{\frac{h}{\gamma}} \right] ; \gamma = 1,10$$

Onde:

- t : é a espessura da alma;
- h : é a largura da alma (altura da parte plana da alma);
- K_v : é o coeficiente de flambagem local por cisalhamento, dado por: Para alma sem enrijecedores transversais: $k_v = 5,34$

3.7.5 Momento fletor e força cortante combinados

Segundo (ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR14762, 2010), barras sem enrijecedores transversais de alma, o momento fletor solicitante de cálculo e a força cortante solicitante de cálculo na mesma seção devem satisfazer à seguinte expressão de interação:

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{0,rd}} \right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{V_{rd}} \right)^2 \leq 1,0$$

- M_{sd} : é o momento fletor solicitante de cálculo;
- $M_{0,rd}$: é o momento fletor resistente de cálculo conforme 3.6.3;
- V_{sd} : é a força cortante solicitante de cálculo;
- V_{rd} : é a força cortante resistente de cálculo conforme 3.6.4.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Materiais

Os materiais utilizados foram: *Softwares* computacionais (Autocad, Excel, SAP 2000); Material didático utilizado durante a graduação; Livros e normas técnicas ABNT.

4.2 Metodologia

4.2.1 Projeto Arquitetônico

O projeto constitui-se de um mezanino com 441,80m², sendo apenas uma parte do projeto completo do edifício escolar, como mostra a figura a seguir.

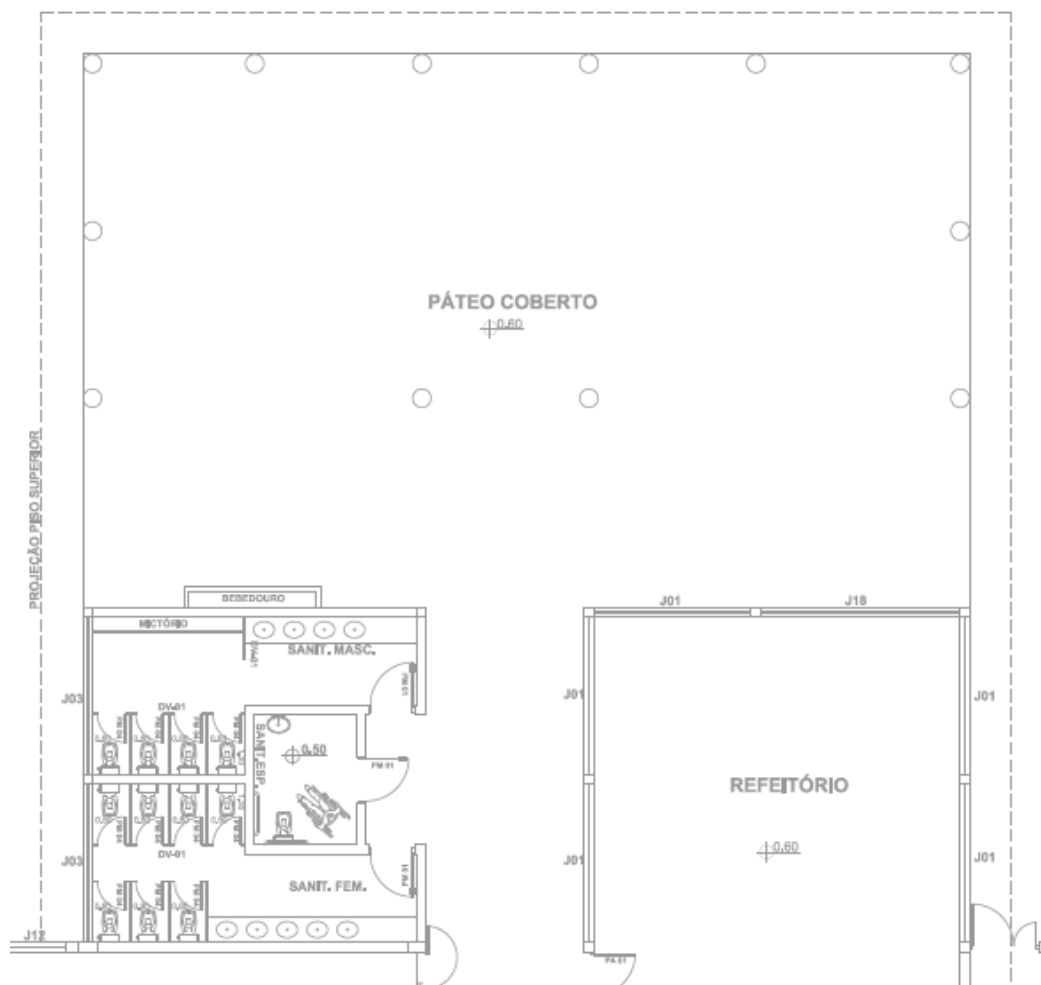


Figura 4-1 Planta Baixa do Mezanino.
Fonte: Autodesk AutoCad 2015

4.2.2 Locação dos pilares

Os pilares foram lançados no software de acordo com as estruturas pré-moldadas dispostas previamente pelo engenheiro projetista, com o intuito de compararmos as mesmas disposições estruturais alterando apenas os tipos de laje.

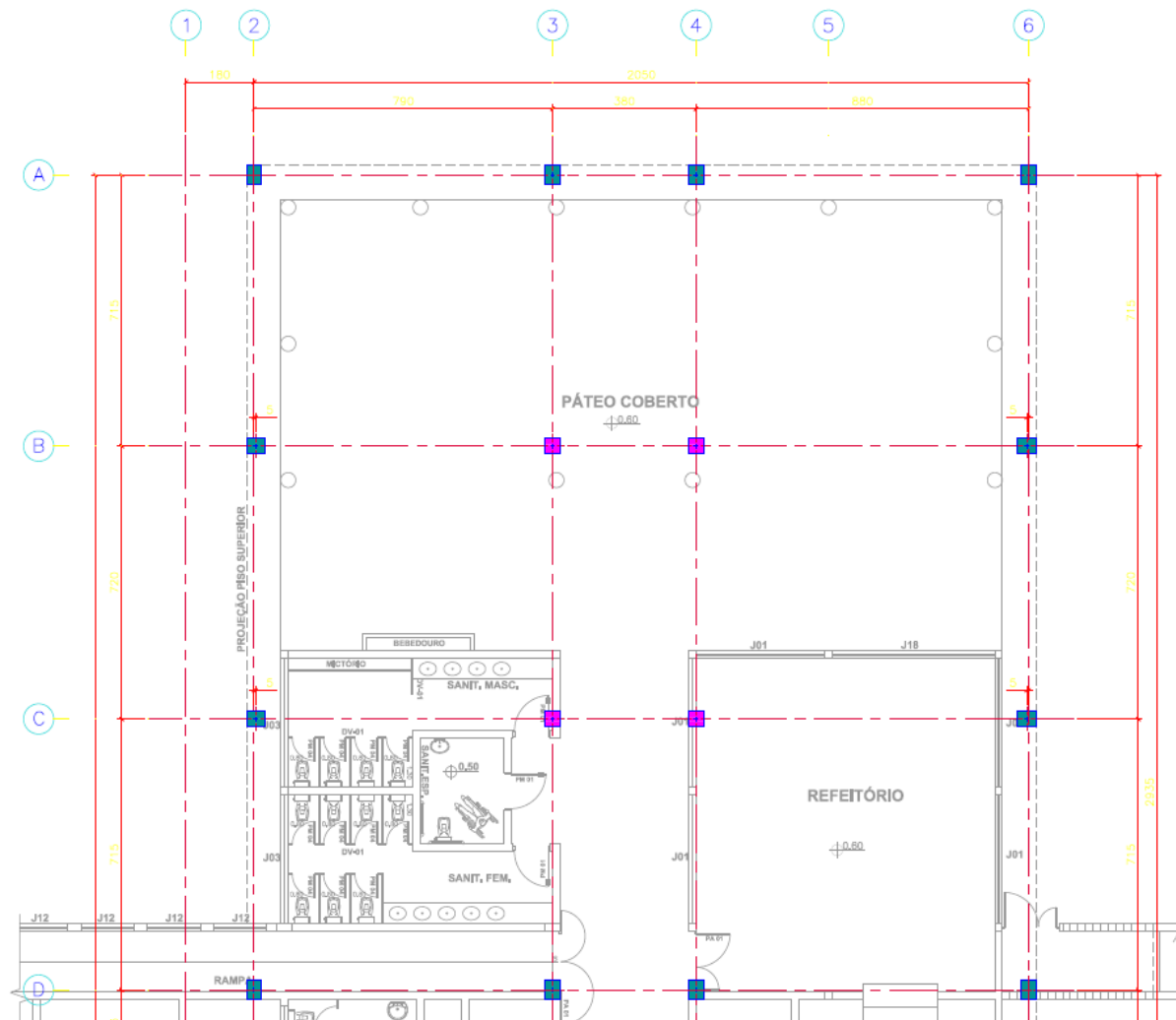


Figura 4-2 Locação dos pilares de acordo com modelo inicial.

Fonte: Autodesk AutoCad 2015

4.2.3 Criação dos materiais

➤ Aço

Para o desenvolvimento do projeto foi admitido o aço A572Gr50, para os pilares e vigas, devido ao fato de que suas características se assemelham as dos perfis padrões nas linhas de produção comerciais do Brasil.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: A572Gr50 [Color: Blue]

Material Type: Steel [Dropdown]

Material Notes: [Modify/Show Notes...]

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7849,0476

Mass per Unit Volume: 800,3801

Units

Units: Kgf, m, C [Dropdown]

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2,039E+10

Poisson's Ratio, U: 0,3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 7,842E+09

Other Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 35153481

Minimum Tensile Stress, Fu: 45699526

Effective Yield Stress, Fye: 38668829

Effective Tensile Stress, Fue: 50269478

☐ Switch To Advanced Property Display

[OK] [Cancel]

Figura 4-3 Propriedades físicas do aço A572 Grau 50.

Fonte: SAP2000

➤ Lajes

Para as lajes foi admitido o concreto com $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, tanto para laje pré-moldada alveolar como laje *steel deck*. Em ambos os casos o peso do material não foi admitido devido ao fato de considerarmos o peso próprio do material nas ações distribuídas na laje.

Figura 4-4 Propriedades físicas do Concreto C30.
Fonte: SAP2000

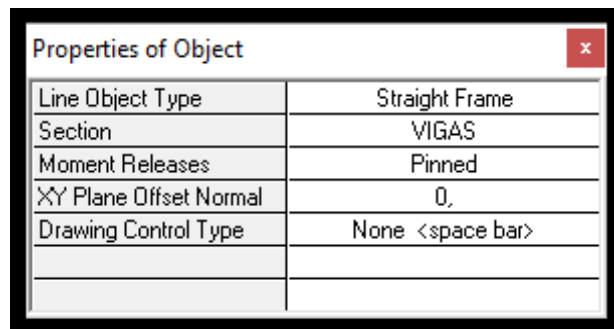
4.2.4 Seções

Para os pilares e vigas foram adotados perfis em aço do tipo “I”, em aço A572Gr50. Enquanto que as lajes foram definidas como elementos em placa, representando tanto as lajes tipo pré-moldada alveolar e *steel deck*.

4.2.5 Elementos Lineares

Durante a etapa de lançamento dos elementos estruturais no software SAP2000, foram criados elementos lineares para as vigas e pilares.

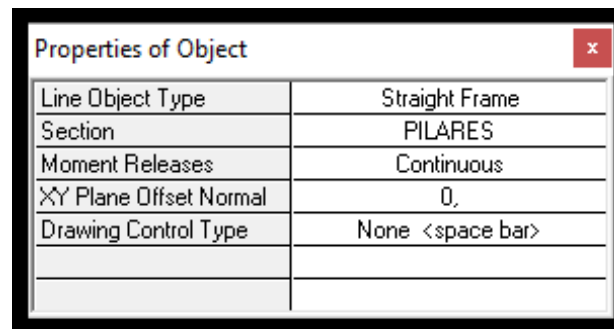
As vigas foram consideradas como elementos rotulados, os quais não transmitem solicitações de momento para os demais elementos estruturais.



Properties of Object	
Line Object Type	Straight Frame
Section	VIGAS
Moment Releases	Pinned
XY Plane Offset Normal	0,
Drawing Control Type	None <space bar>

Figura 4-5 Propriedades das Vigas.
Fonte: SAP2000

Para os pilares foi considerado um elemento contínuo, onde o momento é transferido ao longo dos tramos consecutivos, comportando-se como um elemento único.



Properties of Object	
Line Object Type	Straight Frame
Section	PILARES
Moment Releases	Continuous
XY Plane Offset Normal	0,
Drawing Control Type	None <space bar>

Figura 4-6 Propriedade dos Pilares.
Fonte: SAP2000

4.2.6 Elementos Planos

As lajes alveolares e *steel deck* foram desenhadas como áreas retangulares. Para as lajes do tipo Alveolar, sua concepção estrutural pede a distribuição do carregamento em duas direções. Enquanto que as lajes do tipo *Steel Deck*, distribuem apenas em uma direção.

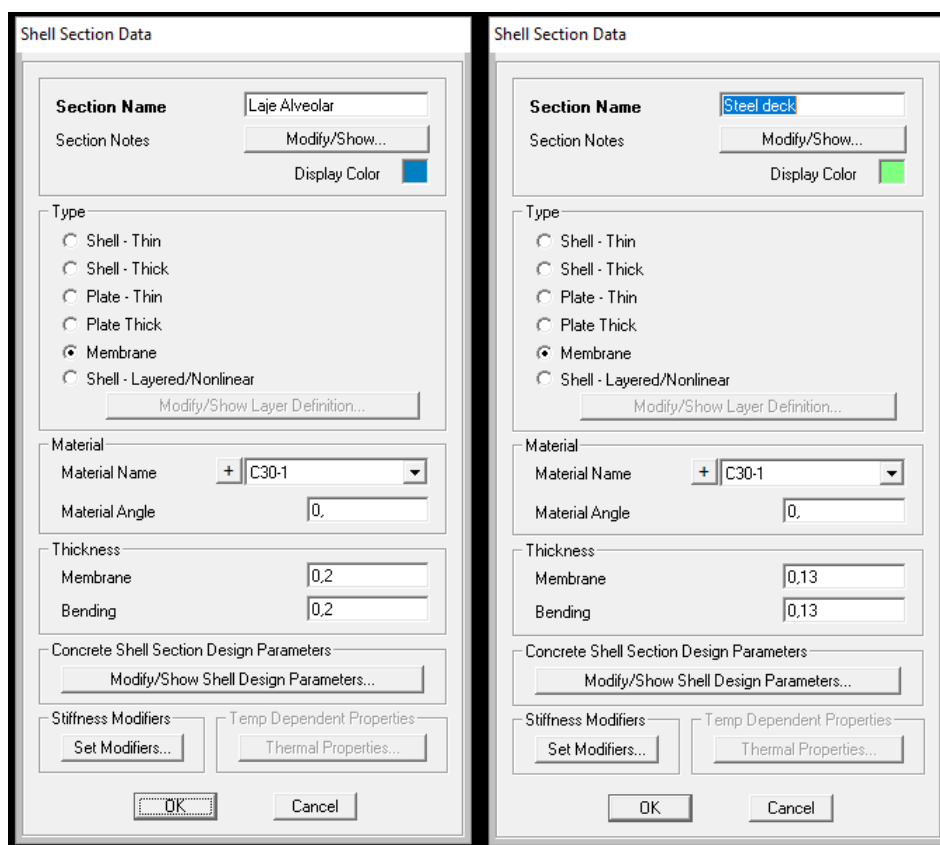


Figura 4-7 Criação das lajes alveolares e *steel deck*.

Fonte: SAP2000

4.2.7 Estrutura

Após o lançamento dos elementos estruturais, o software SAP2000 gerou a estrutura a seguir (figura 4-8).

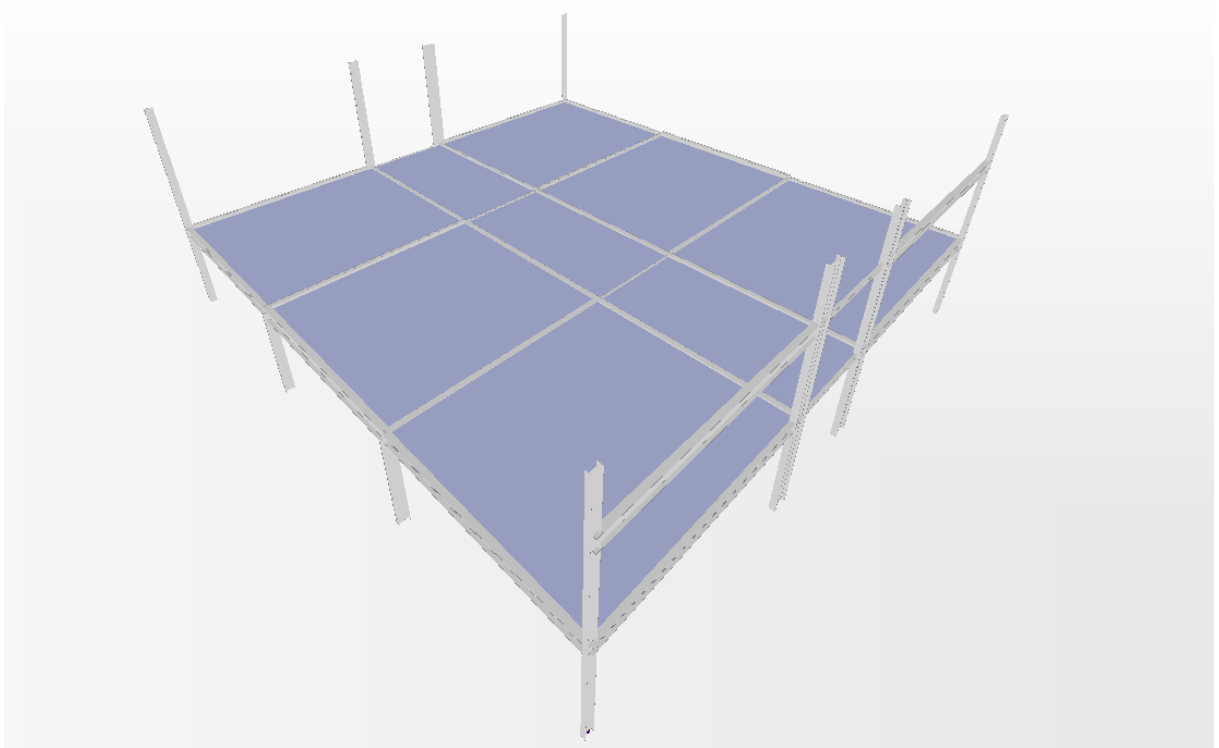


Figura 4-8 Modelo do Mezanino Pronto.

Fonte: (Ribeiro, 2016), (Computers & Structure Inc., 1998)

4.2.8 Ações e combinações

Os valores considerados de carregamento, foram criados levando em consideração o modelo inicial.

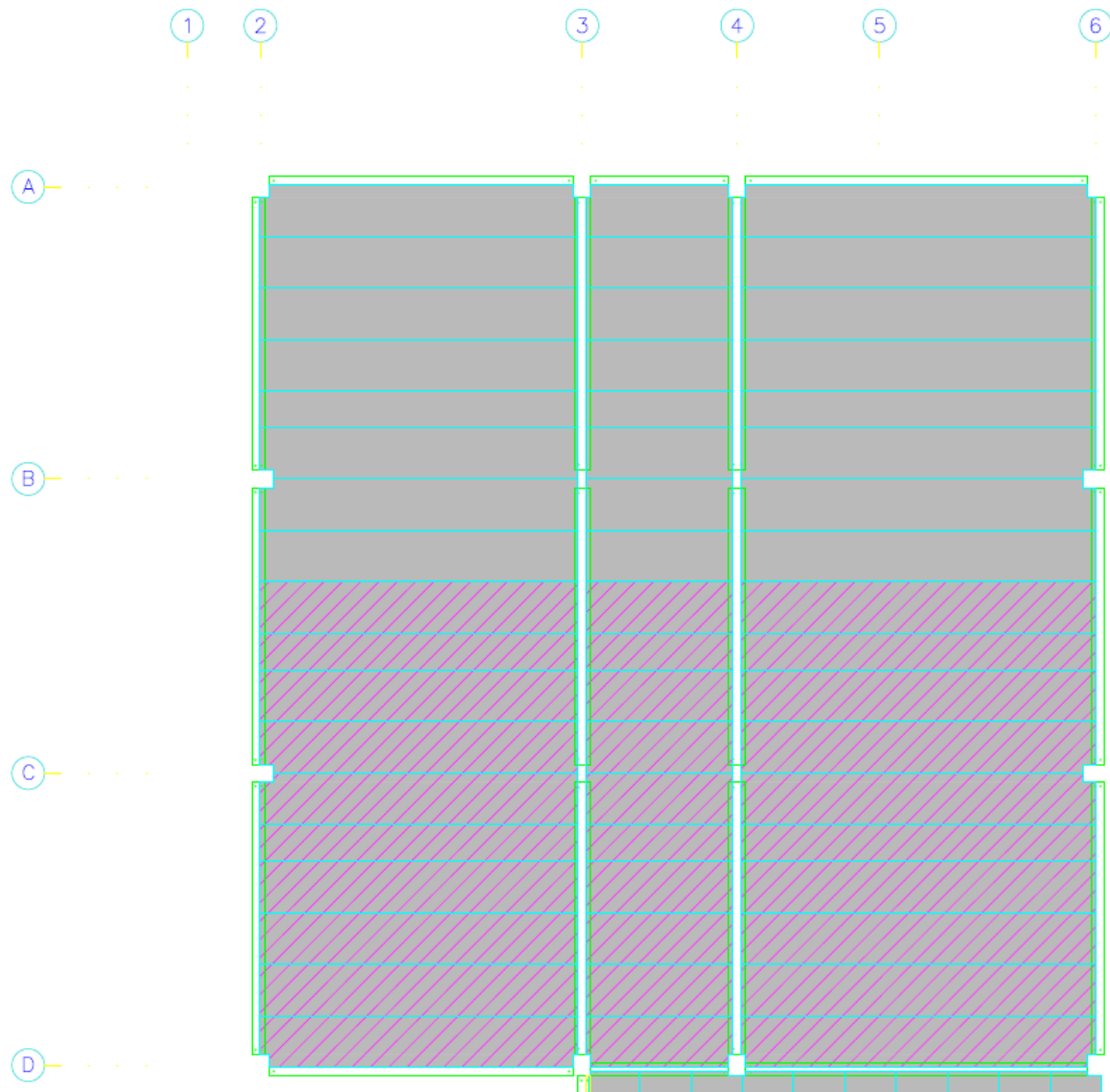


Figura 4-9 Disposição dos carregamentos das lajes.
Fonte: SAP2000

LAJE PRÉ-MOLDADA ALVEOLAR		LAJE MISTA – STEEL DECK	
CARREGAMENTO CONSIDERADO:		CARREGAMENTO CONSIDERADO:	
PESO PRÓPRIO H20	280gf/m ²	PESO PRÓPRIO H13	245Kgf/m ²
CAPEAMENTO (h=5cm MINIMO)	120Kgf/m ²	REVESTIMENTO	100Kgf/m ²
REVESTIMENTO	100Kgf/m ²	CARGA ACIDENTAL	300Kgf/m ²
CARGA ACIDENTAL	300Kgf/m ²		

LAJE H20		LAJE H13	
CARREGAMENTO CONSIDERADO:		CARREGAMENTO CONSIDERADO:	
PESO PRÓPRIO H20	280Kgf/m ²	PESO PRÓPRIO H15	245Kgf/m ²
CAPEAMENTO (h=5cm MINIMO)	120Kgf/m ²	REVESTIMENTO	100Kgf/m ²
REVESTIMENTO	100Kgf/m ²	CARGA ACIDENTAL	300Kgf/m ²
CARGA ACIDENTAL	300Kgf/m ²	CARGA PERMANENTE	200Kgf/m ²
CARGA PERMANENTE	200Kgf/m ²		

Figura 4-10 Carregamentos considerados.
Fonte: SAP2000

A partir disso, as ações consideradas foram: (1) Peso próprio da estrutura metálica (*DEAD*), Sobrecarga de utilização (*LIVE*), Carga permanente (*SUPER DEAD*) e Peso próprio da laje *Steel Deck* ou Alveolar (*DEAD*).

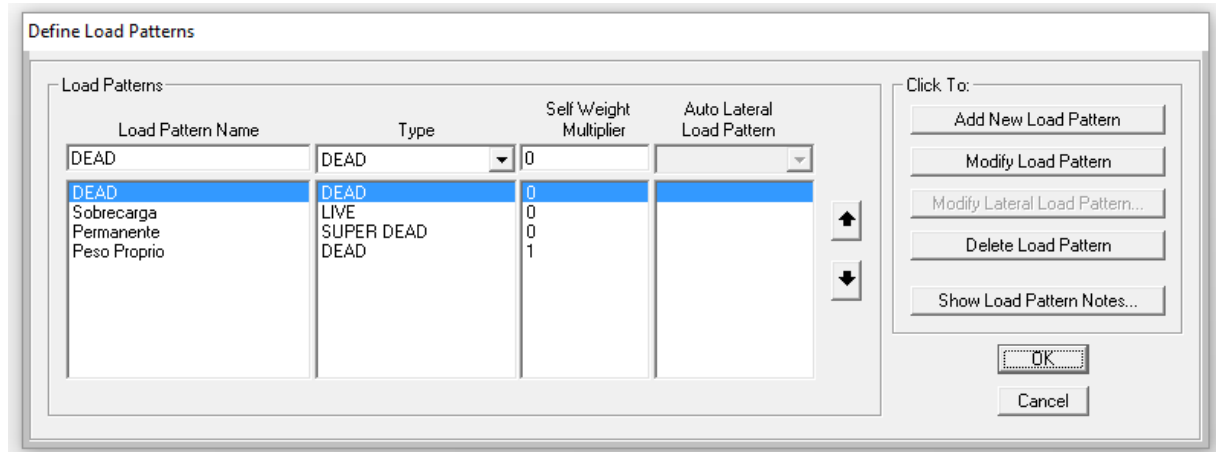


Figura 4-11 Definição dos carregamentos.
Fonte: SAP2000

A partir da definição dos carregamentos, criamos as combinações para os ELS e ELU. Como consideramos apenas uma ação variável, desconsiderando a ação do vento, temos:

$$\text{Combinação (ELU)} = 1,25.DEAD + 1,40.PP + 1,40.PERM + 1,50.SOBRECARGA$$

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated):

Notes:

Load Combination Type:

Options:

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Peso Proprio	Linear Static	1,4
DEAD	Linear Static	1,25
Permanente	Linear Static	1,4
Sobrecarga	Linear Static	1,5
Peso Proprio	Linear Static	1,4

Figura 4-12 Combinação estado limite último.

Fonte: SAP2000

Combinação (ELS) = 1,00.DEAD + 1,00.PP + 1,00.PERM + 1,00.SOBRECARGA

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated):

Notes:

Load Combination Type:

Options:

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.
DEAD	Linear Static	1.
Permanente	Linear Static	1.
Peso Proprio	Linear Static	1.
Sobrecarga	Linear Static	1.

Figura 4-13 Combinação Estado Limite de Serviço.

Fonte: SAP2000

4.2.9 Dimensionamentos

4.2.9.1 Dimensionamento das estruturas em aço

Os dimensionamentos das seções são realizados através de envoltórias, que buscam as maiores solicitações para determinar dentro da lista de possíveis perfis a melhor opção para a seção. Neste caso, não foram feitas padronizações; os perfis adotados foram os gerados pelo software.

4.2.9.2 Dimensionamento da laje pré-moldada alveolar

Para a laje pré-moldada alveolar, foram adotados os carregamentos apresentados na figura (4-10).

a) Cálculo da sobrecarga de utilização da laje.

$$Carga\ utilização = sobrecarga + revestimento$$

$$Carga\ utilização = 300 \frac{kgf}{m^2} + 100 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Carga\ utilização = 400 \frac{kgf}{m^2}$$

b) Largura Efetiva

Considerações:

- O maior vão livre da estrutura vale 8,40 m, considerando pilares com 0,40 m de largura.
- Foi adotada altura da laje igual a 20cm.

Portanto, temos:

$$Largura\ efetiva = L_o + a_1 + a_2$$

Com:

$$a1: \text{menor valor entre } \frac{Lp1}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm e } 0,30.Ht = 6\text{cm}$$

$$a2: \text{menor valor entre } \frac{Lp2}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm e } 0,30.Ht = 6\text{cm}$$

Logo:

$$\text{Largura efetiva} = 840\text{cm} + 6\text{cm} + 6\text{cm}$$

$$\text{Largura efetiva} = 852\text{cm}$$

c) Escolha da Laje Alveolar

Encontrada a largura efetiva no item 4.9.2.1, utilizaremos a tabela de dimensionamento da empresa TATU pré-moldados para escolhermos a laje pré-moldada alveolar.

		VÃOS MÁXIMOS (cm) X CARREGAMENTO (KN/m ²)							
		PA2009606		PA2009608		PA2009610		PA2009610E	
		Sem Capa	Com Capa	Sem Capa	Com Capa	Sem Capa	Com Capa	Sem Capa	Com Capa
SOBRECARGA (KN/m ²)	M.R.U. (KN.m/m)	52,8	68,5	69,6	89,3	86,0	109,3	95,0	120,2
	0,5	956	933	1098	1065	1220	1178	1283	1235
	1,0	891	885	1023	1010	1137	1118	1195	1172
	1,5	838	844	962	963	1069	1066	1124	1118
	2,0	793	808	910	922	1012	1020	1063	1070
	3,0	721	748	828	854	920	945	967	991
	4,0	666	699	765	799	850	884	893	927
	5,0	622	659	714	753	794	833	834	874
	6,0	586	626	672	714	747	790	785	829
	7,0	555	597	637	681	708	754	744	790
	8,0	529	571	607	652	675	721	709	757
	9,0	506	549	581	627	645	693	678	727
	10,0	486	529	557	604	620	668	651	700
	11,0	468	511	537	583	597	645	627	677
	12,0	452	495	518	565	576	625	606	655
	13,0	437	480	502	548	558	606	586	636
	14,0	424	466	487	532	541	589	568	618
	15,0	412	454	473	518	525	573	552	601

Quadro 4-1 Tabela de dimensionamento de laje pré-moldada alveolar.
Fonte: TATU pré-moldados

Após a análise, optamos pelo modelo PA2009619, apresentado a seguir:

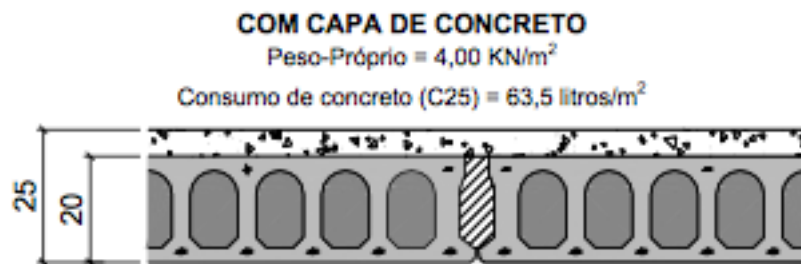


Figura 4-14 Modelo da laje pré-moldada alveolar.

Fonte (TATU Pré-moldados, 2016)

4.2.9.3 Laje Steel Deck

Levando em consideração a sobrecarga de utilização calculada no item 9.2.9.1, dimensionaremos a laje do tipo *steel deck*.

$$\text{Sobrecarga utilização} = 400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

A partir do carregamento calculado e das devidas considerações, utilizaremos o catálogo de dimensionamento Polydeck 59S, fornecido pela empresa (Arcelor Mittal, 2016) apresentado no quadro (4-2).

Considerações:

- Espessura da telha trapezoidal igual a 0,95mm
- Sistema de 2 apoios
- $\text{Sobrecarga utilização} = 392 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}$

Espessura 0,95 mm

SISTEMA 2 APOIOS - Vão máximo sem escora: 2,40 m																
Vão (m)	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	
Espessura da laje (cm)	11	1165	966	814	695	367	291									
	12	1283	1063	896	765	399	316									
	13	1400	1161	978	544	431	340	266								
	14	1518	1258	1061	586	464	365	285								
	15	1636	1357	1143	628	496	390	303								
	16	1755	1455	848	670	529	415	322								
	17	1874	1554	902	713	562	441	341	259							
	18	1993	1652	957	755	595	466	361	273							
	19	2112	1751	1011	798	628	492	380	287							
	20	2232	1356	1066	841	662	517	399	302							
	21	2351	1426	1121	884	695	543	419	316							
	22	2471	1497	1177	927	729	569	438	330							
	23	2591	1568	1232	970	762	595	458	344							
	24	2711	1639	1287	1013	796	621	477	359	260						
	25	2831	1710	1343	1057	830	647	497	373	270						

☐ Sem escoramento ☒ Com escoramento As tabelas de sobrecargas levam em consideração uma flecha de l/350 na utilização (limitação da flecha de montagem a l/240).

Quadro 4-2 Quadro de dimensionamento da laje do tipo *steel deck*.
Fonte: (Arcelor Mittal, 2016)

Após a análise da tabela de dimensionamento foi obtida: Uma laje com espessura de 13cm e um vão máximo com escoras de 2,80m. Desse modo, podemos analisar as características da estrutura conforme o quadro (4-3).

Espessura da laje (cm)			11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Consumo de Concreto (m³/m²)			0,077	0,087	0,097	0,107	0,117	0,127	0,137	0,147	0,157	0,167	0,177	0,187	0,197	0,207	0,217
Peso próprio da laje (Kg/m²)	Espessura da chapa	0,80 mm	194	218	242	266	290	314	338	362	386	410	434	458	482	506	530
		0,95 mm	197	221	245	269	293	317	341	365	389	413	437	461	485	509	533
		1,25 mm	199	223	247	271	295	319	343	367	391	415	439	463	487	511	535

Quadro 4-3 Peso próprio e consumo de concreto para laje Polydeck59S.
Fonte: Arcelor Mittal

Resultando em:

$$\text{Consumo de concreto} = 0,097 \frac{m^3}{m^2}$$

$$\text{Peso próprio da laje} = 245 \frac{kg}{m^2}$$

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Estrutura em aço

A partir das combinações entre as ações referentes ao uso da estrutura, foram dimensionados dois modelos: (1) Aço e laje pré-moldada alveolar e (2) Aço e *steel deck*; feito isto o próprio software SAP2000, apresenta a lista de perfis utilizados em ambos os casos.

TABLE: Material List 1 - By Section Property				
Section	Object Type	Num Pieces	Total Length	Total Weight
Text	Text	Unitless	m	Kgf
W150X13	Frame	5	19	243,09
W150X24	Frame	1	3,4	81,66
W200X22.5	Frame	2	6,8	152,65
W200X26.6	Frame	13	94,2	2506,5
W250X32.7	Frame	2	11,875	390,54
W250X38.5	Frame	1	3,4	131,03
W360X51	Frame	2	16,95	858,12
W360X64	Frame	9	67,85	4329,7
W360X72	Frame	1	7,15	510,7
W410X60	Frame	6	44,4	2652,07
W310X38.7	Frame	1	8,475	328,61
Total Weight (Kgf)				12.184,67

Quadro 5-1 Relação de perfis para o dimensionamento com laje tipo alveolar.
Fonte: SAP2000

TABLE: Material List 2 - By Section Property				
Section	Object Type	Num Pieces	Total Length	Total Weight
Text	Text	Unitless	m	Kgf
W150X13	Frame	4	15,2	194,47
W200X15	Frame	1	3,8	56,97
W200X26.6	Frame	5	37,3	992,49
W200X31.3	Frame	1	8,475	264,09
W250X32.7	Frame	3	15,275	502,36
W250X38.5	Frame	2	6,8	262,06
W310X52	Frame	3	22,2	1158,75
W360X51	Frame	1	3,4	172,13
W360X64	Frame	8	64,7	4128,69
W360X79	Frame	1	8,8	697,62
W410X53	Frame	1	3,4	182,54
W410X60	Frame	6	45,2	2699,85
W310X44.5	Frame	7	48,95	2178,48
Total Weight (Kgf)				13.490,50

Quadro 5-2 Relação de perfis para o dimensionamento com laje tipo *steel deck*.

Fonte: SAP2000

A partir dos quadros apresentados (5-1) e (5-2), podemos criar a composição do custo da estrutura metálica disposto no quadro (5-3) a seguir:

Unid.	Descrição	Rend.	Preço unitário	Preço Insumo
Kg	Aço laminado A 572 Grau 50, em perfis, ASTM A 572, peças simples, para aplicações estruturais.	1,05	R\$2,40	R\$2,52
l	Primer de secagem rápida, formulado com resinas e fosfato de zinco.	0,05	R\$13,31	R\$0,67
H	Equipamentos e elementos auxiliares para soldagem elétrica.	0,015	R\$7,01	R\$0,11
H	Montador de estruturas metálicas.	0,023	R\$18,71	R\$0,43
H	Ajudante de montador de estruturas metálicas.	0,023	R\$15,11	R\$0,35
%	Custos diretos complementares	2	R\$4,08	R\$0,08
Custo de manutenção decenal: R\$ 0,12 nos primeiros 10 anos.		Total (R\$/kg):		4,16

Quadro 5-3 Composição do custo das estruturas metálicas.

Fonte: Gerador de custo CYPE

Com isto, podemos calcular o custo das estruturas em aço para cada caso.

(1) Aço e laje pré-moldada alveolar:

$$Custo = 4,16 \frac{reais}{kg} \cdot 12.184,67 kg$$

$$Custo = R\$ 50.688,23 reais$$

(2) Aço e steel deck:

$$Custo = 4,16 \frac{reais}{kg} \cdot 13.490,50 kg$$

$$Custo = R\$ 56.120,48 reais$$

5.2 Laje Pré-moldada Alveolar

A partir do dimensionamento 4.2.9.1, foi criada a composição de custos para a laje pré-moldada alveolar apresentada pelo quadro (5-4).

Unid.	Descrição	Rend.	Preço unitário	Preço Insumo
m ²	Painel alveolar pré-fabricado de concreto protendido de 20 cm de altura e 120 cm de largura, com junta lateral aberta superiormente, momento fletor resistente de 40 kN·m por m de largura.	1	R\$77,09	R\$77,09
kg	Aço laminado A 572 Grau 42, em perfis laminados a quente, segundo ASTM A 572, peças simples, para aplicações estruturais.	1	R\$2,30	R\$2,30
m	Pranchão de madeira de pinho, de 20x7,2 cm.	0,04	R\$10,03	R\$0,40
kg	Pregos de aço.	0,045	R\$2,97	R\$0,13
Un	Escora metálica telescópica, até 4 m de altura.	0,013	R\$41,97	R\$0,55
kg	Aço em barras nervuradas, CA-50, diâmetros vários, segundo ABNT NBR 7480.	4	R\$3,89	R\$15,56
m ³	Concreto C30 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 0, consistência S100, dosado em central, segundo ABNT NBR 8953.	0,01	R\$362,00	R\$3,62
h	Guindaste móvel de braço telescópico com uma capacidade de elevação de 30 t e 27 m de altura máxima de trabalho.	0,186	R\$151,41	R\$28,16
h	Caminhão bomba estacionado na obra, para bombeamento de concreto. Inclusive parte proporcional de deslocamento.	0,001	R\$384,47	R\$0,38
h	Montador de estruturas pré-fabricadas de concreto.	0,329	R\$18,71	R\$6,16
h	Ajudante de montador de estruturas pré-fabricadas de concreto.	0,329	R\$15,11	R\$4,97
%	Custos diretos complementares	2	R\$139,32	R\$2,79
Custo de manutenção decenal: R\$ 11,37 nos primeiros 10 anos.		Total (R\$/m²):		R\$142,11

Quadro 5-4 Composição de custo das lajes pré-moldadas alveolares.
Fonte: Gerador de custo CYPE

Com isso, obtemos:

$$\text{Custo da laje alveolar} = 142,11 \frac{\text{reais}}{\text{m}^2} \cdot 441,80 \text{ m}^2$$

$$\text{Custo da laje alveolar} = \text{R\$ } 62.784,20 \text{ reais}$$

5.3 Laje Steel Deck

De acordo com o dimensionamento 4.2.9.2, foi construído com o gerador de custo CYPE apresentado no quadro a seguir:

Unid.	Descrição	Rend.	Preço unitário	Preço Insumo
m ²	Perfil de chapa de aço galvanizado com forma trapezoidal, de 0,8 mm de espessura, 59 mm de altura do perfil e 210 mm de distância entre-eixos, 9 a 10 kg/m ² e um momento de inércia de 50 a 60 cm ⁴ . Inclusive parafusos autoperfurantes rosca-chapa para fixação das chapas.	1,05	R\$44,23	R\$46,44
Un	Separador certificado para lajes.	3	R\$0,17	R\$0,51
kg	Aço em barras nervuradas, CA-50, diâmetros vários, segundo ABNT NBR 7480.	1,05	R\$3,89	R\$4,08
kg	Arame galvanizado para atar, de 1,30 mm de diâmetro.	0,029	R\$2,51	R\$0,07
m ²	Tela eletrossoldada Q 138 10x10 cm, com fios longitudinais de 4,2 mm de diâmetro e fios transversais de 4,2 mm de diâmetro, aço CA-60, segundo ABNT NBR 7481.	1,15	R\$12,09	R\$13,90
m ³	Concreto C30 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, consistência S100, dosado em central, segundo ABNT NBR 8953.	0,097	R\$351,45	R\$34,09
Un	Conector de aço galvanizado com cabeça de disco, de 19 mm de diâmetro e 80 mm de altura, para fixar a estrutura de aço através da solda à chapa colaborante.	10	R\$7,57	R\$75,70
l	Agente filmógeno para cura de concretos e argamassas.	0,15	R\$4,43	R\$0,66
h	Equipamentos e elementos auxiliares para solda de conectores.	0,504	R\$39,72	R\$20,02
h	Montador de estruturas metálicas.	0,704	R\$18,71	R\$13,17
h	Ajudante de montador de estruturas metálicas.	0,273	R\$15,11	R\$4,13
h	Armador.	0,039	R\$18,71	R\$0,73
h	Ajudante de armador.	0,038	R\$15,11	R\$0,57
h	Auxiliar de serviços gerais.	0,11	R\$12,05	R\$1,33
h	Oficial de trabalhos de concretagem.	0,023	R\$18,71	R\$0,43
h	Ajudante de trabalhos concretagem.	0,094	R\$15,11	R\$1,42
%	Custos diretos complementares	2	R\$217,25	R\$4,35
Custo de manutenção decenal: R\$ 13,30 nos primeiros 10 anos.		Total(R\$/m²):		R\$221,60

Quadro 5-5 Composição de custo para laje Steel Deck.
Fonte: Gerador de custo CYPE

Assim, temos:

$$\text{Custo da laje steel deck} = 221,60 \frac{\text{reais}}{\text{m}^2} \cdot 441,80 \text{ m}^2$$

$$\text{Custo da laje steel deck} = \text{R\$ } 97.902,9 \text{ reais}$$

5.4 Somatória de custos

(1) Aço e laje alveolar:

$$\text{Custo total (1)} = \text{Custo da Aço} + \text{Custo da laje alveolar}$$

$$\text{Custo total (1)} = \text{R\$ } 50.688,23 \text{ reais} + \text{R\$ } 62.784,20 \text{ reais}$$

$$\text{Custo total (1)} = \text{R\$ } 113.472,43 \text{ reais}$$

(2) Aço e Steel deck:

$$\text{Custo total (2)} = \text{Custo da Aço} + \text{Custo da steel deck}$$

$$\text{Custo total (2)} = \text{R\$ } 56.120,48 \text{ reais} + \text{R\$ } 97.902,9 \text{ reais}$$

$$\text{Custo total (2)} = \text{R\$ } 154.023,38 \text{ reais}$$

6 CONCLUSÃO

A partir dos resultados obtidos, podemos concluir que ambas as estruturas são viáveis do ponto de vista estrutural. Contudo podemos destacar que apesar do maior peso próprio da laje pré-moldada ela gerou uma estrutura de aço mais leve, ou seja, melhor distribuiu os carregamentos quando comparado com a laje *steel deck*.

Durante a análise do custo das estruturas, foram consideradas padronizações dos materiais, de modo a diminuir o número de variáveis envolvidas nos modelos.

Poderiam ser realizadas compatibilizações de projeto, aprimorando a eficiência do comparativo quanto ao seu custo total.

Contudo, conclui-se que a composição da estrutura em aço com a laje alveolar é economicamente mais viável que a mesma estrutura com a laje *steel deck*, na ordem de 25%.

Com isso, é importante ressaltar a continuidade do estudo do aço, das estruturas mistas e as pré-moldadas pouco utilizadas na construção de obras no Brasil; devido ao alto desempenho dos materiais utilizados, da facilidade de montagem, profissionalização das construções e principalmente a velocidade da execução das obras.

7 REFERÊNCIAS

- ABECE - Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural. 2010.** [Online] 2010. <http://site.abece.com.br/download/pdf/FolderExecucao10.12.pdf>.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9062. 2001.** *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro : s.n., 2001.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR14762. 2010.** *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio*. Rio de Janeiro : s.n., 2010.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR6118. 2014.** *Projeto de estruturas de concreto: procedimento*. Rio de Janeiro : s.n., 2014.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR8800. 2008.** *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro : s.n., 2008.
- Afonso, A. A. and Fleury, N. 2007.** Para conhecimento – história da engenharia. [Online] 2007. <https://alexronald.wordpress.com/?s=Para+conhecimento+-+história+da+engenharia>.
- Alva, G. M. S. 2000.** *Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto*. São Carlos : s.n., 2000.
- Arcelor Mittal. 2016.** *Catálogo Técnico: Telha Forma Colaborante Polydeck 59S*. São Paulo : s.n., 2016.
- Bazzo, W. A. and Pereira, L. T. V. 2000.** *Introdução a engenharia*. Florianópolis : s.n., 2000.
- Bellei, H., Pinho, F. O. and M., Pinho. 2004.** *Edifícios de Múltiplos Andares em Aço*. São Paulo : Pini, 2004.
- Brendolan, G. 2007.** *Análise do comportamento e da resistência de um sistema de lajes com forma de aço incorporada*. Belo Horizonte : s.n., 2007.
- Campos, P. C. 2001.** *Efeito da continuidade no comportamento e na resistência de lajes mistas com forma de aço incorporada*. Belo Horizonte : s.n., 2001.
- Carvalho, R. C., & Pinheiro, L. M. 2009.** *Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado*. São Paulo : Pini, 2009.
- Chamberlain, Z., Ficanha, R. and Fabeane, R. 2013.** *Estruturas em Aço*. Rio de Janeiro : s.n., 2013.
- Computers & Structure Inc. 1998.** *SAP 2000 - Integrated Finite Element Analysis and Design of Structure*. Berkeley : s.n., 1998.

CYPE Ingenieros, S.A. . Gerador de preços para construção civil. Brasil. *CYPE Ingenieros*. [Online] <http://www.brasil.geradordeprecos.info>.

El Beck, S. 2016. *Aconselhamento Técnico*. Jundiaí : s.n., 2016.

Lemos, P. P. 2013. *Sistema de lajes mistas steel deck: análise comparativa com o sistema de lajes zero em concreto armado*. Porto Alegre : s.n., 2013.

Pinheiro, A. 2005. *Estruturas Metálicas - Cálculos, Detalhes, Exercícios e Projetos*. São Paulo : s.n., 2005.

Pinheiro, L., Muzardo, C., Santos, S. 2003. *Lajes Maciças*. São Carlos : s.n., 2003.

Pinheiro, L., Muzardo, C., Santos, S. 2003. *Vigas - Capítulo 15*. São Carlos : s.n., 2003.

Pinheiro, L., Scadelai, M. 2003. *Estruturas de concreto, capítulo 16*. São Carlos : s.n., 2003.

Pinho, O. M. 2005. *IBS/CBCA - Transporte e Montagem*. Rio de Janeiro : s.n., 2005.

Revel, M. 1973. *La prefabricacion em la construccion*. 1973.

Revista Exame. 2012. *Revista Exame. Exame.* [Online] 2012. <http://exame.abril.com.br/economia/os-10-maiores-produtores-de-aco-do-mundo/>.

Ribeiro, D. C. 2016. *Estrutura Criada Através do Software SAP2000*. Botucatu : s.n., 2016.

Serra, S.M.B., Ferreira, M.de A., Pigozzo, B. N. 2005. *Evolução dos Pré-fabricados de Concreto*. São Carlos : s.n., 2005.

Silva, L. 2012. *História das Engenharias e Evolução da Construção Civil*. Ebah. [Online] 2012. <http://www.ebah.com.br/content/ABAAAgIRMAAB/historia-das-engenharias-evolucao-engenharia-civil>.

TATU Pré-moldados. 2016. [Online] 2016. http://www.tatu.com.br/pdf_novo/lajes_alveolares.pdf.

Telles, S. 1984. *História da engenharia no Brasil*. Rio de Janeiro : s.n., 1984.

Vasconcellos, A. C. 2002. *O Concreto no Brasil: pré-fabricação, monumentos, fundações*. São Paulo : s.n., 2002. Vol. 3.